



## DIRECTION DE L'ÉQUIPEMENT

Mission de maîtrise d'œuvre pour  
l'aménagement de la rivière PIPINE au  
PK 5.7 – Commune d'Arue

### **Rapport de mission HYDRAU**

016 45844 | mai 2020 | v2





5 Chemin des Gorges de  
Cabriès  
13127 Vitrolles  
Email : [hydra@hydra.setec.fr](mailto:hydra@hydra.setec.fr)  
T : 04 86 15 62 50

Directeur d'affaire : OVE  
Responsable d'affaire :  
N°affaire : 45844  
Fichier : SETEC\_H2O-  
RAPPORT\_MISSION\_HYDRAU\_PIPINE\_ind2.docx

Version (interne)	Date	Etabli par	Vérfié par	Nb pages	Observations / Visa
1	31/03/2020	HAU	MVH/OVE	84	Création du document
2	24/04/2020	MVH/H AU	OVE	87	Prise en compte des remarques de H2O Ingénierie
3	11/05/2020	MVH/H AU	OVE	90	Modifications suite au retour du client le 07/05/20

## TABLE DES MATIÈRES

1	CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE .....	7
1.1	Contexte de l'étude.....	7
1.2	Objectif de la mission.....	9
1.3	Synthèse des études antérieures sur le secteur d'étude .....	10
1.3.1	PPRi .....	10
1.3.2	Étude hydraulique préliminaire - Vaiad - 2015.....	10
1.3.3	Aménagement de la rivière Pipine - AVP - H2O Ingénierie - 2017 .....	13
1.3.4	Caractéristiques du bassin versant.....	16
1.3.5	Description du cours d'eau sur le secteur d'étude.....	17
1.3.6	Evolution de la topographie du lit mineur.....	26
1.4	Analyse hydrologique .....	38
1.4.1	Stations hydrométriques disponibles .....	38
1.4.2	Données pluviométriques.....	39
1.4.3	Détermination des débits de pointe .....	40
1.4.4	Hydrogrammes de crue.....	43
1.4.5	Evènements historiques.....	45
1.5	Analyse hydromorphologique.....	47
1.5.1	Sectorisation par tronçons homogènes .....	47
1.5.2	Principes et méthodologie pour la quantification du transit sédimentaire .....	54
1.5.3	Quantification du transit sédimentaire sur la Pipine.....	57
2	MODELISATION HYDRAULIQUE.....	60
2.1	Présentation du logiciel de modélisation.....	60
2.2	Modèle hydraulique .....	60
2.2.1	Structure du modèle .....	60
2.2.2	Données hydrologiques d'entrée .....	67
2.2.3	Calage du modèle .....	68
2.3	Analyse des conditions d'écoulement en état actuel .....	69
2.3.1	Crue centennale (T = 100 ans) .....	69
2.3.2	Crue cinquennale (T= 50 ans) .....	73
2.3.3	Crue vingtennale (T=20 ans) .....	76
2.3.4	Crue décennale (T=10 ans) .....	80
2.4	Diagnostic capacitaire.....	83
2.4.1	Amont Route De Ceinture .....	83
2.4.2	Dalot sous la Route De Ceinture.....	84

2.4.3	Aval Route De Ceinture .....	86
3	BILAN DE L'ETAT INITIAL .....	87

## TABLE DES ILLUSTRATIONS

<i>Figure 1-1 : Localisation de la zone d'étude</i>	7
Figure 1-2 : Localisation de la rivière Pipine et de la commune d'Arue	8
Figure 1-3 : PPRi sur la commune d'Arue – Juin 2010 – Non approuvé	10
Figure 1-4: Diagnostic capacitaire de la Pipine – Rapport hydraulique VAIAD 2015	12
<i>Figure 1-5 : Proposition d'aménagement de l'AVP 2017</i>	14
Figure 1-6 : Plan AVP proposé par H20 - 2017Caractéristiques de la rivière Pipine	15
<i>Figure 1-7 : Localisation du bassin versant et de la rivière Pipine</i>	16
Figure 1-8 : Cours d'eau sur la zone d'étude	17
Figure 1-9 : Rivière Pipine sur la partie amont du secteur d'étude (source photo mission terrain hydratec 2019)	19
Figure 1-10 : Tronçon en amont de la RDC (photo terrain hydratec 2019)	19
Figure 1-11 : Tronçon habité en amont de la RDC	20
Figure 1-12 : Ouvrages sur tronçon habité en amont de la RDC (source photos AVP 2019 et mission terrain hydratec 2019)	20
Figure 1-13 : Ouvrage d'entrée du dalot sous rond-point (photo hydratec 2019 à gauche et H20 2017 à droite)	21
<i>Figure 1-14 : Tronçons couverts et aval RDC de la Pipine</i>	21
Figure 1-15 : Difffluence Bras principal – bras de décharge (source AVP H20 – 2017)	22
Figure 1-16 : Dépôts importants et embâcles au droit de la difffluence (source photoVAIAD – 2015)	22
Figure 1-17 : Fort engravement sous l'ouvrage en sortie du dalot principal (photo à gauche source VAIAD – 2015 et à droite H20 - 2020)	23
Figure 1-18 : Bras de décharge de la rivière Pipine et débouché en mer (en haut source photos VAIAD 2015 et en bas mission terrain H20-2020)	23
Figure 1-19 : Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage sous la RDC	24
Figure 1-20 : Photos ouvrages sur tronçon aval RDC (source AVP 2017 et mission terrain hydratec 2019)	26
Figure 1-21 : Profil en long rivière Pipine – Levés 2019 -Evolution de la topographie du lit de la Pipine entre 2015 et 2019	27
Figure 1-22 : Comparaison des profils en long entre 2015 et 2019	29
Figure 1-23 : Identification des zones d'évolution du lit mineur	31
Figure 1-24 Aval du bras de décharge, planche 1, topographie de 2019	32
Figure 11-25 : Aval du bras de décharge, planche 1, topographie de 2015	32
Figure 1-26 : Section en amont de l'ouvrage de la RDC, planche 3, topographie de 2015	33
Figure 1-27Section en amont de l'ouvrage de la RDC, planche 2, topographie de 2019	33
Figure 1-28 : Profil en travers P21, topographie de 2015	34

Figure 1-29 Profil en travers P12, topographie de 2019	34
Figure 1-30 Zone en amont des habitations, planche 4, topographie de 2019	35
Figure 1-31 Zone en amont des habitations, planche 3, topographie de 2019	35
Figure 1-32 : Comparaison topographies 2015 et 2019 – Zone A	36
Figure 1-33 : Comparaison topographies 2015 et 2019 – Zone B	37
<i>Figure 1-34: Localisation du bassin versant de Tuauru</i>	38
Figure 1-35 : Hydrogramme de crue, enregistré à la station de Tuauru – Janvier 2017	43
Figure 1-36 : Hyétogramme pluie de projet – T = 10 ans	44
Figure 1-37 : Hydrogrammes crues de projet – T=10, 20, 50 et 100 ans	44
Figure 1-38 : Localisation des tronçons homogènes	53
Figure 1-39: indice de Tri (So)	55
Figure 1-40: Fraction volumique de taille sur la Pipine	58
Figure 1-41 : courbes granulométriques moyennées des 3 échantillons	59
Figure 2-1 : Vue d'ensemble du modèle hydraulique de la rivière Pipine	61
Figure 2-2 : localisation des données utilisées pour la création du modèle	63
Figure 2-3 : Modélisation du lit mineur au moyen de profils en travers sur Hydra	64
Figure 2-4 : Maillage 2D en lit majeur et couplage avec le 1D	65
Figure 2-5 : Phénomène de dépôts et d'embâcle au droit de la diffluence sous la RDC (source photo VAIAD – 2015)	66
Figure 2-6 : Principe de prise en compte des embâcles au droit des ouvrages	67
Figure 2-7 : PPRI sur la Pipine de 2010	70
Figure 2-8 : Résultat simulation crue centennale – Etat actuel	71
Figure 2-9 : Ligne d'eau Q100 – Etat initial	72
Figure 2-10 : Résultat simulation crue cinquantiennale – Etat actuel	74
Figure 2-11 : ligne d'eau Q50 – Etat initial	75
Figure 2-12 : Résultat simulation crue vingtennale – Etat actuel	78
Figure 2-13 : Ligne d'eau Q20 - Etat initial	79
Figure 2-14 : Résultat simulation crue décennale – Etat actuel	81
Figure 2-15 : Ligne d'eau Q10 – Etat initial	82
Figure 2-16 : Fonctionnement hydraulique du dalot et de la diffluence – résultats avec 25% d'obstruction	85
Figure 2-17 : Fonctionnement hydraulique de la diffluence – conditions VAIAD – résultats de la modélisation avec 25% d'obstruction des ouvrages	85
Figure 2-18 : Mise en évidence de l'inondation par l'aval liée à l'OH4 – Ligne d'eau modélisée pour la crue 20 ans	86
Figure 3-1 : Synthèse du diagnostic	89

# 1 CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE

## 1.1 CONTEXTE DE L'ETUDE

La présente étude est réalisée dans le cadre de *la mission de maîtrise d'œuvre pour l'aménagement de la rivière Pipine au PK 5,7* de la commune d'Arue, pour le compte du Ministère de l'Équipement et des transports terrestres.

La commune d'Arue se situe au nord de l'île de Tahiti, à l'Est de Papeete et à l'ouest de Mahina. Elle a une superficie de 15,60km<sup>2</sup>, et compte 10 243 habitants (2017). La commune est majoritairement urbanisée au niveau de sa bordure littorale ouest. Les enjeux présents au droit du projet sont relativement importants. Ils se caractérisent par la présence d'habitats individuels et collectifs, de commerce, et de bâtis administratifs.

La commune d'Arue a connu plusieurs épisodes pluvieux intenses ayant conduit à l'inondation d'une partie de son territoire.



Figure 1-1 : Localisation de la zone d'étude

La rivière Pipine draine un bassin versant de 1,4 km<sup>2</sup>. Elle prend source dans les hauts de la commune d'Arue et traverse celle-ci pour venir se jeter dans le lagon au nord de l'île.



Ce cours d'eau connaît des dysfonctionnements hydrauliques étant, en partie, à l'origine de ces inondations, et ce, particulièrement en amont de sa partie canalisée, au niveau de la mairie d'Arue. De ce fait, la direction de l'Équipement et des Transports terrestres souhaite engager des travaux dans le lit mineur du cours d'eau afin de limiter les inondations.



Figure 1-2 : Localisation de la rivière Pipine et de la commune d'Arue



## 1.2 OBJECTIF DE LA MISSION

Une étude préliminaire a été réalisée par Vaiad en 2015, suivi d'une étude AVP par le bureau d'étude H2O Ingénierie en 2017. De cette dernière ont découlé des propositions d'aménagements. Les ouvrages proposés, composés pour certains de mur digue de 2m de haut et comprenant un ouvrage double fonction écrêtement et dégravement, n'ont pas été retenus du fait du manque d'encadrement législatif, et des risques associés à la création de ces ouvrages. La phase AVP du projet a donc été relancée en février 2019, avec les bureaux d'études H2O en tant que mandataire, et Setec Hydratec comme co-traitant.

Les objectifs principaux de cette mission sont la diminution des inondations et de l'érosion du secteur d'étude par la réalisation d'aménagements hydrauliques adéquats, ainsi que le redimensionnement d'ouvrages existants.

La mission HYDRAU, consiste en la réalisation des éléments suivants :

- Synthèse des données et études antérieures
- Expertise hydrogéomorphologie et transport solide,
- Modélisation hydraulique 2D en état initial et en état projet
- Cartographies d'aléas,
- Intervention dans l'étude de la conception de solution d'aménagement,
- Analyse des risques et de la faisabilité.  
Caractérisation de l'État actuel

## 1.3 SYNTHÈSE DES ÉTUDES ANTERIEURES SUR LE SECTEUR D'ÉTUDE

### 1.3.1 PPRI

Un plan de prévention des risques a été réalisé sur la Commune d'Arue en juin 2010. Il n'est pas approuvé à ce jour. Le zonage de l'aléa inondation est principalement issu d'une analyse des données topographiques. La crue de référence pour la réalisation du PPRI est la crue centennale.



Figure 1-3 : PPRI sur la commune d'Arue – Juin 2010 – Non approuvé

La commune d'Arue est soumise à un aléa inondation « fort » en rive droite de la Pipine, entre la mairie et la route de ceinture. Les habitations situées en aval de la route de ceinture et à proximité de la Pipine sont également en aléa fort. Le PPR indique une vaste zone d'aléa « moyen », principalement en rive droite et au niveau de la zone de forages de la commune.

### 1.3.2 Étude hydraulique préliminaire - Vaiad - 2015

- Objectifs

Une étude hydraulique préliminaire a été réalisée en 2015, commandée par la Direction de L'équipement. L'« étude hydraulique préliminaire relative à l'aménagement du torrent Pipine au PK 5.7 à Arue » a été confiée au bureau d'étude Vaiad.

Cette étude a permis de :

- Déterminer les débits projet en état futur d'urbanisation
- Réaliser un modèle mathématique de simulation d'écoulement 1D sur le logiciel HEC-RAS.
- Déterminer les capacités hydrauliques du lit mineur et des ouvrages

- Réaliser des analyses qualitatives et quantitatives des dynamiques et du transport solide
- Préconiser des aménagements selon plusieurs scénarios en fonction de l'objectif de protection retenu

- **Hydrologie retenue**

Les débits utilisés dans cette étude ont été calculés à partir de la méthode rationnelle sur la base de la pluviométrie de Faa'a. Le coefficient de ruissellement décennal a été pris égal à 0.25 pour les zones naturelles.

Les débits projet et les débits en état futur sont présentés dans le tableau ci-dessous :

<b>Débits instantanés de crue en m<sup>3</sup>/s de période de retour T</b>						
<b>T en année</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>Etat actuel</b>	<b>5.8</b>	<b>7.6</b>	<b>9.7</b>	<b>13.8</b>	<b>15</b>	<b>20</b>
<b>Etat futur</b>	<b>6.3</b>	<b>8.2</b>	<b>10.4</b>	<b>14.9</b>	<b>17</b>	<b>22</b>

Tableau 1-1: débits instantanés de crue – étude préliminaire VAIAD

- **Estimation du transit sédimentaire**

Des mesures de la granulométrie ont été réalisées in situ sous la passerelle à proximité de la mairie. Les valeurs respectives du D30, D50 et D90 sont de 2mm, 4.8 mm et 135 mm.

Des analyses quantitatives du débit solide charrié par la Pipine et du volume de charriage ont été réalisées par application des formules de Rickenmann et de Meunier.

Pour un débit liquide décennal, le débit solide est estimé entre 0.12 et 0.16 m<sup>3</sup>/s. Sur la base d'un hydrogramme triangulaire construit selon la méthode SCE, le volume de charriage est évalué entre 200 et 250 m<sup>3</sup>.

Pour un débit liquide trentennal, le débit solide est estimé entre 0.15 et 0.20 m<sup>3</sup>/s et le volume de charriage est évalué entre 250 et 300 m<sup>3</sup>.

- **Diagnostic**

Les capacités à 80% de remplissage à surface libre des ouvrages hydrauliques de la rivière Pipine ont été estimées dans l'étude réalisée par VAIAD en 2015.

Nom ouvrage - VAIAD 2015	Nom ouvrage - relevé 2019	Capacité des ouvrages 80% de remplissage(m <sup>3</sup> /s)
OH 5.5	OH2	5
OH 8.5	OH4	3
OH 12.5	OH7	4
OH 13.5	OH9	3.1
OH 16.5 aval	OH10	4.5
Ouvrage de décharge	Ouvrage de décharge	5.9
OH 16.5 amont	OH11	10.4
OH 23.5	OH13	12
OH 29.5	OH15	11
OH 32.5	OH17	10
OH 37.5	OH19	12

Tableau 1-2 : Capacité hydraulique des ouvrages de la rivière Pipine

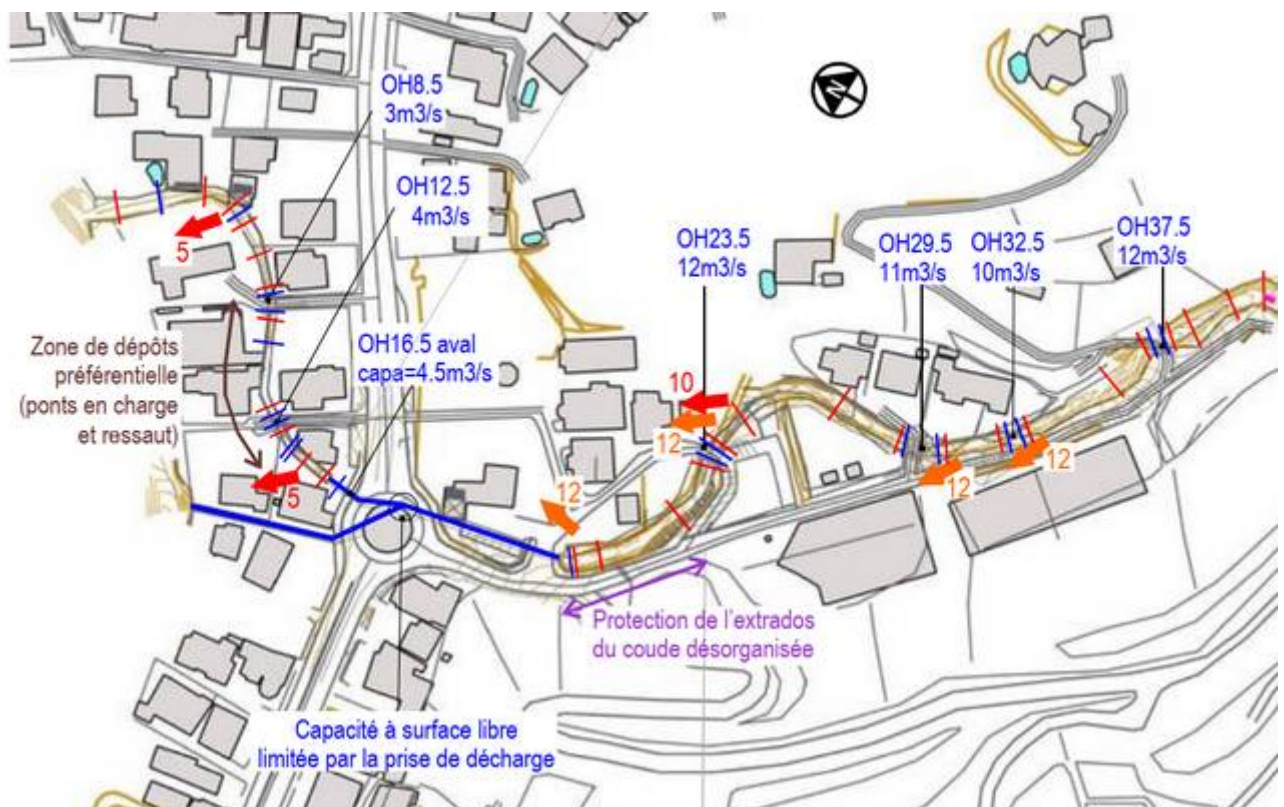


Figure 1-4: Diagnostic capacitaire de la Pipine – Rapport hydraulique VAIAD 2015

Cette étude a mis en évidence les causes des dysfonctionnements majeurs :

- un transport solide accru dû à la déstabilisation du lit amont dévié sans mesures compensatoires,
- le sous-dimensionnement de 2 ponts en aval de la RDC qui favorise les dépôts et amplifie le risque de colmatage des sections d'écoulement,
- dans une moindre mesure, quelques défauts capacitifs localisés, notamment en rive droite dans l'extrados du coude amont de la mairie.

- **Scénarios d'aménagement proposés**

Ainsi, deux scénarii d'aménagements ont été proposés :

- Scénario 1 : protection des berges et reprofilage du lit dévié,
- Scénario 2 : aménagement d'un piège à matériaux en amont de la vallée à l'extrémité aval du tronçon dévié

Ces scénarios sont conjugués à 2 scénarios de recalibrage liés à la capacité hydraulique de l'ouvrage sous la RDC :

- Scénario A : capacité hydraulique de l'ouvrage sous la RDC de 10.3 m<sup>3</sup>/s (capacité décennale)
- Scénario B : capacité hydraulique de l'ouvrage sous la RDC de 12.7 m<sup>3</sup>/s (capacité vingtennale)

L'aménagement d'un bassin écrêteur de 4000 m<sup>3</sup> associé aux scénarios d'aménagements est également projeté afin d'augmenter le seuil de protection au droit de la zone urbanisée. L'emplacement du futur bassin projeté est situé 2 km en amont de la RDC.

### 1.3.3 Aménagement de la rivière Pipine - AVP - H2O Ingénierie - 2017

Une étude d'avant-projet, intitulée « Aménagement de la rivière Pipine sur la commune de ARUE » a été réalisée en 2017 par le bureau d'études H2O Ingénierie. L'objectif principal de cette étude est le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques pour une occurrence vicennale, en état futur d'urbanisation.

Les débits correspondant aux différentes occurrences de crue sont issus de l'«*Étude hydraulique préliminaire relative à l'aménagement du torrent Pipine au PK5.7 à Arue*» - VAIAD - 2015. Les valeurs de débits de pointe ont été réutilisées sans modification. Pour rappel, les débits calculés en état futur d'urbanisation sont :

- **Q10** : 10.4 m<sup>3</sup>/s
- **Q20** : 12.7 m<sup>3</sup>/s
- **Q30** : 14.9 m<sup>3</sup>/s
- **Q50** : 17 m<sup>3</sup>/s
- **Q100** : 22 m<sup>3</sup>/s

La direction de l'équipement a retenu, à l'issue de l'étude préliminaire, la réalisation d'un scénario regroupant :

- la protection des berges,
- le reprofilage du lit dévié,

- le dimensionnement des aménagements pour un débit qui couplé au bassin écrêteur permet un seuil de protection vicennal en état futur d'urbanisation.

La carte ci-dessous présente les différents types d'aménagements retenus et leur localisation.

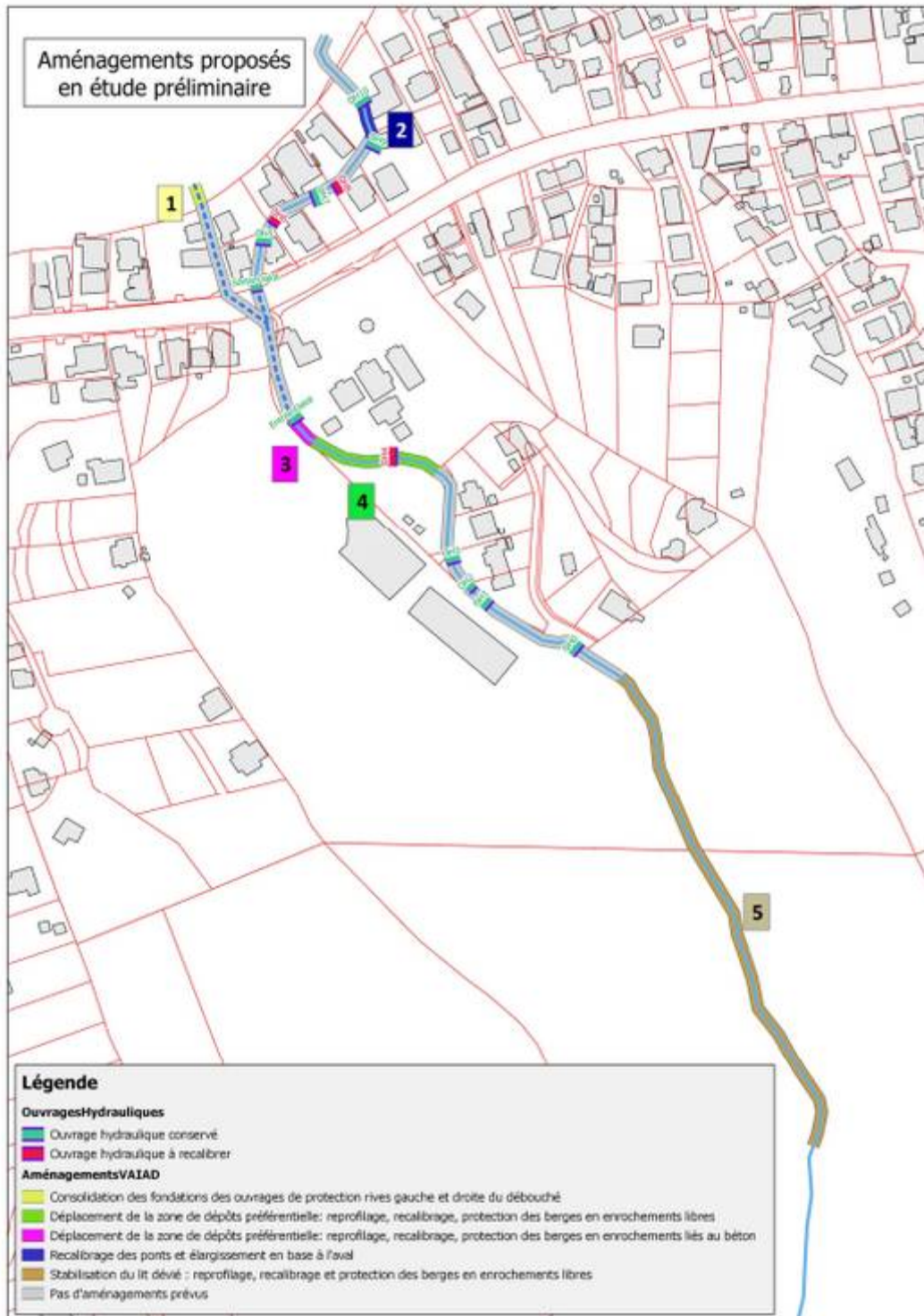


Figure 1-5 : Proposition d'aménagement de l'AVP 2017

C'est sur la base de cette solution qu'il a été proposé par H2O Ingénierie un projet AVP.



