



Section Hydrologie, Hydrogéologie

Cartographie de l'aléa inondation - Rivière : Nahoata -

Modélisation - Rapport d'étude

Version Finale - v07

Référence

20230205-HY-F1

MAPA n°5029/MSF/DCA du 17 juillet 2023

Cartographie de l'aléa inondation - Lot. 1 - Rivière : Fautaua, Nahoata, Ahonu

Commanditaire

Direction de la Construction et de l'aménagement (DCA)

Ministre des Solidarités et du Logement, en charge de l'aménagement, de la famille et des personnes non autonomes

Vai-Natura SARL

BP. 1003 - 98713 Papeete - Tahiti
Polynésie française
N° RC 11 178 B
N° Tahiti 988550

Phone +689 87 29 16 68

Fax +689 40 66 19 32

www.vai-natura.com

contact@vai-natura.com

Vai-Natura SARL

Cartographie de l'aléa inondation - Rivière Nahoata -

Informations relatives au document

Informations générales

Version	v06
Référence	20230205-HY
Ile	Tahiti
Commune	Pirae
Rivière	Nahoata
But de la demande	Cartographie de l'aléa inondation pour la rivière Nahoata

Historique des modifications

Version	Date	Rédaction / Vérification	Fonction
v01	Avril-2024	Nicolas DUBOIS Matthieu AUREAU	Technicien Hydrologue
v02	juin-2024	Matthieu AUREAU	Hydrologue
v03	juin-2024	Matthieu AUREAU	Hydrologue
v04	novembre-2024	Matthieu AUREAU	Hydrologue
v05	décembre-2024	Matthieu AUREAU	Hydrologue
v06	janvier-2025	Matthieu AUREAU	Hydrologue
v07	février-2025	Matthieu AUREAU	Hydrologue

Demandeur

Organisme/Nom	Contact
DCA	Rauhere GERST

Sommaire

1. Présentation	6
1.1. Contexte.....	6
1.2. Enjeux	8
1.3. Rappels généraux.....	8
2. Etat des lieux contextuels	11
2.1. Toponymie	11
2.2. Géographie et morphologie.....	11
2.3. Topographie.....	13
2.4. Occupation humaine.....	14
2.5. Hydromorphologie et aménagement	15
2.5.1. Analyse historique	15
2.5.2. Historique inondations et témoignages.....	17
2.5.3. Diagnostic du cours d'eau	19
3. Modélisation hydraulique	27
3.1. Stratégie de modélisation.....	27
3.2. Etendu et maillage du modèle.....	28
3.3. Rugosité du terrain	30
3.4. Hydrologie.....	31
3.4.1. Données disponibles	31
3.4.2. Pluviométrie	33
3.4.3. Hydrométrie	35
3.4.4. Gestion des affluents.....	37
3.5. Modélisation des ponts et simulation d'embâcles.....	39
3.6. Scénarios des simulations.....	41
4. Résultats de la modélisation	42
4.1. Ecoulement et débordement	42
4.1.1. Section 1	43
4.1.2. Section 2	45
4.1.3. Section 3	48

4.2. Cartographie de l'aléa inondation	50
4.2.1. Construction	50
4.2.2. Principe et méthode du lissage	50
4.2.3. Zones d'aléa qualifiées par expertise	52
4.3. Interprétation des résultats.....	54
5. Proposition d'aménagement	60
5.1. Schéma global sur le long terme	60
5.2. Aménagements	62
5.2.1. Aménagements ciblés	62
5.2.2. Zone d'Expansion de Crue	63
5.2.3. Entretien des berges et des abords du cours d'eau	64
6. Conclusion	66
7. Bibliographie.....	67

8. Annexes.....	69
8.1. Modélisation hydraulique en rivière - Principes théoriques	69
8.1.1. Description	69
8.1.2. Modèle 1D ou 2D.....	71
8.1.3. Régimes transitoire et permanent.	72
8.1.4. Données d'entrée	73
8.1.5. Calage du modèle.....	73
8.2. Approche hydrologique	74
8.2.1. Objectifs.....	74
8.2.2. La méthode rationnelle	75
8.2.3. Principe de la méthode GRADEX	76
8.2.4. Estimation des crues extrêmes	77
8.3. Conditions des relevés topographiques	78
8.3.1. Profils en travers (Cross Section).....	78
8.3.2. Courbes, rétrécissement, élargissement.....	79
8.3.3. Ouvrages.....	79
8.4. Abaque des coefficients de rugosité de Manning (Chow, 1959).....	81
8.5. Photographie de la rivière Nahoata en novembre 2023	84
9.5.1. Section 1	84
9.5.2. Section 2	87
9.5.3. Section 3	90
8.6. Evolution de l'emprise de la rivière Nahoata depuis 1955.....	93

1. Présentation

1.1. Contexte

Tahiti est la plus grande île de la Polynésie française, c'est aussi la plus urbanisée. Sa topographie très accidentée avec des bassins versants peu étendus et son climat tropical humide expliquent le caractère très torrentiel de l'écoulement de ses cours d'eau. Les débits d'étiage, ou même les débits de base, sont faibles la plus grande partie de l'année, mais lorsque des événements pluvieux très intenses surviennent, les volumes d'eau qui ruissellent et les vitesses d'écoulement augmentent très significativement, entraînant des crues éclairées très importantes. Lorsque la pente est forte, la vitesse de l'eau est importante et l'écoulement se contient dans le lit des cours d'eau. Mais en arrivant dans les zones de plaines où l'inclinaison est plus faible le courant diminue ce qui favorise une augmentation de la hauteur d'eau et les risques de débordement. A proximité des embouchures, les pentes longitudinales des lits sont presque planes et mécaniquement les risques de submersion sont accentués.

Les espaces de plaines sont également les plus occupés par les activités humaines. Ces zones sont fortement urbanisées notamment dans la ceinture Nord de l'île de la commune de Puna'auia sur la côte Ouest, à celle de Mahina sur le versant Est de l'île. Au cours du temps, les constructions et le développement de la voirie ont empiété sur les espaces d'écoulement des eaux et les zones de débordement « naturelles ». Les cours d'eau ont été redessinés, certains exutoires ont été déplacés, les lits ont été contraints entre des berges souvent artificialisées. Ces aménagements « hydrauliques » ont réduit l'espace d'écoulement, les débordements se sont accentués, mais surtout les enjeux se sont largement accrus. La forte présence humaine à proximité des berges a entraîné des situations parfois dramatiques pour les riverains et toutes les activités aux alentours.

La modélisation des cours d'eau avec des scénarios de crues rares à très rares permet de projeter les impacts de fortes inondations et de déployer une stratégie de mise en protection des biens et des personnes dans le cadre du Plan de Prévention des Risques (PPR). Ce travail doit prendre en compte les évolutions de l'urbanisation et les modifications environnementales pour garantir une gestion efficace des situations d'urgence et développer la meilleure prévention face au risque inondation.

Dans ce contexte, la Direction de la Construction et de l'Aménagement (DCA) à travers la Cellule Etudes et Conseils en Aménagement (CECA), encadre une mise à jour de la cartographie de l'aléa inondation sur 10 cours d'eau de l'île de Tahiti.

La rivière de la Nahoata se trouve sur la commune de Pirae au Nord de l'île de Tahiti. Elle s'étend sur près de 11 km à travers un bassin versant de forme oblongue qui couvre une surface de 1 362 ha, en incluant la zone de plaine qui représente 370 ha. Cette zone de plaine est très urbanisée avec de nombreux quartiers d'habitations et de grandes infrastructures collectives. La topographie est très plane sur ce dernier secteur, la rivière peut déborder lors de d'évènements météorologiques particulièrement intenses. Le risque inondation est important.

Deux études s'appuyant sur des modélisations hydrauliques ont été réalisées en 2013 et 2020 (SPEED). La dernière faisait suite à une série d'inondations dont la plus marquante a eu lieu en janvier 2017. Elle a abouti à l'aménagement du lit de la rivière avec un canal en béton couvrant plusieurs tronçons sur un linéaire total de 2 km.

Notre étude réalisée en 2024 doit permettre de mettre à jour les projections de l'aléa inondation en s'appuyant sur des données plus précises avec notamment les résultats d'une campagne LIDAR datant de 2020 et de nouveaux relevés topographiques réalisés en 2024, à la fin des travaux de canalisation du lit de la rivière.

Face au dérèglement climatique en cours, un scénario s'appuyant sur des données prévisionnelles est également testé avec une estimation d'une montée du niveau de la mer de 0.73 m, correspondant à la prévision médiane du GIEC¹ (SSP2-4.5, 2021).

--

Ce rapport débute par une revue du contexte général de la vallée de la Nahoata, ses caractéristiques physiques (géographique, topographique, géologique, ...), l'occupation anthropique de la basse vallée et de la zone de plaine. Un regard est également porté sur l'évolution de la rivière et de son tracé depuis les années 1950. Nous présentons aussi un inventaire hydromorphologique du lit de la rivière dans son état actuel sur 4.5 km à partir de son embouchure.

La seconde partie de ce document précise la stratégie de modélisation hydraulique mise en œuvre en discutant les choix techniques réalisées et les estimations des paramètres d'entrée.

Les résultats de la modélisation sont ensuite présentés et analysés en s'appuyant sur plusieurs scénarios de crue (Q_{10} , Q_{50} , Q_{100}), en simulant des embâcles sous les ouvrages traversants les plus susceptibles d'être obstrués, et en intégrant enfin une montée du niveau de l'eau le long de la frange côtière (de + 1 m ou de + 1,73 m selon le scénario considéré). L'objectif est d'élaborer une nouvelle carte de projection du risque inondation qui pourra être utilisée dans le cadre du Plan de Prévention des Risques naturels.

La dernière partie de ce rapport récapitule les points de fragilité hydraulique dans le lit de la rivière qui mènent aux débordements avant de présenter des recommandations d'aménagements et d'occupation pour améliorer la résilience de la rivière et des alentours face aux risques d'inondation.

¹ Groupe d'experts Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat

1.2. Enjeux

Plusieurs études hydrologiques et hydrauliques ont déjà été réalisées sur la rivière Nahoata, généralement dans le cadre de la projection de l'aléa inondation (Danloux, 1955 ; SPEED, 2013 et 2020). De nombreuses inondations sont référencées dans la littérature grise ou dans la presse (mars 1968, avril 1983 avec le cyclone *Veena*, décembre 1998, janvier 2017 et février 2024). Les dégâts engendrés par ces épisodes parfois dramatiques ont poussé les pouvoirs publics à réagir pour limiter les débordements et protéger les habitations et leurs occupants.

Les réponses ont été essentiellement hydrauliques en cherchant à améliorer l'espace d'écoulement du lit et en consolidant les berges. De nombreux travaux de génie civil ont ainsi été menés depuis plusieurs décennies sans pour autant réduire de manière significative le risque d'inondation. Il a été décidé en 2020 de recalibrer une grande portion du lit de la rivière dans la basse vallée pour le transformer en un canal rectangulaire en béton.

L'approche mécaniste que soutient cette stratégie d'aménagement vise à évacuer l'eau le plus rapidement possible vers l'embouchure du cours d'eau, en éliminant tous les obstacles susceptibles de ralentir l'écoulement et en favorisant son accélération. Cependant, la vitesse de l'eau génère une énergie cinétique considérable qui peut potentiellement augmenter les risques en cas de débordement.

La nouvelle modélisation présente alors un intérêt supplémentaire, celui d'apprécier l'impact positif ou négatif des nouveaux aménagements du lit de la Nahoata sur le risque inondation.

1.3. Rappels généraux

Pour ne pas engendrer de confusion par les termes choisis, quelques éléments sur le vocabulaire utilisé en hydrologie sont ici rappelés :

- Un cours d'eau est toujours décrit de l'amont vers l'aval, dans le sens du courant. Les berges droite et gauche sont entendues en positionnant l'observateur face à l'aval regardant dans la direction de l'embouchure, dos à la montagne ;
- Le mécanisme hydromorphologique d'une rivière s'appuie sur quatre éléments descriptifs principaux : la largeur du lit à plein bord ; la profondeur moyenne à plein bord ; la pente moyenne du lit ; et la sinuosité. Les deux premières variables définissent le profil transversal d'une section du cours d'eau, les deux suivantes caractérisent un tronçon dans sa longueur.

La notion de « plein bord » correspond au profil en travers du cours d'eau qui s'étend jusqu'à la limite de débordement du lit mineur (Figure 1). Le lit de plein bord est la géométrie retenue en hydromorphologie.

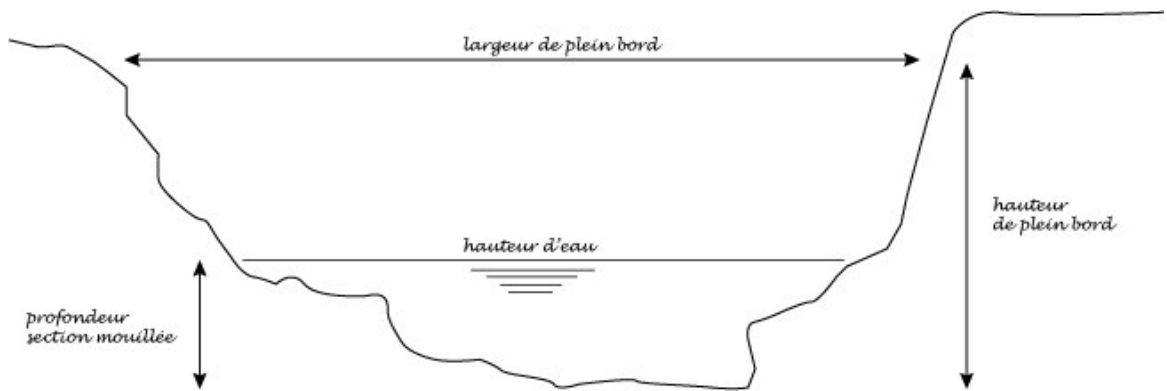


Figure 1 : Géométrie du profil en travers d'un cours d'eau.

- Dans un coude de rivière, la berge concave est la ligne extérieure. A l'opposé, la berge convexe se trouve à l'intérieur de la courbe (Figure 2). Le courant de surface (a) a une composante centrifuge, quand le courant de fond (b) a une composante centripète. Ce phénomène engendre l'érosion de la berge extérieure, concave, et comble de matériaux la berge opposée, convexe.

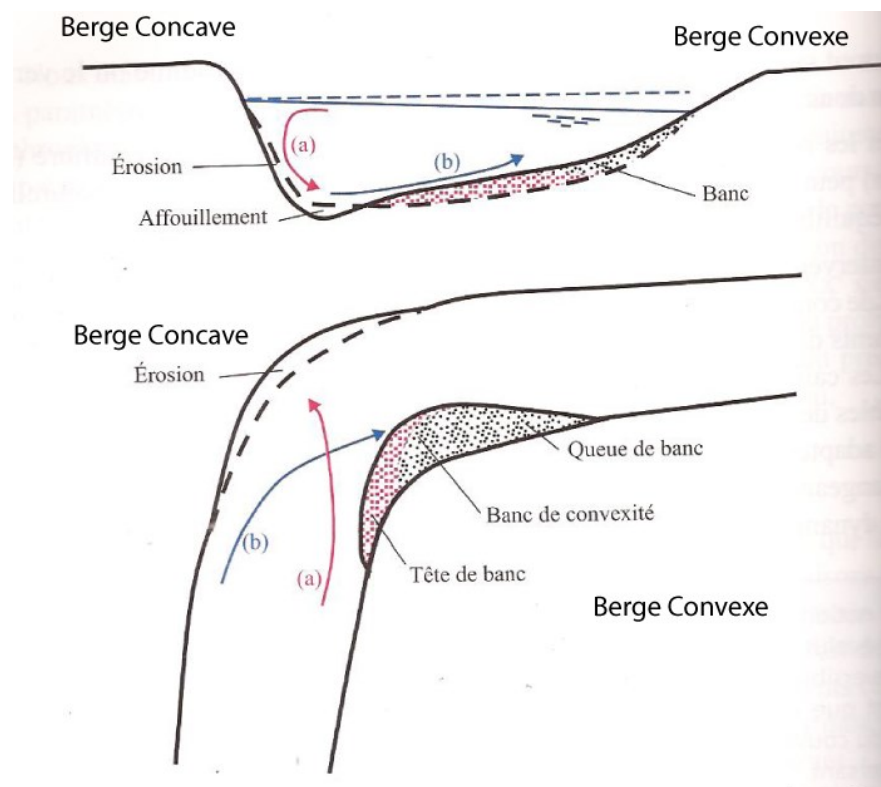


Figure 2 : Schémas de la courbe d'une rivière et évolution des profils.
(tiré et adapté de Degoutte, 2012).

- La berge est un talus incliné qui sépare le lit mineur du lit majeur. Elle doit être différenciée de la rive dont l'espace géographique est plus vague : la zone de séparation entre les milieux aquatique et terrestre. La berge est composée d'un socle, de la pente du talus et du « haut du talus » ou « haut de berge ».
- La modélisation des écoulements à surface libre a pour objectifs principaux de :
 - Simuler les débordements lors de crues remarquables ;
 - Déterminer les hauteurs de submersion, les vitesses d'écoulement, l'étendue des zones inondables en période de crue et d'en apprécier les risques ;
 - Evaluer l'impact des embâcles ;
 - Inventorier les points de fragilité du canal d'écoulement ;
 - Proposer des aménagements qui permettraient de réduire les risques.

Les résultats obtenus au terme de la modélisation numérique doivent être éclairés au travers de la réalité du terrain.

Pour terminer, il n'est pas inutile de rappeler les limites d'une simulation. Un modèle numérique en général, dans les disciplines de l'hydrologie en particulier, est avant tout un outil de calcul qui fonctionne à partir du moment où les données d'entrées sont appropriées. Il est toutefois primordial de conserver à l'esprit l'importance du paramétrage du modèle, donc des stratégies d'acquisition et de traitement des informations à mettre en adéquation avec les objectifs de l'étude. Cette mise en garde initiale est parfaitement révélée dans la citation de Mary P. Anderson (1983) :

« All models require the talents of a skilled model user, a tailor, to design [...] valid boundary conditions and initial conditions and select meaningful values for model parameters. »

2. Etat des lieux contextuels

2.1. Toponymie

La rivière de la Nahoata s'écoule dans la vallée éponyme qui se trouve sur la commune de Pirae. Le toponyme Nahoata dérive d'une ancienne appellation *Nahoata* qui désignait la rivière frontière du territoire *Pare* sur la côte Est de l'île. Le terme *Nahoata* décrit une cascade d'eau bleue qui semble surgir des nuages, se déversant dans une vasque et donnant l'impression d'y demeurer de manière éternelle. L'eau n'est pas toujours présente dans ce bassin au plus profond de la vallée, l'eau réapparaît plus loin après avoir traversé un parcours souterrain. Au bout de son parcours, la rivière Nahoata trouve son exutoire dans la baie qui fait face à la passe de Taunoa (source www.tahitiheritage.pf/vallee-de-la-nahoata).

La basse vallée est aujourd'hui fortement urbanisée, elle regroupe les quartiers : *Maere, Teauna, Tuterai Tane, Nahoata, Hippodrome* et *Tenaho* (de l'aval vers l'amont).

2.2. Géographie et morphologie

Au Nord de l'île de Tahiti (Figure 3), la vallée de la Nahoata s'allonge sur un axe légèrement Sud-Est Nord-Ouest sur environ 10 km. De forme oblongue, le bassin versant couvre une superficie de 10 km². Sa largeur maximum est de 2 km dans la haute vallée, elle descend à 650 m vers l'aval où la vallée est plus encaissée. La vallée s'ouvre ensuite sur une plaine alluvionnaire qui s'étend sur 1 500 m jusqu'à l'embouchure.