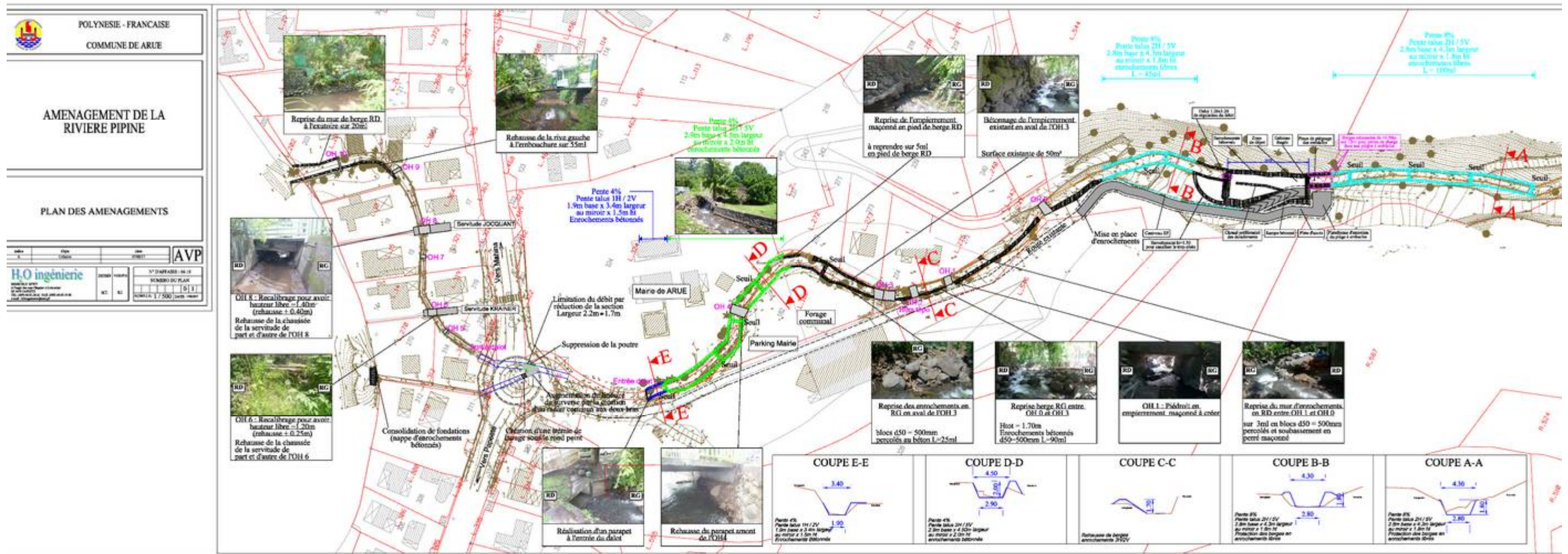


Figure 1-6 : Plan AVP proposé par H2O - 2017Caractéristiques de la rivière Pipine



### 1.3.4 Caractéristiques du bassin versant

Le bassin versant de la rivière Pipine a une superficie de 1,4 km<sup>2</sup>. Celui-ci s'inscrit dans le même morphotype topographique que la plus plupart des bassins versants de l'île. De ce fait, il présente de fortes pentes, le lit mineur est encaissé et il est composé d'une végétation dense dans ses parties non urbanisées. Le transport solide y est très important. A chaque crue, des grandes quantités de matériaux sont mobilisées. Le lit de la rivière est composé d'alluvions fluviales et de gros blocs issus du transport. Sa pente moyenne est d'environ 18,3%, pour une longueur totale avoisinant 4800 m.

Le secteur d'étude est situé en aval du bassin versant de la Pipine, sur environ 1 500m de son point de rejet en mer à la zone de forêt située au-dessus de la servitude Pipine.

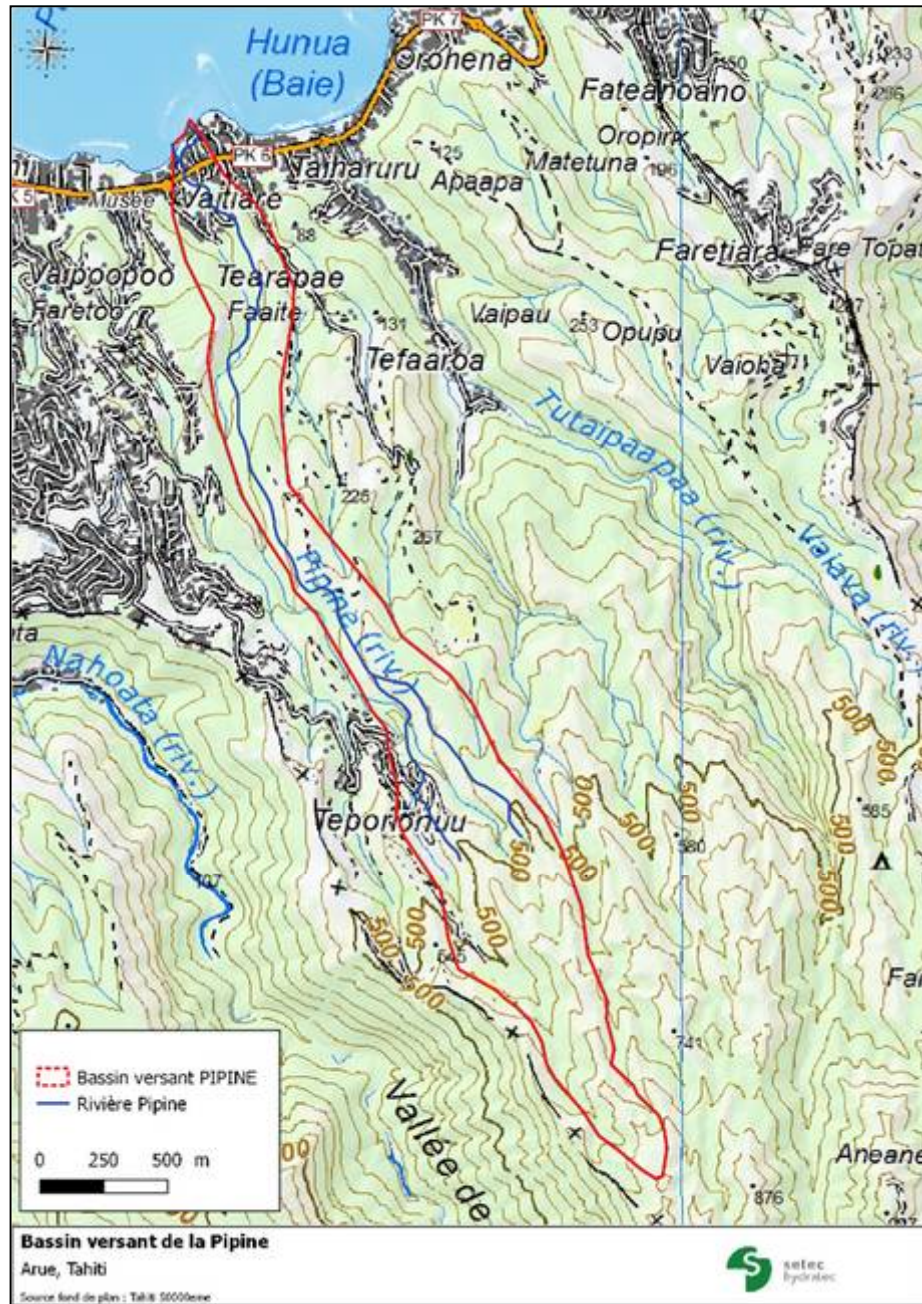


Figure 1-7 : Localisation du bassin versant et de la rivière Pipine



### 1.3.5 Description du cours d'eau sur le secteur d'étude

La rivière Pipine est un cours d'eau au régime torrentiel. Le transport solide est très important à chaque crue et conditionne la géométrie du lit. Sur les 500 derniers mètres à l'aval, les berges de la Pipine sont fortement anthropisées.

Remarque : les noms des ouvrages sont identiques à ceux fournis dans les levés topographiques réalisés en 2015.

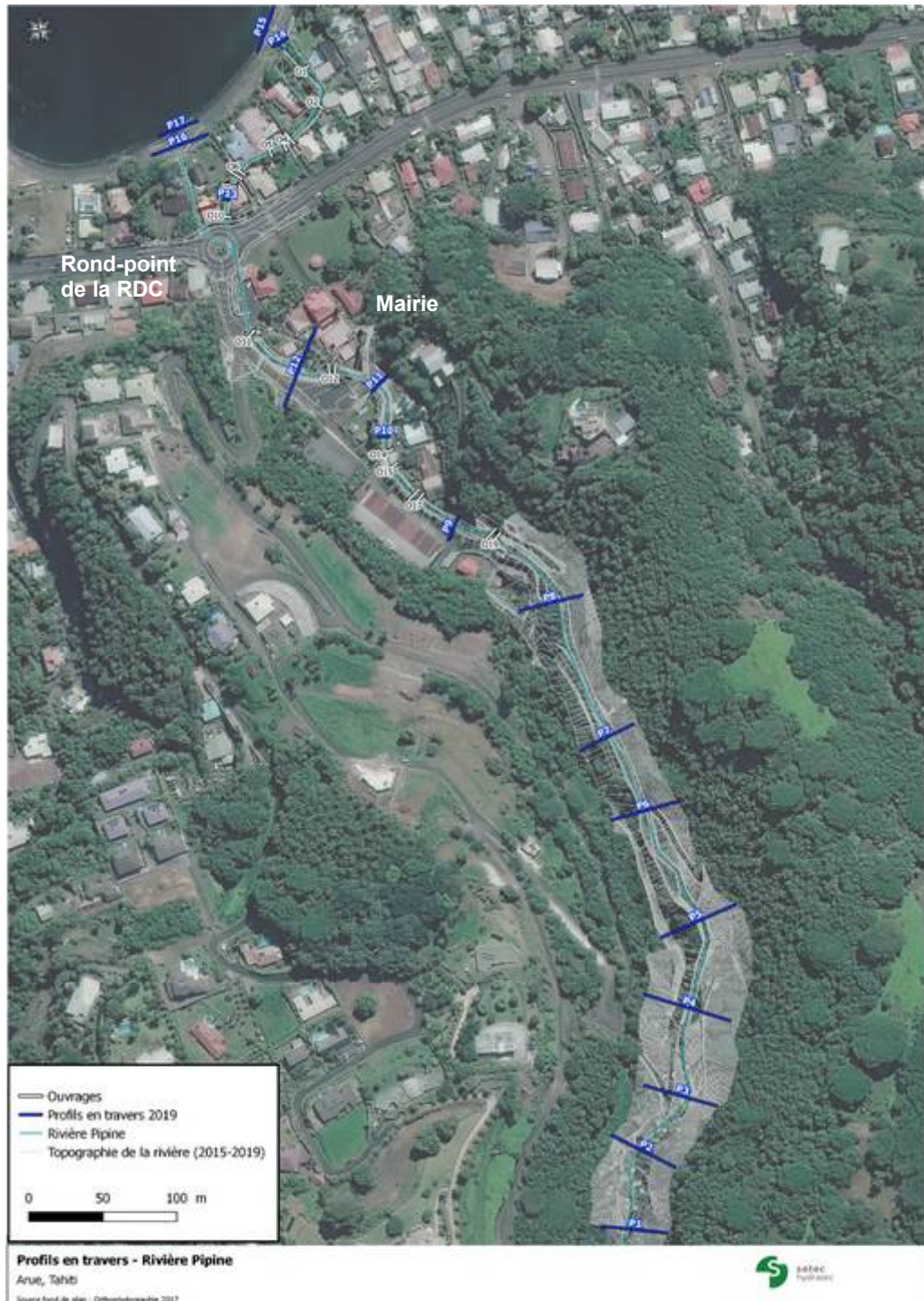


Figure 1-8 : Cours d'eau sur la zone d'étude

**Remarque :** les noms des ouvrages sont identiques à ceux fournis dans les levés topographiques réalisés en 2015.

Les noms des ouvrages présentés dans l'AVP de 2017 réalisé par H20 Ingénierie étant différents, le tableau suivant présente la correspondance entre les différentes nomenclatures.

Nom ouvrages Topo 2015	AVP H20 2017	VAIAD 2015
OH1 (n'existe plus aujourd'hui)	OH10	
OH2	OH9	
OH4	OH8	OH8.5
OH5	OH7	
OH7	OH6	OH12.5
OH9	OH5	OH13.5
OH10	Sortie dalot	OH16.5
Ouvrage décharge	décharge	décharge
Diffluence poutre	poutre	poutre
OH11	Entrée dalot	
OH13	OH4	OH23.5
OH15	OH3	OH29.5
OH17	OH1	OH32.5
OH19	OH0	OH37.5

Tableau 1-3 : Correspondance entre les noms des ouvrages dans les différentes études

#### a) Secteur amont non urbanisé

La partie amont de la rivière présente des signes importants d'érosion et d'affouillement fragilisant la stabilité des berges. Cependant aucune habitation ne se trouve à proximité immédiate, le plus gros risque réside donc dans la création d'embâcles.



Figure 1-9 : Rivière Pipine sur la partie amont du secteur d'étude (source photo mission terrain hydratec 2019)

Sur 200 m en amont de la zone habitée, le lit de la rivière a été dévié en 2012 pour la construction du lotissement MATAVAI en rive gauche. La rivière n'a pas encore retrouvé son profil d'équilibre, ce qui favorise le transport sédimentaire et aggrave les dégâts en cas de crues.

#### b) Tronçon urbanisé en amont de la RDC

La partie habitée en amont de la RDC, initialement en enrochements libres ou en perré maçonné, présente des signes d'érosion et d'affaissement, menaçant fortement la stabilité des berges. La végétation dense pose également des risques d'embâcles.



Figure 1-10 : Tronçon en amont de la RDC (photo terrain hydratec 2019)



Ce tronçon est traversé par 4 ouvrages permettant le passage des véhicules.



Figure 1-11 : Tronçon habité en amont de la RDC



Figure 1-12 : Ouvrages sur tronçon habité en amont de la RDC (source photos AVP 2019 et mission terrain hydratec 2019)

L'ouvrage qui marque l'entrée du dalot sous le rond-point de la route de ceinture est un cadre en béton de 2.5m de large par 1.5m de haut (OH11). Les berges sont basses en rive droite.



Figure 1-13 : Ouvrage d'entrée du dalot sous rond-point (photo hydratec 2019 à gauche et H2O 2017 à droite)

### c) Tronçon couvert sous la RDC et bras de décharge

La rivière se divise en deux bras au niveau du rond-point sous la route de ceinture. Un bras de décharge de 80ml environ a été aménagé en 1989 afin de limiter les débordements du bras principal.



Figure 1-14 : Tronçons couverts et aval RDC de la Pipine



La traversée de la RDC est constituée par :

- **Un cadre principal** de dimensions 2.5x1.5m de haut. Sa section diminue jusqu'à atteindre 2.2x1.4m de haut au niveau de la diffluence avec le bras de décharge. Au niveau de la diffluence, la section du cadre principal est ponctuellement réduite en raison d'une poutre régulatrice de débit. A ce niveau la section du cadre est de 2.2mx0.85m de haut. Cette zone est très propice à la formation d'embâcles et à l'engravement.  
En aval de la diffluence, la section du bras principal est de 2.2x1.4m de haut. A l'extrémité aval, l'ouvrage du bras principal rejoint un cadre plus ancien de 2x1m. Toutefois, cette portion du bras principal est fortement ensablée et engravée. L'écoulement se produit sur quelques dizaines de centimètres seulement (environ 30 cm).
- **Un ouvrage de décharge** situé 60 ml en aval de l'entrée du dalot de dimensions 2mx1.35m de haut. Sa section diminue jusqu'à atteindre 2mx1.23m de haut à l'exutoire.

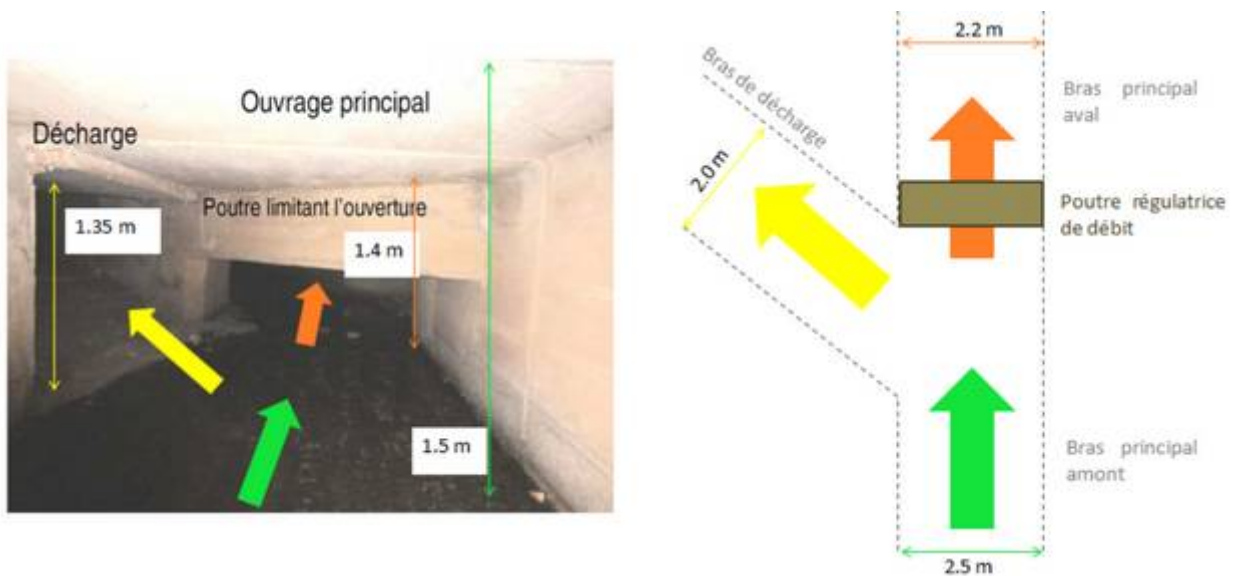


Figure 1-15 : Différence Bras principal – bras de décharge (source AVP H20 – 2017)



Figure 1-16 : Dépôts importants et embâcles au droit de la diffluence (source photoVAIAD – 2015)





Figure 1-17 : Fort engravement sous l'ouvrage en sortie du dalot principal (photo à gauche source VAIAD – 2015 et à droite H20 - 2020)



Figure 1-18 : Bras de décharge de la rivière Pipine et débouché en mer (en haut source photos VAIAD 2015 et en bas mission terrain H20-2020)

Des travaux récents ont été engagés pour créer un raccordement aval au bras de décharge (prolongation du radier et des voiles béton sur la plage), ce qui permet de limiter les phénomènes d'érosion sur les propriétés limitrophes au point de rejet. Le schéma suivant présente les dimensions considérées pour le dalot dans le cadre de la modélisation.

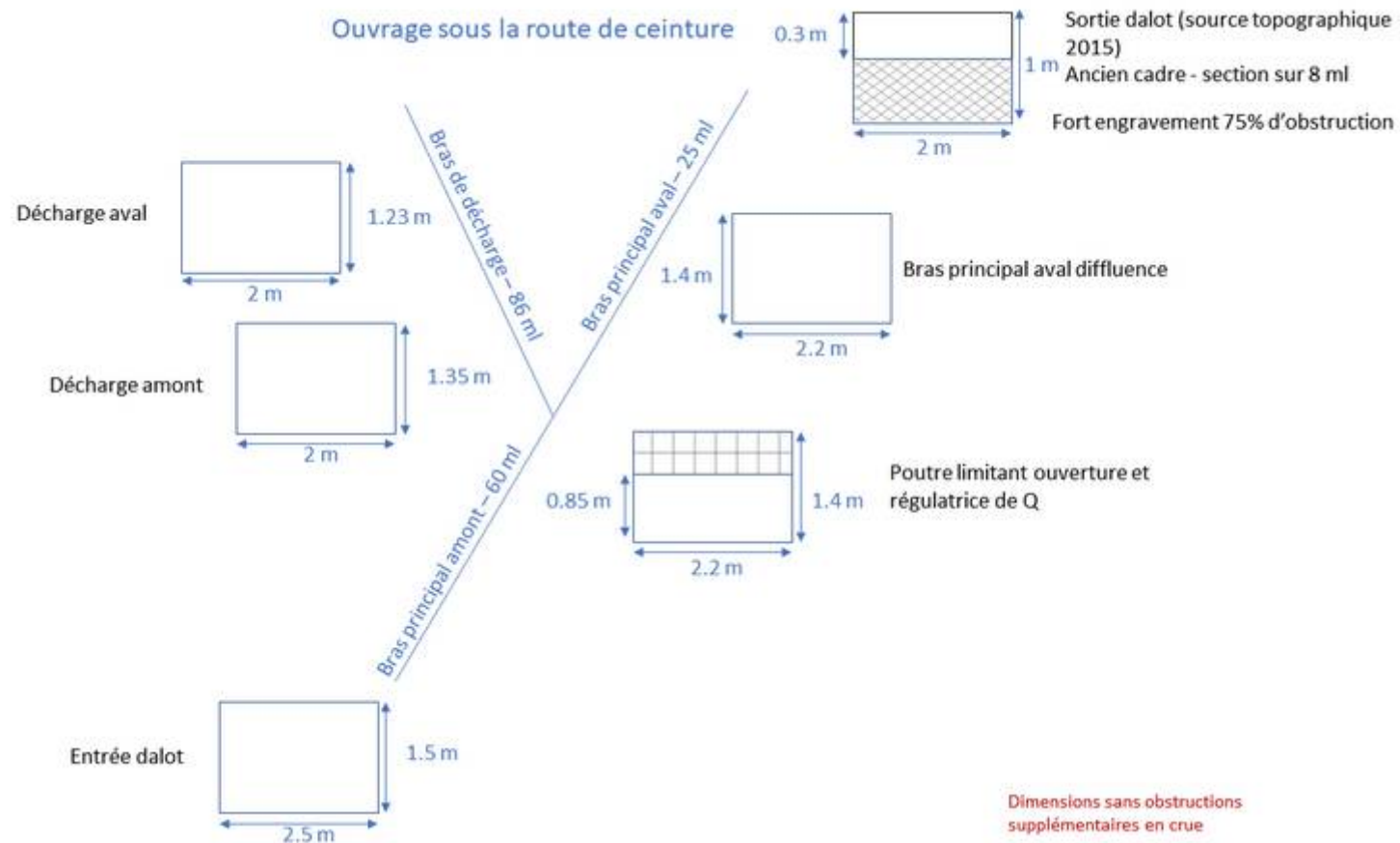


Figure 1-19 : Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage sous la RDC

Remarque : la modélisation hydraulique prend en compte des phénomènes d'embâcle et d'engravement qui engendrent une réduction de la section des ouvrages (hypothèses de 25% et 50% d'obstruction suivant les crues). Les dimensions affichées ici ne prennent pas en compte ces obstructions.)



#### d) Tronçon aval Route de Ceinture (RDC)

En aval de la RDC, le cours d'eau traverse une zone urbaine composée essentiellement de bâtis individuels. **Le lit de la Pipine est principalement chenalisé entre des murs et bordé par des habitations.** Sur ce secteur les berges sont en enrochement libres et en mur moellons jusqu'à l'ouvrage de franchissement situé au niveau du rond-point de la route de ceinture. Le tronçon de la Pipine en aval de la RDC est traversé par 6 ouvrages de franchissement. Des écoulements apparaissent entre l'ouvrage 7 et 9. Le GEGDP a été sollicité, suite à la consultation des bases de données sources et occupation, il apparaît que cette résurgence d'eau n'est pas répertoriée.

OH 1 – Passerelle piétonne – **N'existe plus aujourd'hui**



OH 2 – Passerelle piétonne



OH4 – ponceau avec hauteur limitée – Section 2.6 x 0.7m hauteur



OH 5 – Passerelle piétonne



OH 7 – Ponceau (servitude) avec hauteur limitée – Section 2.25mx0.95 m hauteur



OH 9 – Passerelle piétonne



*Figure 1-20 : Photos ouvrages sur tronçon aval RDC (source AVP 2017 et mission terrain hydratec 2019)*

### **1.3.6 Evolution de la topographie du lit mineur**

#### **a) Profil en long actuel**

Le profil en long de la Pipine est présenté ci-après.

Les pentes de la Pipine sont fortes, de l'ordre de 10% sur la partie amont non habitée et de l'ordre de 6-7% entre l'ouvrage OH19 situé en haut de la servitude Pipine et la mairie.

Le dalot sous la route de ceinture présente une pente de 4%.

Sur la partie aval, la pente de la rivière est plus faible, de l'ordre de 0.8%.