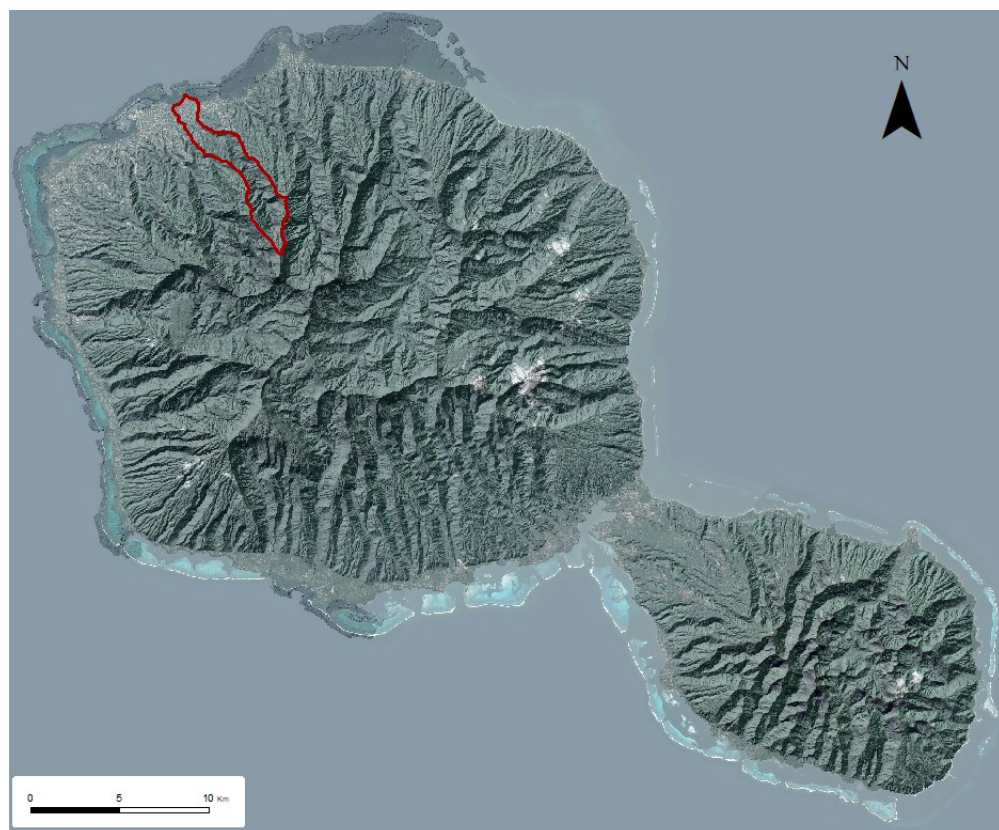


Figure 3 : La vallée de la Nahoata au Nord de l'île de Tahiti.

La morphologie du bassin versant n'est pas exactement identique aux classiques vallées tahitiennes qui prennent naissance sur les contreforts du volcan principal. La forme de la vallée de la Nahoata s'intègre dans une planèze qui s'est creusée au cours du temps. Les planèzes sont des plateaux de forme triangulaire inclinés vers la mer. Leur topographie est héritée des anciennes coulées de lave recouvrant les pentes extérieures des volcans. La structure Nord de l'île est largement dessinée par la succession de ces formations. Elles sont disjointes par l'incision de petites vallées assez profondes et ciselées par un réseau dense de ruisseaux et de ravines à l'écoulement plus ou moins permanent (Bonvallot, 1993).

La zone étudiée couvre une superficie de 513 ha, soit 38% de la vallée. La zone hydrologiquement contributive est beaucoup plus élargie, elle prend en compte la totalité du bassin versant (Figure 4).

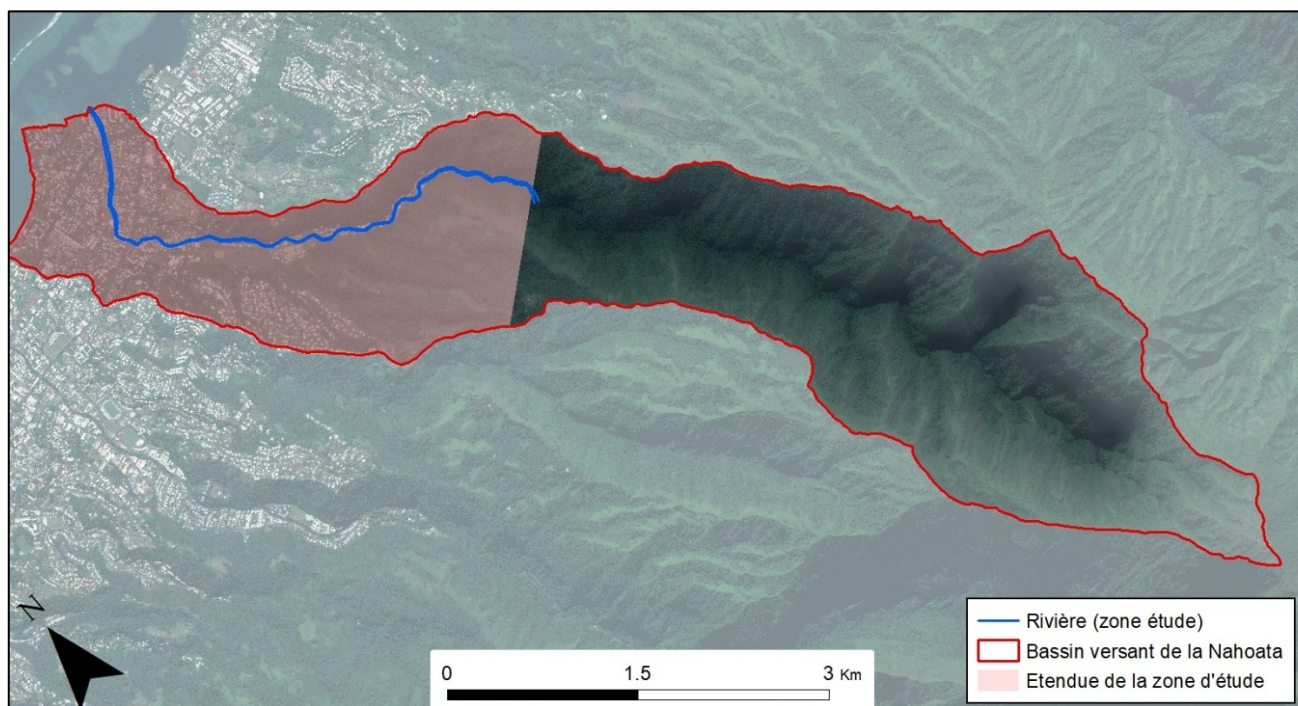


Figure 4 : La zone d'étude pour la modélisation représente 38% de la surface de la vallée.

2.3. Topographie

Le fonctionnement hydrologique de la vallée est en grande partie influencé par l'altitude et surtout les pentes. La capacité de ruissellement, ou de rétention, est ainsi induite par la topographie.

Sur l'ensemble de la vallée, l'altitude moyenne est de 505 m pour un écart type de 440 m, donc une variabilité importante. Le point culminant est le Piton de Pirae à l'extrême Sud, il s'élève à 1 472 m. Dans la plaine alluviale, la hauteur maximum du terrain ne dépasse pas 11 m.

La répartition des pentes est plus instructive (Figure 5). Le cours d'eau principal traverse un bassin versant encaissé, avec de fortes les pentes sur les versants du fond de la vallée. Les surfaces inclinées à au-delà de la 45° représentent 37% de la superficie totale. Sur la plaine alluviale, et même à l'aval de la vallée, la rivière s'écoule dans un espace où la pente est beaucoup plus faible.

Sur l'ensemble de la vallée, la pente moyenne est de 36°.

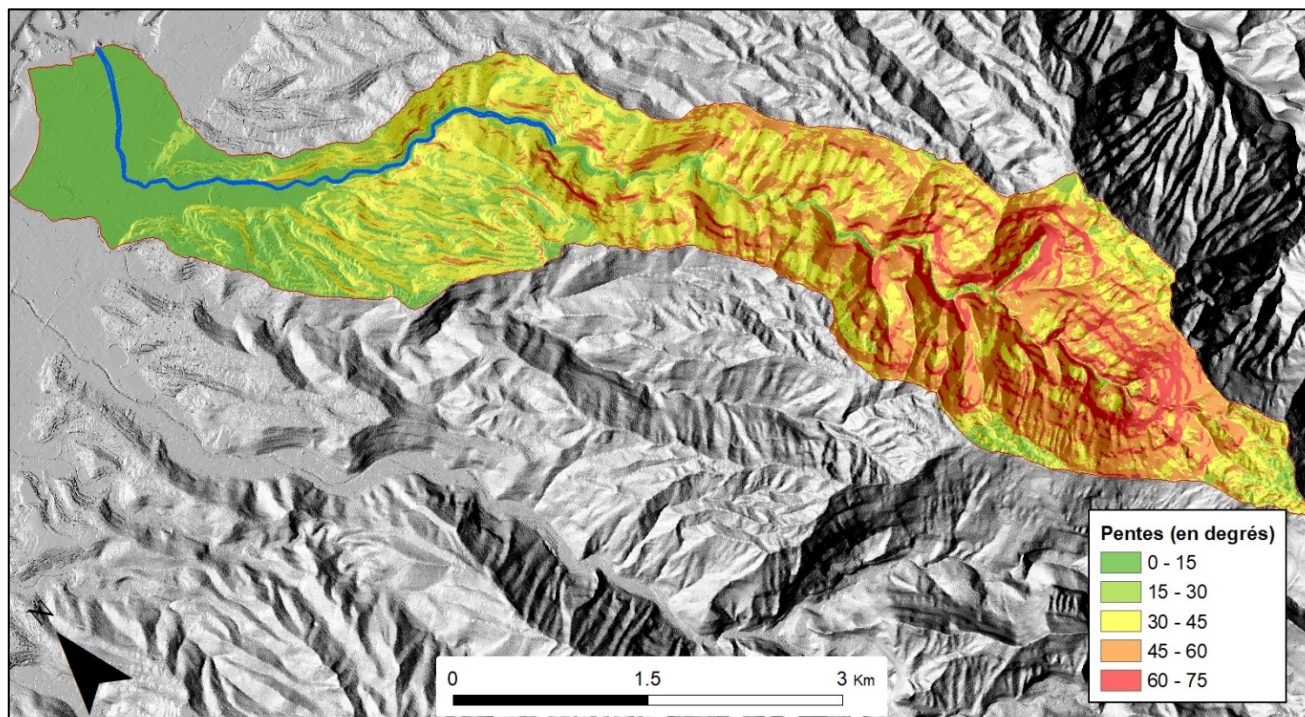


Figure 5 : Répartition des pentes dans la vallée de la Naohata.

2.4. Occupation humaine

Le bas de la vallée de la Nahoata est fortement urbanisé (Figure 6). La plaine côtière ne laisse apparaître presque aucun espace végétalisé. Il y a de nombreux quartiers d'habitation, mais aussi plusieurs infrastructures accueillant du public comme le Centre Hospitalier du *Taaone* (CHT ou CHPF) ou l'école *Tuterai Tane* un peu plus à l'amont. Des constructions se trouvent tout le long des berges de la rivière. Les enjeux liés à l'aléa inondation sont très importants.

L'imperméabilisation des sols par les constructions et tout le réseau des voiries, ne peut qu'augmenter l'écoulement et les risques de dégâts en cas de débordement du lit.

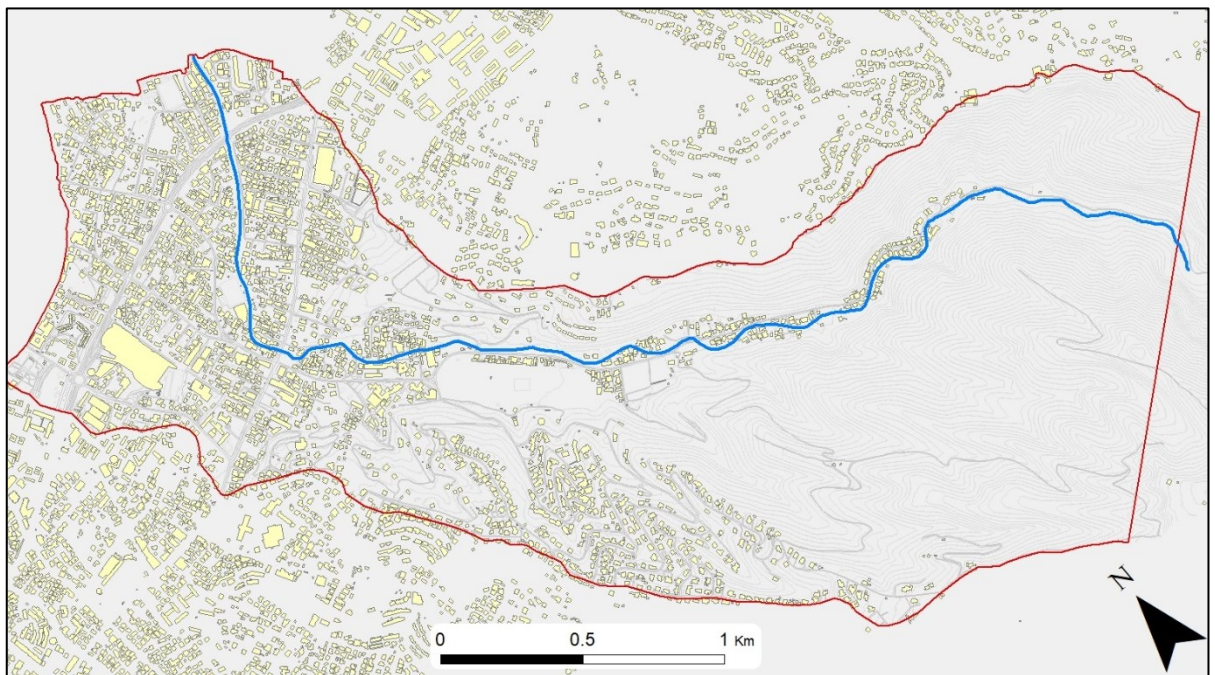


Figure 6 : Occupation et urbanisation dans la basse vallée de la Nahoata.

2.5. Hydromorphologie et aménagement

2.5.1. Analyse historique

L'analyse des photos aériennes et satellites depuis 1955 est riche en enseignement sur l'histoire récente de la rivière Nahoata. Elle permet de suivre l'évolution du tracé des berges au cours du temps (Figure 7). Les détails de ces modifications sont à retrouver dans l'annexe 9.6, avec une projection des images aériennes récupérées auprès du service topographique de la DAF².

En 1955, le lit présente beaucoup plus de méandres et occupe un espace plus élargi par rapport à l'emprise actuelle du lit, autant à proximité de l'exutoire qu'à aval de l'hippodrome. Le tracé est aujourd'hui beaucoup plus rectiligne.

En 1955, l'embouchure s'évase dans un delta à partir du pont de l'avenue Ariipaea Pomare pour atteindre une largeur de 350 m à proximité de la limite côtière. Cette situation traduit l'espace d'expansion qui peut être nécessaire à la rivière lorsque le débit augmente beaucoup. La nécessité d'occupation foncière à totalement fait disparaître cette zone de débordement.

La première altération significative du cours d'eau a eu lieu entre 1955 et 1967 avec la suppression des méandres en amont du pont de l'avenue Ariipaea Pomare. La canalisation du lit s'est ensuite accentuée avec un tracé toujours plus rectiligne jusqu'en 1989 où la rivière apparaît dans les limites qu'elle occupe aujourd'hui.

La rivière est un système dynamique dans le temps et dans l'espace. L'occupation humaine a engendrée une canalisation du lit en réduisant drastiquement son espace d'évolution. Pourtant, l'aléa météorologique est le même. On peut même craindre qu'il s'intensifie avec le dérèglement climatique. L'imperméabilisation des sols engendre plus de ruissellement, les ondes de crues ne se sont pas atténuées, elles seront sans doute plus puissantes dans le futur. Les enjeux sont plus grands et mécaniquement les risques sont plus élevés.

Au cours des dernières décennies, l'espace dédié à la rivière a été considérablement réduit afin de libérer des terres pour le développement des activités humaines. Le cadastre a officialisé cette situation, un instrument juridique qui est en contradiction avec la dynamique spatiale propre au cours d'eau.

² Direction des Affaires Foncières

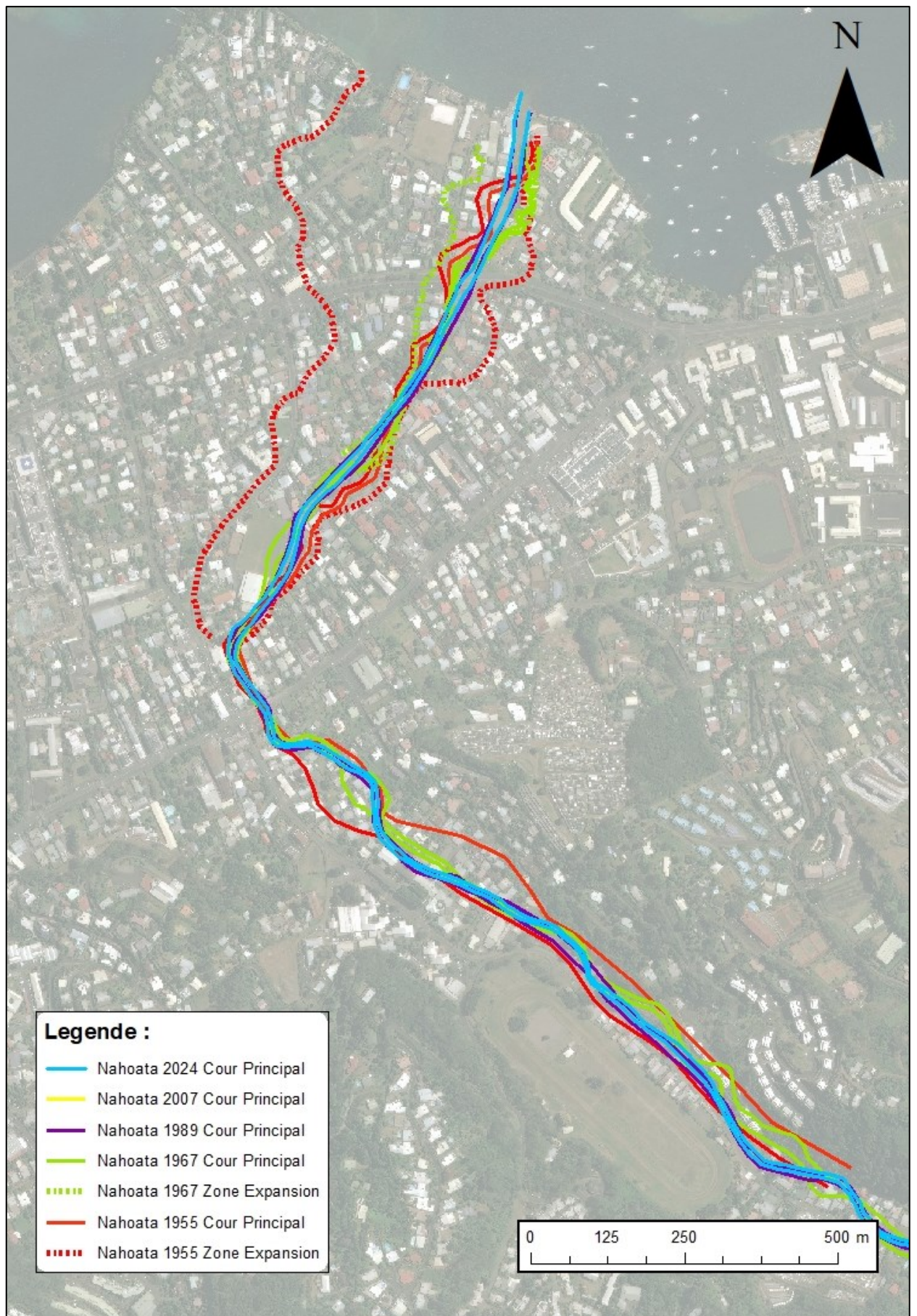


Figure 7 : Evolution historique des berges de la rivière Nahoata à travers la plaine alluviale.

2.5.2. Historique inondations et témoignages

Les points indiqués sur la carte ci-dessous (Figure 8) proviennent des témoignages des riverains ainsi que des informations recueillies dans les archives de presse et les études antérieures. Le tableau associé présente les données collectées, en précisant si les observations ont été effectuées avant la canalisation du cours d'eau (2020).

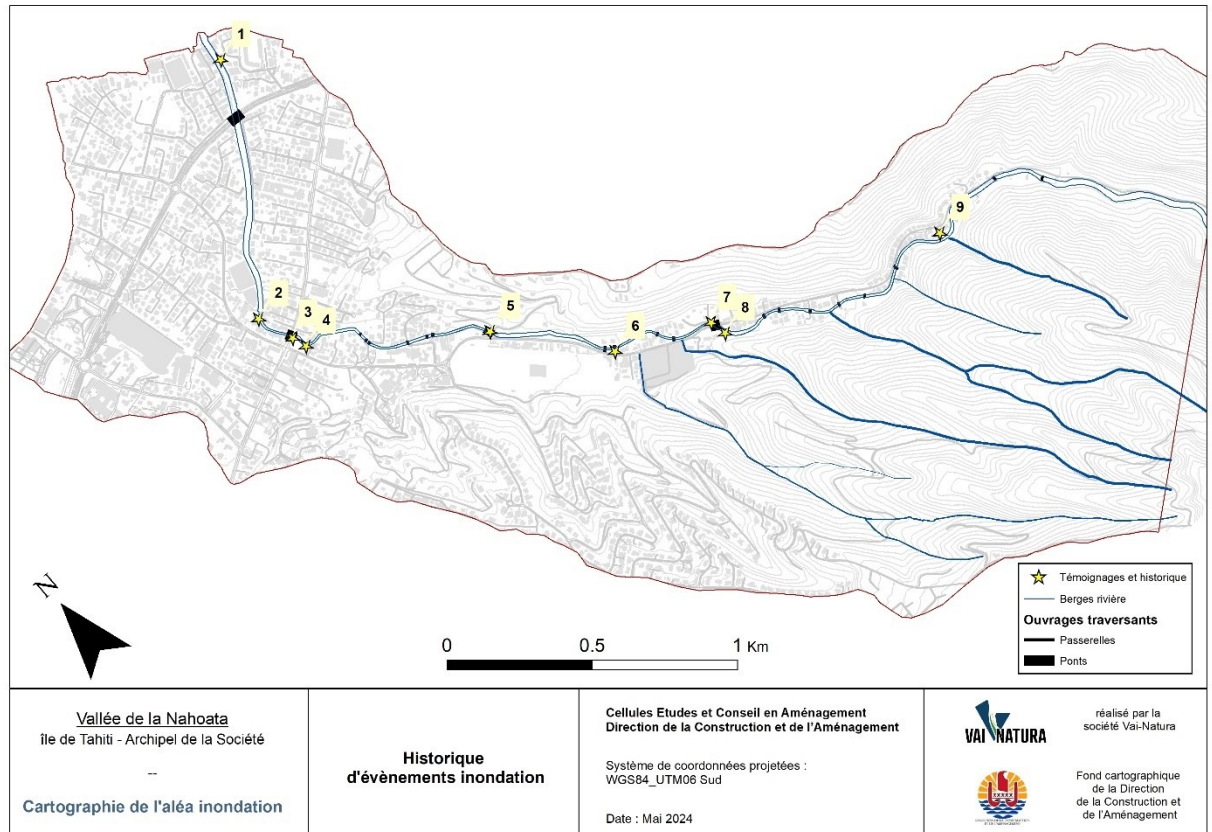


Figure 8 : Historique inondations.