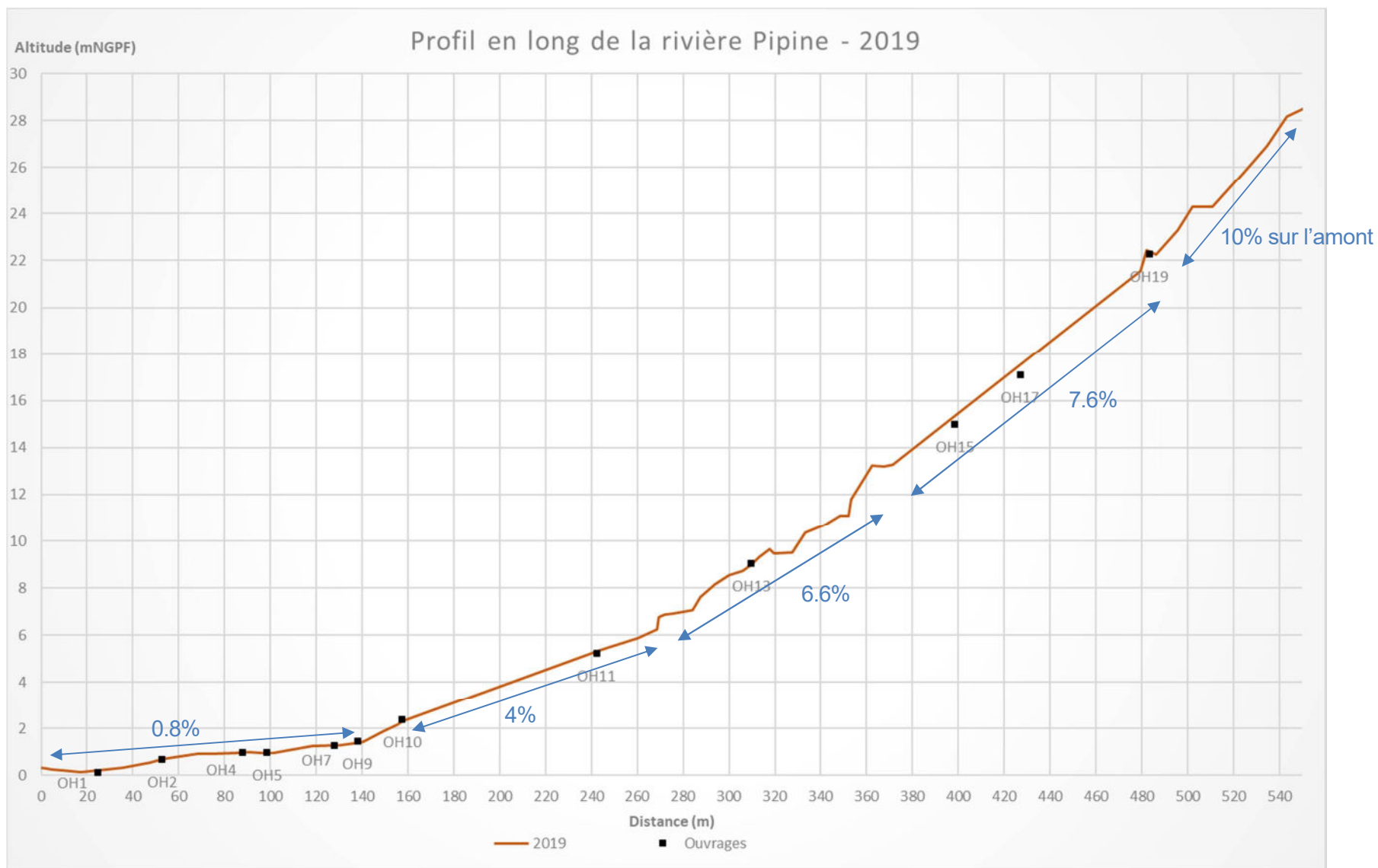


Figure 1-21 : Profil en long rivière Pipine – Levés 2019 -Evolution de la topographie du lit de la Pipine entre 2015 et 2019

## b) Evolution du profil en long

La figure page suivante présente la comparaison des profils en long de la Pipine entre 2015 et 2019.

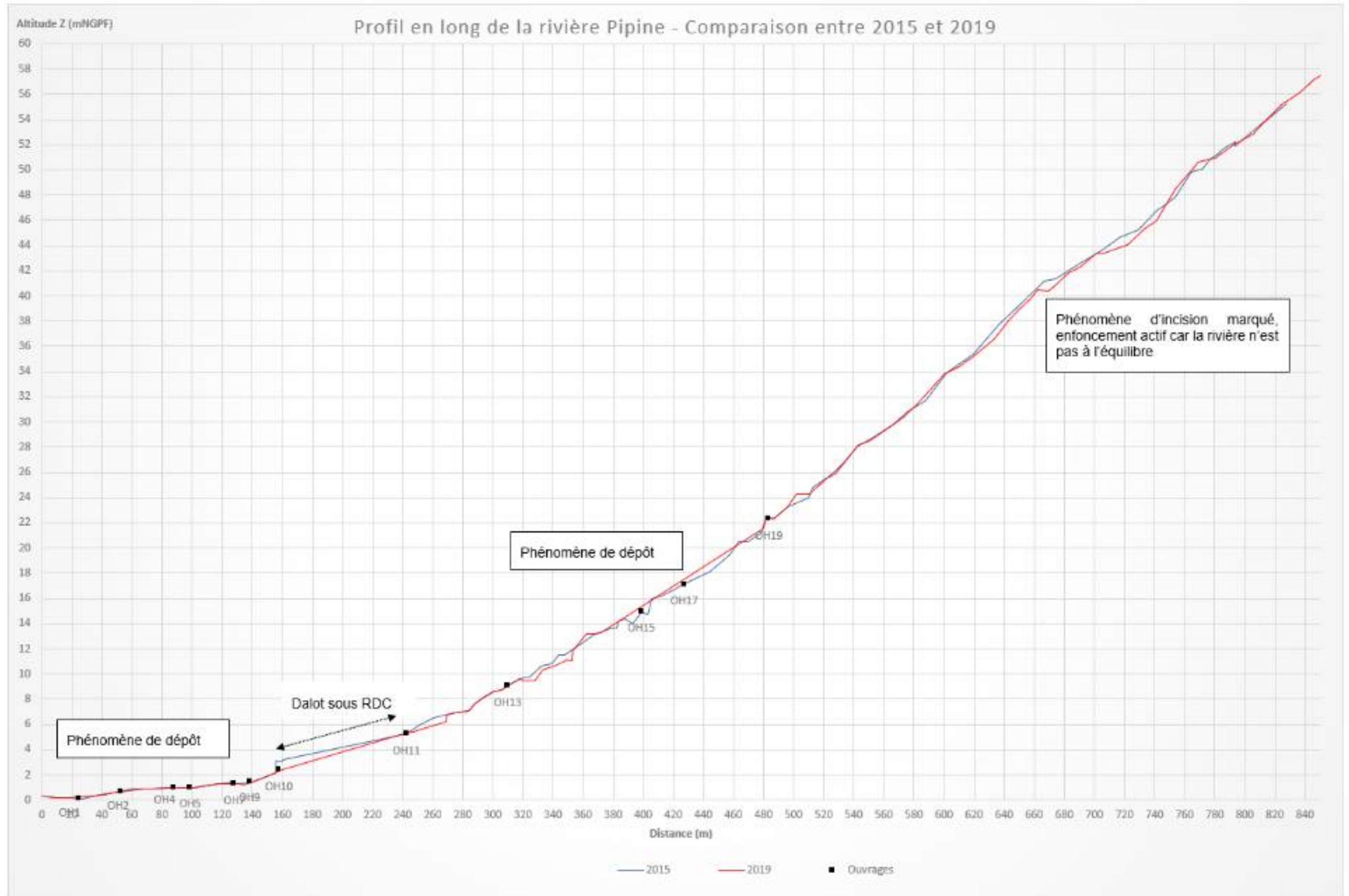
On note :

- Un abaissement du fond du lit sur l'amont de la rivière, de part et d'autre du lotissement Matavai, attestant d'un phénomène d'incision verticale important du fait que la rivière ne soit pas à l'équilibre.

Plusieurs facteurs sont responsables de cette incision verticale :

- Le remblaiement du lit mineur en rive gauche au niveau du lotissement Matavai, qui a entraîné un déplacement du fond du lit de la Pipine en rive droite vers des terrains plus meubles. Cette réduction du cheminement de la rivière et la déconnexion avec la berge rive gauche a engendré une accélération des vitesses d'écoulement et donc un phénomène d'érosion, accentué par le caractère meuble des terrains en rive droite.
  - La chenalisation et le bétonnement du lit mineur de la Pipine en aval, qui a entraîné un phénomène d'érosion régressive vers l'amont
- Une rehausse du fond du lit sur les parties aval, à partir de l'ouvrage OH19, liée à l'accumulation des matériaux transportés lors des dernières crues

Figure 1-22 : Comparaison des profils en long entre 2015 et 2019





### **c) Evolution des sections en travers**

Une comparaison de la topographie de la rivière Pipine entre 2015 et 2019 a été réalisée, afin de définir les zones ayant connu des modifications significatives. Celle-ci a été réalisée à partir des plans topographiques et des profils en travers de 2015 et 2019.

De cette analyse sont ressorties :

- 3 zones ayant connu des modifications suite à la réalisation de travaux (zones 1 à 3)
- 2 zones de divagation du lit (zones A et B)

Ces zones sont localisées sur la carte ci-dessous.

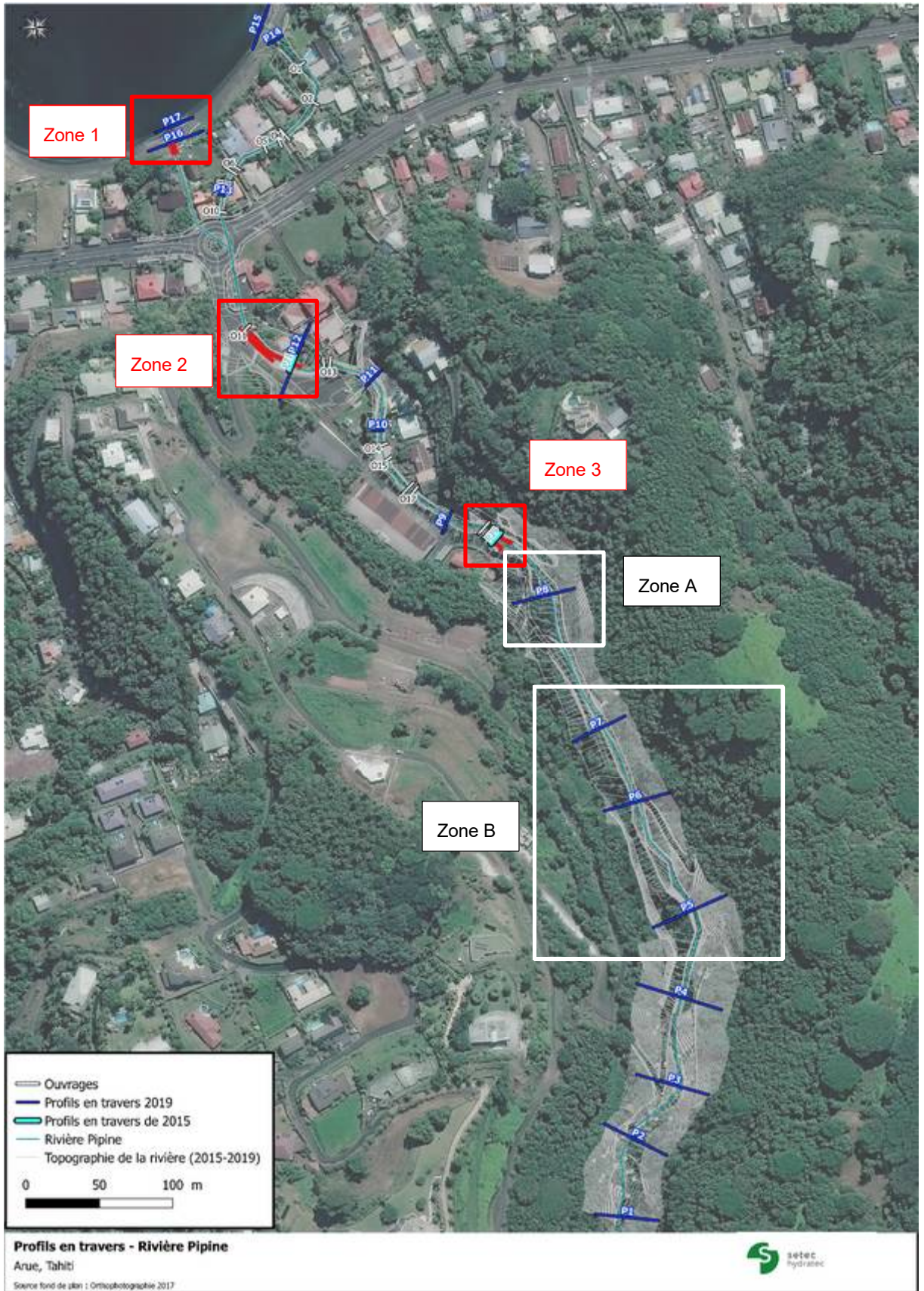


Figure 1-23 : Identification des zones d'évolution du lit mineur

- **Zone 1**

La première zone se trouve en aval du bras de décharge. Les travaux réalisés sont un prolongement du bras de décharge au niveau de son exutoire par deux murs de soutènement en béton situés en rive droite et en rive gauche, sur 1.60 m de hauteur et 5m linéaire.

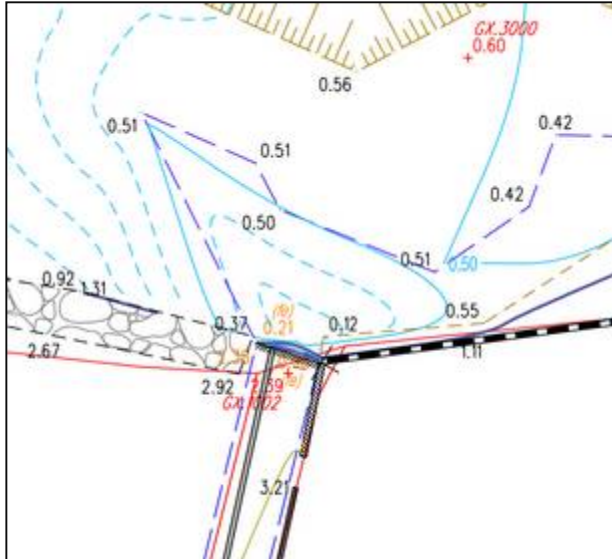


Figure 11-25 : Aval du bras de déchar

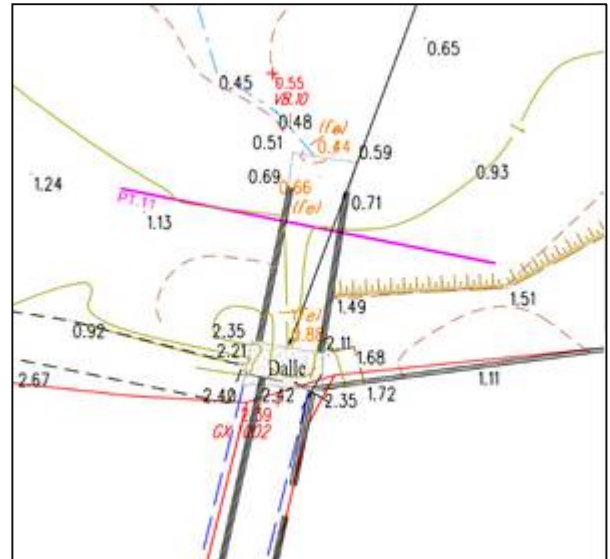


Figure 1-24 Aval du bras de décharge, planche 1, topographie de 2019



- **Zone 2**

La deuxième zone se trouve en amont de l'ouvrage de la RDC. Des travaux ont été réalisés sur les berges en rive gauche et rive droite.

L'enrochement présent en rive gauche a été prolongé sur 29 m linéaire environ.

En rive droite, les berges ont été confortées par enrochement sur près de 41m linéaire. Une rehausse de berge a été réalisée en rive droite, comprise entre 1,15m et 2m de hauteur.

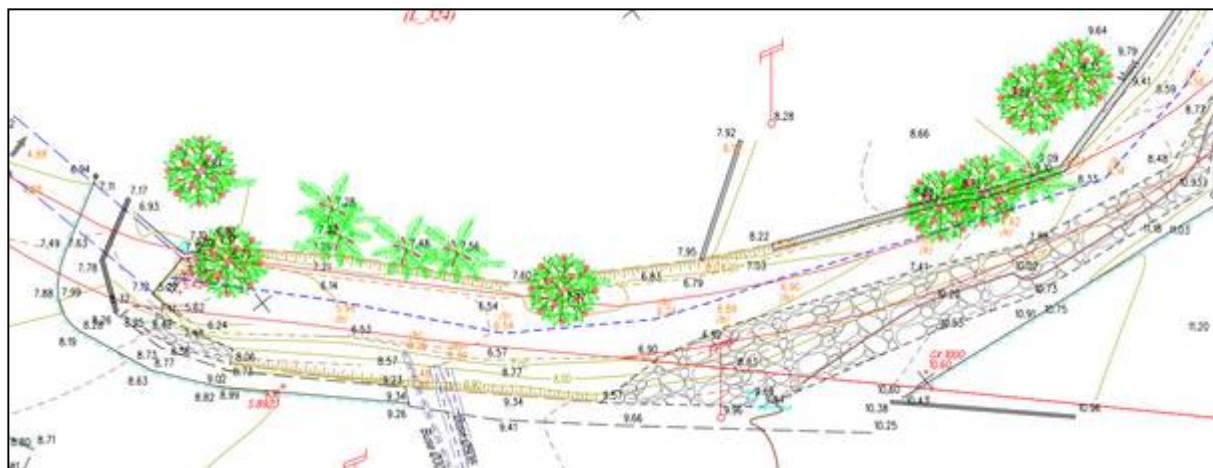


Figure 1-26 : Section en amont de l'ouvrage de la RDC, planche 3, topographie de 2015

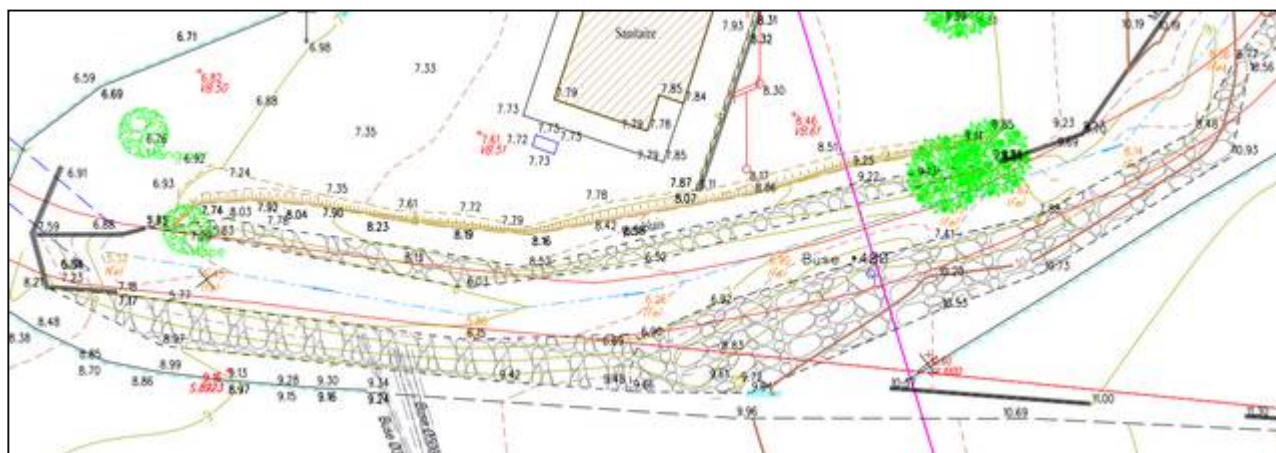


Figure 1-27 Section en amont de l'ouvrage de la RDC, planche 2, topographie de 2019

Les profils en travers de 2015 (P21) et 2019 (P12) réalisés sur cette zone de travaux montrent une rehausse de 0.64m en rive droite. En 2015 le haut de la berge rive droite se situait à 8.59 m NGF contre 9.23m NGF en 2019.

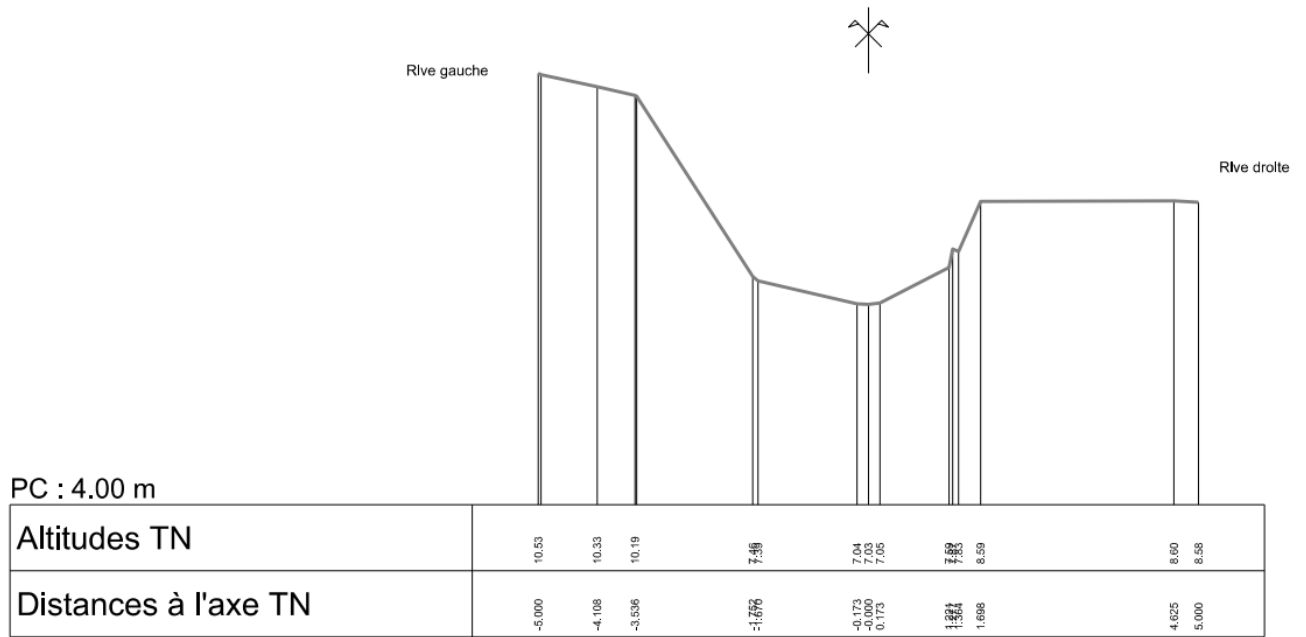


Figure 1-28 : Profil en travers P21, topographie de 2015

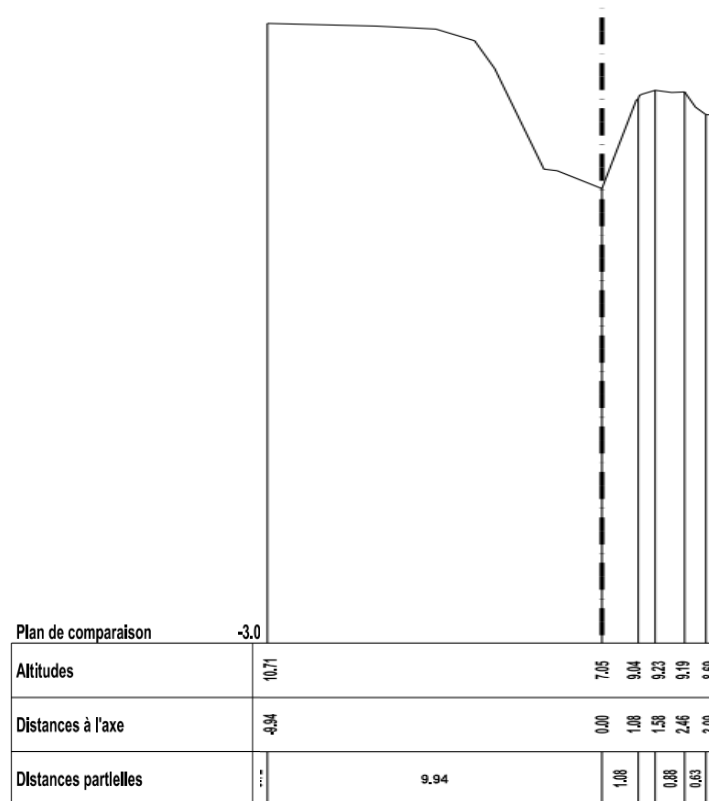


Figure 1-29 Profil en travers P12, topographie de 2019



- **Zone A**

Cette zone se caractérise par une avancée des berges dans le lit mineur de l'ordre de 4m environ en rive gauche (1) et de 1 à 2 m en rive droite (2). La section hydraulique se trouve fortement réduite dans cette zone. La hauteur des berges n'a cependant pas évolué de manière significative.

Sur les cartes suivantes, le plan topographique de 2019 est matérialisé en blanc, et le plan topographique de 2015 en rouge.



*Figure 1-32 : Comparaison topographies 2015 et 2019 – Zone A*



- **Zone B**

La Zone B est caractérisée par une divagation du lit sur près de 190ml en amont de la rivière Pipine. Il est observé dans un premier temps l'avancement des berges dans le lit mineur du cours d'eau entre 2015 et 2019 sur l'intégralité du linéaire en rive droite. Il est en est de même en rive gauche sur environ 110 ml. Il est observé un recul des berges en aval de la zone de près de 1m sur 50ml linéaire. La section hydraulique de cette zone se trouve réduite de manière généralisée sur l'intégralité du linéaire. Cependant la hauteur des berges ne s'en trouve pas changée.

Sur les cartes suivantes, le plan topographique de 2019 est matérialisé en blanc, et le plan topographique de 2015 en rouge.



Figure 1-33 : Comparaison topographies 2015 et 2019 – Zone B

## 1.4 ANALYSE HYDROLOGIQUE

### 1.4.1 Stations hydrométriques disponibles

Le bassin versant de la rivière Pipine ne dispose pas de station de jaugeage. De ce fait, l'analyse hydrologique a été basée sur les deux stations hydrométriques qui encadrent la zone. Elles se situent sur le bassin versant de Tuauru, localisé à l'Est de la zone d'étude et sur le bassin versant de la Fautaua, localisé à l'Ouest.

La station de la Tuauru dispose de 38 années de mesure et présente l'avantage d'avoir une section du lit stable, permettant une bonne fiabilité des mesures.

La station de la Fautaua dispose de 48 années de mesure pluviométrique. Cependant la station a été déplacée à plusieurs reprises, de ce fait les données de débit réel sont moins fiables que celles issues de la station de Tuauru lors des évènements pluviométriques exceptionnels.



Figure 1-34: Localisation du bassin versant de Tuauru

## 1.4.2 Données pluviométriques

Les données pluviométriques disponibles sont issues des stations de Tuauru et Fautaua. Ils ont été collectés auprès du GEGDP dans le cadre de cette étude. Les coefficients de Montana associés sont les suivants :

Poste de la Fautaua P4 situé à 650 mètres d'altitude (17°34'03"S - 149°31'17"W):

Période de retour	Paramètres de Montana		Cumul en mm pour les différentes durées en minutes					
	a	b	5	15	30	60	120	1440
2 ans	4,56	-0,43	10,7	22,0	35,8	49,8	64,6	140,8
5 ans	5,00	-0,40	12,3	25,7	43,4	61,5	80,2	183,6
10 ans	5,31	-0,38	13,4	28,2	48,5	69,2	90,5	212,0
20 ans	5,60	-0,37	14,4	30,5	53,5	76,6	100,5	239,2
30 ans	5,78	-0,37	15,0	31,9	56,1	80,9	106,2	254,8
50 ans	6,00	-0,36	15,7	33,6	59,6	86,3	113,3	274,4
100 ans	6,74	-0,36	14,5	51,6	68,6	89,5	121,0	301,8

Poste de la Tuauru P0 situé à 520 mètres d'altitude (17°32'14"S - 149°28'23"W):

Période de retour	Paramètres de Montana		Cumul en mm pour les différentes durées en minutes					
	a	b	5	15	30	60	120	1440
2 ans	5,26	-0,39	12,9	29,9	45,8	67,6	89,9	218,4
5 ans	5,74	-0,36	14,6	35,9	54,8	83,2	111,9	281,7
10 ans	6,07	-0,34	15,7	39,8	60,8	93,6	126,4	323,5
20 ans	6,40	-0,33	16,8	43,6	66,5	103,5	140,3	363,7
30 ans	6,59	-0,33	17,4	45,8	69,8	109,2	148,4	386,8
50 ans	6,83	-0,32	18,2	48,5	74,0	116,3	158,4	415,7
100 ans	7,16	-0,31	19,2	52,2	79,5	125,9	171,9	454,6

Tableau 1-4 : Paramètre de Montana des postes de Tuauru et Fautaua – source : GEGDP

### 1.4.3 Détermination des débits de pointe

Au droit du projet, la superficie du bassin versant de la Pipine est de 1,4 km<sup>2</sup>. Les débits caractéristiques au droit du projet situé sur la commune d'Arue ont été estimés selon trois méthodes.

- **Méthode rationnelle**

La première méthode utilisée est la méthode rationnelle, permettant d'estimer le débit de pointe décennal :

$$Q_{10} = k * C * i * A$$

*K = coefficient de conversion de valeur 1/360*

*C = coefficient de ruissellement*

*A = superficie du bassin versant*

*i = intensité maximale de pluie décennale (en mm/h) =  $i(t) = a * t_t^{-b}$*

*a et b = coefficients de Montana pour une période de retour décennale*

*t<sub>t</sub> = temps de concentration en min*

Le temps de concentration est calculé par la méthode de Kirpich qui est bien adaptée aux petits bassins versants allongés.

$$t_t = 0.0195 \times L \sqrt{p} \quad (t_t \text{ t } t_t) \text{ Avec } L \text{ plus long parcours hydraulique et } p \text{ la pente.}$$

Pour la Pipine, le temps de concentration est estimé à 28 min.

Les débits sont calculés à partir des données pluviométriques des stations de Tuauru et Fautaua. Les coefficients de Montana sont rappelés ci-dessous.

Q10	GEGDP ( Fautaua)	GEGDP (Tuauru)	Q100	GEGDP ( Fautaua)	GEGDP (Tuauru)
a(T,d)	5,31	6,07	a(T,d)	6,74	7,16
b(T,d)	-0,38	-0,34	b(T,d)	-0,36	-0,31

Tableau 1-5 : Coefficients de Montana des stations de Fautaua et Tuauru

Deux hypothèses concernant les coefficients de ruissellement sont appliquées :

- Hypothèse 1 : Cr10 = 0.25 et Cr100=0.4 correspondant aux valeurs usuellement utilisées pour un bassin versant naturel
- Hypothèse 2 : Cr10 = 0.6 et Cr=0.85 correspondant aux coefficients redéfinis à partir des analyses des débits sur les grandes rivières jaugées et préconisé par le GEGDP

Les coefficients de ruissellement centennaux sont majorés par rapport aux coefficients de ruissellement décennaux.

Le tableau suivant présente les résultats des estimations des débits décennaux et centennaux pour les différentes hypothèses de Cr à partir des données pluviométriques de Tuauru et Fautaua.



BV	Superficie (ha)	pente moy (m/m)	tc (min)	Etat actuel - T10		Etat actuel - T100		Pluviométrie
				Cr	Débit	Cr	Débit	
Pipine total	140	0,184	28	0,25	8,73 m <sup>3</sup> /s	0,4	18,95 m <sup>3</sup> /s	GEGDP/Fautaua
Pipine total	140	0,184	28	0,60	20,96 m <sup>3</sup> /s	0,85	40,28 m <sup>3</sup> /s	GEGDP/Fautaua
Pipine total	140	0,184	28	0,25	11,40 m <sup>3</sup> /s	0,4	23,79 m <sup>3</sup> /s	GEGDP/Tuauru
Pipine total	140	0,184	28	0,60	27,37 m <sup>3</sup> /s	0,85	50,55 m <sup>3</sup> /s	GEGDP/Tuauru

Tableau 1-6 : Calcul de débit à partir des coefficients de Montana

Pour un Cr pris égal aux valeurs usuellement utilisées (hypothèse 1), et à partir des coefficients de Montana de la station de Fautaua et Tuauru, on retrouve des valeurs de débits proches de celles retenues dans l'AVP de 2017.

$$Q_{10} \sim 10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} \sim 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hypothèse 2 concernant les coefficients de ruissellement tend à surestimer les valeurs de débit.

- **Méthode de Craeger**

La deuxième méthode utilisée est la méthode Craeger. Cette formule, adaptée à Tahiti, permet une estimation des débits de pointe pour les cours d'eau non jaugés, à partir des caractéristiques des bassins versants connus et jaugés. Cette méthode n'est pas basée sur la pluviométrie. Elle permet de calculer un débit maximum qui est ensuite ajusté en fonction de la localisation du bassin versant sur l'île et de la période de retour. :

$$Q = 1.3 * C * (S / 2.59)^n$$

$n = 0.936 * S^{-0.048}$  Sur la Pipine, ce coefficient est égal à  $n = 0.92$

C Coefficient de Craeger

S = superficie du bassin versant (en km<sup>2</sup>)

Q = débit en m<sup>3</sup>/s

D'après le document « Evaluation des maximum de crue sur Tahiti – Direction de l'Équipement – GEGDP – 2003 », le coefficient de Craeger est pris égal à 30 pour la rivière Pipine.

Le débit max calculé avec la méthode de Craeger sur la Pipine est :

$$Q_{\text{Craeger}} = 22.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les débits de la Pipine des périodes de retour 10 ans, 50 ans et 100 ans sont calculés par application de coefficients d'ajustements définis dans le rapport « Evaluation des maximum de crue sur Tahiti – Direction de l'Équipement – GEGDP – 2003 » :

$$Q_{10} = Q_{\text{Craeger}} \times 0.61 = 13.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = Q_{\text{Craeger}} \times 0.91 = 20.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = Q_{\text{Craeger}} \times 1.05 = 23 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette méthode conduit à retrouver des valeurs de débits de pointe proches de celles retenues dans le cadre de l'AVP de 2017.

- Méthode d'analyse des débits spécifiques

La troisième méthode utilisée est l'analyse des débits spécifiques des bassins versants de la Tuauru et de la Fautaua. Les débits de caractéristiques de crue sont issus du document « Evaluation des maximum de crue sur Tahiti – Direction de l'Equipement – GEGDP – 2003 ».

BV	Superficie (km <sup>2</sup> )	Q10 (m <sup>3</sup> /s)	Q 10 spécifique (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Q100 (m <sup>3</sup> /s)	Q 100 spécifique (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
Tuauru	26.6	250	9.6	480	18.4
Fautaua	20.5	190	9.3	324	15.8

Les débits de pointe sur la Pipine sont calculés à partir des débits spécifiques des stations de Tuauru et Fautaua.

BV	Superficie (km <sup>2</sup> )	Q10 (m <sup>3</sup> /s)	Q100 (m <sup>3</sup> /s)
Pipine (calcul depuis les débits spécifiques de Tuauru)	1.4	13.4	25.8
Pipine (calcul depuis les débits spécifiques de Fautaua)	1.4	13	22.1

Après une vérification par application des trois méthodes citées plus haut, les débits évalués dans l'étude préliminaire VAIAD et retenus dans l'étude de 2017 sont considérés comme cohérents. Ils seront retenus dans le cadre de cette étude.

Les débits appliqués dans la présente étude sont les suivants :

	<b>Débits instantanés de crue en m<sup>3</sup>/s de période de retour T</b>						
<b>T en année</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>Débit (m<sup>3</sup>/s)</b>	6.3	8.2	10.4	12.7	14.9	17	22

Tableau 1-7 : Débits de pointe projet retenus dans le cadre de la présente étude

## 1.4.4 Hydrogrammes de crue

L'événement pluvieux de janvier 2017 a été enregistré à la station de Tuauru. L'hydrogramme de crue est présenté ci-dessous.



Figure 1-35 : Hydrogramme de crue, enregistré à la station de Tuauru – Janvier 2017

Le temps de montée au pic est d'environ 6h, ce qui est largement supérieur au temps de réponse du bassin versant de la Pipine ( $t_c = 28$  min). Aussi, la forme de l'hydrogramme de Tuauru n'est pas directement exploitable pour la construction des hydrogrammes de crue sur la Pipine.

En absence d'hydrogramme de crue réel, les pluies de projet injectées dans les modèles hydrologiques sont des pluies de type double triangle de durée totale 4h et de période intense 15 min.

Les hydrogrammes de projet pour les crues de périodes de retour 10 ans et 100 ans sont obtenus à l'aide d'un modèle hydrologique de transformation pluie – débit (méthode du réservoir linéaire – DESBORDES).

Les coefficients de Montana permettant de calculer les hauteurs d'eau précipitées en fonction de la durée et de la période de retour sont issus de la station pluviométrique de Tuauru. Ces coefficients sont rappelés ci-dessous.

Coefficient de Montana	T = 10 ans	T = 100 ans
a	6.07	7.16
b	-0.34	-0.31

Un exemple de pluie de projet de période de retour 10 ans est présenté ci-dessous.

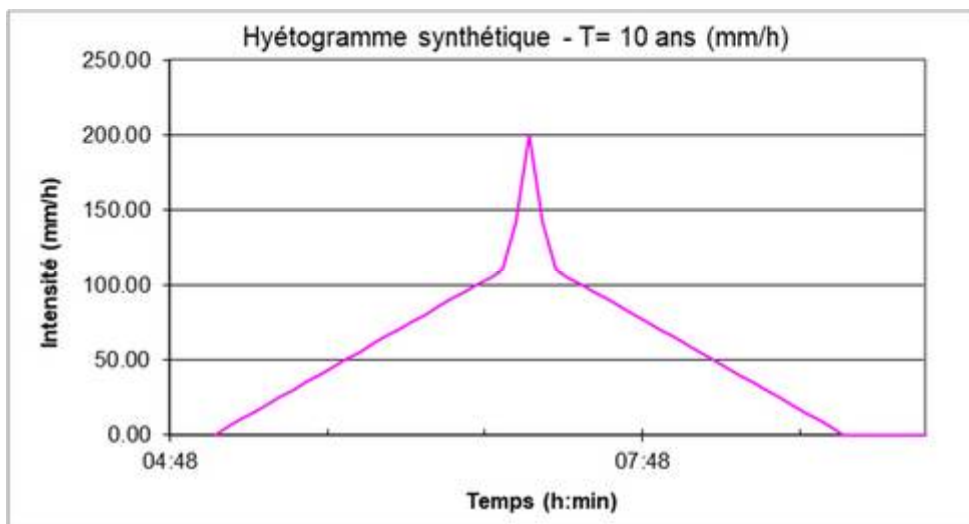


Figure 1-36 : Hyétoqramme pluie de projet – T = 10 ans

A partir des hydrogrammes des crues de périodes de retour 10 ans et 100 ans obtenus par transformation pluie-débit, des coefficients multiplicateurs sont appliqués pour retrouver les débits de pointe retenus dans le cadre de cette étude.

Les hydrogrammes de crue de projet sont présentés ci-dessous.

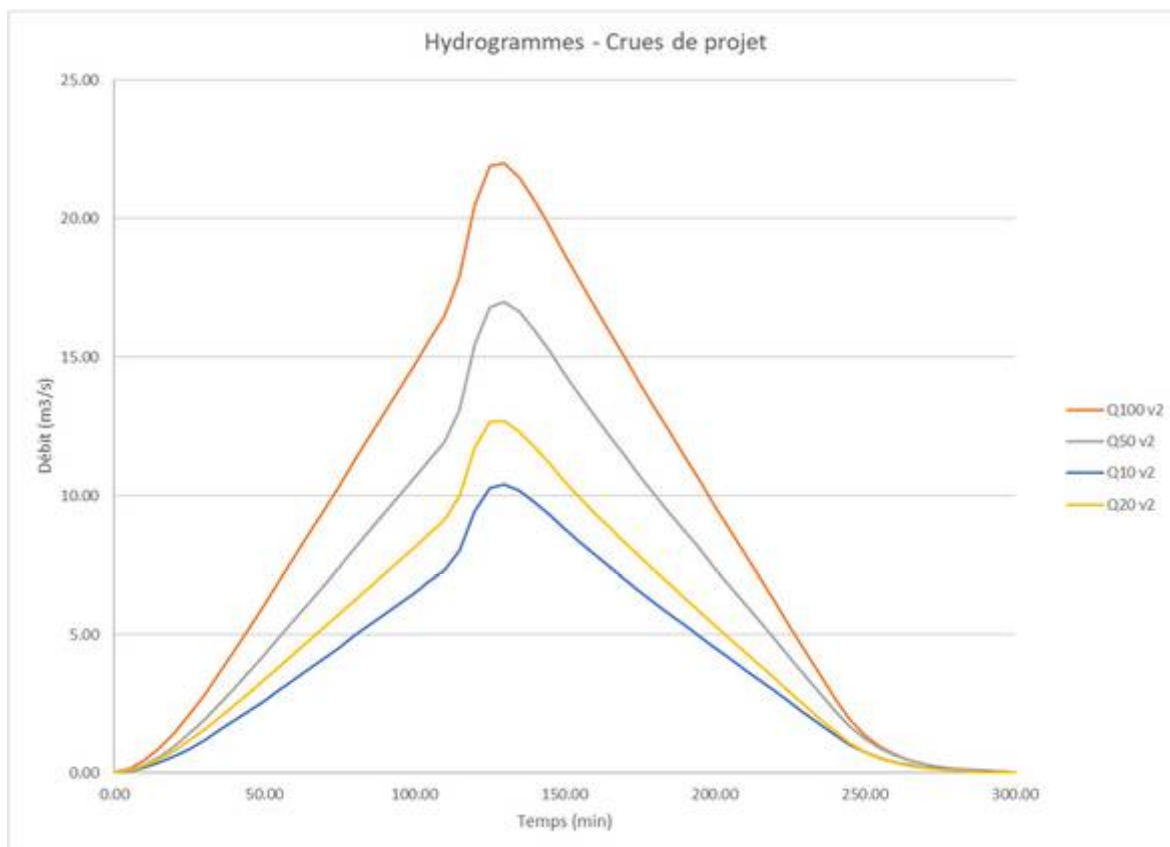


Figure 1-37 : Hydrogrammes crues de projet – T=10, 20, 50 et 100 ans



## 1.4.5 Evènements historiques

### a) Pluies de 2015

En janvier 2015, des inondations importantes ont été observées au niveau de la Pipine et ont motivé le lancement d'études pour la réalisation d'aménagements sur ce cours d'eau.

Les cumuls pluviométriques de Février 2015 et les coefficients de Montana ont été récupérés auprès du GEGDP pour les deux pluviomètres les plus proches de la zone d'étude : P4 à la Fautaua et P0 à la Tuauru.

Leur analyse a montré que la pluie du 10/02/2015 a une période de retour inférieure à la T2ans pour le P0 et égale à la T2ans pour le P4, l'occurrence de cette pluie est donc plus faible que la fréquence des inondations. Deux éléments peuvent expliquer cette différence :

- L'éloignement des pluviomètres par rapport à la Pipine, qui ont pu ne pas capter l'intensité de la pluie si celle-ci était très localisée sur Arue et présentait une forte variabilité spatiale ;
- Le fait que les inondations soient fortement liées au bouchage de l'ouvrage sous le rond-point plutôt qu'à l'intensité de la pluie.

### b) Pluies de 2017

En janvier 2017, des inondations violentes ont touché tout le pays et ont fait de nombreux dégâts matériels mais aussi humains. L'aménagement des rivières est de plus en plus pressant afin de mieux gérer les phénomènes de crues.

Des données ont été récupérées auprès du GEGDP, elles concernent les stations suivantes :

- Tuauru (2 stations à 520 m d'altitude et sur le pont de la route territoriale)
- Fautaua (650 m d'altitude)
- Vaiami (470 m d'altitude)
- Matatia (1050 m d'altitude)
- Punaruu (3 stations à 1 420 m, 600 m et 130 m d'altitude)
- Taharu'u (200 m d'altitude)
- Papenoo (350 m d'altitude)

Leurs analyses ont montré que les précipitations de la nuit du 21/01/2017 au 22/01/2017 étaient exceptionnelles. Le mois de janvier 2017 a enregistré la plus grande valeur de pluviométrie jamais enregistrée depuis une vingtaine d'année à l'exception de la station Punaruu.

Les valeurs de la pluviométrie journalière (mm/h) au niveau des deux postes pluviométriques qui encadrent la vallée de la Pipine sont présentées ci-après :

Date	Heure	Tuauru	Fautaua
21/01/2017	20:00	2,5	0
	21:00	0,5	5,5
	22:00	8,5	11,5
	23:00	12,5	18
22/01/2017	00:00	25,5	3
	01:00	51,5	31
	02:00	65,5	57,5
	03:00	58,5	78
	04:00	62	65
	05:00	30,5	23
	06:00	12	5,5
	07:00	3,5	1
	08:00	0,5	1,5

Pour la station Tuauru et la station Fautaua, les périodes de retour de la pluviométrie mesurée lors de cet évènement ainsi que les cumuls calculés pour une période retour de 100 ans sont les suivants :

Puauru	1j	2h	1h	30 min	5 min
Période de retour des valeurs mesurées	47 ans	9 ans	< 2ans	< 2ans	< 2ans
P (mm) théorique pour T=100ans	477,3	179,8	131,6	82,8	19,9

Fautaua	24 h	2 h	1 h	30 min	5 min
Période de retour des valeurs mesurées	>100 ans	>100 ans	22 ans	5 ans	< 2ans
P (mm) théorique pour T=100ans	300,8	122,9	88	61,3	14

La hauteur d'eau maximale de la Puauru enregistrée (de 253 cm) correspond à un débit de l'ordre de 270 m<sup>3</sup>/s. La période de retour correspondante est de l'ordre de **14 ans**. Ainsi l'occurrence de cette pluie sur 24h et sur 2h a donc été plus forte que la fréquence des inondations.

Il n'existe pas de donnée équivalente issue de la station limnimétrique de la Fautaua. La pluviométrie mesurée sur 24h et sur 2h est supérieure à la pluviométrie centennale pour la station de la Fautaua.

Suite aux intempéries du week-end des 21 et 22/01/17 ayant occasionné de fortes montées des eaux des rivières et un débordement au niveau de la Pipine. Le Laboratoire des Travaux Publics est intervenu à la demande et pour le compte de la commune d'ARUE au droit de la Pipine pour faire un relevé visuel des anomalies, des désordres et autres cas problématiques nécessitant une sécurisation.

Les désordres constatés sont relativement importants et le LTPP préconise des investigations complémentaires (diagnostic, sondages, étude de stabilité).

Il est ainsi probable que le débit de la Pipine lors de cet évènement ait été compris entre **T=10 ans et T=20 ans**.

## 1.5 ANALYSE HYDROMORPHOLOGIQUE

### 1.5.1 Sectorisation par tronçons homogènes

Une analyse hydromorphologique a été menée sur la rivière Pipine en juillet 2019. En a découlé, la division du cours d'eau en 6 tronçons homogènes. L'analyse hydromorphologique n'a pas été réalisée dans la zone en aval de la RDC du fait de l'importance de son artificialisation.

- **Tronçon 1 (environ 20 ml) :**

Il s'agit de la partie amont du bassin versant avec des pentes très élevées et une vallée encaissée. C'est dans cette partie que les matériaux transitent vers les zones aval. Il s'agit d'une zone de stock sédimentaire.

Début du tronçon 1 (20 m de long) : le secteur commence au niveau d'un seuil constitué de bois mort. Ce blocage du profil en long entraîne la mise en place d'un remous solide comblant le lit mineur. En aval la pente augmente nettement favorisant **une incision verticale importante avec des faciès de cascade** qui permet au profil en long d'observer une certaine stabilité malgré un enfoncement généralisé qui se matérialise par une érosion sur les berges (Photo 1).



*Photo 1 : début d'incision en aval du barrage de bois morts – mise en place de faciès en cascade*

La rivière est localisée en rive droite venant s'adosser au versant qui peut l'alimenter en sédiments par le biais de mouvements de masses (glissements).

Le lit mineur accueille un panel granulométrique très hétérogène allant des blocs métriques jusqu'à des sables très fins. Ces derniers se retrouvent principalement en aval des éléments les plus gros (phénomène de masquage).

Le profil de la vallée est dissymétrique avec un banquette rive droite qui accueille les débordements en cas de crues plus importantes.

- **Tronçon 2 (130 ml) :**

Les érosions verticales ont entraîné **un enfoncement de plusieurs mètres dans le lit mineur du cours d'eau entraînant un faciès de type rapide**. Les berges présentent des séries lithologiques faisant varier des strates sableuses ou caillouteuses (voire rocheuses) qui témoignent de l'intensité très variable des crues et de leurs transits sédimentaires. L'incision se manifeste par un sous-cavement des parties lithologiques plus grossières, avant que ces dernières, sous l'effet de la gravité ne s'effondrent dans le lit.



*Photo 2 : Pipine décalée en rive droite – incision verticale et alimentation directe du versant*

La Pipine se trouve décalée sur la rive droite de façon artificielle s'appuyant sur des formations colluviales alimentées par l'érosion mécanique sur substrat. Le lit moyen en rive gauche, est moins sollicité du fait de cette incision.

- **Tronçon 3 (60 ml) :**

La pente devient plus forte favorisant un tracé quasi rectiligne avec une concavité sur la rive droite. La concentration des vitesses dans cette partie du lit induit une **érosion de la berge favorisant ainsi les glissements localisés des formations détritiques accumulées sur les versants**.





*Photo 3 : vue vers l'amont – facies de type cascade*

La berge rive droite est aussi érodée compte tenu de la chenalisation du cours d'eau et surtout de son incision verticale. On retrouve avec l'accélération de la déclivité un faciès de type cascade.

La risberme en rive droite accueille le début d'un chenal d'écoulement avec des stigmates d'anciens chenaux préférentiels des écoulements. On constate également des protections en enrochements libres sur la berge rive droite ce qui confirme le fait que **le cours d'eau a été dévié sur le versant gauche de la vallée**. Ce nouveau tracé se matérialise par un cheminement plus rectiligne avec une déconnexion avec les autres unités de la plaine alluviale (avec la mise en place de protection de berges).

Le tracé plus direct avec une réduction de l'espace de débordement de la rivière génère de fait **une incision verticale, avec un transit de matériaux plus direct dans le secteur aval où la pente diminue très nettement en débouchant dans la plaine littorale**.

- **Tronçon 4 (45 ml) :**

La vallée dans cette partie s'élargit comme le fond du lit mineur. La pente diminue localement entraînant la mise en place d'un faciès de type rapide.

Les érosions de berges se localisent sur la rive gauche alors que les formations de versant viennent adoucir les pentes sur la rive droite.