Id	Observation	Source	Hauteur estimée
1	Débordements fréquents RD au niveau du gué	Riverains	30 cm
2	Débordements fréquents RG - avant 2020 En sortie de coude à l'aval du stade JT, d'importants problèmes d'érosion sont constatés. D'après les riverains les berges étaient régulièrement emportées lors des crues sur 2 à 3 m de large et ce malgré la présence d'enrochements	Riverains + SPEED	50 - 110 cm
3	Débordements RG observés avant 2020 Des habitations ont subi l'inondation de 1998. Le pont a été submergé à la suite d'un embâcle par des troncs d'arbres. Une partie d'une maison a été emportée.	Riverains	100 cm
4	Débordement récent RG, observés en 2024	Riverains	20 cm

Id	Observation	Source	Hauteur estimée
5	<p>Débordements fréquents RG avant 2020</p> <p>La crue de 1998 a inondé ces terrains amont avec des hauteurs d'eau importantes. Les débordements ont été accentués par un embâcle sous le pont.</p> <p>La servitude Tuterai Tane s'est transformé en "rivière" lors de la crue de 1998.</p>	Riverains + Presse	100 - 110 cm
6	<p>Débordement RD avant 2020</p> <p>En 1998, un embâcle au niveau du pont situé en amont du cimetière a inondé toute la zone située en rive droite entre la montagne et la rivière. Une habitation a été détruite.</p>	Riverains	70 - 90 cm
7	<p>Débordements fréquents RG</p> <p>Observé en février 2024</p>	Riverains + SPEED	50 cm
8	<p>En 1998, des débordements majeurs sur la berge gauche dans le coude de la rivière à l'amont du pont, ont inondé la voie d'accès à la vallée. Un enrochement massif a été réalisé depuis.</p>	Riverains	80 - 100 cm
9	<p>Débordements RD observés avant 2020</p>	Riverains	70 cm

2.5.3. Diagnostic du cours d'eau

Le diagnostic détaillé du lit de la rivière a été réalisé entre le 22 août et le 13 septembre 2023. Cette phase de terrain a permis d'apprécier visuellement le fonctionnement hydraulique de la rivière. Les travaux de canalisation du lit étaient terminés. Ces travaux ont converti certains tronçons du lit en un canal rectangulaire en béton sur une distance totale de 2 km.

Le schéma d'exploration a été divisé en **3 Sections** équivalentes couvrant un linéaire de 1 500 m chacune (Figure 9). Le détail des investigations est reporté en annexe de ce rapport dans un inventaire remontant de l'aval vers l'amont.

Chaque section est découpée en **3 Tronçons** pour une meilleure lisibilité des cartes. Tous les ouvrages ont été référencés. Les ponts liés à la circulation sur les axes routiers ont été différenciés des passerelles dédiées aux accès privés. Les berges ont été caractérisées en fonction de leur état d'aménagement. Sur la presque totalité du linéaire exploré, les berges ont été remaniées par l'action humaine.

La rivière sert également d'exutoire d'eau pluviale à tous les quartiers qu'elle traverse. Les très nombreuses buses qui ont été inventoriées en témoignent. Nous avons intégré à la modélisation les plus importantes d'entre elles.

Le fond du lit a également été observé et les principales variations sont reportées sur les cartes.

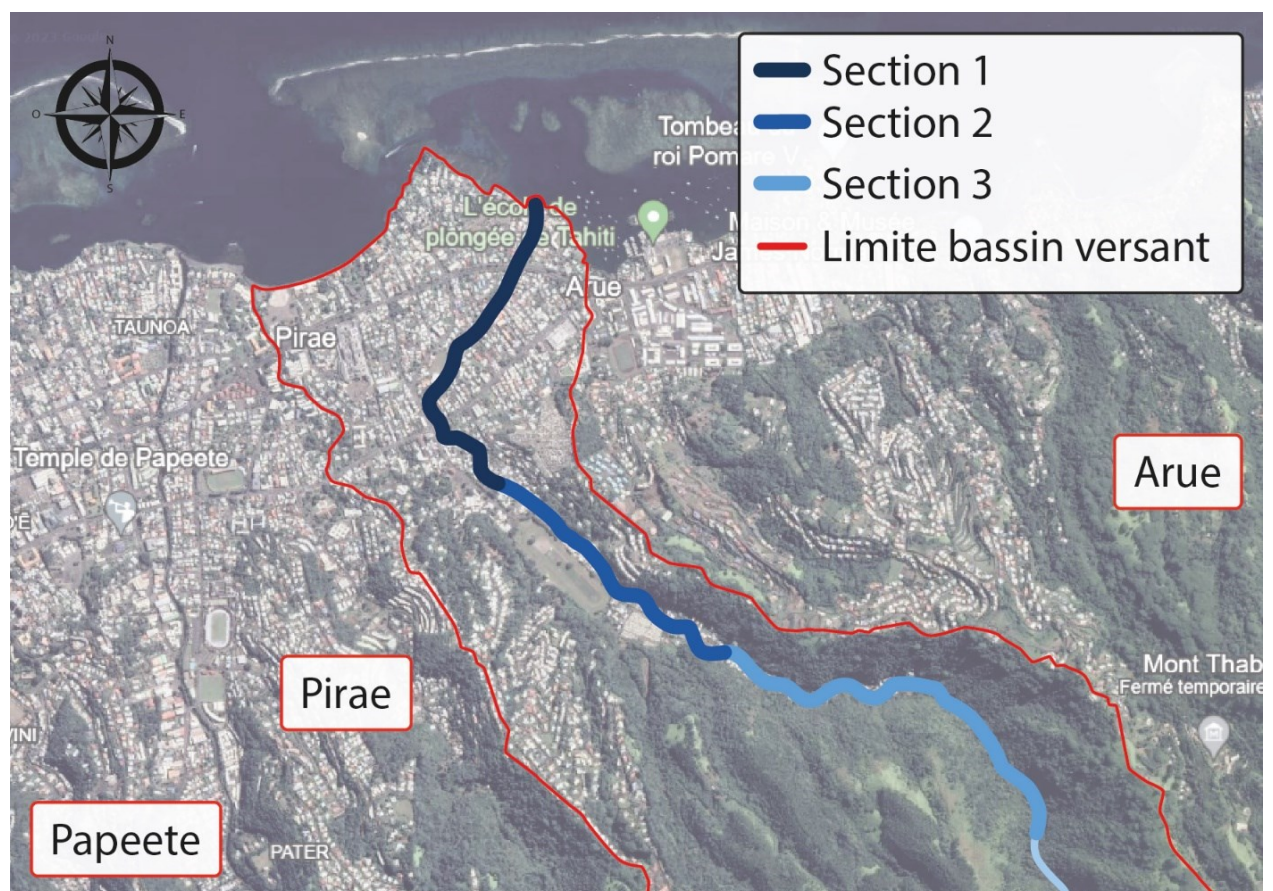


Figure 9 : Rivière de la Nahoata divisée en 3 sections.

Section 1 (Figure 10)

La section 1 traverse la zone de plaine qui est totalement urbanisée. Le lit de la rivière en est fortement impacté. Il y a beaucoup d'ouvrages traversants, certains étant très proches. Le nombre de buses rejetant les eaux pluviales des quartiers avoisinants est particulièrement important.

Section 1 - Tronçon 1

L'embouchure de la Nahoata est un estuaire bordé par des berges enrochées et bétonnées, jusqu'à l'avenue du Général de Gaulle (P1). Un îlot alluvionnaire se forme à l'aval du pont. Le fond du lit à proximité de l'embouchure est principalement constitué de sable et de limons.

Section 1 - Tronçon 2

Le deuxième tronçon s'étend du pont de l'avenue du Général de Gaulle à l'amont du stade Edouard Layton (complexe sportif de l'AS JT).

La berge gauche, à l'amont du pont, est enrochée sur 215 m. Elle présente de nombreux signes d'affouillement en pied de berge³.

La berge droite est assez inégale avec des portions en enrochement libre, parfois percolé. Certaines parties sont couvertes d'une végétation opportuniste.

Le fond du lit est essentiellement constitué de fragments de pierres et de galets décimétriques.

Section 1 - Tronçon 3

Le troisième tronçon a été presque totalement reconstruit dans un canal en béton. Le canal est rectangulaire avec une hauteur moyenne de 3 m pour une base de 5 m. Le tracé est assez sinueux et engage le cours d'eau dans un large virage vers la droite (observation d'amont vers l'aval).

Le pont O22 est un ouvrage particulièrement sensible sur cette rivière. Il porte une voirie qui est très fréquentée (av. Ariipaea Pomare) et il se trouve au centre du changement d'orientation de la rivière de l'axe Nord-Ouest, vers un axe Sud-Ouest. Le flux d'écoulement amont arrive face au coude immédiatement à l'amont de l'ouvrage. Or à ce niveau de la berge, se trouve une rampe d'accès permettant aux engins d'entretien de descendre dans le lit de la rivière. Cet équipement offre un passage à l'eau et crée un point de débordement.

Sur 250 m à l'amont du pont, le lit de la Nahoata est équipé par une série de 4 ouvrages traversants. Ce sont des structures avec une armature en poutre IPE renforcée de béton. Sur cette partie, plusieurs habitations sont posées sur les berges. La situation nous apparaît préoccupante en cas de très forte crue.

³ *L'affouillement en pied de berge* est un phénomène d'érosion de l'eau qui crée une excavation en pied de berge, souvent causée par le courant de l'eau qui porte et déplace les sédiments. Ce phénomène continue et s'accélère lors des crues, à travers l'énergie plus forte générée par l'écoulement.

Le tronçon de béton prend fin à hauteur de l'école élémentaire Tuterai Tane. Trois ouvrages traversants se succèdent ensuite, les berges sont soutenues par des enrochements non percolés.

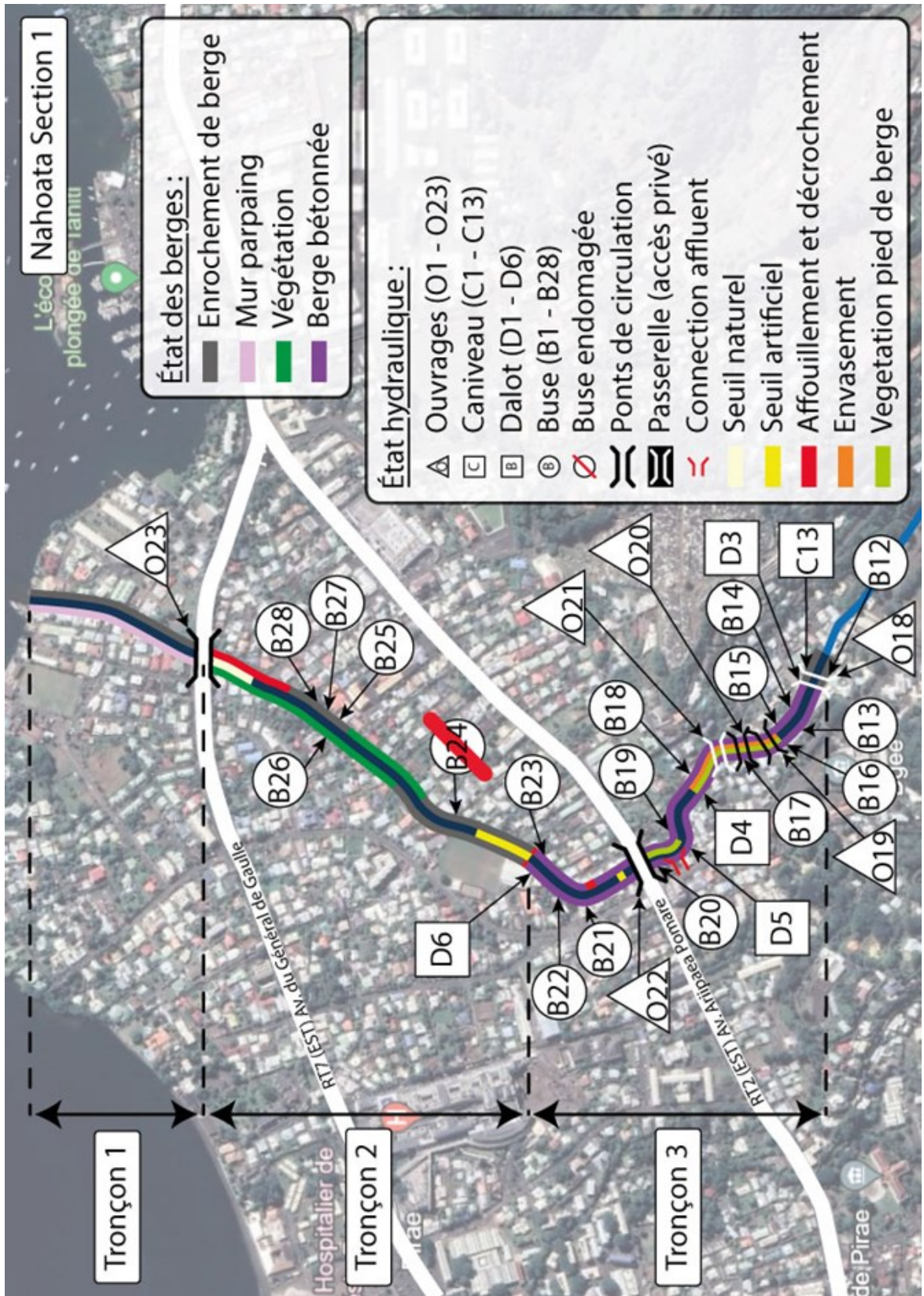


Figure 10 : Rivière Nahoata - Section 1 (Aval).

Section 2 (Figure 13)

La section 2 du lit du cours d'eau commence à l'amont de la zone de plaine, marquant l'entrée dans la vallée. La pente longitudinale s'accroît avec inclinaison moyenne est de 2.2%. Sa rive droite s'appuie sur le début du versant Est de la vallée. La berge gauche est bordée par la route de desserte et en partie occupée par des habitations principalement concentrées sur la partie aval.

Cette section de 1 500 mètres compte 9 ouvrages de franchissement. Le lit est canalisé pour les 2/3 dans le nouvel aménagement en béton, les reste des berges est porté par des enrochements.

De nombreuses buses visibles le long des berges servent d'exutoires pour l'eau pluviale provenant des quartiers environnants.

Section 2 - Tronçon 1

En amont du pont, les berges sont revêtues de rochers présentant une bonne cohésion, puis une portion de 30 mètres est totalement bétonnée. La transition entre ces 2 parties est fragile et sensible à une érosion progressive du lit. Deux passerelles piétonnes (O16, O17), composées de poutres IPE et de tôles, relient les deux rives de la rivière.

Section 2 - Tronçon 2

Sur le second tronçon, à l'amont de l'ouvrage O15, la berge gauche est soutenue pour un enrochement qui protège une zone d'habitations. La structure est peu cohésive et présente un risque d'érosion et d'affaissement. La berge droite a été laissée en terre sur la moitié aval. La buse (B9) draine les écoulements venant d'un lotissement en surplomb. On observe des signes d'affaissement de la berge autour de cet équipement.

Le pont O15 est un ouvrage en béton avec un espace d'écoulement de 8.6 m de largeur pour une hauteur de 3.83 m. Immédiatement à l'amont, la largeur du lit est de 14 m. ce qui implique un rétrécissement notable à l'entrée du pont. Ce goulot d'étranglement peut entraîner une hausse du niveau de l'eau lors des crues, augmentant ainsi le risque de débordement. De plus, le pont est situé juste après un léger coude de la rivière vers la droite, ce qui rend la berge gauche particulièrement vulnérable à l'érosion. Les témoignages des riverains indiquent que des embâcles se forment fréquemment à cet endroit avec des débordements.

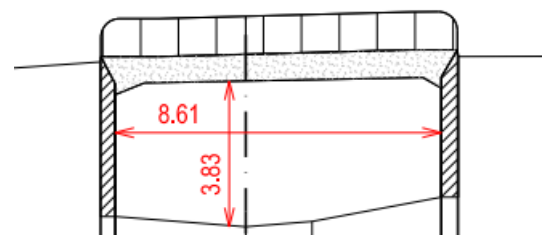


Figure 11 : Structure géométrique du pont O15.

Section 2 - Tronçon 3

Le troisième tronçon suit un tracé un peu plus sinueux que le tronçon précédent. Il est entièrement canalisé et bétonné sur 600 m en remontant vers le pont O10. De forme rectangulaire, sa largeur est de 5 m pour une hauteur de berge de 3 m. Il débute 80 m à l'aval du pont O14 et se termine à 190 m à l'amont de l'ouvrage O10. Il est traversé par 4 ponts en béton (O14, O12, O11 et O10) ainsi qu'une passerelle en IPE et bois (O13).

Le principal point de dysfonctionnement hydraulique de cette partie du lit de la rivière est le pont O10 qui porte la route d'accès au fond de la vallée. Ce pont est situé entre deux coudes resserrés de la rivière qui forment des angles assez prononcés. Cette configuration rend la circulation de l'eau difficile et peut entraîner des problèmes d'écoulement, d'érosion, ou d'accumulation de débris.

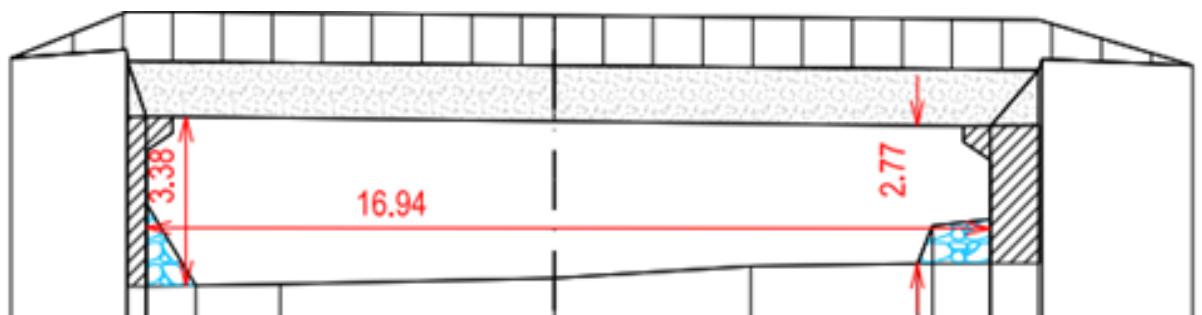


Figure 12 : Structure géométrique du pont O10.

Si la largeur de plein bord est assez étendue, presque 17 m, sa hauteur sous le tablier est réduite à 2.77 m dans sa partie la plus courte. Le risque d'embâcle est significatif.

De nombreux témoignages font état de débordements fréquents malgré de nombreuses tentatives de consolidation des berges par des enrochements percolés ou une structure totalement bétonnée.