Le panel granulométrique est plus hétérogène que la partie directement située en amont.



*Photo 4 : rupture de pente localement – élargissement du lit mineur – granulométrie hétérogène*

On retrouve encore un remblai/chemin, qui sépare physiquement le chenal sur le secteur en rive gauche. Ce merlon coté lit mineur est fortement érodé par sapement de son pied. **Le lit majeur en rive gauche ne fait plus ici l'office de zone d'expansion des écoulements**.

Cette zone qui assurait les dépôts d'une partie de la charge sédimentaire ne joue plus ce rôle. **Le cours d'eau laisse ainsi transiter sa charge solide directement en aval entraînant des dysfonctionnements importants où se localisent les enjeux.**

- **Tronçon 5 (45 ml) :**

On assiste dans cette partie à un resserrement progressif lithologique des versants qui favorise la concertation des écoulements dans le lit et où la pente est plus marquée que dans le tronçon précédent.

**La berge rive gauche est fortement érodée, quasi subverticale, alors que l'autre rive présente une activité érosive moins importante.** Il semble que les terrassements en rive gauche, avec un remaniement de matériaux, favorisent les attaques érosives.

C'est à la fin de ce secteur que la rivière Pipine devient très contrainte par les aménagements anthropiques et que les enjeux se localisent.



*Photo 5 : vue vers l'amont – érosion verticale*

- **Tronçon 6 (340 ml) :**

**Le cours d'eau est ceinturé par des aménagements** assurant la protection de constructions en rive droite et de la route en rive gauche. La pente diminue de façon progressive jusqu'au droit du passage en souterrain sous la route de ceinture ce qui confère au cours d'eau un faciès en plat courant.



*Photo 6 : aménagements de la rivière dans les zones urbanisées*

On note également l'apparition du substrat affleurant ce qui indique que le profil d'équilibre n'est pas encore atteint. Ce constat peut être mis en relation avec les nouvelles conditions d'écoulement du cours d'eau et les modifications du tracé en amont.

La granulométrie locale est moins chaotique que les secteurs amont permettant d'affirmer que ce le lit mineur est très sensible aux apports amont. Les variations altitudinales peuvent être importantes et favoriser de nouvelles perturbations hydrauliques.



*Photo 7 : homogénéisation des faciès et granulométrie plus homogène – vue vers l'amont*

**Les ouvrages de franchissement**, permettant de rejoindre les constructions situées en rive droite, **sont également propices à générer des dysfonctionnements hydrauliques** notamment avec le transit de matériaux important et fréquent depuis la zone amont et également **avec le risque lié au transport des bois morts pouvant être à l'origine des obturations des ouvrages**. Ces phénomènes qui peuvent être simultanés lors d'une crue peuvent générer un risque pour les secteurs où se localisent les enjeux.

On peut identifier des points de débordements privilégiés lorsque la capacité du lit mineur est atteinte. La berge étant rehaussée côté rive droite pour protéger les habitations, un axe préférentiel reste la servitude de la Pipine desservant la partie amont et qui rejoint directement sur le rond-point de la route de ceinture. **Le secteur rive gauche, et donc la route, reste la zone la plus sensible à ces débordements compte tenu de la topographie plus favorable sur la rive opposée**

La carte page suivante localise les différents tronçons homogènes.



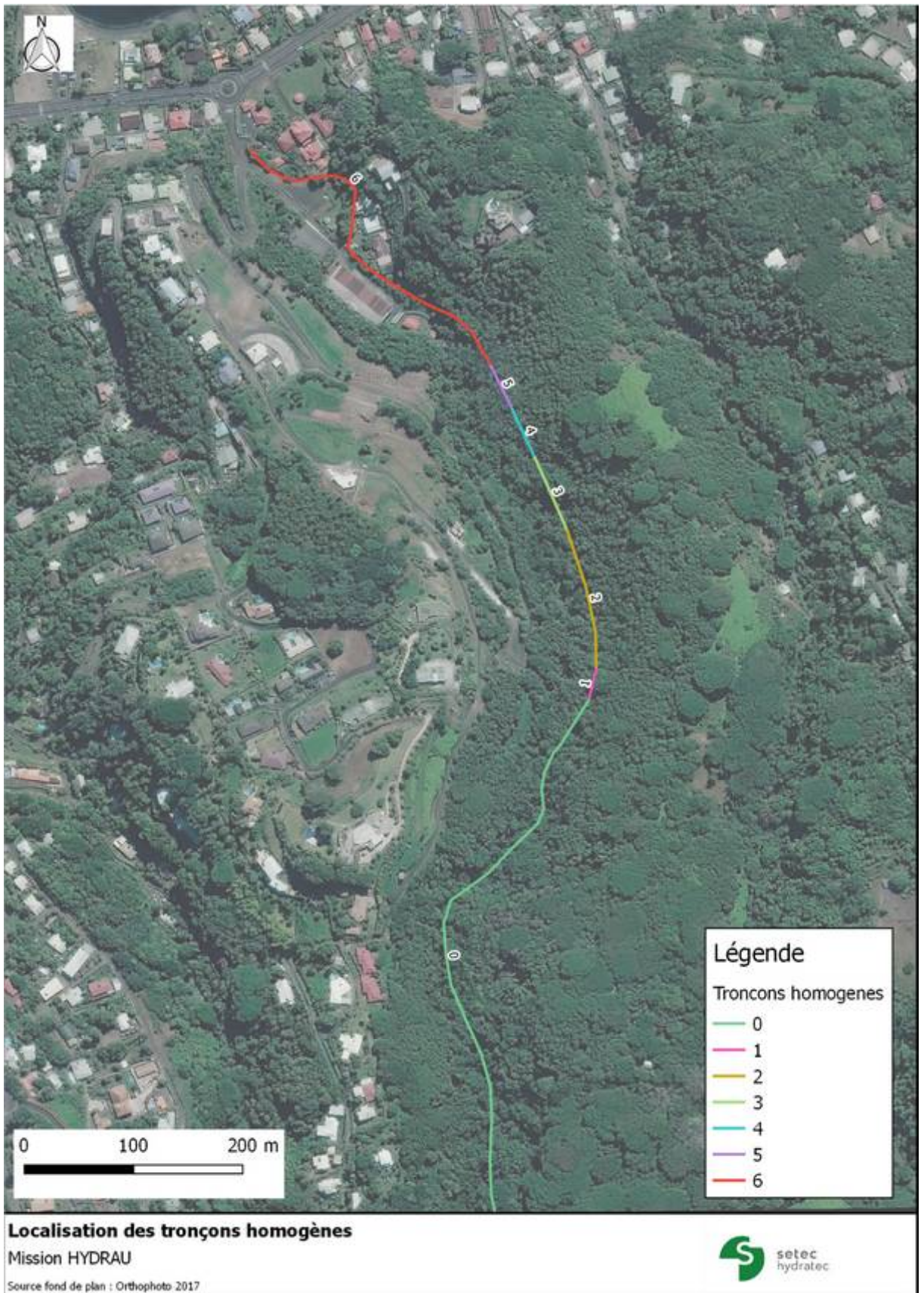


Figure 1-38 : Localisation des tronçons homogènes

## 1.5.2 Principes et méthodologie pour la quantification du transit sédimentaire

### a) Méthodologie

L'analyse granulométrique est réalisée en fonction de la géomorphologie du secteur et de la forme du cours d'eau. Les relevés granulométriques seront multipliés sur le secteur afin de définir :

- la résistance potentielle du lit à l'abaissement,
- le degré de pavage,
- la gamme granulométrique qui transite



*Illustration de la variabilité de la granulométrie de surface sur un banc alluvial (banc de convexité). On trouve un facteur 5 d'écart sur le D50... et la fraction la plus grossière est plutôt sur le haut du banc. En l'occurrence, on choisira la zone la plus grossière.*

**Ces mesures sont effectuées grâce à une analyse granulométrique dimensionnelle. Cela se déroule de la manière suivante :**

- mesure d'un échantillon de 100 à 200 galets,
- dimensionnement de la plus grande largeur.

Cette technique est réalisée à l'aide d'un double décimètre avec un relevé tous les 20 cm (largeur et longueur). Il en suivra la réalisation d'une courbe granulométrique dont les diamètres caractéristiques seront analysés et interprétés (méthode WOLMAN). On vise à établir les données caractéristiques comme le d10, d30, le d50, le d75 et le d90.

Dans le cadre de notre mission nous avons réalisé 3 relevés granulométriques sur la rivière Pipine aux droits des tronçons 3 et 5, qui sont les plus représentatifs du panel granulométrique lié aux caractéristiques physiques de ce bassin versant torrentiel.

La localisation des relevés est importante et ne se fait pas de façon aléatoire. L'étendue granulométrique n'est pas homogène sur l'ensemble du manteau alluvial constituant le lit mineur. En effet, l'activité hydrodynamique à l'intérieur même d'une section d'écoulement varie suivant les contraintes latérales, les variations des vitesses d'écoulement, l'occupation du sol, la sinuosité, .... Les atterrissements dans le lit mineur sont donc variés tant sur le plan de leurs compositions granulométriques que sur leurs réparations



spatiales. L'intensité de crues a également un impact sur la composition et la constitution de ces bancs alluviaux. La puissance des crues, la géométrie de la vallée et les contraintes sur le plancher alluvial sont à l'origine de l'hétérogénéité de dépôts à la fois spatialement mais également dans la composition verticale du banc. Afin d'avoir une bonne représentation du panel granulométrique il est donc primordial de prendre en considération l'ensemble de ces paramètres.

L'analyse des mesures in situ a permis de réaliser des graphiques représentant la répartition des matériaux en fonction de leur taille. On peut ainsi distinguer, du plus petit mesuré au plus grossier, les sables (<à 2mm), les graviers (de 2mm à 64mm), les galets (64mm à 264mm) et enfin les blocs (> 256mm). Ces mesures ont également permis de réaliser des courbes granulométriques qui seront interprétées pour la Pipine.

## b) Eléments d'analyse

Les éléments qui sont analysés avant d'effectuer le bilan sédimentaire permettent de décrire l'activité hydrodynamique locale. En effet, suivant l'intensité des crues qui se sont produites sur le bassin versant et suivant leurs espacements dans le temps, on peut constater une migration des éléments les plus fins vers l'aval laissant sur place les éléments les plus grossiers. Cette couche plus grossière protège ainsi les couches sous-jacentes ; c'est le phénomène d'armure du manteau alluvial. Poussé à son paroxysme l'armure peut se transformer en pavage, couche qui ne sera détruite que pour les événements extrêmes dans le chenal. L'analyse de la forme des courbes granulométriques indiquent la présence ou non d'une armure dans le chenal. Nous utiliserons également la notion de classement limite d'une armure mature de Chin et al (1994) pour confirmer l'analyse des courbes granulométriques et les expertises de terrain. L'indice de tri granulométrique ( $S_o$ ) qui sera calculé permettra de mettre en avant le comportement hydrodynamique des cours d'eau (Figure 1-39) ainsi que le calcul de l'étendue granulométrique qui renseignera l'hétérogénéité des apports.

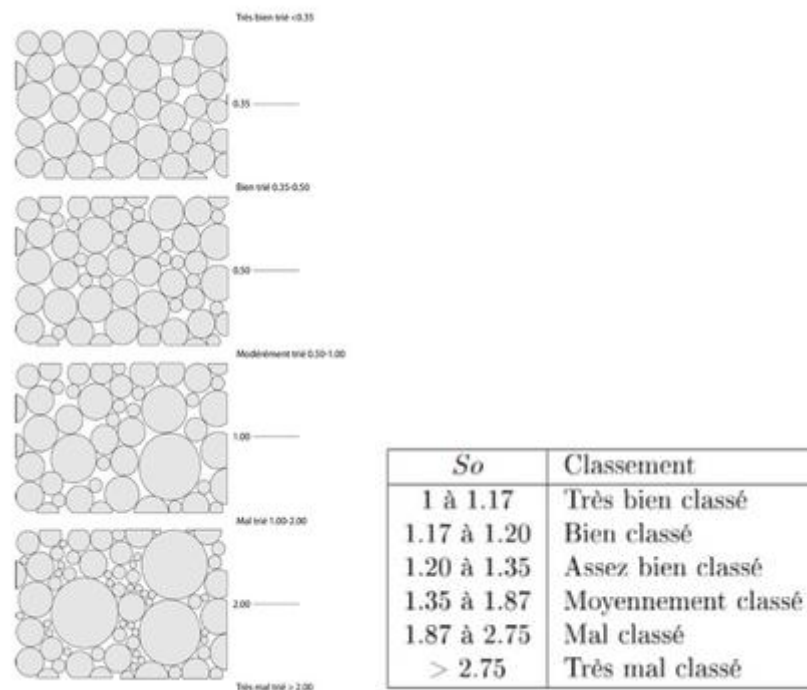


Figure 1-39: indice de Tri ( $S_o$ )

### c) Analyse des études antérieures

Dans le cadre de l'étude VAIAD réalisée en 2015, une première quantification du transit sédimentaire a été réalisée. Il ressort de cette étude, une première analyse granulométrique qui précise les valeurs de D30 (2mm), D50 (4.8mm) et D90 (135mm) sur un secteur où la pente est de 7%. Les calculs font état d'un volume charrié lors d'une crue décennale de 200 à 250m<sup>3</sup> et de 250 à 300m<sup>3</sup> pour une crue trentennale.



15 – Passerelle OH23.5, dépôts terrigènes contre les culées

Photo 8 : localisation du relevé granulométrique

Le relevé granulométrique a été réalisé après la crue de 2015. Selon l'étude, un curage a été réalisé juste après la crue et les éléments les plus grossiers ont été placés sur les berges. Le relevé réalisé ne prend donc pas en considération la gamme granulométrique la plus grossière et révèle la présence d'éléments très fins au moins sur 50% de l'échantillon, ce qui est en contradiction avec le commentaire du chapitre 2.6.1 de l'étude « ces évaluations sont sommaires, relatives à une granulométrie de surface sur un tronçon à forte pente (absence des matériaux les plus fins transportés) ».

De plus, la taille des sédiments nous semble très petite, en fonction des éléments visibles sur la photo ci-dessus et en relation avec nos expertises de terrain. Il semble également qu'il y ait probablement une erreur dans le rapport de l'unité « mm » qui devrait être plutôt des cm. Compte tenu des résultats affichés et de la gamme granulométrique, les volumes calculés nous paraissent très faibles. En effets, selon les deux équations (Meunier, Rickenmann) utilisées et si nous prenons les mêmes valeurs granulométriques nous obtenons des volumes pour les crues Q10 et Q30, qui sont compris entre 560 et 850 m<sup>3</sup> pour Q10 et entre 810 et 1220 m<sup>3</sup> pour Q30 (les formules de Sogreah – Lefort de 1991 et de Lefort de 2007 donnent des valeurs plus importantes encore).

D'après nos expertises de terrains, nos relevés granulométriques plus nombreux sans influences anthropiques et nos calculs sur la partie amont, le gros du transit restent donc en amont du secteur à enjeux en relation avec une surlargeur de la vallée mais avec une pente beaucoup plus forte induisant des volumes plus importants dans notre secteur. La sous-estimation des volumes dans cette étude peut induire des erreurs dans les préconisations de dimensionnement du bassin sédimentaire en amont.

Suite à notre analyse nous ne tiendrons pas compte de cette quantification issue de l'étude de 2015, mais partirons sur nos expertises de terrain, de nos relevés granulométriques et de nos quantifications utilisant plusieurs équations de calculs pour dimensionner le piège à sédiments dans la zone en amont des enjeux.



#### d) Quantification du transit sédimentaire - Méthodologie de calcul

Les calculs sont effectués à partir des courbes granulométriques issues des relevés de terrain telles que présentées ci-après et des débits liquides calculés.

L'estimation du transport solide est effectuée grâce aux formules de Sogreah-Lefort de 1991, Meunier, Rickenmann, Recking 2008, Lefort 2007 et Lefort 2015. Ces deux dernières qui comprennent des domaines de validité spécifiques, ne pourront pas être utilisées. Donc le calcul fait appel aux formulations dont le domaine de validité est vérifié.

### 1.5.3 Quantification du transit sédimentaire sur la Pipine

Il ressort de cette analyse une courbe granulométrique présentée ci-dessous. Les relevés ont été moyennés (globalisant les 3 levers de terrain) pour avoir une meilleure représentativité du transit sédimentaire sur ce cours d'eau et dans la partie en amont avant les enjeux.

Nous pouvons constater que **la partie fine depuis les sables jusqu'au gravier fins est peu présente**. En effet et compte tenu des pentes locales **la rivière fait très rapidement transiter ces matériaux**.

En revanche la fraction grossière laisse entrevoir un **armurage du lit**, confirmé par l'indice « ia » très élevé. Cela se traduit par une remise en mouvement des matériaux grossiers qui ne s'effectuera que pour les crues les plus importantes. Ces dernières pourront mobiliser l'ensemble des sédiments constituant le plancher alluvial.

L'indice de tri ( $S_o$ ) nous renseigne sur le très mauvais triage ce qui indique que **l'activité hydrodynamique est très soutenue**. Cette dynamique torrentielle, dans cette partie amont du bassin versant, favorise l'exportation rapide des éléments les plus fins vers la plaine littorale et dans le lagon.

Seuls une partie des sédiments plus fins issus de décantation, sont présents, par la perte de puissance de la rivière lors de la fin de la crue. Ces éléments fins présents, en amont, seront mobilisés très rapidement par des crues moins intenses. On en retrouve toutefois dans le lit par les apports directs des versants, où la matrice est plutôt limono-argileuse ou encore par un effet de masquage des particules les plus grossières favorisant une sorte de bouclier pour ces particules.

Il n'est pas à exclure également que des apports hyperconcentrés, type coulée de boue, puissent se produire dans le talweg en relation avec l'instabilité de certaines formations de versants pouvant fournir des quantités importantes de sédiments lors de glissements de terrain (Photo 9). Ces versants sont constitués de formations détritiques mixtes peu stabilisées.



Photo 9 : apports directs de sédiments fins dans le cours d'eau

Pente moyenne en m/m	Granulométrie en m					Indice de Tri (So)	Etendue granulométrique D90/D30	Indicateur d'Armure (ia) : D99/D50
	D30	D50	D75	D90	Dm			
0.10	0.023	0.059	0.208	0.346	0.125	3.22	15	8.9

Tableau 1-8 : granulométrie de la Pipine et indices morphologiques

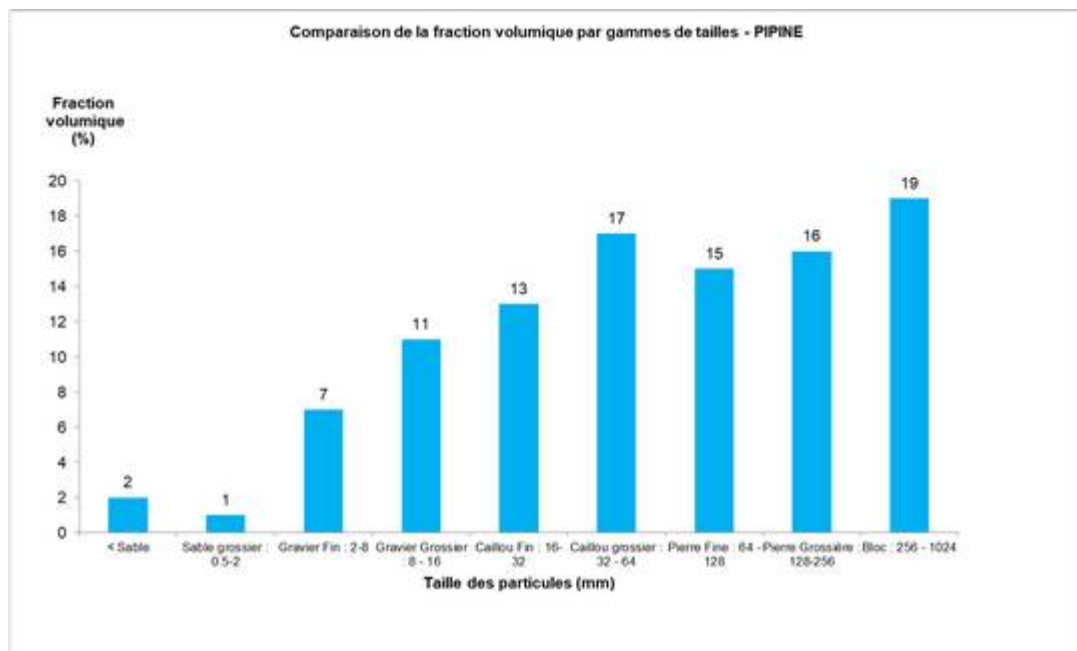


Figure 1-40: Fraction volumique de taille sur la Pipine

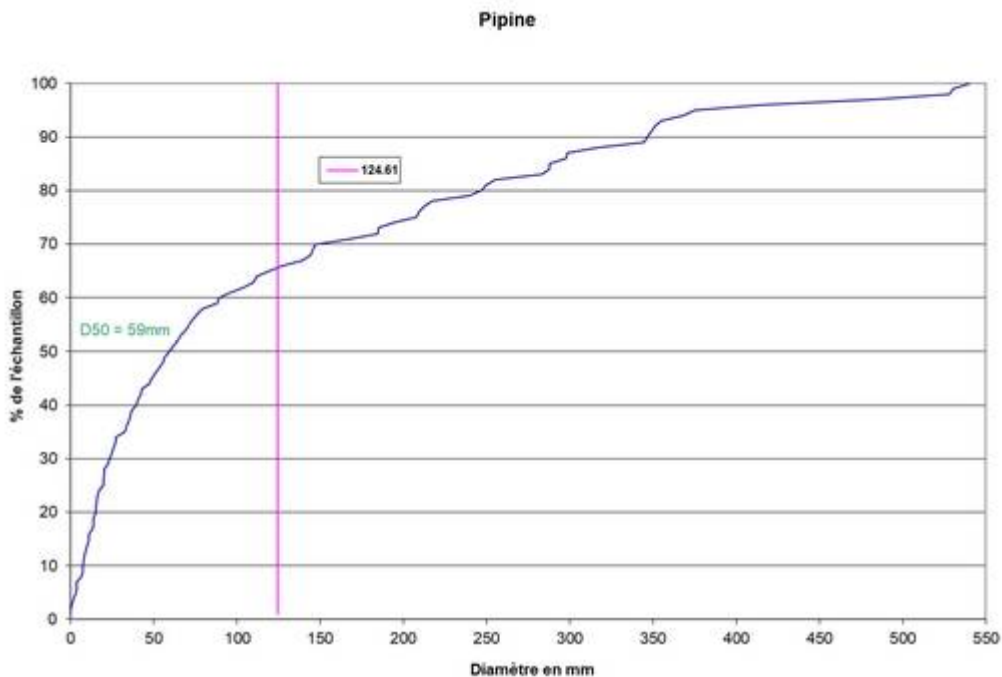


Figure 1-41 : courbes granulométriques moyennées des 3 échantillons

Le Tableau 1-9 qui suit donne une estimation du volume total charrié pour des crues de période de retour 2, 5, 10, 20, 30, 50 et 100 ans sur la partie amont de la rivière Pipine en amont de la zone à enjeux.

Afin de prendre en compte les incertitudes de ces estimations, il est proposé un encadrement des quantités obtenues par des bornes inférieures et supérieures. Ces bornes ont été également arrondies arithmétiquement au supérieur pour des notions de sécurité.

<b>Evaluation du volume total charrié (m<sup>3</sup> / Crue)</b>							
Période de retour							
	2ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
Moyenne	675	925	1250	1550	1875	2200	2975
Borne Inf	550	750	1000	1250	1500	1750	2400
Borne Sup	800	1100	1500	1850	2250	2650	3550

Tableau 1-9 : quantification du transport sédimentaire pour différentes périodes de retour

Les volumes présentés englobent le transit sédimentaire total (Matières en suspension et le charriage).

**Dans le cadre du dimensionnement du piège à sédiment dans la partie amont de la rivière nous retiendrons les valeurs suivantes avec une marge de sécurité  $\geq 25\%$ .**

<b>volumes retenus pour le dimensionnement du bassin amont</b>							
	2ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
Marge $\geq 25\%$	850	1275	1600	2000	2350	2750	3750

Tableau 1-10 : Volumes utiles adaptés au transit sédimentaire de la rivière Pipine

## 2 MODELISATION HYDRAULIQUE

### 2.1 PRESENTATION DU LOGICIEL DE MODELISATION

Le modèle numérique des écoulements a été élaboré avec le logiciel dédié à l'hydraulique fluviale et urbaine HYDRA.



**Hydra** est une plateforme de modélisation hydrologique et hydraulique permettant de faire appel dans un même modèle aux fonctionnalités propres aux réseaux d'assainissement, aux systèmes fluviaux et maritimes afin de répondre

aux problématiques complexes d'interconnexion des réseaux de collecte des eaux pluviales et des débordements de surface dans la gestion des inondations des grandes métropoles.

Cette plateforme permet de piloter un moteur de calcul robuste et performant, fruit de 30 ans de développements et d'exploitation, capable de traiter l'ensemble des domaines suivants ainsi que leurs interactions : hydrologie, propagations de crue dans les réseaux d'assainissement, les cours d'eau et les plaines inondables, interactions entre les débordements de cours d'eau, les débordements de réseaux d'assainissement et les écoulements de surface dans les zones urbaines, submersions marines, phénomènes transitoires rapides et leurs conséquences, modélisation courantologique, transport solide, optimisation de gestion des ouvrages et des grands systèmes hydrologiques et hydrauliques...