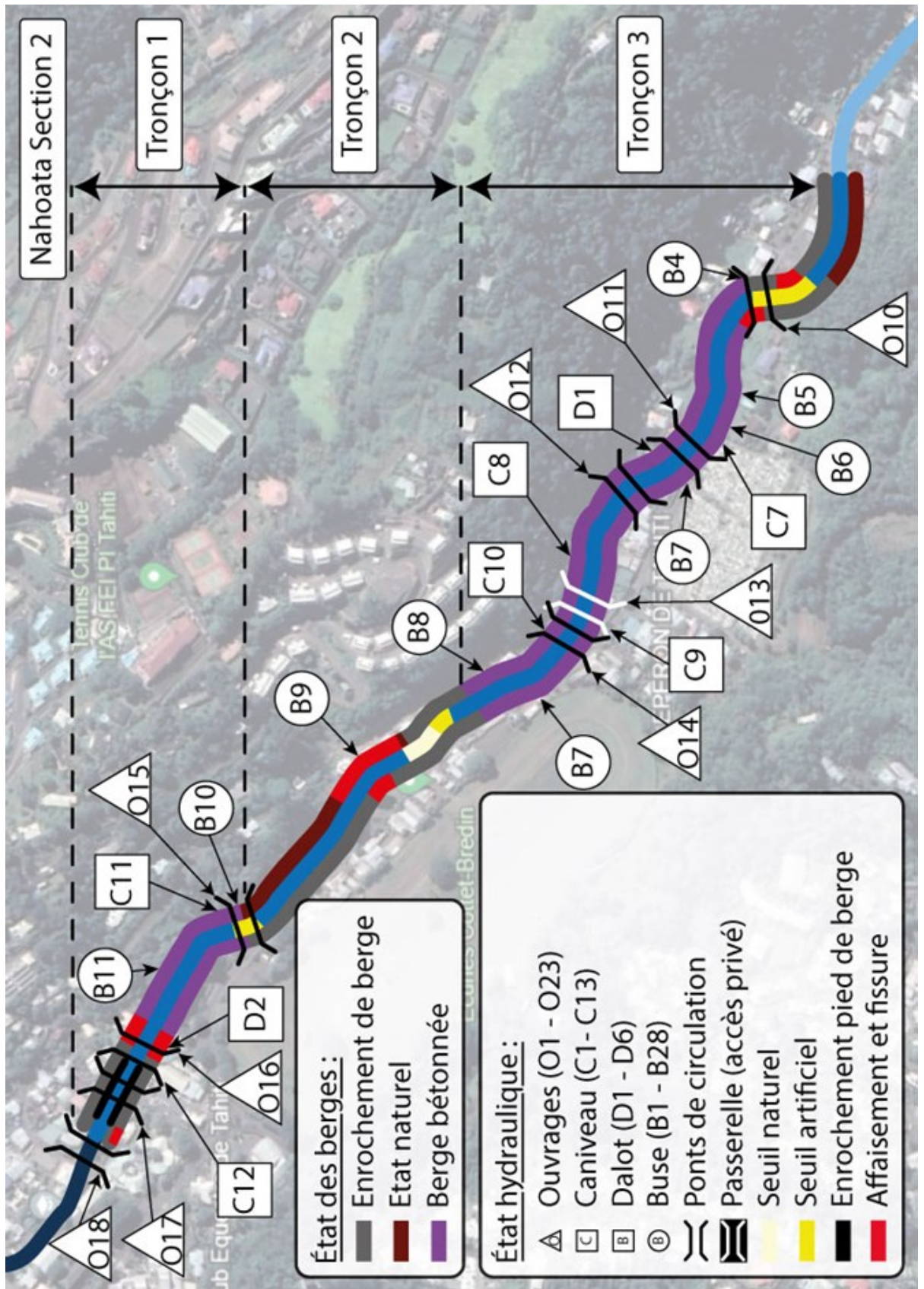


Figure 13 : Rivière Nahoata - Section 2 (Entre aval et amont).

Section 3 (Figure 14)

La section 3 de la rivière traverse une zone plus encaissée et moins densément occupée. Toutefois, les habitations se trouvent à proximité immédiate des berges de plein bord ce qui ne réduit pas réellement les enjeux. 9 ouvrages traversants ont été référencés, ce sont des passerelles d'accès privées.

Le lit de la rivière alterne entre des sections bétonnées et d'autres renforcées par des enrochements. Malheureusement, la transition entre ces deux types d'aménagements n'a pas été prévue. Cette situation crée des discontinuités susceptibles de provoquer des turbulences, une érosion localisée et, à moyen terme une érosion des pieds de berges à l'aval.

Section 3 - Tronçon 1

Le premier tronçon est presque entièrement contenu dans un canal en béton rectangulaire. Il est traversé par 4 passerelles, proches les unes des autres. Les ouvrages C9 et C8 sont distants de moins de 60 m.

Section 3 - Tronçon 2

Le tronçon 2 est alternativement en enrochement puis en béton sur 440 m. Les transitions n'ont pas été correctement aménagées. Le flux d'eau qui accélère dans les sections bétonnées rencontre des zones en enrochement où le sol est plus meuble et donc plus vulnérable à l'érosion.

Cette différence dans la résistance des matériaux entraîne des déséquilibres dans le débit de la rivière, augmentant le risque d'érosion des berges et de détérioration des sections enrochées. Ces effets peuvent, à long terme, affecter la stabilité des structures et favoriser les débordements. Rappelons que les habitations sont vraiment proches des hauts de berges autour de ce tronçon.

Section 3 - Tronçon 3

Sur ce dernier tronçon amont, les berges sont majoritairement aménagées par des enrochements percolés. On observe plusieurs seuils dans le lit dont les vestiges d'une ancienne structure pour la captation d'eau potable.

A l'amont de l'ancien ouvrage de captation, il y a un pont en IPE avec un dispositif de régulation pour contrôler le débit de la rivière en canal rétréci. Ce dispositif guide l'eau vers le poste de chloration. D'anciens bassins de décantation bétonnés sont situés à gauche de la rivière. A l'amont de la dernière passerelle, le lit de la rivière n'est pas anthropisé.

Le lit mineur est d'une largeur de 1,5 m. Les berges de gauche et de droite sont enrochées sur une hauteur de 2 m.

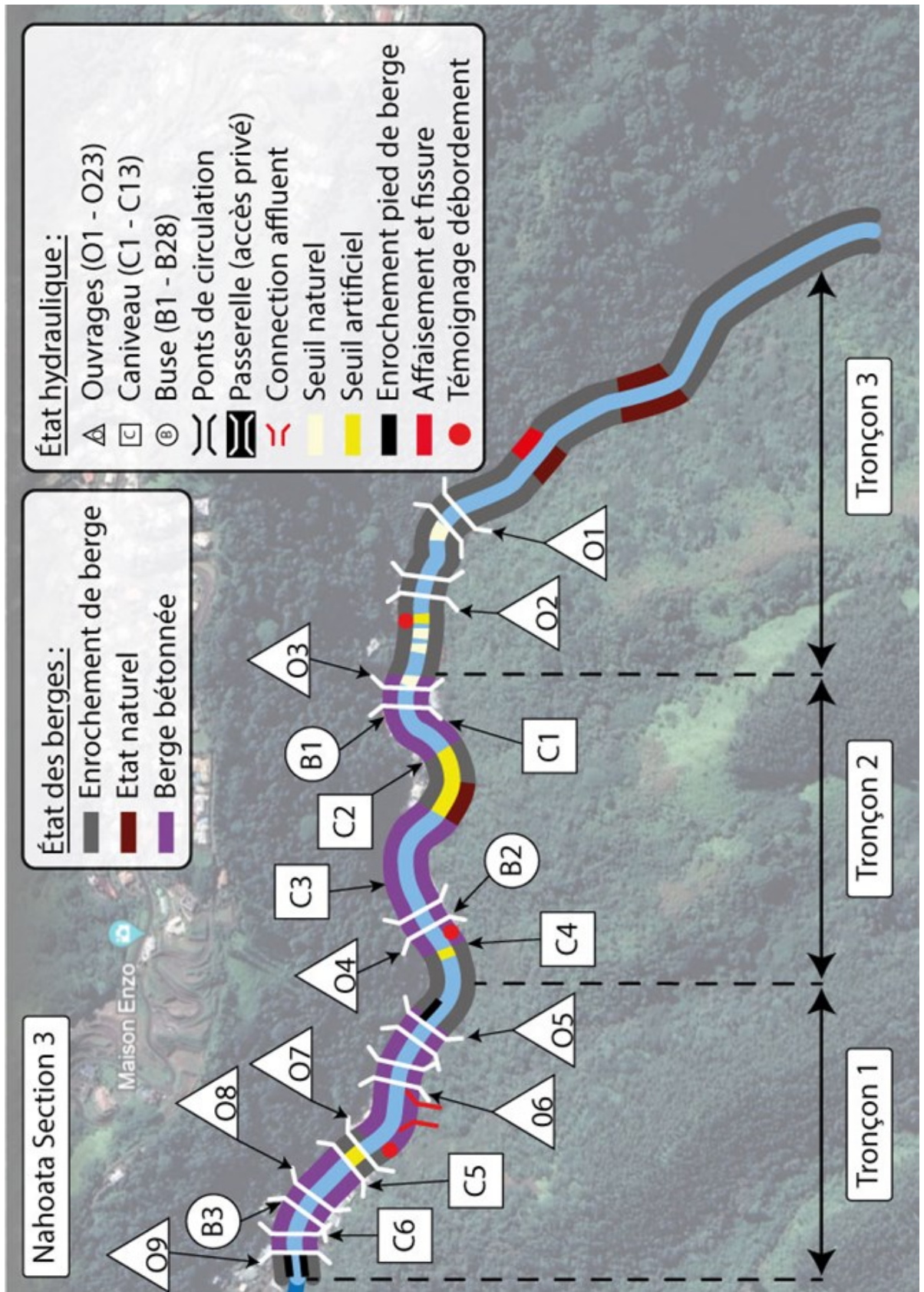


Figure 14 : Rivière Nahoata - Section 3 (Amont).

3. Modélisation hydraulique

3.1. Stratégie de modélisation

Sur la dernière partie de son tracé (2.3 km) la rivière Nahoata traverse la plaine côtière qui est très plane. Les évènements passés et les précédentes modélisations montrent des débordements réguliers avec une emprise de la lame d'eau d'inondation très large. L'écoulement doit alors être considéré comme bidirectionnel pour s'approcher correctement de la situation réelle. Nous disposons par ailleurs d'un MNT très précis basé sur des relevés LIDAR dans cette zone. Il est alors raisonnable de choisir un modèle en 2 dimensions. Nous nous appuyons sur le logiciel HEC-RAS⁴ pour réaliser cette modélisation hydraulique.

A partir des données disponibles, de la configuration de la zone d'étude, des résultats recherchés et des contraintes du logiciel, la stratégie de modélisation est élaborée en cherchant conserver le sens physique des paramètres et une correcte représentation de la réalité :

- La surface d'étude est discrétisée en cellules polygonales. La précision est augmentée sur le chenal d'écoulement et autour de l'exutoire des affluents. Le profil du lit de plein bord relevé par un cabinet de géomètre permet de largement améliorer la projection numérique du terrain ;
- Les singularités naturelles du lit (rétrécissement, élargissement, coude) ou artificielles (pont, gué ...) sont intégrées dans la représentation du modèle ;
- Les données hydrologiques permettent de reconstruire un hydrogramme de crue pour modéliser le régime d'écoulement non-permanent (*Unsteady flow*) ;
- A défaut de mesures directes dans le lit de la rivière (débit, hauteur d'eau), la calibration du modèle est réalisée à partir des témoignages des riverains évaluant les hauteurs d'eau atteintes lors des crues les plus importantes. Le souvenir humain et quelques photos sont ici les seules données utilisables.

⁴ Hydrologic Engineering Centers River Analysis System

3.2. Etendu et maillage du modèle

La représentation de la zone d'étude s'appuie sur un Modèle Numérique de Terrain (MNT). La vallée de la Naohata a été reconstituée à partir de deux jeux de données géographiques, fournies par la Cellule Etudes et Conseils en Aménagement qui furent combinées pour obtenir une représentation topographique continue (Figure 15) :

- l'opération « LIDAR Polynésie française 2015 » a permis de générer des données topographiques très précises relevées par un laser aéroporté (SHOM⁵, 2015). C'est essentiellement la bande côtière de l'île de Tahiti qui est couverte. Pour la vallée de Nahoata, ces données couvrent une distance de 2.2 km vers l'amont en partant de la ligne côtière avec une précision inférieure à 1 m, soit 49% de la zone d'étude ;
- au-delà le terrain est dessiné par un MNT un peu moins précis (> 5m) datant de 2013 ;
- La représentation géométrique du chenal d'écoulement dans le modèle a été consolidée à partir des relevés topographiques précis. Cette mission a été confiée au bureau de géomètres WILD. Les relevés couvrent la totalité du lit de plein bord. Des profils en travers ont été réalisés tous les 50 m sur un profil long de 4,2 km de la rivière, ce qui représente 148 profils. Les consignes relatives à ces relevés topographiques sont consultables en annexe de ce mémoire (cf. Annexe 8.3).

Les singularités du lit (rétrécissements, élargissements, coudes) sont contrôlées dans la représentation géométrique du profil en long. Enfin, les ouvrages traversants (ponts, passerelles) sont intégrés dans la modélisation.

La représentation géographique en deux dimensions de la zone d'étude a nécessité une discrétisation de l'espace par un maillage de cellules polygonales (Figure 16). Un maillage resserré encadre le lit de plein bord de la rivière, ce qui améliore significativement la précision du modèle. Finalement, le maillage est formé par 52 503 cellules couvrant des surfaces de 4 m² (2 x 2 m) pour les plus précises, à 400 m² (20 x 20 m) pour les plus grandes. La superficie moyenne d'une cellule est de 601 m². La plus petite couvre une aire de 17 m².

⁵ Service Hydrographique et Océanographique de la Marine

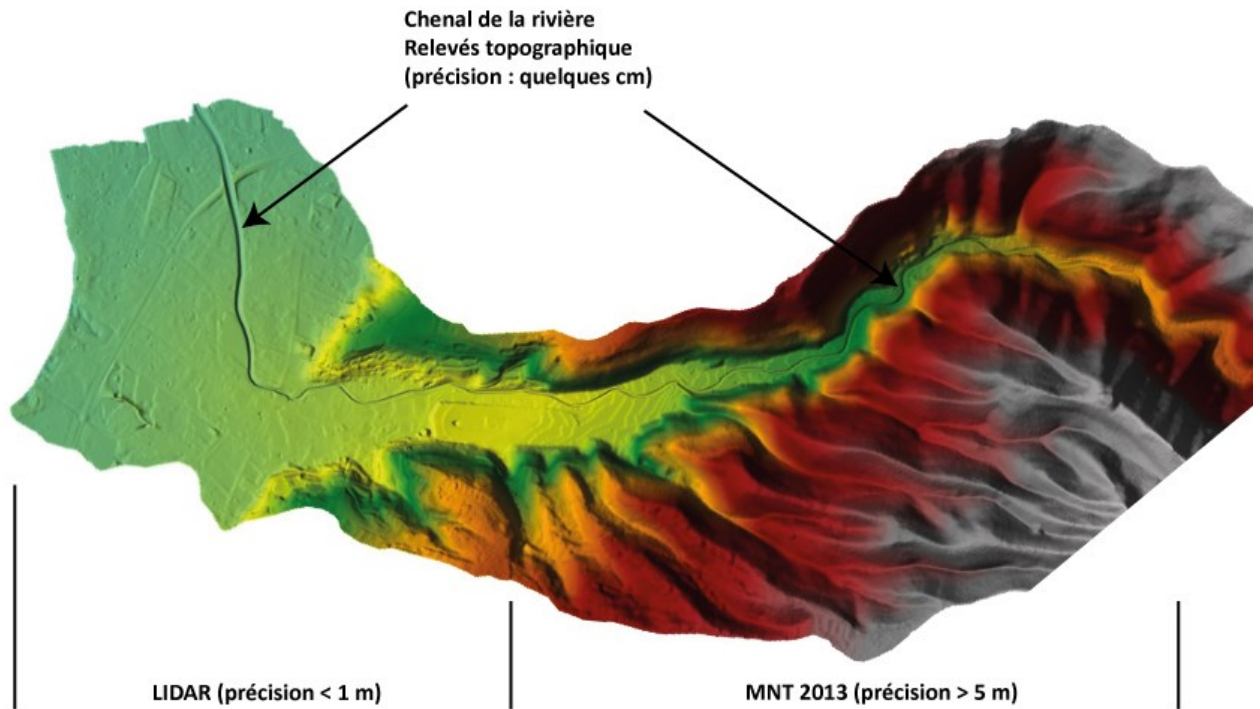


Figure 15 : Terrain reconstitué à partir du MNT, du rendu LIDAR et des relevés topographiques dans le lit de la rivière.

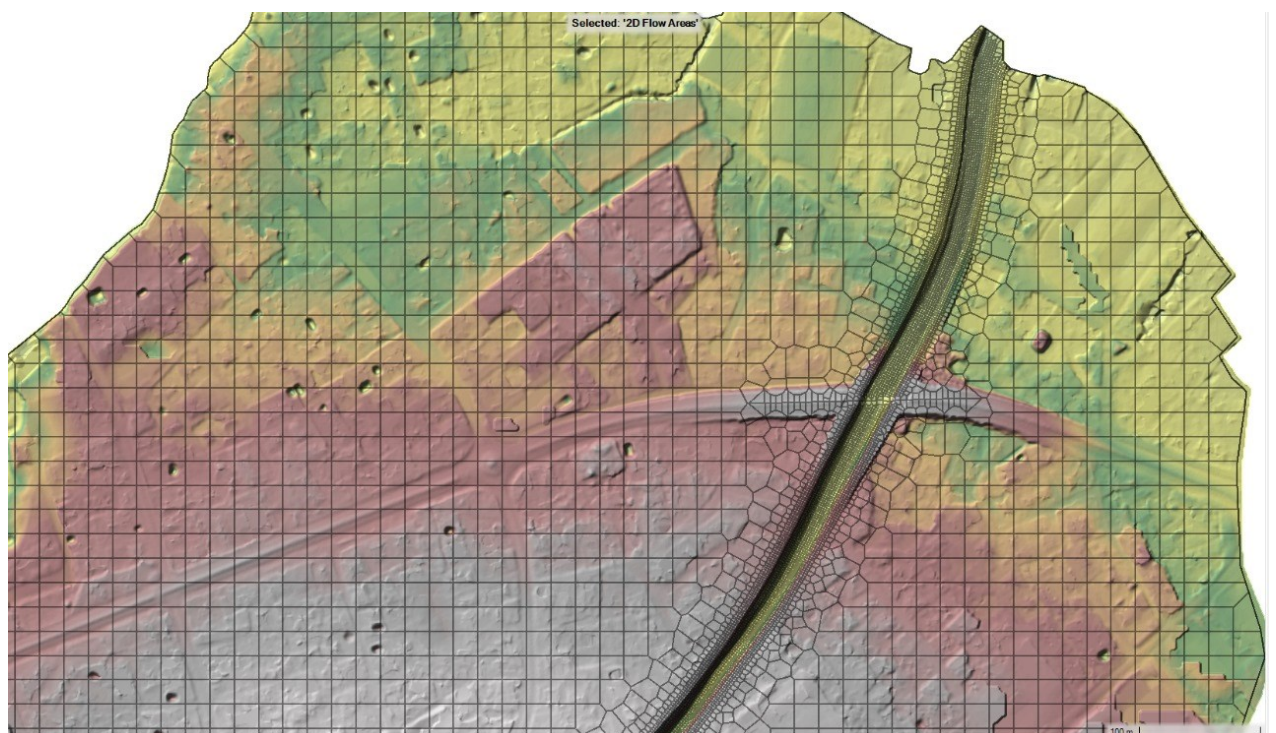


Figure 16 : Discrétisation de l'espace pour la modélisation 2D, avec une précision accrue dans le lit de la rivière, autour des berges et au niveau des ouvrages traversants (cellule 2 x 2 m).

3.3. Rugosité du terrain

L'une des données importantes et délicates à renseigner est la capacité du terrain, et du lit, à favoriser ou à freiner l'écoulement. Ces forces de frottement sont intégrées dans le coefficient de Manning qui peut représenter plus globalement l'ensemble des éléments contraignant le flux de l'eau. L'usage consacre le terme de rugosité pour exprimer cette caractéristique.

Dans le paramétrage initial, c'est la nature des surfaces qui guident la valeur choisie pour le coefficient de Manning. Pour chaque cellule du maillage, ce coefficient doit être renseigné. Il est généralement exprimé en $[s.m^{-1/3}]$.

En fonction des caractéristiques de rugosité des surfaces, plusieurs zones ont été différenciées et un coefficient de Manning distinct a été appliqué. Pour les espaces les plus urbanisés, le sol est soit revêtu, soit soumis à un tassement favorisant le ruissellement. La conséquence est une rugosité réduite. Le coefficient de Manning est estimé entre 0.013 (surface revêtue : ciment, bitume) et 0.08 (terreplein en terre), essentiellement en fonction de la couverture du sol. Les valeurs ont été initialement définies à partir des tables, consultables en annexe de ce document (cf. Annexe 8.4), qui ont fait l'objet de nombreuses validations et de plusieurs publications (e.g., Brunner, 2016).

La répartition géographique sur la zone d'étude, des valeurs du coefficient de rugosité, est présentée sur la carte suivante (Figure 17).

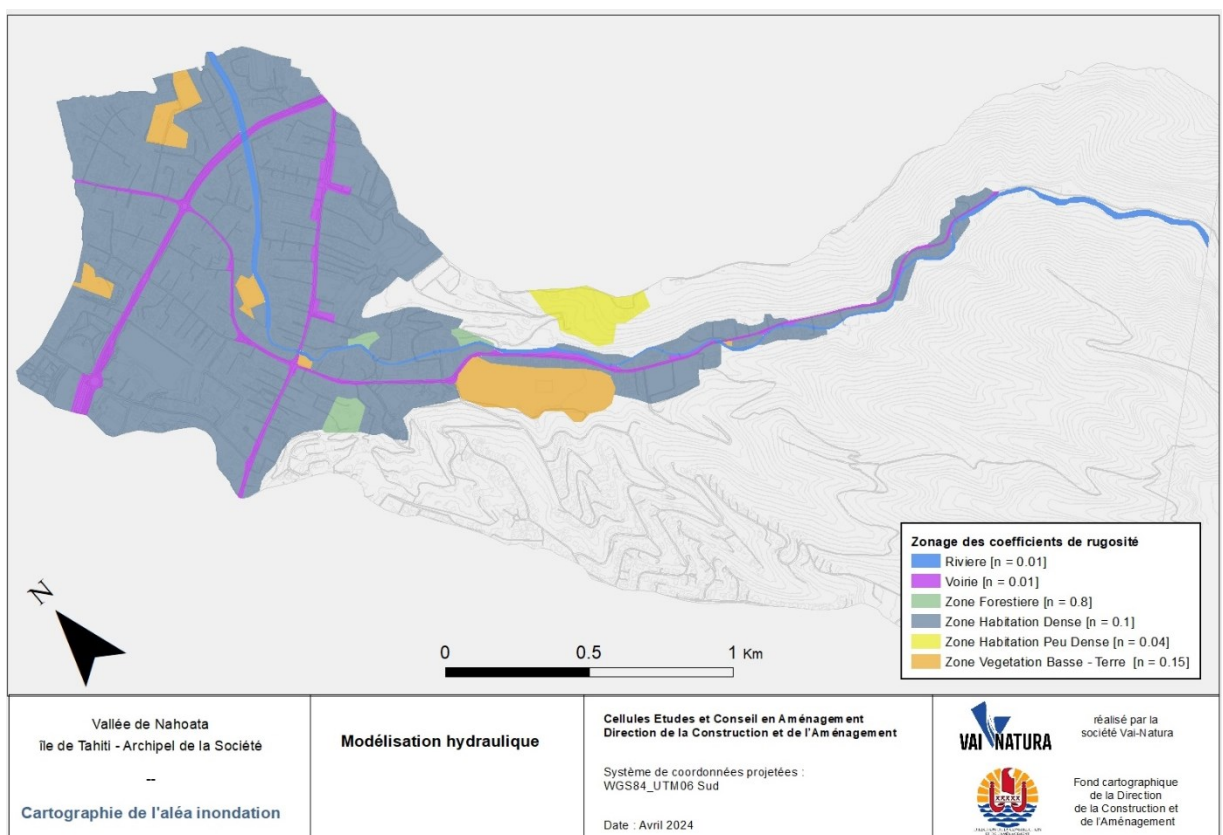


Figure 17 : Projection géographique des rugosités établies pour la modélisation de la rivière Nahoata.

3.4. Hydrologie

3.4.1. Données disponibles

Sous l'influence prépondérante des alizés d'Est/Nord-Est, les courants aériens des systèmes dépressionnaires se heurtent aux reliefs des îles hautes et cherchent à les contourner ou à les surmonter. La topographie joue ainsi un rôle important dans le déclenchement des épisodes pluvieux. Lorsque les masses d'air humide remontent les pentes du relief (phénomènes d'ascendance), elles rencontrent des températures plus basses en altitude, ce qui favorise la condensation et donc les précipitations (Cauchard et Bergès, 1990). La Figure 18 permet de visualiser le phénomène de muraille naturelle, les crêtes d'altitude, faisant principalement obstruction aux systèmes nuageux. Les versants Est, au vent, subissent des précipitations beaucoup plus abondantes qu'à l'Ouest, sous le vent. Après avoir franchi les crêtes, les courants aériens redescendent le long des pentes, le vent et les nuages se dissipent alors. En altitude, le cumul annuel de pluie peut atteindre plus de 10 000 mm d'eau. Dans la partie Ouest de l'île, la pluviométrie annuelle s'établit plutôt entre 3 500 à 4 000 mm (Lafforgue, 1993) (Figure 19). Les disparités pluviométriques sont aussi fonction de l'altitude et de la saisonnalité.

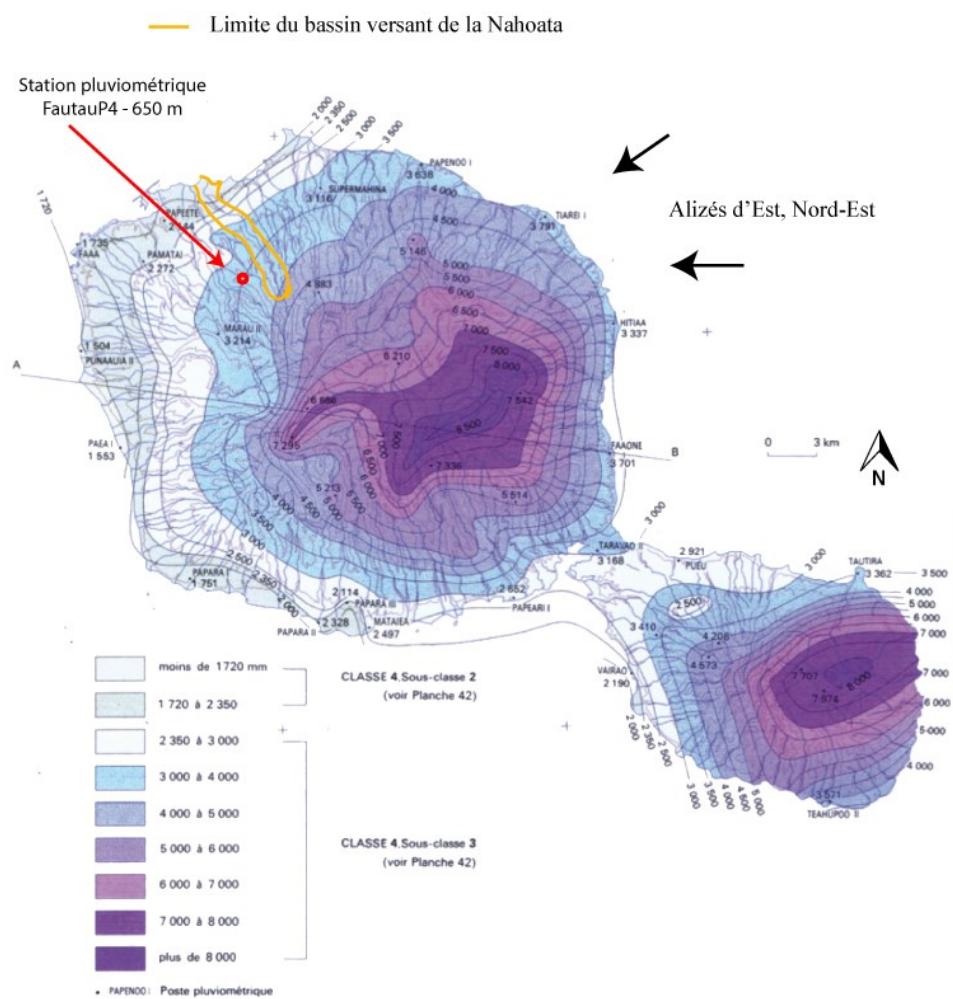


Figure 18 : Isohyètes des précipitations moyennes annuelles de l'île de Tahiti.
(tiré de Lafforgue, 1993)

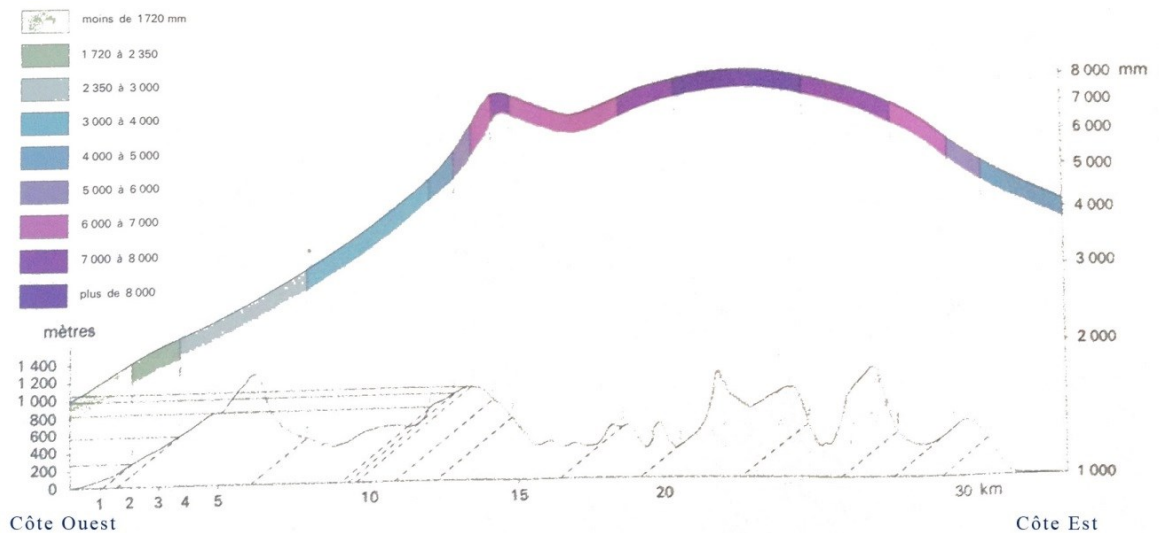


Figure 19 : Dissymétrie pluviométrique entre les versants est et ouest sur l'île de Tahiti. (Lafforgue, 1993).

Les données hydrologiques de la Polynésie française sont actuellement sous la gestion de la cellule hydrologie du GEGDP⁶, sous la tutelle de la Direction de l'Équipement. Cette cellule maintient le réseau de mesure actuellement déployé sur l'île de Tahiti, mais hérité de la section hydrologie de l'ORSTOM⁷ qui installa les premiers appareils de mesure en 1972. Actuellement, 26 stations équipées d'un appareil automatique enregistrent en continu la dynamique pluviométrique. Les données informatisées les plus anciennes datent de 1987.

La vallée de Nahoata s'est creusée à travers une planète du bouclier originel (Section 2.2). À l'amont de la plaine alluviale son profil est celui d'un bassin versant étroit mais allongé. Cette configuration ne couvre pas une superficie très grande et des versants abrupts encadrent le fond de vallée. La capacité de réservoir de ce bassin versant est limitée. La conséquence est un écoulement de base faible, proche de l'étiage. Cependant, en saison humide, les épisodes pluvieux sont particulièrement intenses et les débits peuvent s'accroître dans des proportions très importantes.

⁶ Groupe d'Étude et de Gestion du Domaine Public

⁷ Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer, organisme aujourd'hui remplacé par l'Institut de Recherche pour le Développement (IRD)

3.4.2. Pluviométrie

Le calcul hydrologique doit permettre de simuler une onde de crue correspondant à un évènement rare, à très rare (Q_{10} , Q_{50} ou Q_{100}). En fonction des données disponibles, différentes approches sont envisageables (cf. Annexe 8.2).

La question initiale est celle des données disponibles. Pour la rivière de la Nahoata, aucune station de mesure n'enregistre directement le débit de la rivière. L'estimation de l'écoulement ne peut être que le résultat d'une extrapolation des données pluviométriques.

Un pluviomètre peut être utilisé pour évaluer les précipitations et spatialiser les apports atmosphériques. Cet appareil est positionné à l'altitude de 650 m sur la crête ouest du fond de la vallée (149°31'17" W - 17°34'03"S). Il est accessible par le sentier qui permet d'atteindre le mont Aorai à partir du belvédère de Pirae.

Les données disponibles couvrent une période de 25 ans entre 1993 et 2017⁸. Même si certaines années présentent des lacunes, la chronique des cumuls annuels (Figure 20) permet de caractériser l'hydrologie de la zone. Le cumul de pluie annuel moyen s'élève à 2 600 mm (ou l/m²) avec une variabilité importante entre les années très sèches (1 650 mm en 2008) et les années les plus humides (3 670 mm en 2007). Ces valeurs sont légèrement inférieures aux chroniques éditées par l'ORSTOM en 1993 (Lafforgue, 1993).

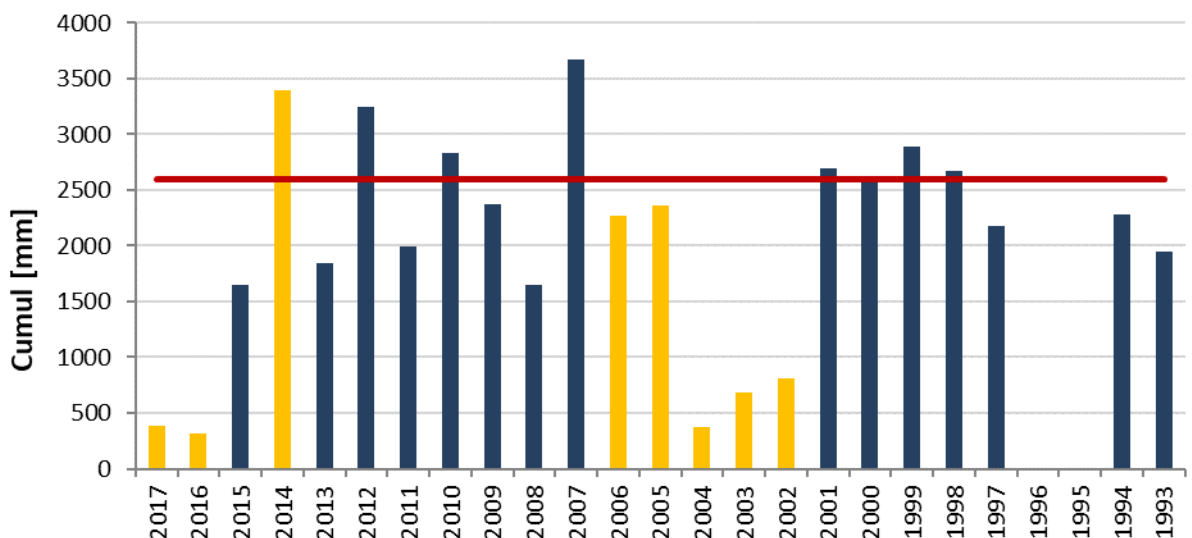


Figure 20 : Cumul pluviométrique annuel entre 1993 et 2017.
Les années présentant des lacunes sont distinguées par la couleur jaune.

⁸ Trop de lacunes dans les données les plus récentes ne permettant pas de s'appuyer ces mesures.

L'analyse des cumuls moyens mensuels (Figure 21) permet d'observer la saisonnalité tropicale qui apparaît clairement avec une différenciation forte entre la période humide de décembre à mars et la période sèche élargie entre avril et novembre.

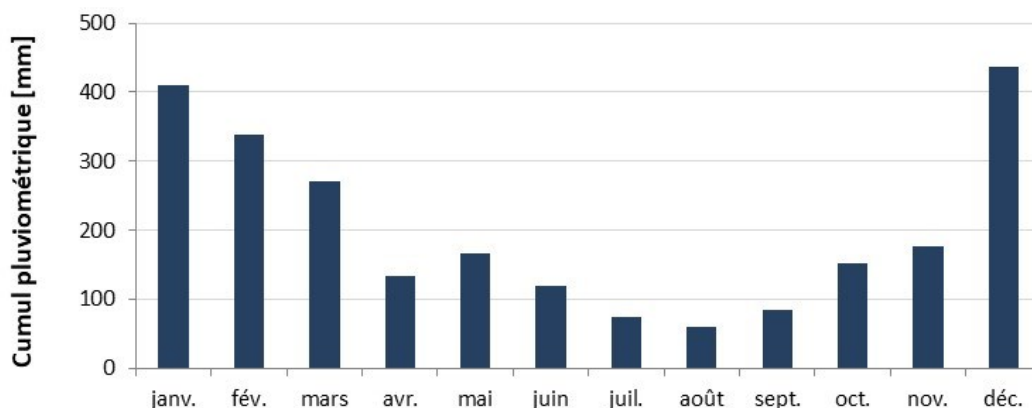


Figure 21 : Cumul pluviométrique mensuel moyen entre 1993 et 2017 pour la station Fautaua/Aorai.

Pour convertir la pluie en débit, surtout dans le cadre d'un épisode particulièrement intense, il est nécessaire de déterminer le temps de concentration du bassin versant qui doit correspondre au temps mis par une molécule d'eau pour atteindre le point le plus à l'aval à partir du moment où la goutte arrive sur le sol.

La zone contributive en amont de la zone modélisée couvre une surface de 849 ha, sa longueur est de 6 575 m pour une altitude maximum de 1 860 m. La pente moyenne est de 27%. Ces paramètres géographiques permettent de renseigner le calcul du temps de concentration. Plusieurs formules sont applicables en fonction des caractéristiques du bassin versant. Nous préférons ici, la méthode de Kirpich qui est adapté à des zones contributives peu étendu (< 10 km²) avec un fort ruissellement.

Le temps de concentration obtenu est de 28 min 30 s.

Nous considérons alors les cumuls des précipitations sur une période de 30 min. La station de la Fautaua a enregistré un record pluviométrique sur cette période, le 20 février 2005 entre 21h10 et 21h40 avec un cumul de 40 mm (ou l/m²). L'amplitude est grande entre les années. Les épisodes les plus forts sur 30 minutes engendrent une pluie près de 3 fois plus intense d'une année sur l'autre.

Même si le recul historique n'est pas totalement suffisant (23 ans), l'analyse fréquentielle des pluies par la loi de Gumbel a permis d'estimer les évènements rares avec de longues périodes de retour sur la station de mesure étudiée (Tableau 1).

Tableau 1 : Hauteur d'eau précitée en mm (ou l/m²) en 30 min lors d'évènements météorologiques rares, à très rares.

Période de retour	2 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Fautaua (alt. 650 m)	21	32	35	40	44

3.4.3. Hydrométrie

Dans la formule de la méthode rationnelle, l'intensité de la pluie est rapportée à la hauteur d'eau précipitée en une heure [mm/h]. En outre, l'une des hypothèses sous-jacentes est de considérer qu'au cours d'un pas de temps défini, la pluie est uniforme dans l'espace. Cette approximation ne représente pas la réalité d'un épisode météorologique, notamment lorsque le relief est escarpé sous un climat tropical où l'intensité d'un orage peut être très localisée. L'altitude joue par exemple un rôle très important dans la spatialisation de la pluie (Aureau, 2014). Ce biais ne pourrait être corrigé qu'en disposant d'un réseau de stations pluviométriques plus dense permettant de spatialiser l'information. Les estimations obtenues avec les données disponibles ont tout de même une légitimité forte.

En appliquant la formule de la méthode rationnelle, l'intensité de la pluie sur 30 min est rapportée à la taille du bassin versant contributif ajustée d'un coefficient de ruissellement. Ce coefficient est un paramètre difficile à estimer puisqu'il est directement lié aux conditions morphologiques (pentes), au sol (infiltration) et au couvert forestier (évapotranspiration) spécifiques à chaque bassin versant. Seules des mesures sur le long terme permettraient d'évaluer exactement sa valeur, ou plus justement ses valeurs qui sont également conditionnées par l'intensité d'une averse et des conditions initiales (sol saturé ou non).

Plusieurs travaux ont cherché à évaluer des coefficients de ruissellement et à classer les vallées de Polynésie française en fonction de ce paramètre (Bouvier et Denat, 2006 ; Wotling, 2001 ; Lafforgue et Robin, 1989). L'exercice est difficile et les valeurs proposées sont extrêmement volatiles entre de 0.25 à 1 en fonction des contextes : géographique, morphologique et hydrologique. D'un point de vue plus général, la méthode GRADEX soutient des coefficients de ruissellement qui tendent vers 0.8 lors des averses les plus intenses pour un temps de retour supérieur à 10 ans. Afin de tenir compte des spécificités physiques et environnementales du bassin versant et des études passées, la valeur de C_r est choisie évolutive pour la vallée de la Nahoata : 0.3 pour des temps de retour inférieur à 10 ans ; 0.4 pour un événement décennal ; 0.5 pour des temps de retour de 20 ans et 50 ans ; et enfin 0.6 pour les épisodes centennaux.

Les estimations de débit obtenues ont été comparées avec les résultats de travaux antérieurs (Tableau 2). L'étude sur les crues de Tahiti de J.Danloux datant de 2003 est une référence bien documentée dans sa méthodologie et largement reprise. Nos résultats sont tout à fait comparables, notamment pour les crues décennale et centennale (< 2% d'écart). Le débit maximum pour la crue cinquantiennale présente un écart de 8%.