### 2.2 MODELE HYDRAULIQUE

#### 2.2.1 Structure du modèle

##### a) Emprise du modèle

Le modèle a été construit sur le logiciel Hydra, développé par Hydratec et libre de droit.

La figure suivante montre une vue d'ensemble du modèle. Il s'étend le long de la rivière Pipine, localisé sur la commune d'Arue sur environ 1 km de long.



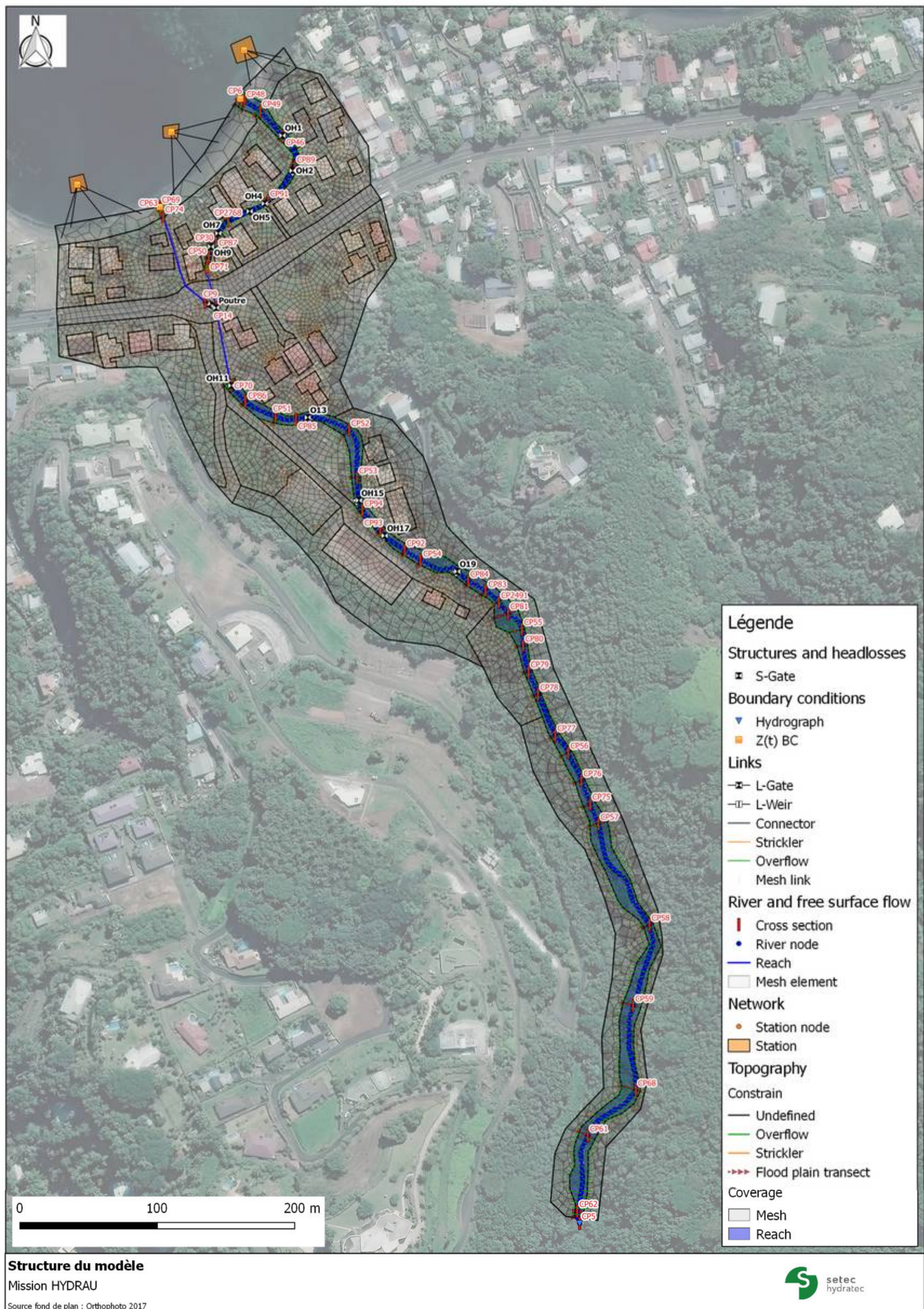


Figure 2-1 : Vue d'ensemble du modèle hydraulique de la rivière Pipine



## b) Données topographiques

Les données topographiques sources sont :

- Levés réalisés en 2015 par Geometrix pour les zones les plus stables de la rivière;
- Levés complémentaires réalisés en septembre 2016 par Geometrix pour les besoins de l'AVP et qui comprennent en particulier les zones peu stables depuis la déviation du lit ainsi qu'un levé précis de l'ouvrage sous le rond-point de la route de ceinture ;
- Levés complémentaires réalisés en 2019 par Geometrix pour les besoins de l'AVP et de la modélisation hydraulique de 2020.

Les ouvrages de franchissement sont intégrés dans le modèle sur la base des levés topographiques réalisés en 2015.

Les sections en travers du modèle hydraulique sont intégrées sur la base :

- Des levés topographiques de profils en travers réalisés en 2019 ;
- Des semis de points réalisés en 2019, afin de densifier les profils en travers dans les zones à enjeux ;
- Des semis de points réalisés en 2015 sur les zones où il n'y avait pas de levés disponibles en 2019.

Les différentes données topographiques sont localisées sur la figure suivante :





Figure 2-2 : localisation des données utilisées pour la création du modèle



### c) Lit mineur

Le lit mineur de la rivière Pipine est représenté en 1D (domaine filaire), sous forme de profils en travers basés sur les levés topographiques réalisés en 2015 et 2019.

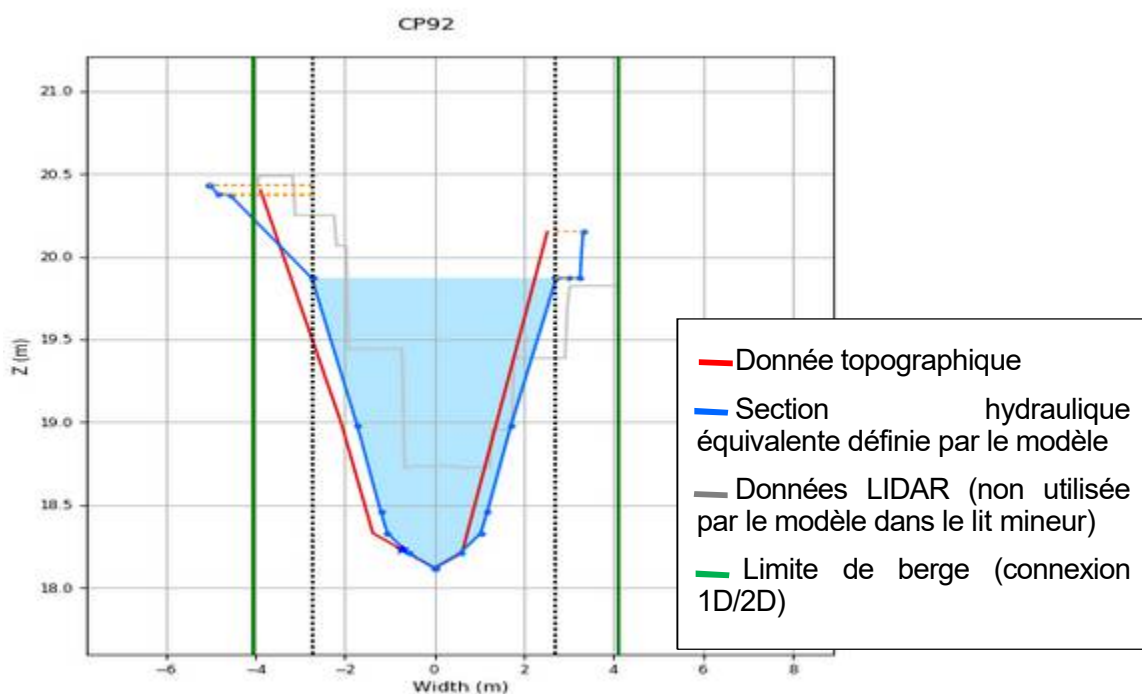


Figure 2-3 : Modélisation du lit mineur au moyen de profils en travers sur Hydra



#### d) Lit majeur

L'ensemble du lit majeur est représenté par un maillage 2D basé sur les relevés LIDAR datant de 2013.

Le maillage 2D permet de représenter correctement les écoulements diffus et / ou les changements de direction des écoulements liés à des obstacles du terrain.

Le domaine 2D comprend une collection de mailles quadrangulaires ou triangulaires, chaque maille étant convertie en interne en un nœud de calcul caractérisé par :

- une cote de fond,
- une surface
- des cotes d'échange avec les mailles voisines.

Le maillage s'appuie sur des limites physiques contraignant les écoulements appelées lignes de contraintes (digues, remblais, routes...), la taille des mailles étant définie par le modélisateur en fonction de la précision attendue et de la morphologie de la vallée.

Les mailles sont densifiées dans les zones à enjeux, notamment au droit des projets.

#### e) Couplage 1D/2D

Les berges de chaque lit de cours d'eau sont connectées au domaine bidimensionnel par l'intermédiaire de liaisons spécifiques apparentées à des déversoirs.

Les liaisons latérales schématisent les capacités de débordement du bief 1D vers le maillage 2D à partir des caractéristiques géométriques de la berge considérée (altimétrie), de la géométrie de chacune des mailles (largeur de contact avec la berge) et de l'occupation du sol (frottement et éventuelle obstruction créée par le bâti).

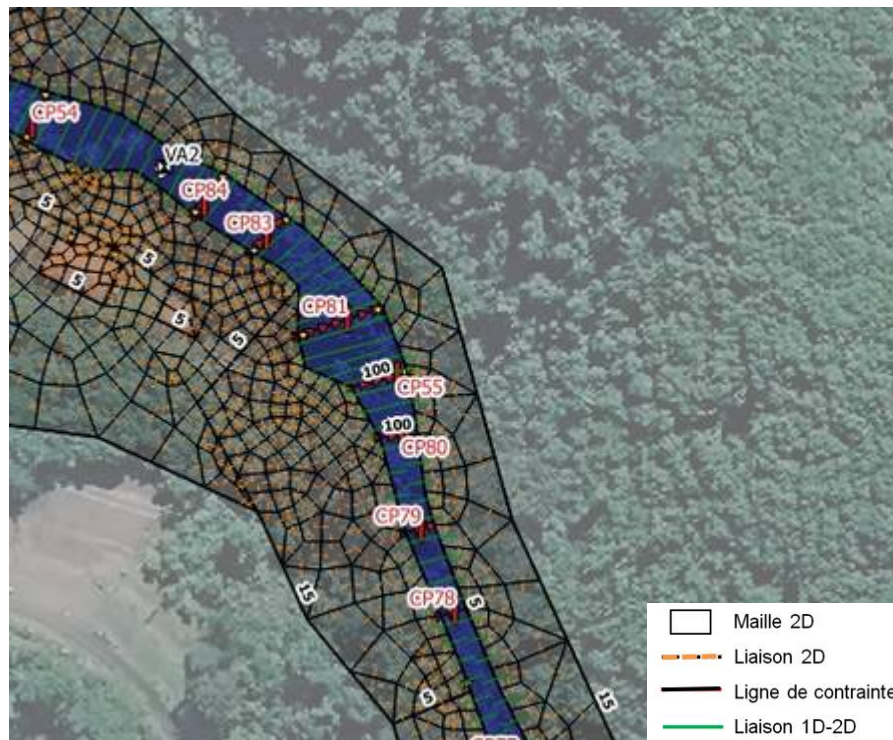


Figure 2-4 : Maillage 2D en lit majeur et couplage avec le 1D

#### f) Modélisation des ouvrages

Le modèle intègre les différents ouvrages traversants des cours d'eau. Ils sont définis par les cotes de radier et de sous-poutre et la section totale.

Les pertes de charge sont calculées par une loi de seuil tant que l'ouvrage n'est pas en charge, et par une loi d'orifice dans le cas contraire.

Lorsque l'ouvrage de franchissement est submersible, l'orifice est complété en parallèle par un élément seuil correspondant à la possibilité d'écoulement sur le tablier défini par une largeur, une cote et un coefficient de seuil.

#### g) Prise en compte des embâcles

L'analyse du secteur d'étude et de la dynamique des crues a montré que le risque d'embâcle et d'obstruction des ouvrages était très fort, même pour des crues fréquentes.

L'obstruction des ouvrages est liée à 2 phénomènes :

- L'accumulation de flottants
- L'engravement qui engendre une réduction de la section au niveau du radier des ouvrages.



*Figure 2-5 : Phénomène de dépôts et d'embâcle au droit de la diffluence sous la RDC (source photo VAIAD – 2015)*

Une analyse a été menée concernant la méthode de modélisation de l'obstruction. Deux méthodes sont comparées :

- Obstruction des ouvrages par le « haut », avec réduction de la cote de la voute
- Obstruction des ouvrages par le « bas », avec rehausse du radier

Ces comparaisons sont présentées en annexe. Au regard des visites de terrain et des retours d'expérience sur les dernières inondations, il apparaît que la méthode d'obstruction « par le haut » est plus représentative de la réalité.

Ainsi, le phénomène d'embâcles est pris en compte dans le modèle en considérant une obstruction partielle des ouvertures des ouvrages à partir du haut de la voûte.

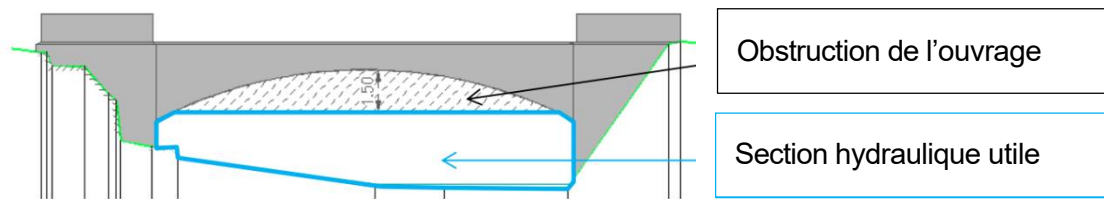


Figure 2-6 : Principe de prise en compte des embâcles au droit des ouvrages

Les conditions d'obstructions des ouvrages considérées dans les simulations sont :

- **50% d'obstruction pour les crues Q50 et Q100**
- **25% d'obstruction pour les crues Q10, Q20**

#### h) Conditions aux limites aval

La condition limite aval correspond à un niveau de mer fixe pendant toute la durée de la crue. La limite aval du modèle a été placée en mer. Les cotes marines prises pour les simulations sont :

- **0.5m NGPF pour les occurrences Q10, Q20,**
- **1m NGPF pour les occurrences Q50, Q100**

### 2.2.2 Données hydrologiques d'entrée

Les hydrogrammes présentés dans l'analyse hydrologique ont été injectés à l'amont du modèle.

Les débits de pointe sont issus de l'étude préliminaire VAIAD et retenus dans le cadre de cette étude.

L'ordre de grandeur du pourcentage d'incertitude sur les débits est lié d'une part à l'urbanisation potentielle du bassin versant naturel et d'autre part à l'absence de mesure réelle (station de jaugeage) et de poste pluviométrique local. Il peut être estimé entre 15% et 35%.

Les crues simulées sont :

- **La crue décennale (10.4 m<sup>3</sup>/s),**
- **la crue vicennale (12.7 m<sup>3</sup>/s),**
- **la crue cinquantennale (17 m<sup>3</sup>/s),**
- **la crue centennale (22 m<sup>3</sup>/s).**

## 2.2.3 Calage du modèle

### a) Méthodologie

Le secteur d'étude ne dispose pas de repères de crue permettant de caler le modèle sur la base d'un événement réel. En effet, la visite de terrain n'a pas pu mettre en évidence de laisse de crue implantée précisément vis-à-vis d'un évènement référencé en termes de période de retour.

Le calage a consisté à ajuster les coefficients d'écoulement (coefficients de Strickler) et les coefficients de perte de charge singulière (coefficients de seuils, de contraction ...) de façon à retrouver les fonctionnements hydrauliques décrits dans les études antérieures.

Le résultat a ensuite été comparé aux retours des riverains vis-à-vis des inondations de 2015 et 2017.

### b) Paramètres de calage retenus

Le calage du modèle a consisté en l'ajustement des paramètres comme :

- Le coefficient de Strickler
- Les coefficients de seuil ou de perte de charge sur les ouvrages de franchissement.

Les coefficients de Strickler retenus sont les suivants :

- |  |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"><li>- <b>K lit mineur = 20 car le lit mineur du cours d'eau est composé de gros blocs.</b> Le même coefficient a été appliqué sur les berges en raison des flottants et éléments charriés pendant la crue. Il permet de rester sécuritaire quant au diagnostic.</li><li>- <b>K lit mineur ouvrage sous la RDC = 35 car l'ouvrage hydraulique en béton est en mauvais état d'usage.</b></li><li>- <b>K lit majeur – zone d'habitation : 15</b></li><li>- <b>K lit majeur – voirie : 40</b></li><li>- <b>K lit majeur – zone de végétation dense : 8</b></li></ul> |
|--|

Remarque : les ouvrages sont modélisés de sorte qu'ils représentent une perte de charge.

Les pertes de charge sont calculées par une loi de seuil tant que l'ouvrage n'est pas en charge, et par une loi d'orifice dans le cas contraire.

Lorsque l'ouvrage de franchissement est submersible, l'orifice est complété en parallèle par un élément seuil correspondant à la possibilité d'écoulement sur le tablier défini par une largeur, une cote et un coefficient de seuil.

Ainsi, il n'y a pas de coefficient de Strickler pour les calculs dans les ouvrages.



## 2.3 ANALYSE DES CONDITIONS D'ÉCOULEMENT EN ETAT ACTUEL

### 2.3.1 Crue centennale (T = 100 ans)

Pour rappel, la simulation de la crue centennale est réalisée en considérant une obstruction des ouvrages à 50%. Le débit de pointe pour la crue centennale est de 22 m<sup>3</sup>/s.

La cartographie des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement est présentée page suivante ainsi que les lignes d'eau.

En amont de la zone habitée, l'emprise des débordements est très réduite du fait du profil encaissé de la vallée et des fortes pentes. Les vitesses et les hauteurs d'eau sont importantes uniquement en lit mineur.

En amont du méandre, les débordements restent réduits en rive droite du fait de la topographie.

A partir de l'OH19, en entrée dans la zone habitée, la Pipine déborde en rive gauche le long de la route. Ces débordements sont liés à l'abaissement local de la berge et à la perte de charge engendrée par les ouvrages de franchissement. Les hauteurs d'eau peuvent atteindre 50 cm et les vitesses d'écoulement sont supérieures à 1 m/s. Ces caractéristiques d'écoulement confirment le PPR qui classe cette route en aléa fort.

Les écoulements en rive gauche traversent la zone d'entrepôt et empruntent la route et rejoignent le lit de la Pipine entre les ouvrages 13 et 11 (entrée dalot sous la route de ceinture). Les forages AEP sont faiblement impactés. Les hauteurs d'eau sont comprises entre 30 et 50 cm et les vitesses d'écoulement sont supérieures à 0.5 m/s.

En rive droite, des débordements se produisent au niveau de l'OH 17 en raison de sa capacité limitante et touchent une première zone habitée. Toutefois, ils restent peu étendus du fait de la topographie.

Des débordements importants se produisent au niveau de l'extrados du coude en rive droite, du fait que les berges soient plus basses. Les écoulements se dirigent vers la mairie qui est fortement impactée, puis vers la route de ceinture. Au droit de la mairie, les hauteurs d'eau sont de l'ordre de 20 cm et les vitesses sont comprises entre 0.25 et 0.5 m/s.

En entrée du dalot passant sous la route de ceinture, la capacité limitante de l'ouvrage d'entrée (OH11) engendre des débordements importants en rive droite. En considérant une obstruction de 50%, de la hauteur d'ouverture de l'ouvrage la capacité de l'entrée du dalot est de 6 m<sup>3</sup>/s. Ainsi, plus des 2/3 du débit sont déversés en rive droite. Ce secteur est classé en aléa fort dans le PPRI.

Les flux débordés traversent la route de ceinture en surface pour rejoindre soit directement la mer, soit le lit de la Pipine en aval de la RDC. Du fait de la pente importante, les vitesses d'écoulement sont supérieures à 0.5 m/s, voire 1 m/s. Les hauteurs sont inférieures à 20 cm sur la RDC.

L'emprise des débordements sur et en aval de la route de ceinture est plus étendue que celui défini dans le PPRI. Ces différences peuvent s'expliquer par la méthode de cartographie employée. La modélisation 2D présente l'avantage de représenter finement les écoulements surfaciques multidirectionnels, d'où un étalement peut être plus important. De plus, les ouvrages sont considérés comme obstrués à 50% dans cette modélisation et on ne connaît pas les conditions d'obstruction retenues dans le PPRI.

En aval de la RDC, les débordements sont importants, principalement à proximité de la RDC et en rive gauche du bras principal. On note des zones d'accumulation au niveau des cuvettes topographiques où les hauteurs d'eau peuvent atteindre 75 cm. Les vitesses d'écoulement restent fortes (supérieures à 0.5 voire 1 m/s)

Les flux débordés ne peuvent pas toujours rejoindre le lit de la Pipine en raison de la présence de murs bordant les berges.

Les capacités du lit aval de la Pipine et des ouvrages sont largement insuffisantes.

Au final, il apparaît que l'emprise inondée reste cohérente avec celle du PPRI rappelé ci-dessous bien qu'il apparaisse des zones d'inondation supplémentaires et que le niveau d'aléa suivant les secteurs serait à reconsidérer, notamment :

- En rive droite et gauche du bras de décharge où l'aléa passe en aléa modéré et fort
- En rive droite du bras principal en aval de la RDC : passage en aléa fort localement
- Au niveau de la route de ceinture, l'aléa fort est plus étendu
- En rive gauche de la Pipine en amont de la RDC, la route passe en aléa fort.

Les différences constatées entre le PPRI de 2010 et la cartographie établie ici sont dues à :

- La méthode de modélisation de l'aléa ; Le PPRI a été établi sur la base de la topographie et des données de terrain alors que la cartographie ici est issue d'une modélisation hydraulique 1D/2D
- La prise en compte de l'obstruction des ouvrages à 50% dans la modélisation

Les cartes d'aléa pourront ainsi être affinées avec les résultats du modèle réalisé, dans le cadre de cette étude.