Les différences sont plus importantes si l'on compare aux valeurs utilisées dans les modélisations réalisées par le bureau d'étude SPEED (2013 et 2020). Cet écart s'explique par le fait que cette estimation s'appuie en partie sur les données de la station pluviométrique de l'aéroport de Faa'a. Cette station se trouve à plus de 10 km du centre de la vallée de la Nahoata et présente une réalité topographique bien différente.

Nous avons ainsi considéré que les valeurs calculées en 2024 étaient réalistes et utilisables pour la modélisation de la rivière.

Tableau 2 : Débits de pointe estimés pour les crues rares à très rares.

Débit de pointe [m ³ /s]	Période de retour			
	100 ans	50 ans	10 ans	Q _{max}
Vai-Natura (2024)	144	139	88	137
Danloux (1995)	105	90	65	-
Danloux (2003) <i>repris par le BRGM (2013)</i>	148	128	86	140
Speed (2013 et 2020) - Totalité du BV	168	-	76	-
Méthode Rationnelle + Gradex <i>(P. Stollsteiner - 2003)</i>	154	-	73	-
Méthode de Craeger	152	-	89	-

Il est utile de rappeler que les estimations calculées sont des débits de pointe, c'est-à-dire des valeurs très ponctuelles, elles représentent le pic des ondes de crue. Ces valeurs ne doivent pas être confondues avec un débit moyen.

Pour terminer l'approche hydrologique et améliorer la précision de la modélisation, il est nécessaire de disposer de l'onde de crue. Comme il n'existe pas de mesures directes, l'hydrogramme se construit à partir d'un évènement de pluie intense avec un pas de temps correspondant au temps de concentration du bassin versant. L'épisode choisi est celui du 20 février 2005, le pic maximum est atteint à 21h40 (Figure 22).

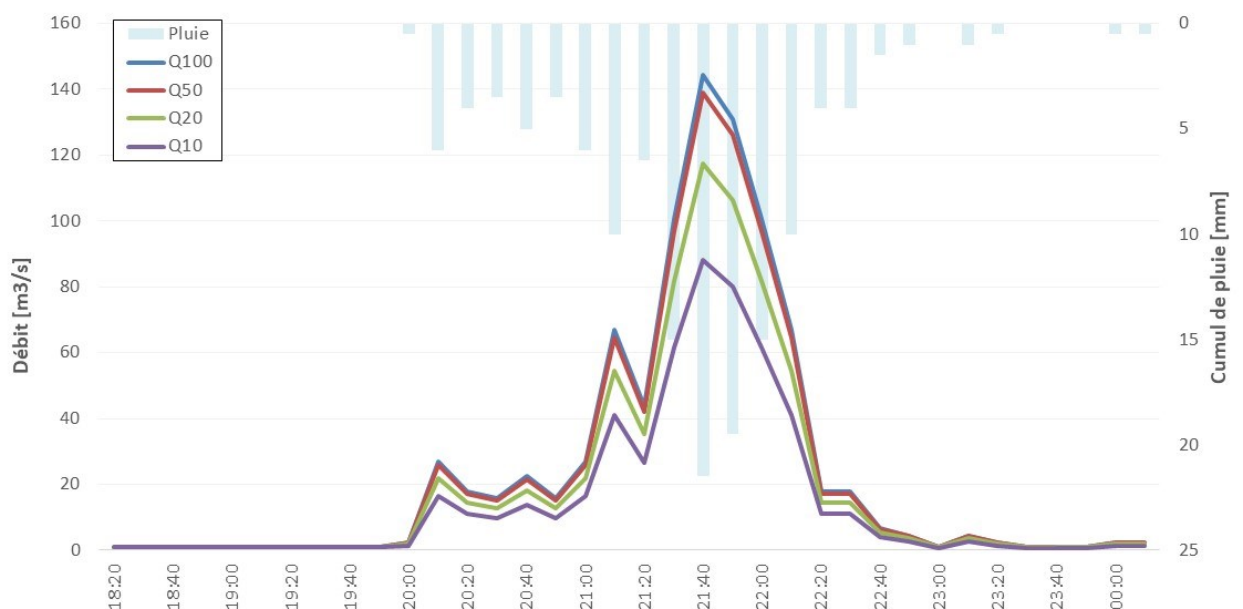


Figure 22 : Ondes de crue reconstruites à partir de l'épisode de pluie du 20 février 2005.

3.4.4. Gestion des affluents

Sur la distance du cours d'eau modélisé, plusieurs affluents vont alimenter l'écoulement principal (Tableau 3 et Figure 23). Nous avons référencé les plus importants et estimé les débits supplémentaires qui contribuent à augmenter le flux global. Ces débits ont été calculés en se basant sur la méthode rationnelle en intégrant les données géographique et topographique de chaque sous-bassin versant.

Tableau 3 : Evaluation des débits des affluents principaux de la rivière de la Nahoata.

Zone contributive	Superficie [ha]	Allongement [m]	Gradient d'élévation [m]	Pente moy. [%]	Qmax [m ³ /s]	Q ₁₀₀ [m ³ /s]	Q ₅₀ [m ³ /s]	Q ₁₀ [m ³ /s]
Zone_Amont	849.0	6575	1761	27%	136.9	144	139	88
Affluent_RG_1	13.1	917	336	37%	2.1	2.2	2.1	1.3
Affluent_RG_2	8.0	638	295	46%	1.3	1.4	1.3	0.8
Affluent_RG_3	37.3	1276	387	30%	6	6.3	6.1	3.8
Affluent_RG_4	33.7	1748	389	22%	5.8	5.8	5.6	3.5
Affluent_RG_5	48.5	1935	388	20%	8.1	8.1	7.9	5

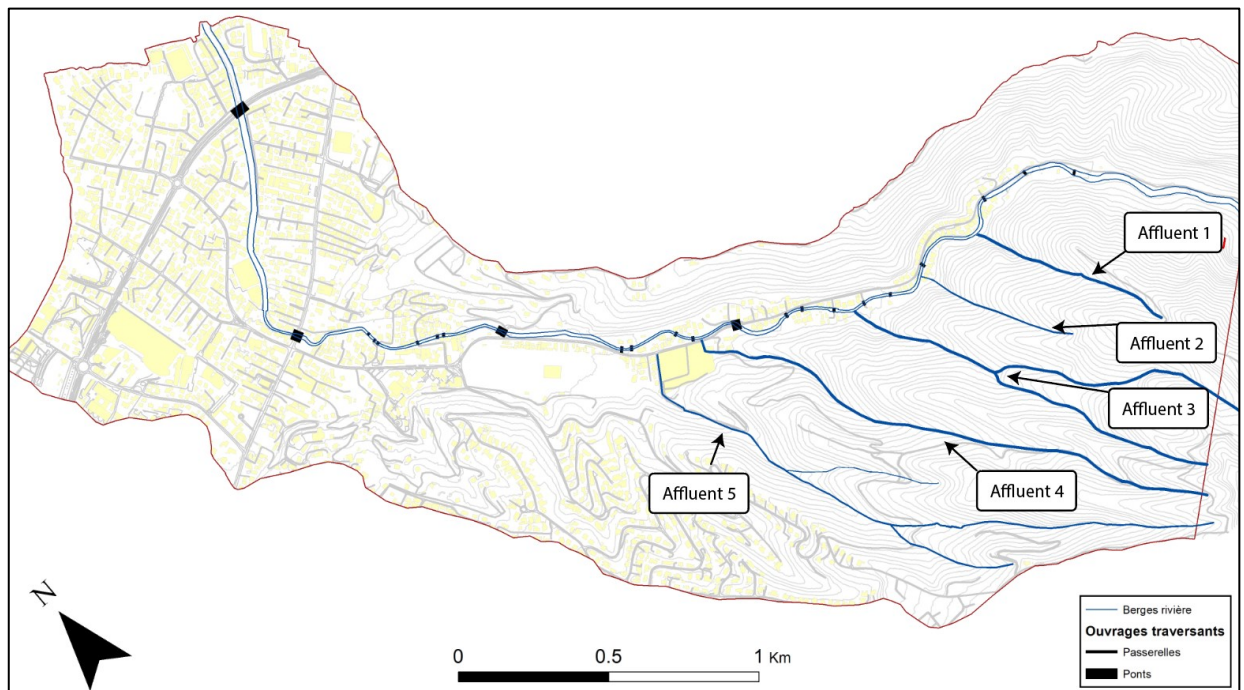


Figure 23 : Carte des principaux affluents de la rivière Nahoata.

Les 4 premiers affluents se rejettent directement dans le lit principal, les exutoires ont bien été retrouvés. En revanche, l'affluent 5 qui longe le cimetière s'arrête au bord de la route de desserte de la vallée. L'écoulement est temporaire, le lit de cet affluent est donc à sec la plupart du temps. Mais lorsque qu'il rentre en charge, à la suite d'un épisode pluvieux significatif, le tronçon du lit canalisé déborde et l'eau s'épand d'abord sur la servitude que longe le cimetière (Figure 24), puis sur la route de desserte (Figure 25). L'eau s'écoule vers l'aval sur la voirie (Figure 26) et finit par se rejeter anarchiquement dans la rivière, 200 m à l'aval (Figure 27). Ce phénomène a pu être documenté lors de la crue du 12 février 2024.

Les hauteurs et vitesses d'eau observées sur la voirie ne justifient pas un relèvement du niveau d'aléa produit par la modélisation, aléa faible sur cette zone (cf. Section 4.2). Toutefois, cette situation hydraulique n'est pas satisfaisante et un exutoire canalisé vers la rivière (ex : dalot sous la route de desserte) doit être aménagé.



Figure 24 : Débordement du lit canalisé de l'affluent 5 sur la servitude longeant le cimetière.



Figure 25 : Ecoulement de l'eau sur la servitude et sur la route de desserte.



Figure 26 : L'eau s'écoule ensuite sur la route de desserte vers l'aval.



Figure 27 : Rejet anarchique vers la rivière de l'eau ayant coulée sur la voirie, 200 m à l'aval du cimetière.

3.5. Modélisation des ponts et simulation d'embâcles

Sur les 4.2 km de linéaire d'étude sur la rivière Nahoata, nous avons comptabilisé 23 ouvrages traversants : 11 ponts qui font partie des voiries territoriales ou communales ; et 12 passerelles qui permettent d'accéder à des propriétés privées (Figure 28). Certains de ces ouvrages sont très proches, notamment dans la moyenne vallée, à l'amont de la plaine.

Pour la modélisation, nous nous sommes concentrés sur 4 ponts qui peuvent engendrer un obstacle à l'écoulement (embâcle) par leur positionnement ou leur géométrie (Tableau 4) :

- Les 2 ponts à l'amont (O15 et O10) se trouvent à l'amont une succession d'ouvrages traversants. En cas de formation d'embâcle ceux sont eux qui entraineront un débordement. Et lors de crues documentées, ils se sont effectivement obstrués ;
- Les 2 ouvrages les plus à l'aval (O23 et O22) sont situées sur de grands axes de circulation et la densité des habitations aux alentours est forte. Les enjeux sont importants. Comme leur dimension sont importantes, nous avons considéré que la surface d'écoulement ne pourrait être obstruée à plus de 50%.

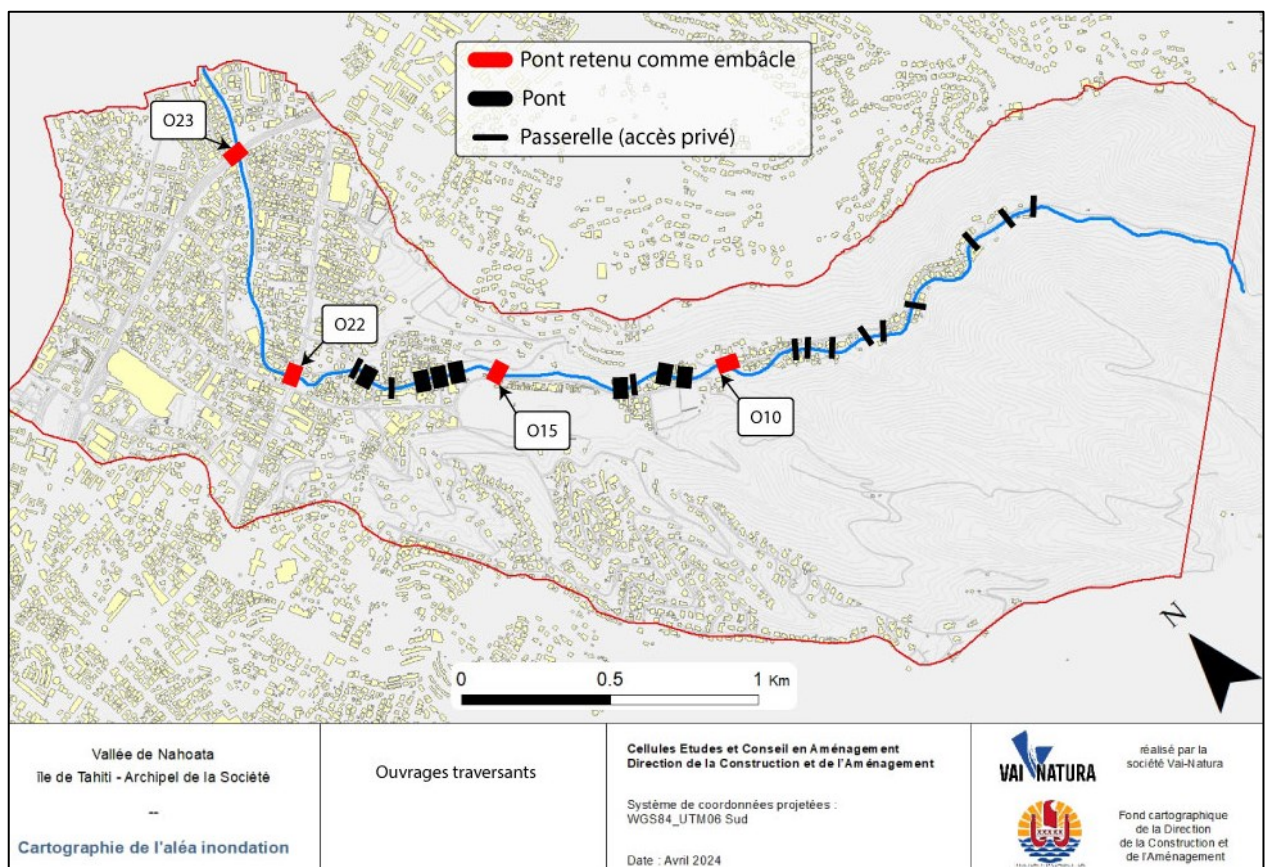

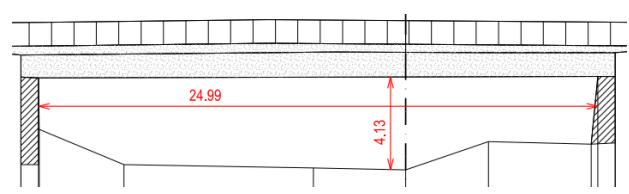

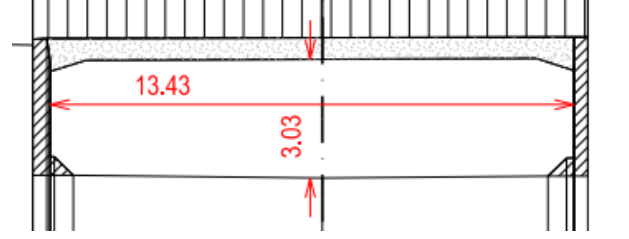

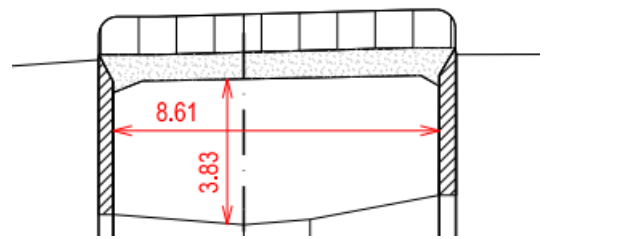

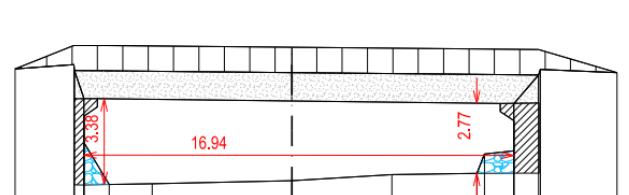


Figure 28 : Inventaire des ouvrages traversants sur la rivière de la Nahoata.

Tableau 4 : Caractéristiques des ouvrages traversants intégrés à la modélisation.

Ouvrage O23 :
Distance à l'exutoire : 323 m
Altitude : 0.11 m
Simulation d'embâcles : 50 %

Ouvrage O22 :
Distance à l'exutoire : 1 152 m
Altitude : 9.22 m
Simulation d'embâcles : 50 %

Ouvrage O15 :
Distance à l'exutoire : 1 906 m
Altitude : 19.29 m
Simulation d'embâcles : 100 %

Ouvrage O10 :
Distance à l'exutoire : 2 726 m
Altitude : 35.75 m
Simulation d'embâcles : 100 %

3.6. Scénarios des simulations

Une fois la modélisation construite et calée sur un débit de 2 m³/s, nous avons lancé plusieurs scénarios de crues pour identifier les points de débordement en fonction des évènements projetés et pour observer l'étendue des inondations potentielles :

- Q_{max} : crue maximale observée sur le cours d'eau ;
- Q_{10} : crue décennale avec un niveau aval normal (niveau de la mer à 0 m) ;
- Q_{50} : crue cinquantennale avec un niveau aval normal (niveau de la mer à 0 m) ;
- Q_{100} : crue centennale avec un niveau aval normal (niveau de la mer à 0 m) ;
- $Q_{100} + 1$ m : crue centennale avec un niveau aval haut (surcote du niveau de la mer à + 1 m) ;
- $Q_{100} + 1.73$ m : crue centennale avec un niveau aval haut + élévation du niveau marin à l'horizon 2120 (surcote du niveau de la mer à +1 m et surélévation liée au changement climatique de +0,73 m) ;
- $Q_{100} + 1$ m avec embâcle (partiel et/ou complet) : crue centennale avec un niveau aval haut (surcote du niveau de la mer à + 1 m) et prise en compte des embâcles partiels et/ou complets sous les ouvrages traversants) ;
- $Q_{100} + 1.73$ m avec embâcle (partiel et/ou complet) : crue centennale avec un niveau aval haut + élévation du niveau marin à l'horizon 2120 (surcote du niveau de la mer à + 1 m et surélévation liée au changement climatique de +0,73 m) et prise en compte des embâcles partiels et/ou complets sous les ouvrages traversants).

4. Résultats de la modélisation

4.1. Ecoulement et débordement

La capacité d'écoulement du lit de plein bord s'analyse à partir des profils en long du lit et du niveau de la hauteur d'eau dans chaque section. La Figure 29 permet de visualiser les résultats de la modélisation en suivant le profil longitudinal de la rivière. La topographie du lit est représentée par la ligne noire, la berge droite est en verte, la gauche en rouge. Pour une lecture plus précise, nous avons repris la division en 3 sections pour présenter le profil de la rivière et des crues simulées (cf. Section 2.5.2).

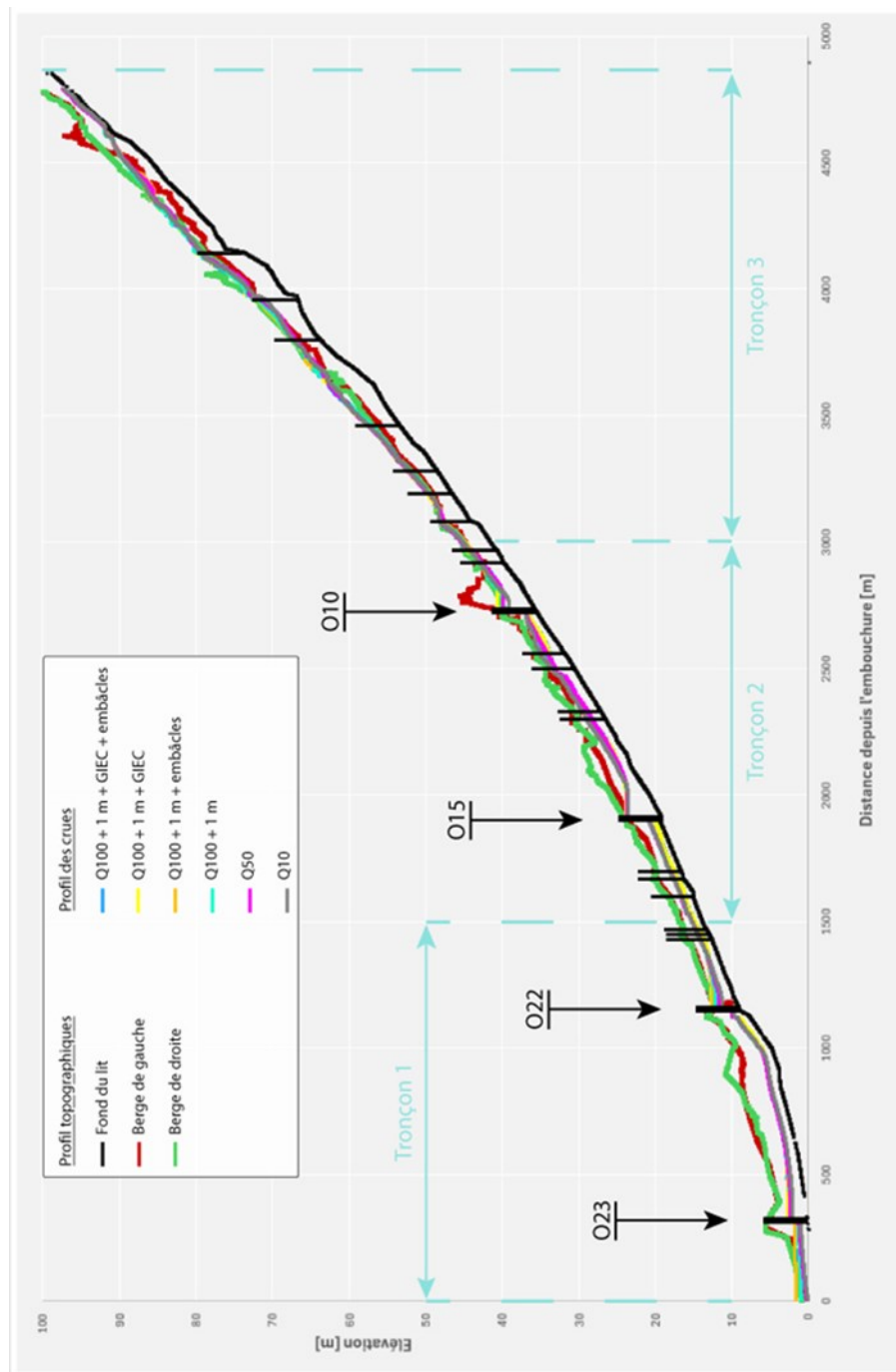


Figure 29 : Profil en long de la rivière de la Nahoata sur 4.6 km à partir de l'embouchure.

4.1.1. Section 1

Sur la première section, le lit de plein bord est assez largement dimensionné pour drainer des débits très élevés. Les lignes d'eau sont bien contenues dans le lit (Figure 32).

En revanche, le passage au niveau du pont O22 est plus problématique. On observe un débordement en rive gauche pour les scénarios les plus contraignants, avec embâcle (obstruction à 50%). L'eau déborde par la rampe d'accès sur la berge concave. Comme l'angle du coude de la rivière est important, l'eau trouve un chemin par cette ouverture (Figure 30). Ce phénomène a été très bien observé lors de la crue du 12 février 2024 (Figure 31). C'est l'un des points les plus sensibles de la rivière.



Figure 30 : Rampe d'accès au lit de la rivière. Prise de vue depuis l'amont vers l'aval.



Figure 31 : Rampe d'accès à la rivière immédiatement à l'amont du pont O22.
La photo a été prise 5h après le pic de crue du 12 février 2024.

Aucun débordement n'est visible sur l'ouvrage amont O23. A l'embouchure, la rivière déborde avec les scénarios de surcote marine, surtout en intégrant la prévision du GIEC avec une augmentation du niveau marin de + 0.73 m.

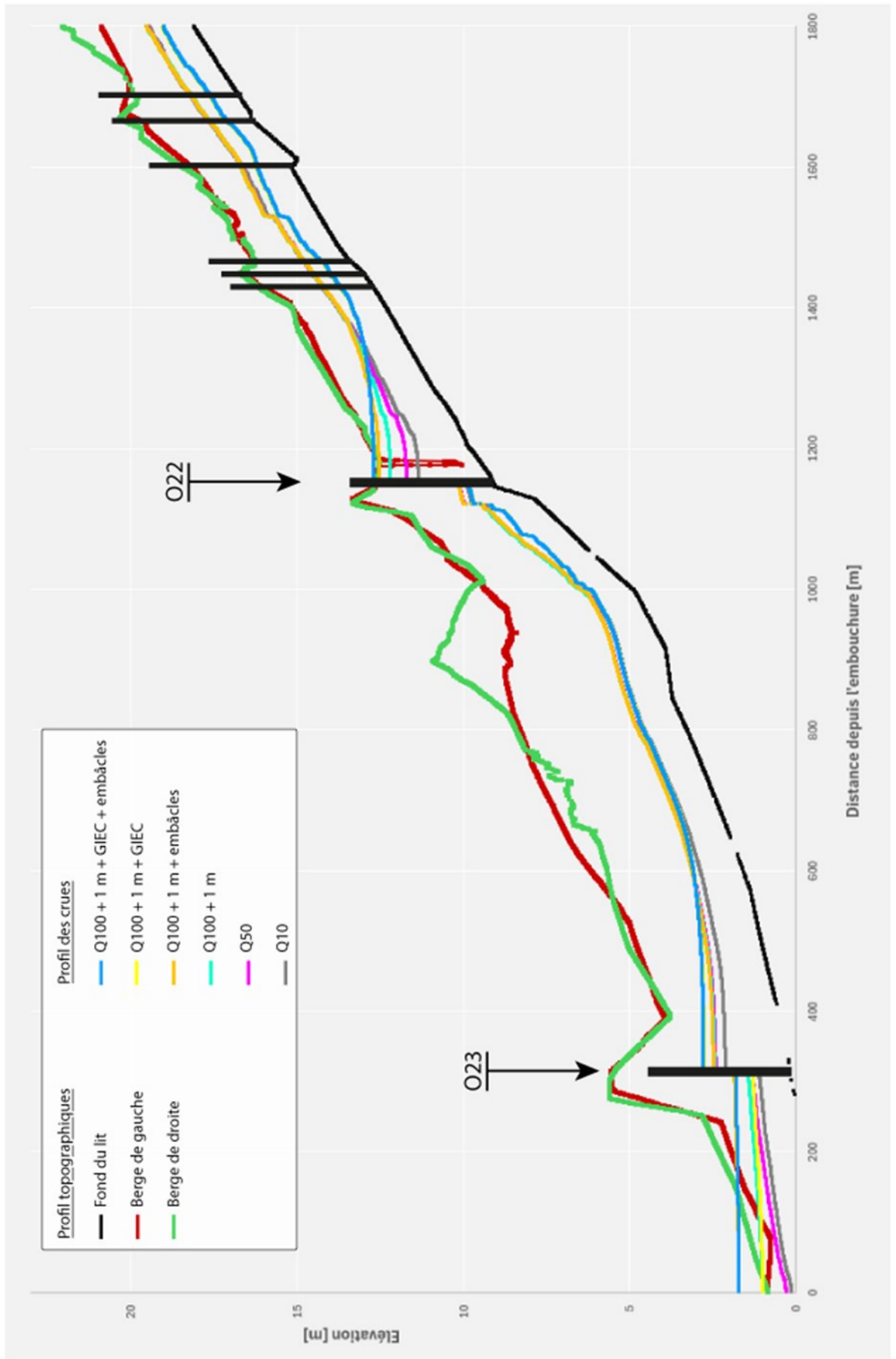


Figure 32 : Profil en long de la rivière de la Nahoata - Section 1 (0 - 1 500 m).

4.1.2. Section 2

Les résultats sont assez comparables avec la 1^{ère} section. Le canal d'écoulement contient bien les crues avec toutefois des points de fragilité importants au niveau des ponts (Figure 35).

La rivière déborde au niveau de l'ouvrage O15, quel que soit le scénario projeté, même en cas de crue décennale sans embâcle. La raison est purement mécanique, l'angle que prend la rivière juste à l'amont du pont favorise un écoulement vers la berge concave, la gauche. Il faut y ajouter le rétrécissement du lit qui passe de 14 m de largeur à 8.6 m de largeur au niveau de l'ouvrage, sur une distance de 20 m (Figure 33). Le tablier du pont est assez épais, ce qui réduit encore le tirant d'eau disponible.



Figure 33 : Ouvrage traversant O15 vu depuis l'amont.

L'ouvrage O10, à l'amont, favorise également les débordements pour les crues importantes. Notons que la crue décennale Q_{10} reste contenue. Son positionnement entre deux coudes successifs de la rivière favorise des trajectoires d'écoulement vers les berges avec une accélération du flux accentué par le recalibrage en béton de ce tronçon.

Lors de l'évènement du 12 février 2024, la berge droite à la sortie du pont, nouvellement bétonnée, a été le siège d'un débordement significatif où des éléments, charriés par la rivière, se sont transformés en projectiles et ont endommagé la structure du canal.

La largeur de l'ouvrage est importante (16 m), en revanche la hauteur du tablier n'est que de 2.8 m, entre le lit et le tablier ce qui induit une vulnérabilité aux embâcles.

Le tracé de la rivière au niveau de l'ouvrage O10 présente une succession de 2 coudes avec des angles de courbures très prononcés. Malgré la canalisation bétonnée du lit, la crue du 12 février laisse apparaître un point de fragilité sur la berge concave du second coude (Figure 34). A terme l'énergie du courant ne pourra qu'endommager la berge droite sur ce point. D'autre part, l'ouvrage traversant apparaît sous dimensionner pour contenir les crues supérieures à la Q_{10} (Figure 35).



Figure 34 : Point de débordement en rive droite à l'aval du pont O10 avec la crue du 12 février 2024. La photo a été prise environ 5 heures après le pic de l'évènement.

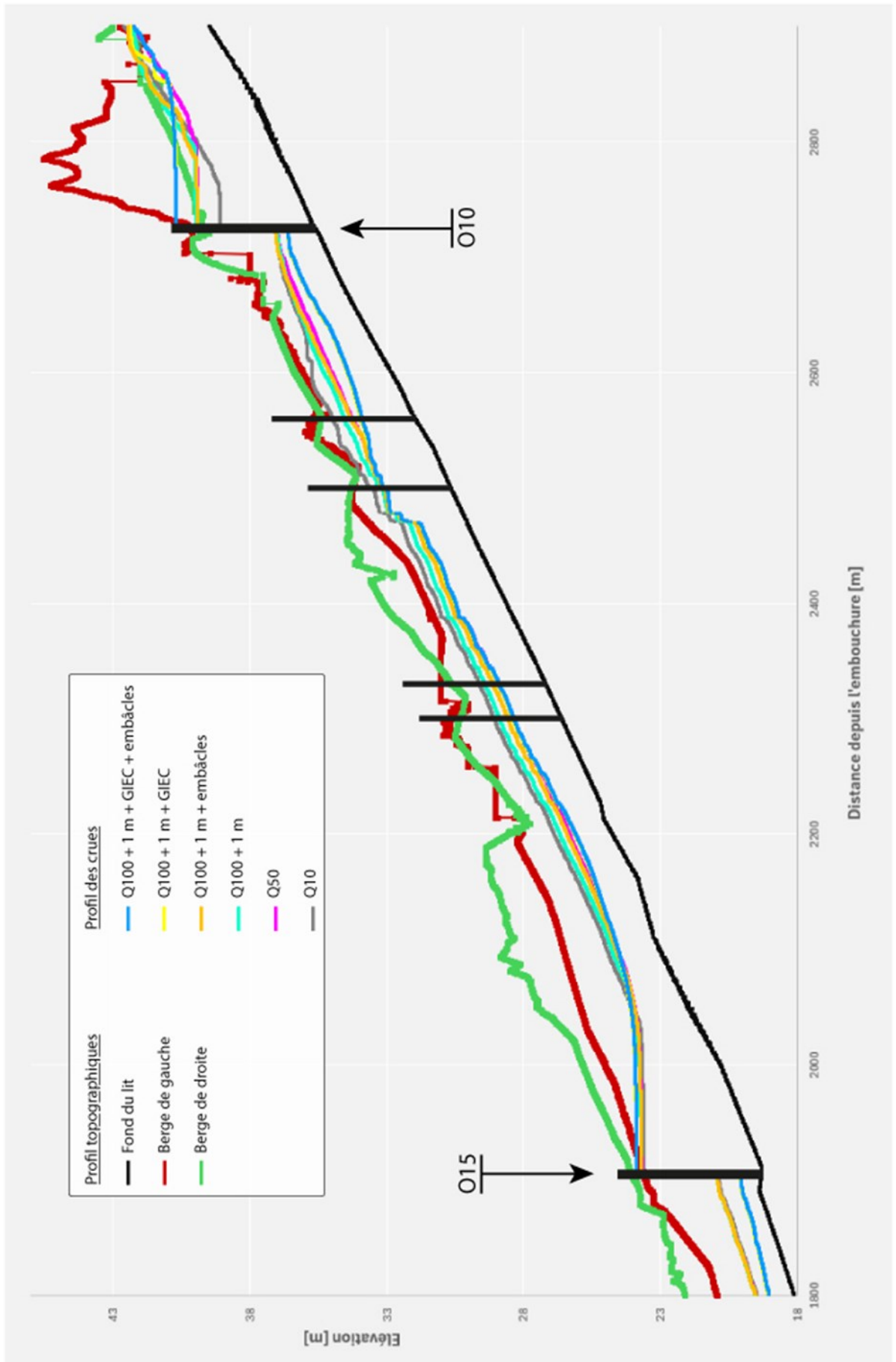


Figure 35 : Profil en long de la rivière de la Nahoata - Section 2 (1 600 - 2 900 m).

4.1.3. Section 3

La partie amont du chenal d'écoulement, section 3, semble moins bien calibrée. La largeur du lit est réduite avec des hauteurs de berges insuffisantes, parfois inférieures à 3 m (Figure 36). Les berges sont submergées dès la simulation de la crue décennale. La succession de 9 ouvrages traversants sur 1 500 m n'améliore pas la situation.



Figure 36 : Canal d'écoulement sur la section 3 de la rivière. Le lit est contraint dans un espace géométrique trop étroit pour les crues très importantes.

On notera également que les transitions entre les tronçons bétonnés et les portions préservées dans leur état initial ne sont pas aménagées. Les parties en béton ont une limite très nette. La conséquence est un risque d'érosion du fond du lit et des berges. On peut craindre à terme une incision progressive des sections avals et des risques accrus pour les infrastructures. Le canal en béton accélère le flux et augmente l'énergie qui se décharge dès que le substrat est plus souple. L'image recueillie en février dernier en est la parfaite illustration.



Figure 37 : Phénomène d'érosion en cours à l'aval d'un tronçon rectifié et bétonné (12 février 2024).

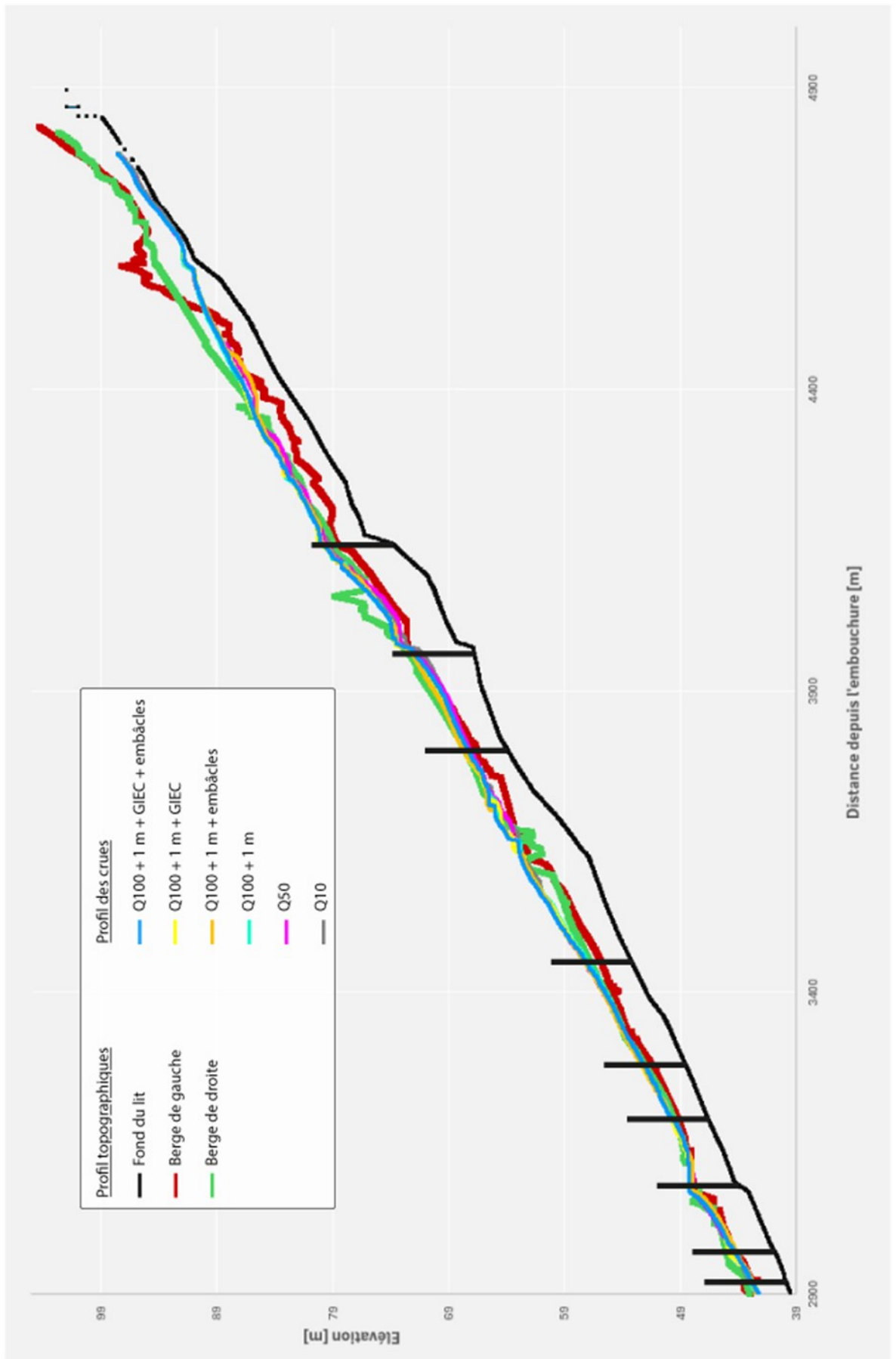


Figure 38 : Profil en long de la rivière de la Nahoata - Section 2 (2 900 - 4 800 m).

4.2. Cartographie de l'aléa inondation

4.2.1. Construction

L'aléa inondation est mesuré sur une échelle à quatre niveaux : faible, moyen, fort et très fort. Le rang s'évalue en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse d'écoulement obtenues par la modélisation. Les règles de calcul sont rappelées dans le tableau suivant.

Tableau 5 : Qualification de l'aléa inondation en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'eau.

		Vitesse	
		Faible à moyenne $V \leq 0,5 \text{ m/s}$	Moyenne à forte $V > 0,5 \text{ m/s}$
Hauteur	$H < 0,5 \text{ m}$	Faible	Moyen
	$0,5 \leq H \leq 1 \text{ m}$	Moyen	Fort
	$H > 1 \text{ m}$	Fort	Très fort

4.2.2. Principe et méthode du lissage

Les cartes d'aléa sont générées à partir des couches de hauteur d'eau et de vitesse produite par la modélisation. Ces cartes brutes sont ensuite lissées, c'est-à-dire que les contours des zones inondables ont été uniformisés et ajustés pour obtenir une représentation plus précise et continue. Certaines petites surfaces ont été requalifiées lorsque les données de hauteurs et de vitesses étaient proches des spécifications de l'aléa voisin. Par exemple, l'aléa sur la rampe de descente vers le parking souterrain de l'hôpital, initialement identifié comme fort par les résultats bruts de la modélisation, a été réévalué en aléa moyen afin d'obtenir une meilleure uniformisation spatiale. La principale raison de la qualification initiale étant l'augmentation de la hauteur d'eau engendrée par une variation topographique artificielle.

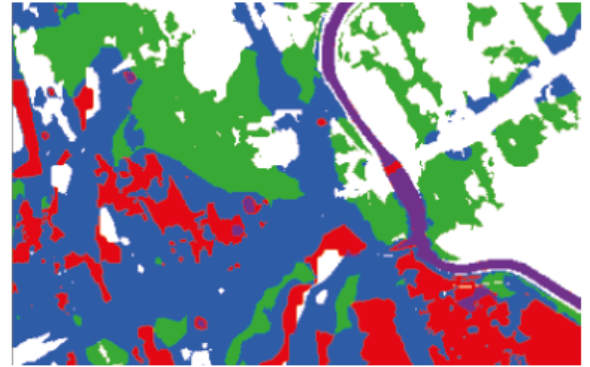
Les cartes d'aléa qui seront utilisées pour apprécier le niveau de risque lors des demandes ultérieures pour des permis de construire sont construites à partir d'un protocole en 4 étapes (Figure 39) :

- 1- Génération de l'aléa brut à partir des données de hauteur et de vitesse de l'eau produites par la modélisation (Raster) ;
- 2- Conversion du Raster en couche de polygone avec une uniformisation spatiale des aléas ;
- 3- Lissage manuel des polygones pour correspondre à la réalité du terrain. Ajustement des contours des polygones et des frontières entre les catégories d'aléa ;
- 4- Maillage de la zone d'étude.