Figure 2-7 : PPRI sur la Pipine de 2010



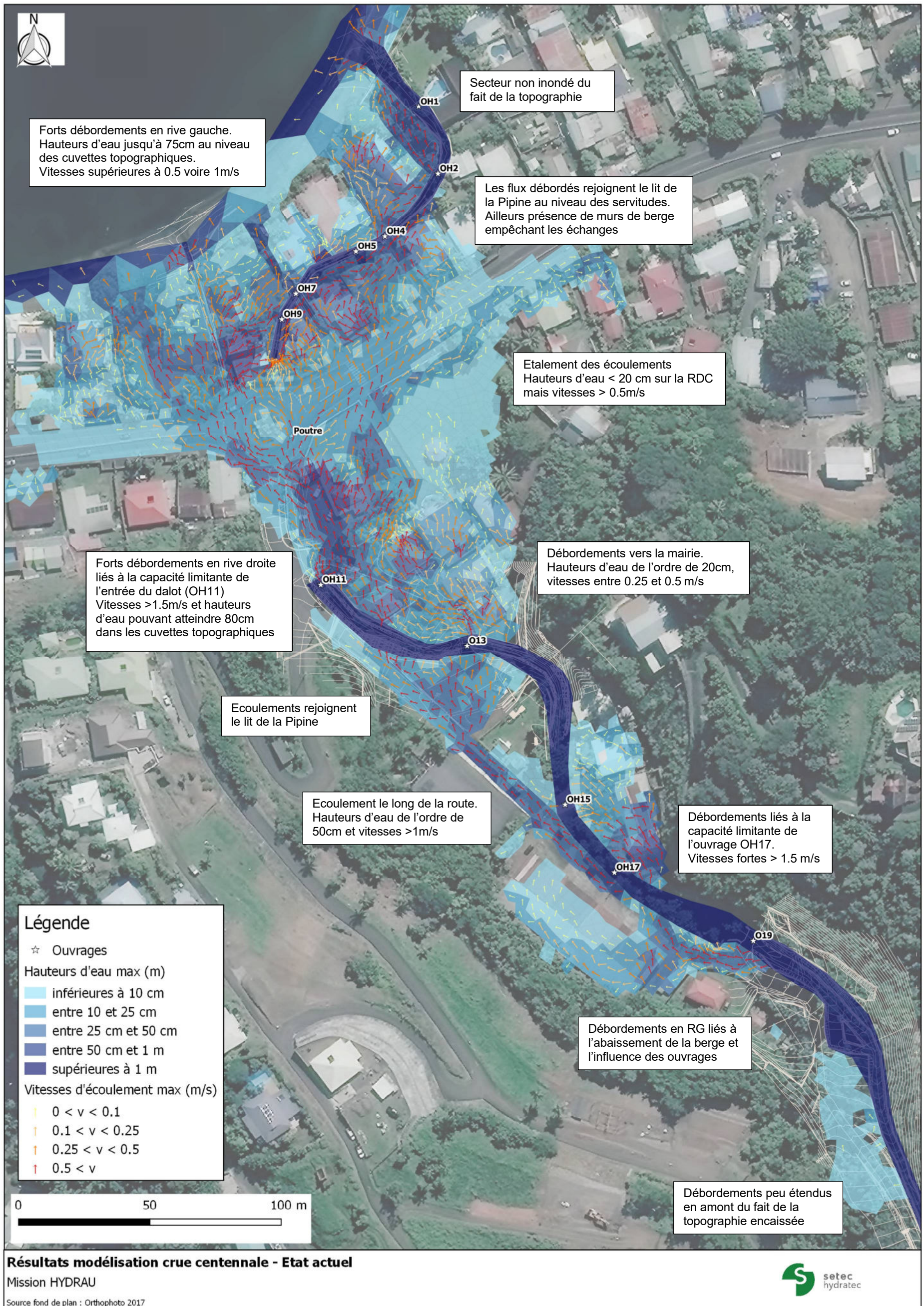


Figure 2-8 : Résultat simulation crue centennale – Etat actuel



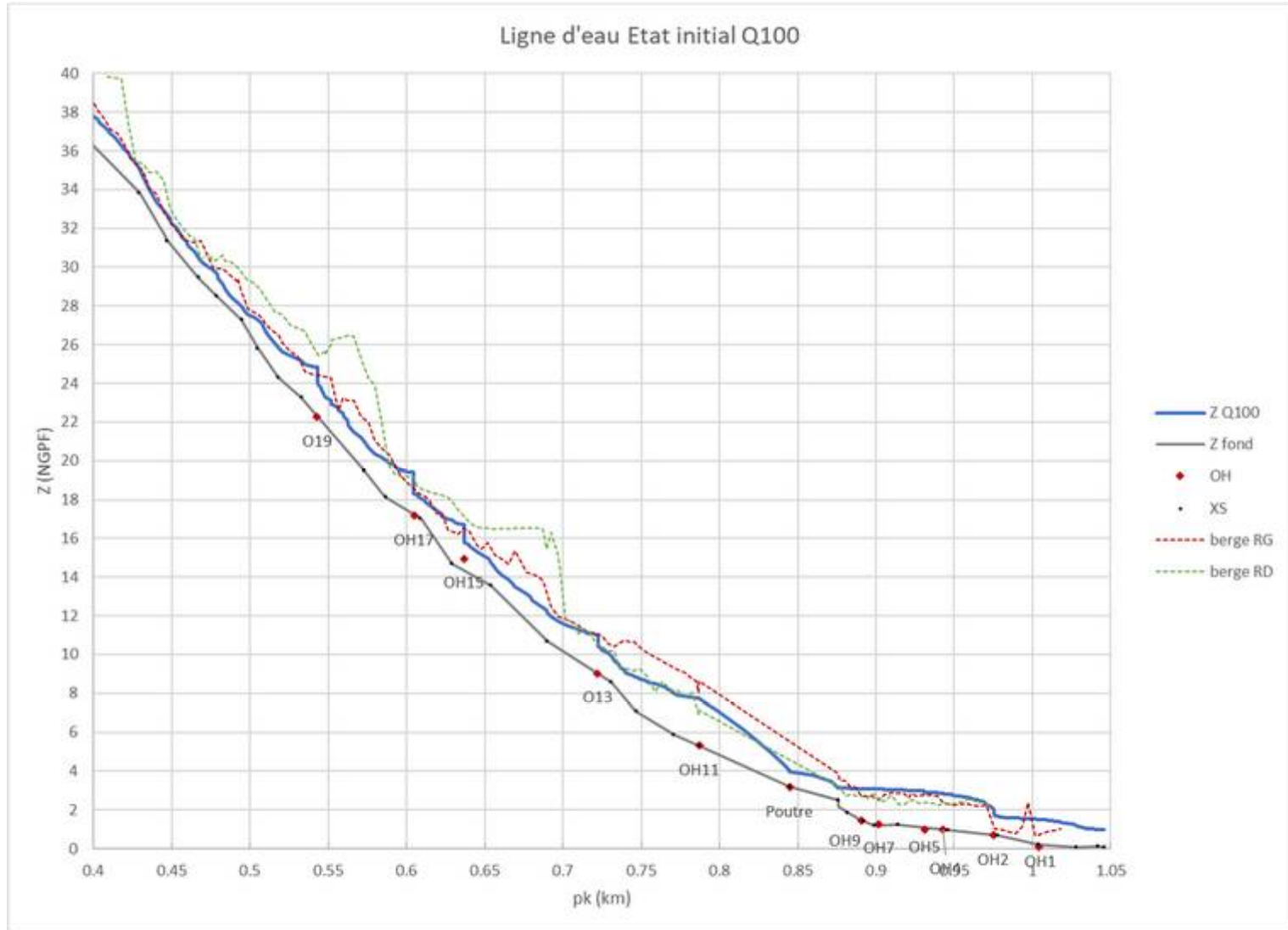


Figure 2-9 : Ligne d'eau Q100 – Etat initial



### 2.3.2 Crue cinquantennale (T= 50 ans)

Pour rappel, la simulation de la crue cinquantennale est réalisée en considérant une obstruction des ouvrages à 50%. Le débit de pointe pour la crue centennale est de 17 m<sup>3</sup>/s.

La cartographie des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement est présentée page suivante ainsi que les lignes d'eau.

Le fonctionnement hydraulique pour la crue cinquantennale est similaire à celui de la crue centennale.

L'emprise des débordements est légèrement moins étendue que pour la crue centennale, toutefois, elle reste importante.

Des débordements importants se produisent :

- En rive gauche le long de la route à partir de l'ouvrage OH19
- En rive droite, en raison de la capacité limitante de l'ouvrage OH17
- En rive droite, sur l'extrados du méandre, vers la mairie
- En rive droite au droit de l'entrée du dalot dont la capacité est limitante
- En aval de la RDC, majoritairement en rive gauche



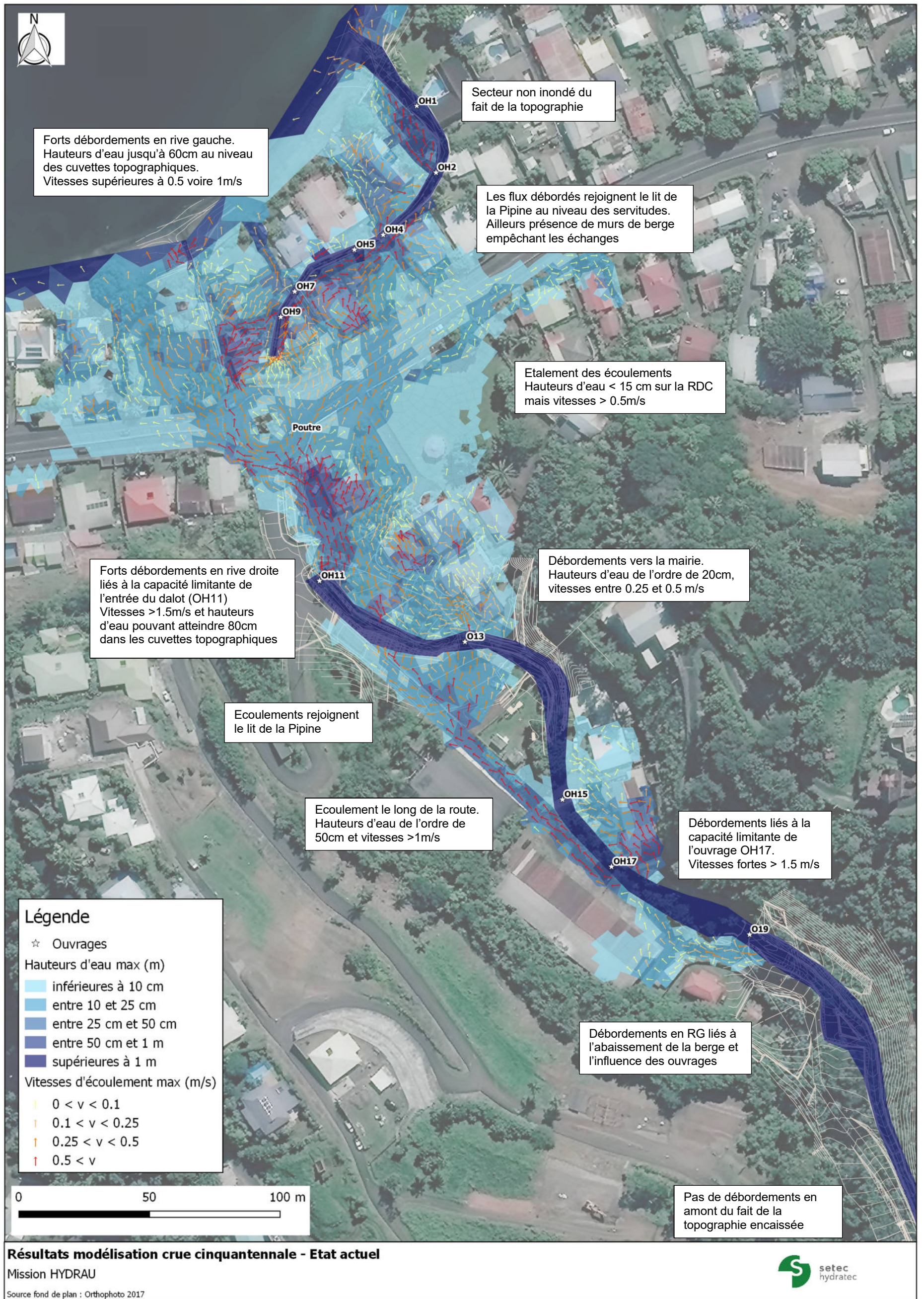


Figure 2-10 : Résultat simulation crue cinquantennale – Etat actuel



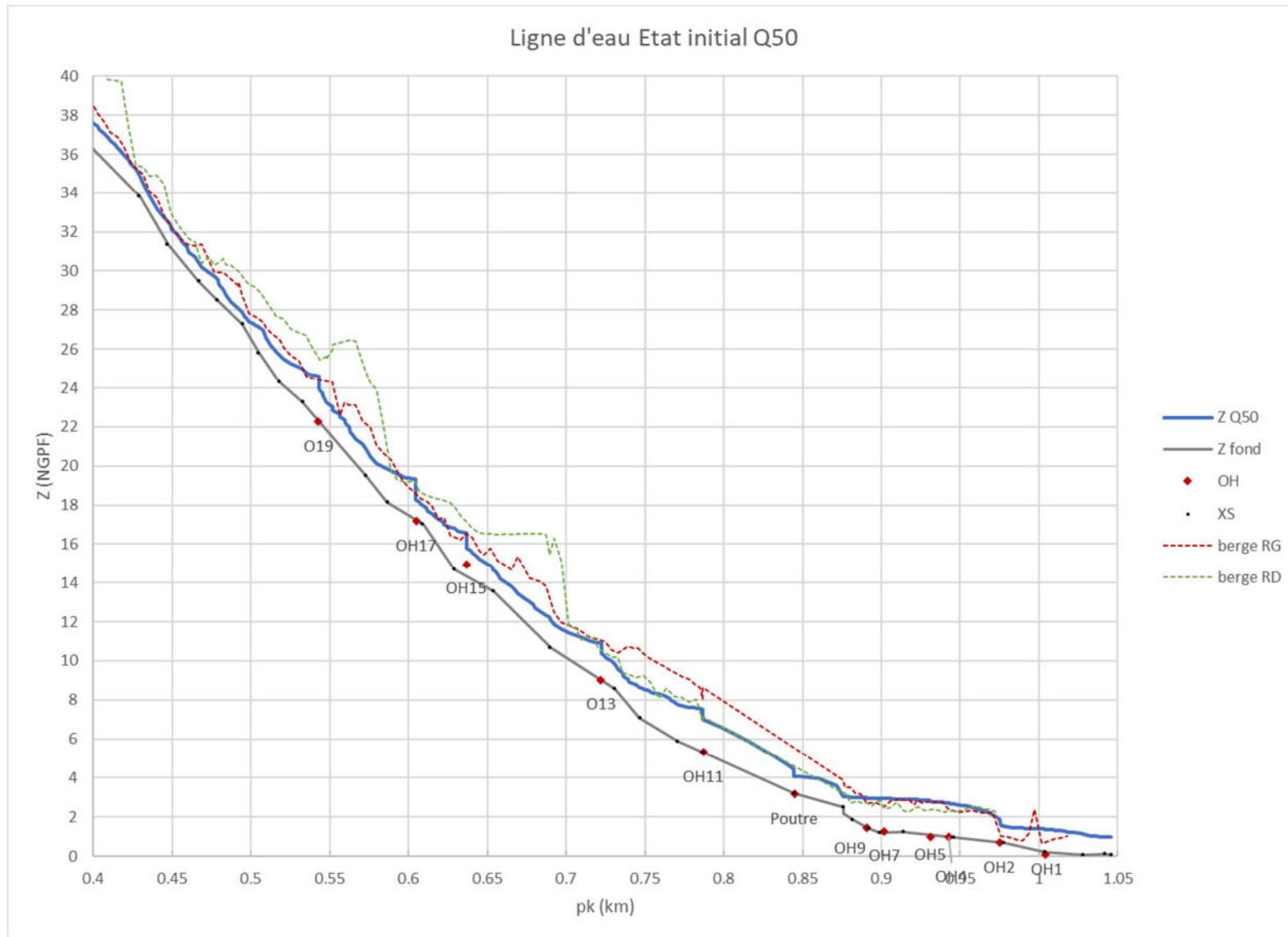


Figure 2-11 : ligne d'eau Q50 – Etat initial

### 2.3.3 Crue vingtennale (T=20 ans)

Pour rappel, la simulation de la crue vingtennale est réalisée en considérant une obstruction des ouvrages à 25% en raison du risque d'embâcles très important, même pour des crues moyennes. Le débit de pointe de cette crue est de 12.7 m<sup>3</sup>/s. La cartographie des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement est présentée page suivante ainsi que les lignes d'eau.

En amont de la zone habitée, l'emprise des débordements est très réduite du fait du profil encaissé de la vallée, de l'incision constatée du lit mineur et des fortes pentes. Les vitesses et les hauteurs d'eau sont importantes uniquement en lit mineur.

La capacité limitante de l'ouvrage OH17 engendre de légers débordements en rives gauche et droite. En considérant une obstruction de 25% de la hauteur d'ouverture, la capacité en charge de l'ouvrage OH17 est de 12 m<sup>3</sup>/s.

Les flux débordés en rive gauche empruntent la route. Les hauteurs d'eau sont de l'ordre de 20 cm et les vitesses d'écoulement inférieures à 0.5 m/s. Ils rejoignent ensuite le lit de la Pipine avant l'entrée du dalot.

Des débordements se produisent au niveau de l'extrados du coude en rive droite, du fait que les berges soient plus basses. Les écoulements se dirigent vers la mairie, puis vers la route de ceinture. Au droit de la mairie, les hauteurs d'eau sont de l'ordre de 10 cm et les vitesses sont faibles, inférieures à 0.1 m/s.

En entrée du dalot passant sous la route de ceinture, la capacité limitante de l'ouvrage d'entrée (OH11) engendre des débordements en rive droite. **En considérant une obstruction de 25% de la hauteur d'ouverture, la capacité de l'entrée du dalot est de 10 m<sup>3</sup>/s** (donnée modèle hydraulique, cohérent avec les études antérieures). Le remblai du rond-point crée une zone d'accumulation à l'amont immédiat de la RDC. Les hauteurs d'eau peuvent atteindre 50cm et les vitesses sont supérieures à 0.5m/s.

Les flux débordés traversent la route de ceinture en surface pour rejoindre soit directement la mer, soit le lit de la Pipine en aval de la RDC. Les hauteurs sont inférieures à 10 cm sur la RDC les vitesses sont faibles.

**En raison de la présence de la sous poutre au droit de la diffluence et de très faible ouverture de l'ouvrage de sortie du dalot principal** (ensablement important, ouverture de 30 cm), **la majorité du débit transitant dans le dalot est déviée vers le bras de décharge. Sur les 10 m<sup>3</sup>/s entrant dans le dalot, 7.5m<sup>3</sup>/s sont déviés vers le bras de décharge et 2.5 m<sup>3</sup>/s transitent dans le bras principal** (donnée modèle hydraulique).

En aval de la RDC, les débordements sont localisés principalement à proximité de la RDC et en rive gauche du bras principal. Les flux débordés ne peuvent pas toujours rejoindre le lit de la Pipine en raison de la présence de murs bordant les berges. Ils rejoignent le lit au niveau des servitudes.



On note des zones d'accumulation au niveau des cuvettes topographiques où les hauteurs d'eau peuvent atteindre 40 cm. Les vitesses d'écoulement sont majoritairement faibles.



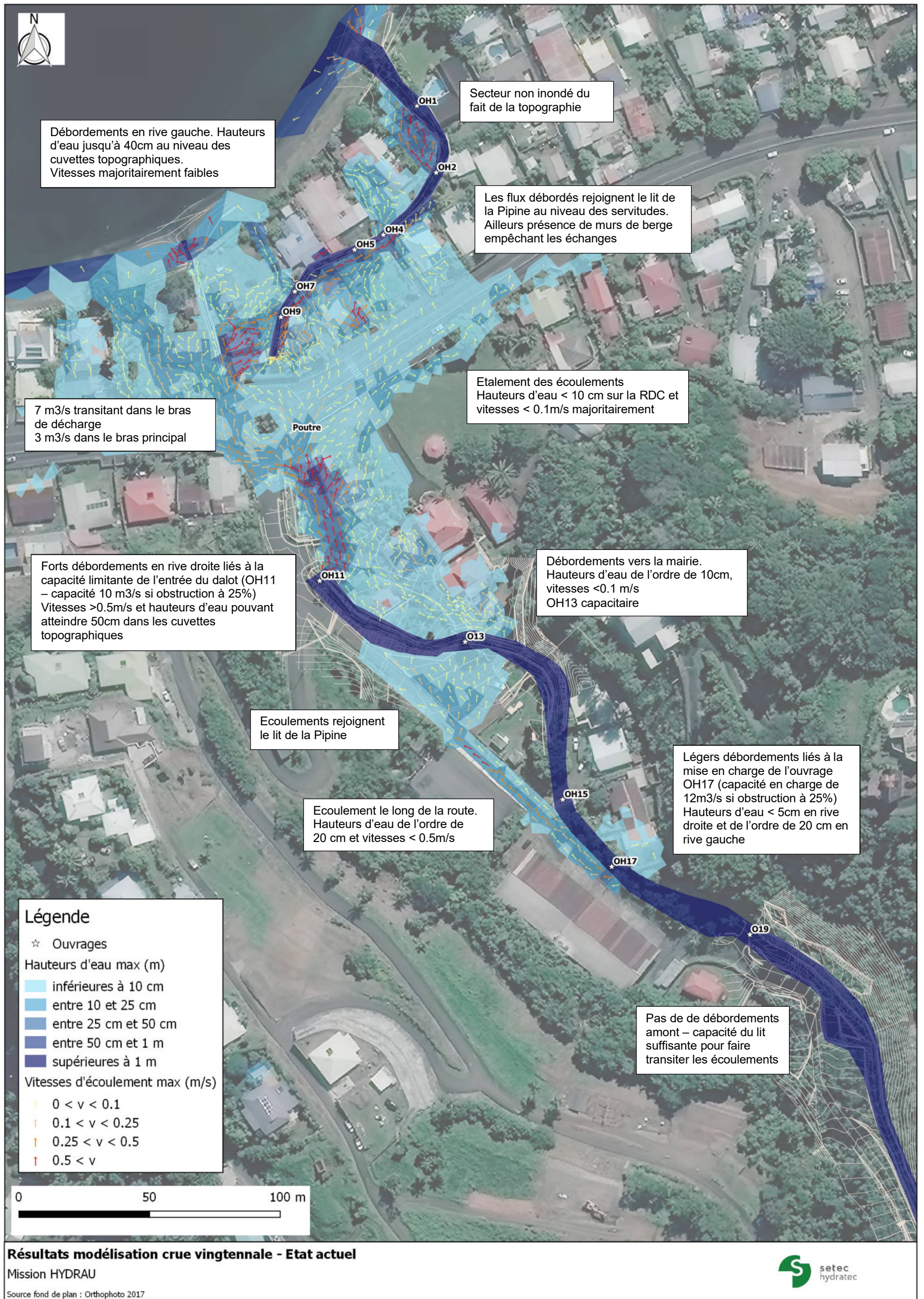


Figure 2-12 : Résultat simulation crue vingtennale – Etat actuel



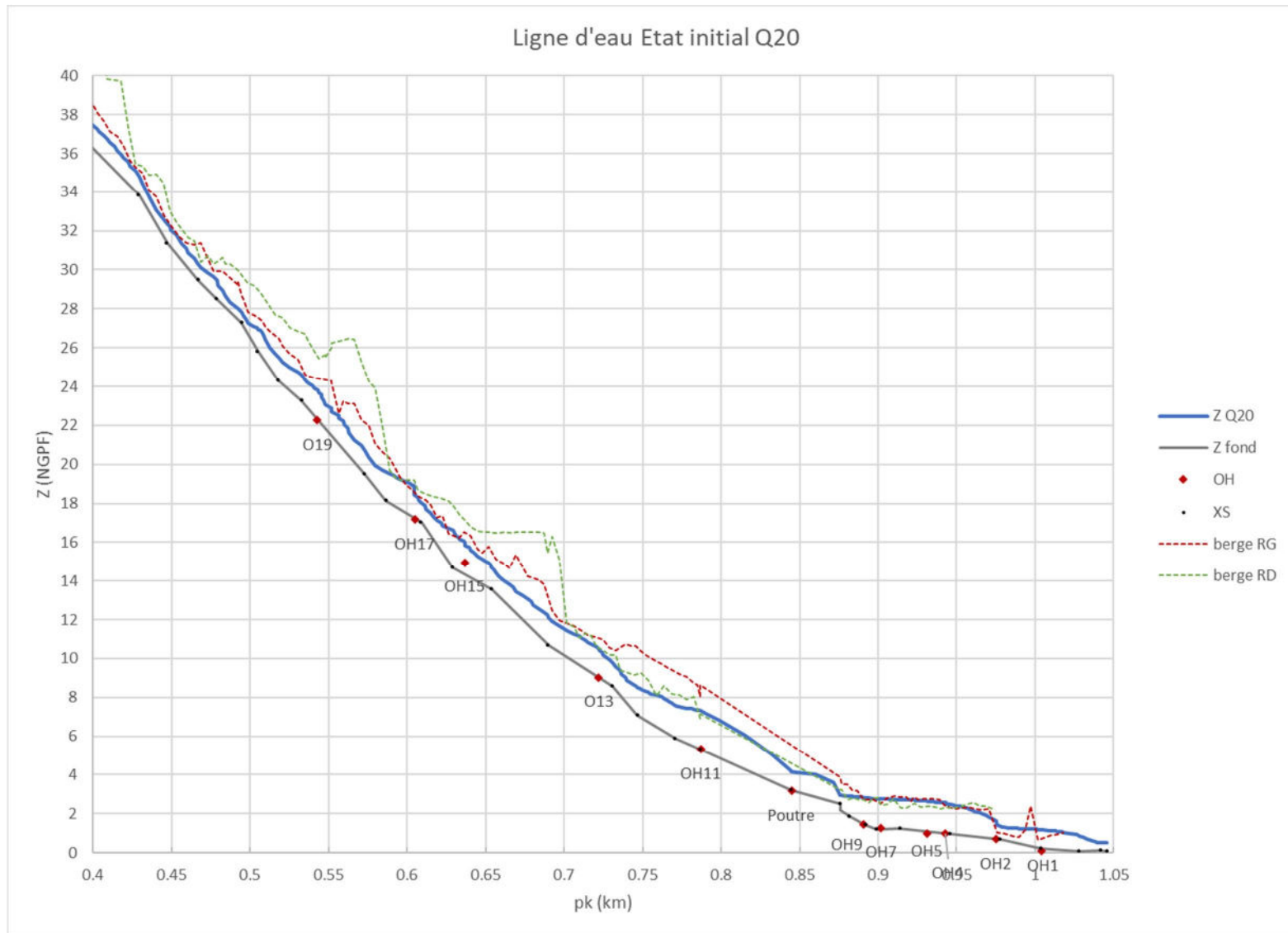


Figure 2-13 : Ligne d'eau Q20 - Etat initial



### 2.3.4 Crue décennale (T=10 ans)

Pour rappel, la simulation de la crue décennale est réalisée en considérant une obstruction des ouvrages à 25% en raison du risque d'embâcles très important, même pour des crues moyennes. Le débit de pointe de cette crue est de 10.4 m<sup>3</sup>/s.

La cartographie des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement est présentée page suivante ainsi que les lignes d'eau.

En amont de la zone habitée, il n'y a pas de débordement du fait du profil encaissé de la vallée et des fortes pentes. Les vitesses et les hauteurs d'eau sont importantes uniquement en lit mineur.

On constate de légers débordements en rive gauche entre les ouvrages 17 et 15 en raison d'un abaissement local des berges et du remous d'exhaussement engendré par l'OH15. Toutefois, l'OH15 n'est pas limitant pour Q<sub>10</sub>, l'écoulement est à surface libre. Les flux débordés en rive gauche empruntent la route avant de traverser le parking de la mairie et de rejoindre la Pipine. Les hauteurs d'eau sont de l'ordre de 5 cm et les vitesses d'écoulement sont très faibles.

Il n'y a pas de débordement en rive droite au niveau de la mairie. Le lit et les ouvrages sont capacitaires.

En entrée du dalot passant sous la route de ceinture, la capacité limitante de l'ouvrage d'entrée (OH11) engendre des débordements en rive droite. **En considérant une obstruction de 25% de la hauteur d'ouverture, la capacité de l'entrée du dalot est de 10 m<sup>3</sup>/s.** Le remblai du rond-point crée une zone d'accumulation à l'amont immédiat de la RDC.

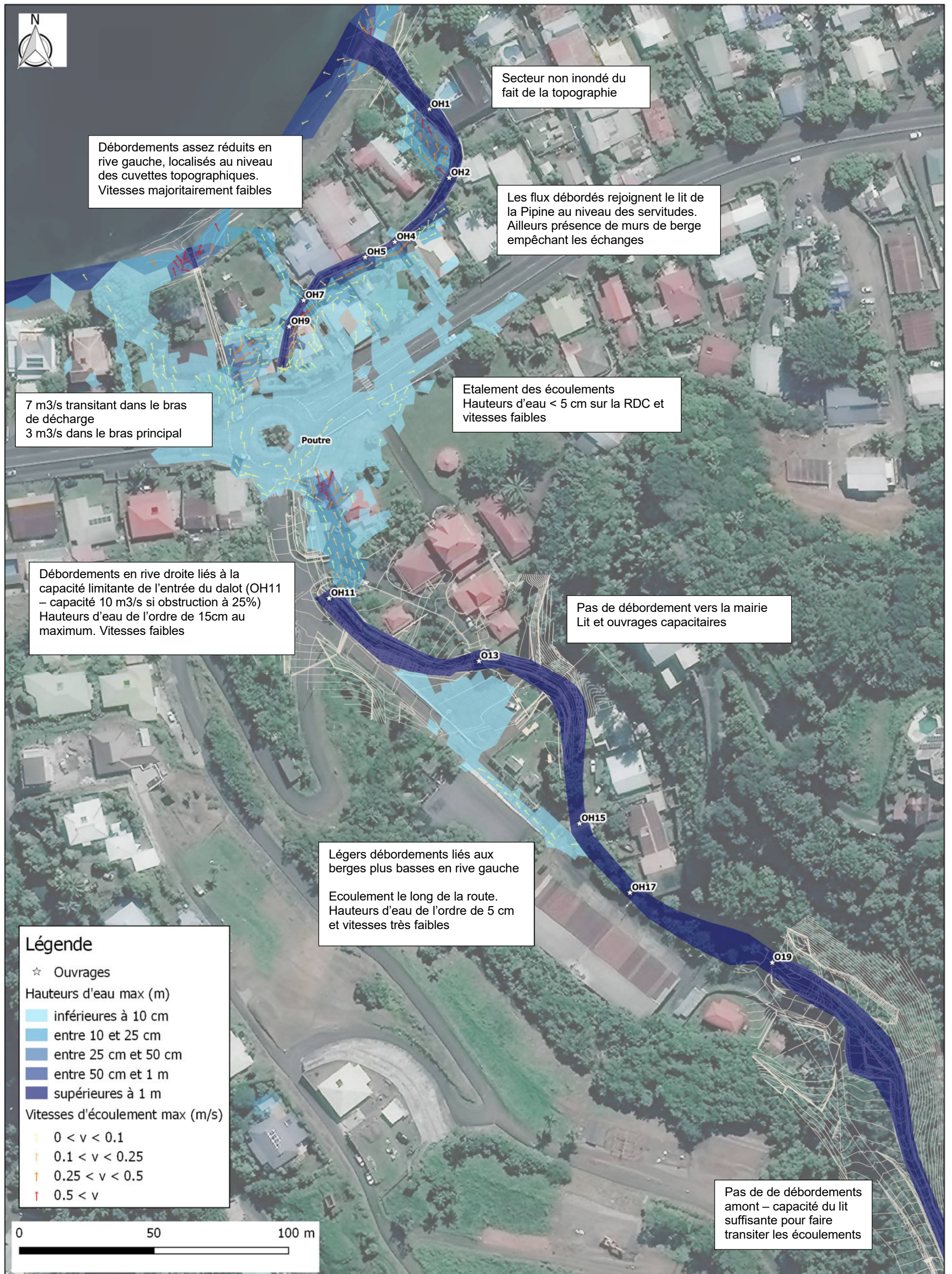
Les flux débordés traversent la route de ceinture en surface pour rejoindre soit directement la mer, soit le lit de la Pipine en aval de la RDC. Les hauteurs sont inférieures à 5 cm sur la RDC les vitesses sont faibles.

En raison de la présence de la sous poutre au droit de la diffluence et de la très faible ouverture de l'ouvrage de sortie du dalot principal (ensablement important, ouverture de 30 cm), la majorité du débit transitant dans le dalot est déviée vers le bras de décharge. Sur les 10 m<sup>3</sup>/s entrant dans le dalot, 7.5m<sup>3</sup>/s sont déviés vers le bras de décharge et 2.5 m<sup>3</sup>/s transitent dans le bras principal.

En aval de la RDC, les débordements restent faibles. Ils sont localisés principalement à proximité de la RDC et en rive gauche du bras principal, là où les berges sont les plus basses et où les ouvrages sont limitants. Les flux débordés ne peuvent pas toujours rejoindre le lit de la Pipine en raison de la présence de murs bordant les berges. Ils rejoignent le lit au niveau des servitudes.

On note des zones d'accumulation au niveau des cuvettes topographiques. Les vitesses d'écoulement sont majoritairement faibles.





**Résultats modélisation crue décennale - Etat actuel**

Mission HYDRAU

Source fond de plan : Orthophoto 2017



Figure 2-14 : Résultat simulation crue décennale – Etat actuel



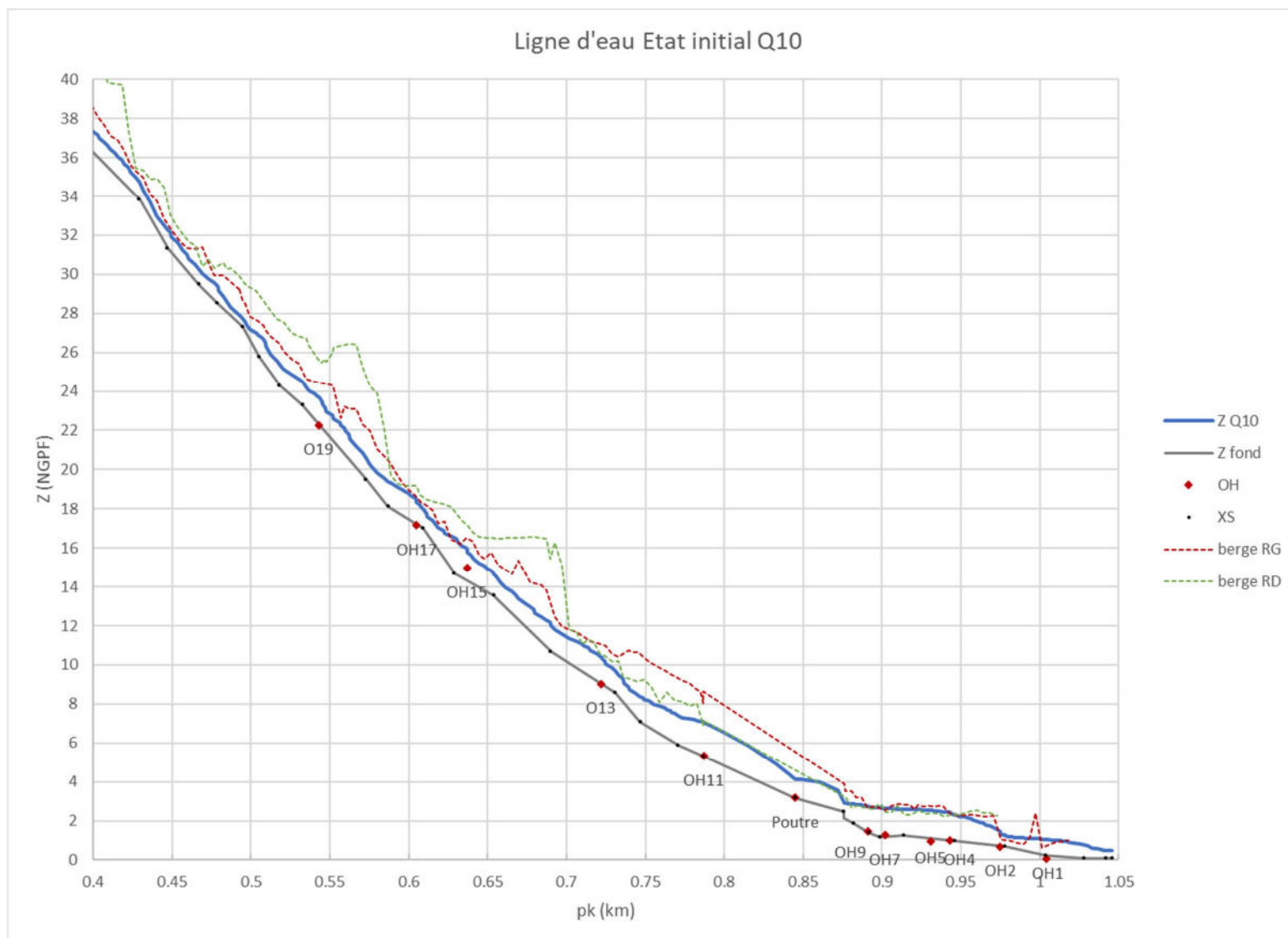


Figure 2-15 : Ligne d'eau Q10 – Etat initial



## 2.4 DIAGNOSTIC CAPACITAIRE

Un diagnostic capacitaire des ouvrages a été réalisé en considérant leur capacité intrinsèque à surface libre avec un remplissage à 80%.

Le débit capable des ouvrages est calculé tel que la hauteur critique soit égale à 80% de la hauteur totale de l'ouvrage.

Lorsque le régime d'écoulement est fluvial (ouvrage à faible pente), le débit capable est calculé tel que la hauteur normale soit égale à 80% de la hauteur totale de l'ouvrage.

### 2.4.1 Amont Route De Ceinture

En amont de la route de ceinture, la pente du cours d'eau est comprise entre 6 et 8%. **Le régime d'écoulement est torrentiel**, hormis localement au droit des ouvrages qui présentent des pentes plus faibles où le régime repasse ponctuellement en fluvial.

- **OH19** – Section 2.8/3.5mx2.1m de hauteur

L'ouvrage OH19 présente une contrepente. Toutefois, le transport solide important en crue peut contribuer à augmenter la pente de l'ouvrage et ainsi sa capacité à surface libre. Les modélisations montrent une absence de débordement au niveau de cet ouvrage jusqu'à la crue 50 ans (avec obstruction de l'ouverture à 50%). La capacité de cet ouvrage est donc de l'ordre de 20 m<sup>3</sup>/s. Il ne constitue pas un ouvrage limitant.

- **OH17** - Section 2.5/2.7mx1.5m de hauteur

L'ouvrage OH17 présente une pente faible (de l'ordre de 2%) qui limite sa capacité. Sa capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage est de 7 m<sup>3</sup>/s.

La modélisation de la crue 10 ans (10.4 m<sup>3</sup>/s, avec 25% d'obstruction des ouvrages) montre une mise en charge de l'ouvrage pour ce débit, sans toutefois générer de débordements.

**Du fait de sa largeur réduite et de son faible tirant d'air, cet ouvrage constitue un ouvrage limitant, avec mise en charge au-delà de 10 m<sup>3</sup>/s.**

- **OH15** - Section 2.8m x 1.7 m de hauteur

L'ouvrage OH15 présente une pente de l'ordre de 5%. Le régime d'écoulement est torrentiel.

Sa capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage est de 12 m<sup>3</sup>/s.

La modélisation pour la crue 20 ans (12.7 m<sup>3</sup>/s, 25% d'obstruction des ouvrages) montre qu'il n'y a pas de débordement ni de mise en charge au droit de cet ouvrage pour un débit d'entrée de 11.8 m<sup>3</sup>/s.

Toutefois, la rive gauche en amont immédiat de l'OH15 présente un abaissement local. Les débordements en rive gauche sont générés par le remous d'exhaussement lié à la perte de charge de l'ouvrage.

- **OH13** - Passerelle mairie – 3.3/4.8mx1.5m de hauteur

L'ouvrage OH13 présente une pente faible (de l'ordre de 1.5%) qui limite sa capacité. Sa capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage est de 8 m<sup>3</sup>/s

La modélisation de la crue 10 ans (10.4 m<sup>3</sup>/s, avec 25% d'obstruction des ouvrages) montre une mise en charge de l'ouvrage pour ce débit, sans toutefois générer de débordements car les berges sont assez hautes.

Pour la crue 20 ans (12 m<sup>3</sup>/s en entrée d'ouvrage), de légers débordements se produisent en rive droite en amont immédiat de l'ouvrage et se dirigent vers la mairie. Il n'y a pas de débordements en rive gauche, la berge étant plus haute.

Ces conclusions sont cohérentes avec le diagnostic effectué par VAIAD en 2015.

## 2.4.2 Dalot sous la Route De Ceinture

Au niveau du dalot sous la route de ceinture, la pente du cours d'eau est de l'ordre de 4%. Le régime d'écoulement est torrentiel.

- **OH11 : entrée du dalot** - Cadre 2.5x1.5m de hauteur

L'ouvrage OH11 a une capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage de **10.3 m<sup>3</sup>/s**, ce qui est cohérent avec l'étude VAIAD (2015).

**La modélisation pour la crue 20 ans (débit de 12.7 m<sup>3</sup>/s, 25 % d'obstruction des ouvrages) présente un débit entrant dans le dalot de 10 m<sup>3</sup>/s.** Des débordements importants se produisent en rive droite du dalot, là où les berges sont plus basses. Il n'y a pas de débordement en rive gauche, les berges étant environ 1m plus hautes.

Cet ouvrage est particulièrement sensible aux embâcles et à l'obstruction.

- **Ouvrage de décharge** – Section 2mx1.35/1.2m de hauteur

L'ouvrage de décharge présente une pente de 3.2%. Sa capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage est de **6 m<sup>3</sup>/s**.

- **Bras principal en aval de la décharge – Section limitée par la sous poutre** – section 2.2mx0.85 m de hauteur

Sa capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage est de **4 m<sup>3</sup>/s**.

- **Bras principal en aval de la décharge** – Section 2mx1m de hauteur

La section du bras principal en aval de la décharge réduit pour atteindre 2mx1m. Sa capacité intrinsèque à surface libre à 80% de remplissage est de **4.5 m<sup>3</sup>/s**.

Toutefois, le bras principal est fortement engravé. La hauteur d'ouverture se réduit à environ 30 cm au lieu de 1m. Dans cette configuration, la capacité du bras est fortement réduite, de l'ordre de 1 m<sup>3</sup>/s.

Ces capacités sont cohérentes avec l'étude VAIAD (2015).

- **Analyse du fonctionnement de la diffluence**

En raison de la présence de la sous poutre au droit de la diffluence et de la très faible ouverture de l'ouvrage de sortie du dalot principal (ensablement important, ouverture de 30 cm), la modélisation montre que la majorité du débit transitant dans le dalot est déviée vers le bras de décharge.

**Sur les 10 m<sup>3</sup>/s entrant dans le dalot, 7.5 m<sup>3</sup>/s sont déviés vers le bras de décharge et 2.5 m<sup>3</sup>/s transitent dans le bras principal.**

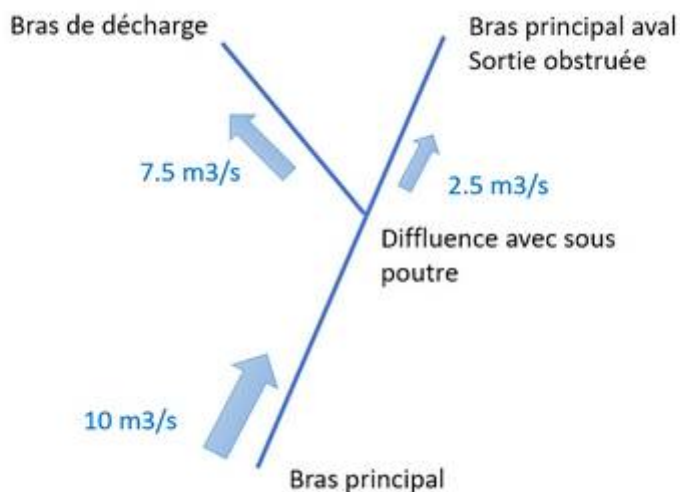


Figure 2-16 : Fonctionnement hydraulique du dalot et de la diffluence – résultats avec 25% d'obstruction

Si l'on considère que l'aval du bras principal n'est pas obstrué (hauteur ouvrage aval = 80 cm, mêmes conditions que l'étude VAIAD-2015), la capacité hydraulique du dalot ne varie presque pas, seule la répartition des débits est modifiée. Il y a davantage de débit qui transite dans le bras principal (4.7 m<sup>3</sup>/s) et moins dans la décharge (5.8 m<sup>3</sup>/s). Ces résultats de modélisation sont cohérents avec l'étude VAIAD.

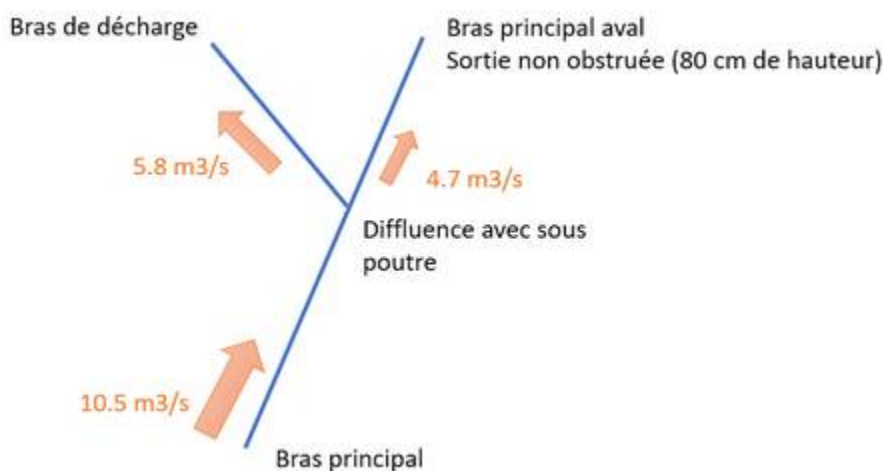


Figure 2-17 : Fonctionnement hydraulique de la diffluence – conditions VAIAD – résultats de la modélisation avec 25% d'obstruction des ouvrages



### 2.4.3 Aval Route De Ceinture

La pente du bras principal de la Pipine en aval de la RDC est de l'ordre de 1%. Le régime d'écoulement est majoritairement fluvial.

Les capacités intrinsèques à surface libre à 80% de remplissage sont les suivantes :

- OH9 – Section 2.4 x 1.3 m de hauteur = 3.5 m<sup>3</sup>/s
- OH 7 – Section 2.25mx0.95 m de hauteur = 2 m<sup>3</sup>/s
- OH 5 – Section 2.33x1.6 m de hauteur = 4 m<sup>3</sup>/s
- OH 4 – Section 2.6mx0.7m de hauteur = 1.5 m<sup>3</sup>/s ; cet ouvrage est le plus limitant sur la portion aval de la Pipine.

La modélisation pour la crue 20 ans (obstruction des ouvrages à 25%) montre que l'ensemble des ouvrages (OH 9 à OH4) sont en charge pour un débit entrant de l'ordre de 2 m<sup>3</sup>/s. **Ces mises en charges sont dues à une inondation par l'aval. Elle est liée au remous d'exhaussement engendré par l'ouvrage OH4 dont la capacité est très limitante.**

La figure suivante présente la ligne d'eau modélisée pour la crue 20 ans sur la portion aval de la Pipine.

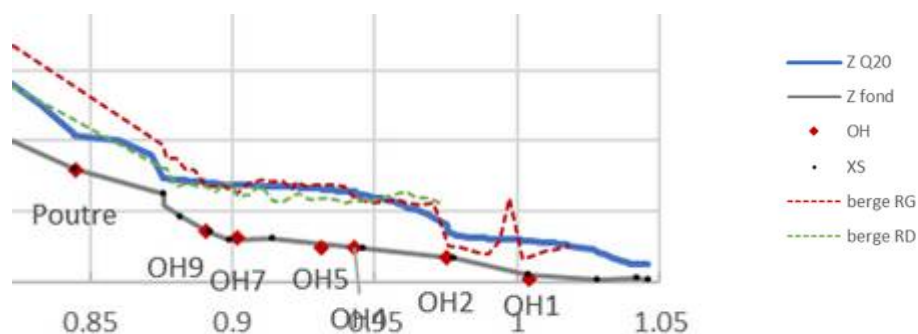


Figure 2-18 : Mise en évidence de l'inondation par l'aval liée à l'OH4 – Ligne d'eau modélisée pour la crue 20 ans

Les ouvrages OH1 et OH 2 sont des passerelles de grande largeur dont les capacités sont supérieures à 5 m<sup>3</sup>/s. Toutefois, la berge en rive gauche étant très basse, la capacité du lit est inférieure à 2.5 m<sup>3</sup>/s.

En raison de la pente relativement importante même sur la portion aval, l'influence de la condition limite aval ne remonte pas au-delà de l'OH 2.

### 3 BILAN DE L'ETAT INITIAL

La Pipine est un cours d'eau à forte pente et au régime torrentiel.

Les berges de la Pipine sont fortement anthropisées sur les 500 derniers mètres avant l'embouchure en mer. La partie urbanisée est traversée par la Route de Ceinture qui est un axe routier important. Cette route est traversée par la Pipine au moyen d'un ouvrage couvert sur 80 m environ, équipé d'un ouvrage de décharge.

Les crues récentes de 2015 et 2017 ont engendré des désordres importants, malgré la période de retour relativement faible des événements pluvieux. Ces désordres sont liés aux dysfonctionnements des ouvrages suite à leur obstruction par les flottants et les matériaux.

Le lit de la Pipine est le siège d'un transport solide important. Les visites de terrain ont mis en évidence une incision marquée du lit en amont de la zone urbanisée. Le volume de matériaux mobilisé pour une crue de période de retour 20 ans a été estimé à 2 000 m<sup>3</sup>.

La modélisation hydraulique et le diagnostic capacitaire ont permis de mettre en évidence les points noirs ainsi que les zones des premiers débordements. Des modélisations seront réalisées en état projet afin d'évaluer les incidences des aménagements envisagés. Elles seront présentées dans le rapport AVP.

Pour rappel, les capacités des ouvrages sont calculées à surface libre à 80% de remplissage.

- **En amont de la RDC :**

Les premiers débordements apparaissent dès la crue de période de retour 10 ans en rive gauche entre l'OH15 et l'OH17. Ils restent toutefois réduits.

L'OH17 est l'ouvrage dont la capacité est la plus limitante (7 m<sup>3</sup>/s). Sa mise en charge engendre des débordements dès Q20 (12.7m<sup>3</sup>/s).

La servitude de la Pipine en rive gauche est un axe d'écoulement préférentiel. Les flux retournent en lit mineur en aval de l'OH13.

L'OH13 présente également une capacité hydraulique limitante (8m<sup>3</sup>/s). Toutefois, bien qu'en charge pour 10m<sup>3</sup>/s, il n'y a pas de débordements en raison des berges surélevées. Les premiers débordements apparaissent en rive droite au niveau de la mairie pour 12 m<sup>3</sup>/s.

L'entrée du dalot sous la RDC (OH11) a une capacité intrinsèque de 10 m<sup>3</sup>/s. Les débordements se produisent en rive droite en raison des berges plus basses qu'en rive gauche.

- **Sous la RDC :**

Le débit entrant dans le dalot est de 10 m<sup>3</sup>/s.

Au niveau de la diffluence, la majorité du débit transitant dans le dalot est déviée vers le bras de décharge en raison de la présence de la sous poutre au droit de la diffluence et de très faible ouverture de l'ouvrage de sortie du dalot principal (ensablement important, ouverture de 30 cm).

Sur les 10 m<sup>3</sup>/s entrant dans le dalot, 7.5 m<sup>3</sup>/s sont déviés vers le bras de décharge et 2.5 m<sup>3</sup>/s transitent dans le bras principal.

Ces valeurs diffèrent de l'étude VAIAD dans la mesure où l'ouvrage de sortie du bras principal avait été considéré comme moins ensablé. La capacité totale du dalot reste toutefois identique.

- **En aval de la RDC :**

Seuls 2.5 m<sup>3</sup>/s transitent depuis le bras principal du dalot et arrivent dans le lit aval de la Pipine en raison du colmatage important de l'ouvrage de sortie du dalot.

Les ouvrages OH7 et OH4 ont des capacités réduites (respectivement 2 et 1.5 m<sup>3</sup>/s), ce qui engendre une mise en charge et des débordements de l'ensemble de la zone, par contrôle aval.

Une partie des flux débordés depuis l'amont de la RDC retourne dans le lit de la Pipine à partir de l'OH7.

En aval de l'OH4, les berges sont basses en rive gauche, ce qui engendre des débordements pour des débits supérieurs à 2.5m<sup>3</sup>/s.

Tous ces ouvrages sont sensibles à la formation d'embâcles et à l'engravement. Ces phénomènes influent fortement sur la capacité des ouvrages. L'estimation du pourcentage d'obstruction est difficile à réaliser en l'absence de retour d'expérience sur des crues réelles. Il doit toutefois être pris en compte dans les projets d'aménagement.

La carte ci-après synthétise le diagnostic.





Figure 3-1 : Synthèse du diagnostic