La qualification d'aléa des affluents est traitée à partir du linéaire dessiné par photo interprétation, en élargissant de 5 m de chaque côté. L'enveloppe générée est classée en risque très fort.

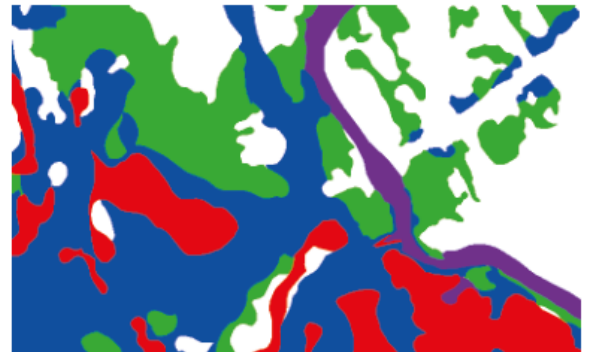
Etape 1 : Aléa brut

Cacul des aléas à partir des résultats du model - rapport hauteur / vitesse



Etape 2 : Uniformisation spatiale

Conversion des pixels du Raster en polygones
Création d'une fichier *.shp



Etape 3 : Lissage manuel

Ajustement du contour des polygones :
- Continuité de la zone inondable
- Adaptation à la réalité du terrain
- Réclassification de certains aléas en fonction des valeurs de hauteur et de vitesse de l'eau (limite de classe)
- Expertise complémentaire liée aux observations sur le terrain, aux risques d'érosion et de déstabilisation des berges



Etape 4 : Maillage

Découpe de l'espace en surface de 10x10 m
Ajustement de l'aléa sur certaines mailles à la frontière d'un changement d'aléa

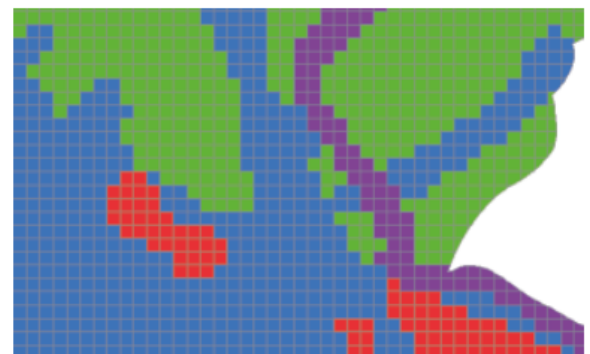


Figure 39 : Protocole de calcul des aléas et de lissage des données.

4.2.3. Zones d'aléa qualifiées par expertise

Aux alentours des berges, des ajustements, par rapport aux résultats bruts de la modélisation, ont été réalisés. Ces qualifications à « dire d'expert » ont pour objectif d'améliorer la cohérence des résultats obtenus par le modèle en intégrant les observations réalisées sur le terrain. Les situations pouvant amener à une qualification nouvelle des zones de berges sont assez variées et peuvent être multifactorielles :

- Continuité, et mise en cohérence de la zone inondable ;
- Observation de berges déstabilisées ou pouvant se déstabiliser par une érosion en pied d'ouvrage ;
- Succession d'ouvrage traversant pouvant engendrer des embâcles ;
- Zone de débordement documentée par des témoignages, de indices factuels ou des photos ;
- Respect d'une servitude de curage ;
- Tout autre situation hydraulique pouvant être considérée à risque.

La carte suivante (Figure 40) identifie les différents tronçons de berge qui ont fait l'objet d'une qualification de l'aléa par expertise. Les précisions sur les raisons du choix fait sont rapportées dans le Tableau 6.

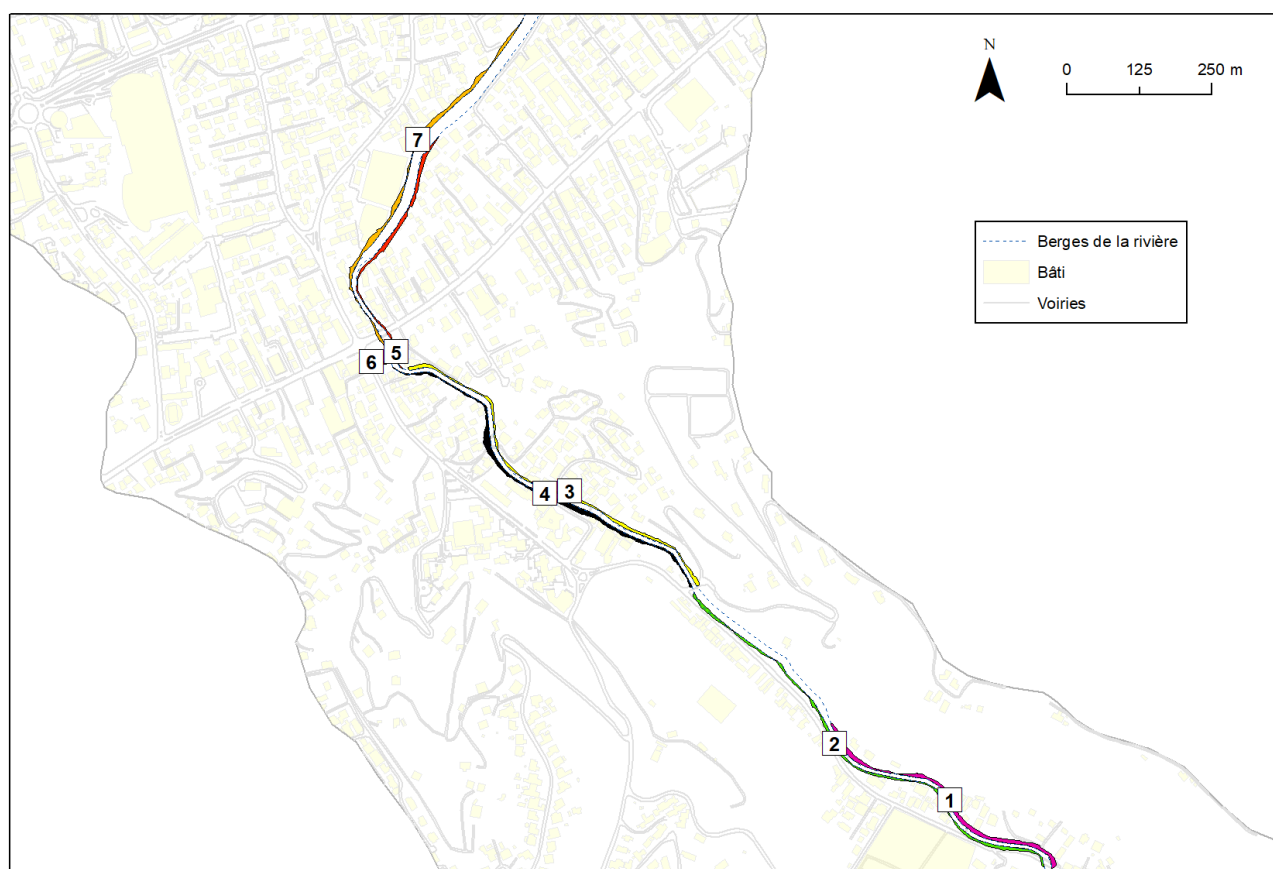


Figure 40 : Tronçons de berge modifiés par expertise.

Tableau 6 : Description des situations amenant à une qualification par expertise de l'aléa de certains tronçons de berge.

Zone	Longueur [m]	Rive / Berge	Précision sur l'expertise	Raisons principales
1	487	Droite	Protection du haut de berge Continuité de la zone inondable	Succession de passerelles O10 à O11 Secteur aval du pont O10 où des débordements sont documentés en rive droite.
2	797	Gauche	Protection du haut de berge	Ne pas autoriser de construction entre le lit et la voie d'accès Secteur à l'amont du pont O15 qui présente un risque fort d'embâcle
3	684	Droite	Rendre non constructible la berge Largeur max. depuis le haut de berge 6.7 m	La rivière déborde très largement en rive gauche. On ne peut pas exclure des débordements également en rive droite. Et il serait dangereux d'autoriser des constructions trop proches de la rivière. Il y a également de nombreuses passerelles sur le tronçon qui sont autant de situations à risque
4	677	Gauche	Rendre non constructible la berge Largeur max. depuis le haut de berge 12 m dans la concavité d'un coude	Continuité des projections modélisées de l'aléa
5	465	Droite	Rendre non constructible la berge Largeur max. depuis le haut de berge 7.4 m	Discontinuité de l'état des berges, signes d'érosion régulières
6	21	Gauche	Site particulièrement sensible, point de débordement de la rivière	Pente d'accès au lit
7	677	Gauche	Rendre non constructible la berge Largeur max. depuis le haut de berge 8.3 m	Discontinuité de l'état des berges, signes d'érosion régulières

4.3. Interprétation des résultats

Les cartes tirées des simulations numériques sont disponibles pour tous les scénarios dans l'atlas qui accompagne ce mémoire. Nous reproduisons ici la crue décennale (Figure 41) et le scénario le plus contraignant (Figure 42) - Q_{100} + embâcles + 1 m de surcote marine + projection GIEC d'une élévation du niveau de la mer de 0.73 m.

L'analyse cartographique de la modélisation de la Nahoata apporte des informations assez essentielles pour la gestion des risques dans la moyenne et surtout la basse vallée. Les principaux enseignements sont ici discutés :

- A l'amont de l'hippodrome, le lit déborde dès la crue décennale avec un aléa fort, à très fort, autour des berges. Le risque se réduit sur les rives avec une hauteur d'eau peu élevée. La zone inondable est assez contenue puisque la vallée est encaissée dans la moyenne vallée. L'eau en débordement retrouve le lit lorsque les méandres croisent la pente d'écoulement. La situation devient plus problématique lorsque la crue devient plus importante notamment sur un évènement centennal. L'ouvrage traversant O10 est alors particulièrement problématique avec un risque qui s'accroît nettement sur la rive droite. Les aménagements récents sur cette portion de la rivière contiennent un peu le flux mais n'empêchent pas les débordements ;
- La rive gauche longeant l'hippodrome est relativement protégée des débordements. Mais une très forte contrainte hydraulique apparaît au niveau de l'ouvrage traversant O15. Comme cela a été identifié lors de l'analyse des profils en long. Le débordement intervient en rive gauche et l'eau suit la voirie qui longe la rivière et s'étale sur les terrains alentours. Ce pont est mal dimensionné et mal positionné à la sortie d'un coude de la rivière. Les scénarios avec embâcles induisent des projections assez pessimistes sur la partie à l'aval de l'ouvrage. Une grande zone en rive gauche est ainsi classée en aléa fort ;
- La dernière contrainte mécanique significative est toujours un ouvrage traversant. Il s'agit du pont O22 qui se trouve sur l'avenue Ariipaea Pomare, une voie de circulation très fréquentée. Plus que l'ouvrage en lui-même c'est le tracé du cours d'eau canalisé sur ce tronçon qui pose un problème. Le coude du lit, vers la droite, est aménagé avec une rampe d'accès depuis la rive gauche. L'eau emprunte ce chemin préférentiel lors des plus fortes crues, augmentant le niveau d'eau et la vitesse d'écoulement sur la voirie et les terrains inondés ;
- A l'aval du pont O22, sur la dernière section de la rivière avant l'embouchure, l'écoulement apparaît mieux canalisé, même en projection d'une crue centennale. On observe un débordement autour de l'embouchure notamment en relevant la surcote marine et en appliquant la prévision du GIEC sur la hausse du niveau de la mer due au dérèglement climatique. L'impact de cette projection est limité, avec un changement du niveau de risque sur la zone submergée passant de faible à moyen ;
- La simulation d'embâcle a, en revanche, un effet beaucoup plus significatif sur l'emprise des zones inondables et sur l'augmentation du risque. Ainsi, la rive gauche entre les ponts O22 et O14 passe ainsi en zone à risque fort, et l'ensemble de l'espace inondé vers le Nord est qualifié par un risque moyen.

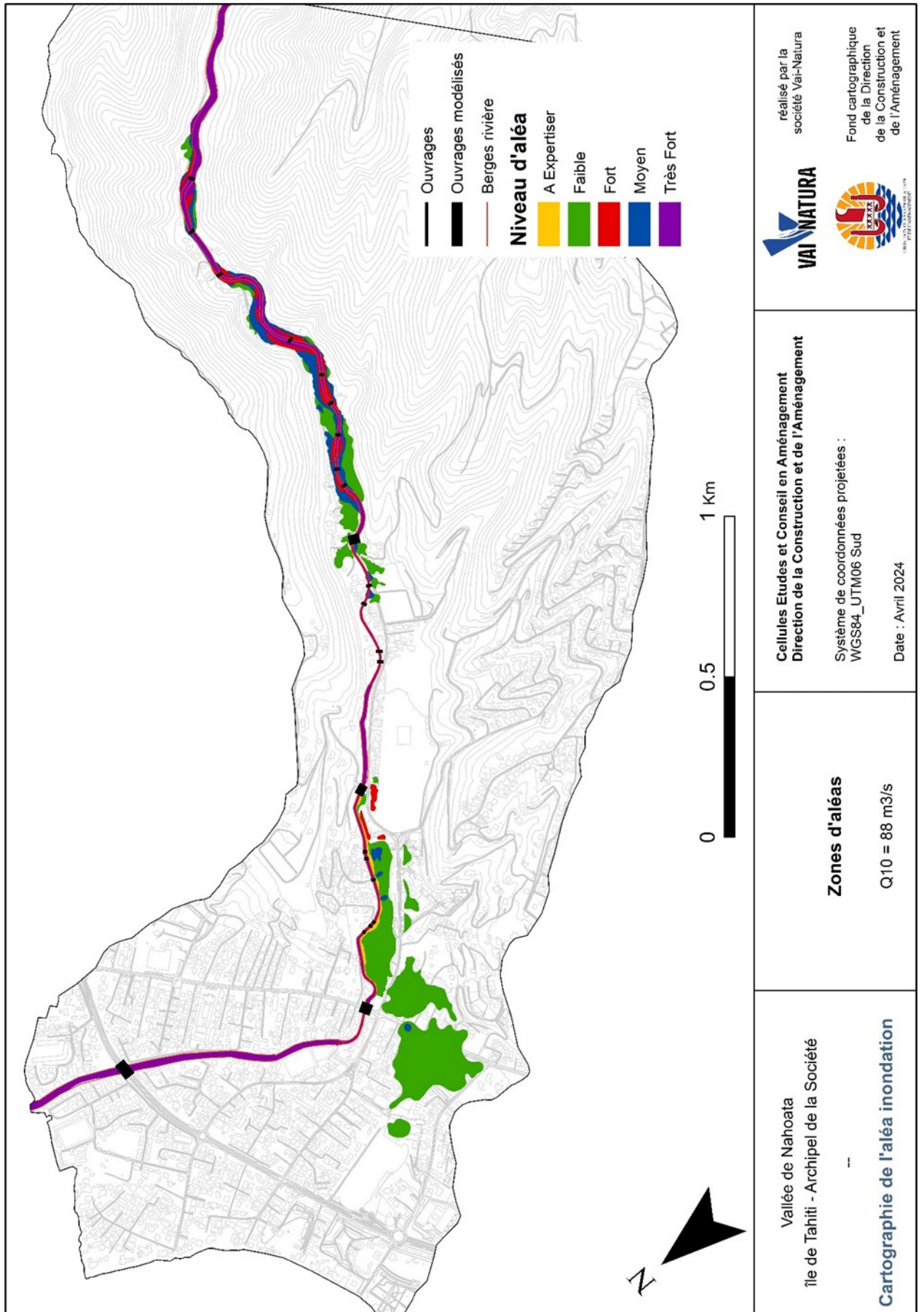


Figure 41 : Carte de l'aléa inondation pour la crue décennale (Q_{10}).

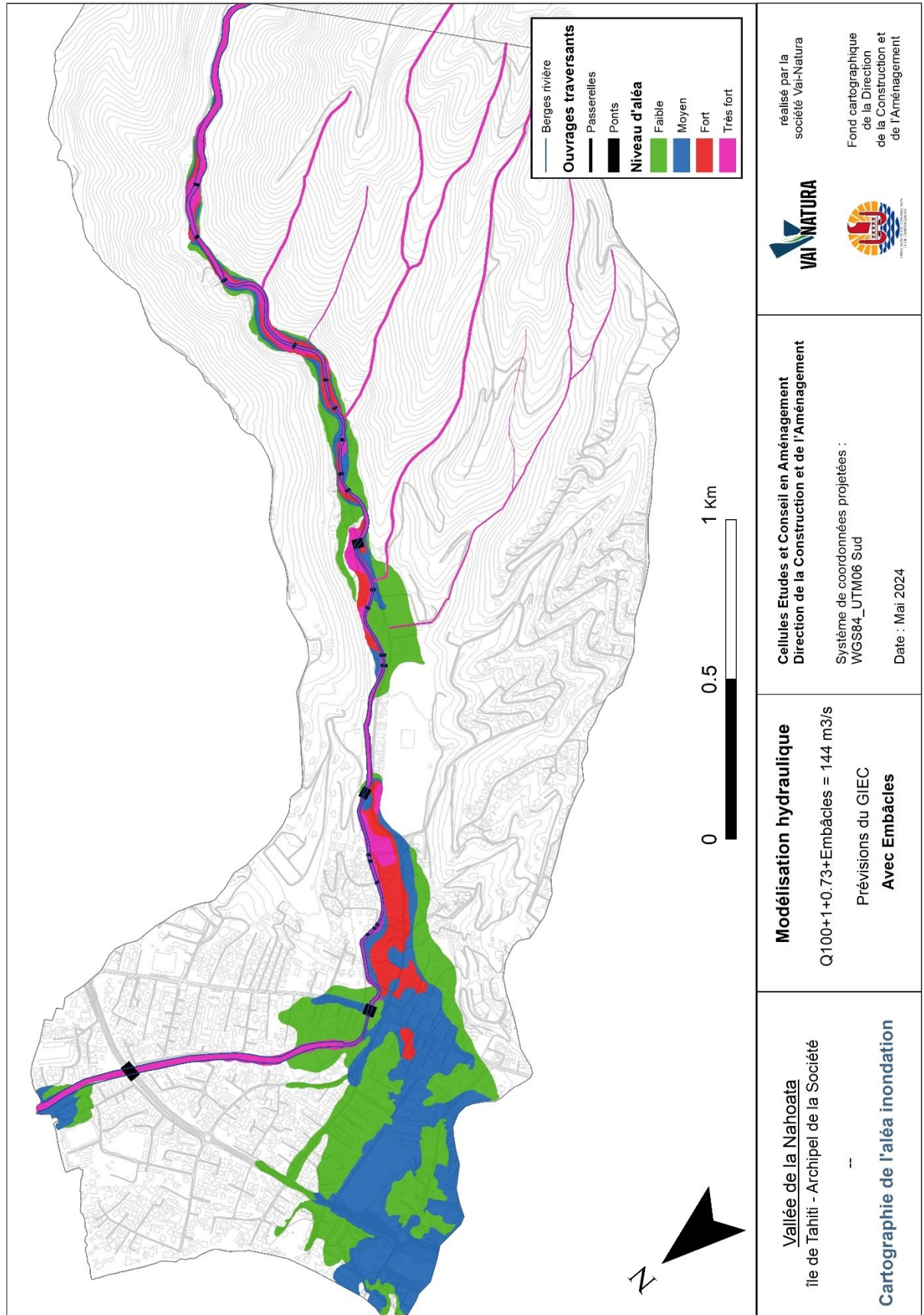


Figure 42 : Carte de l'aléa inondation pour la crue centennale (Q_{100}) + Embâcles + Submersion (+1m) + Scénario GIEC (+0.73m) Scénario le plus contraignant.

Dans une synthèse globale, il apparaît que les travaux d'aménagement réalisés sur la rivière Nahoata n'empêchent pas significativement les débordements dans la partie à l'amont de l'hippodrome pour des crues avec un temps de retour supérieur à 10 ans. On observe une situation particulièrement problématique au niveau de l'ouvrage O10.

Plus à l'aval, c'est le pont O15 qui engendre des débordements importants. L'eau va alors s'écouler sur la voirie de desserte de la vallée, inonder le terrain alentours puis s'étendre sur toute la rive gauche jusqu'à la ligne côtière.

On notera un changement positif par rapport aux projections de la modélisation de 2013 (Figure 43), avec une disparition du déversement sur la rive droite, à l'aval du pont O22 dans l'une des zones les plus urbanisées, et une contraction de la zone inondée en rive gauche dans la plaine.

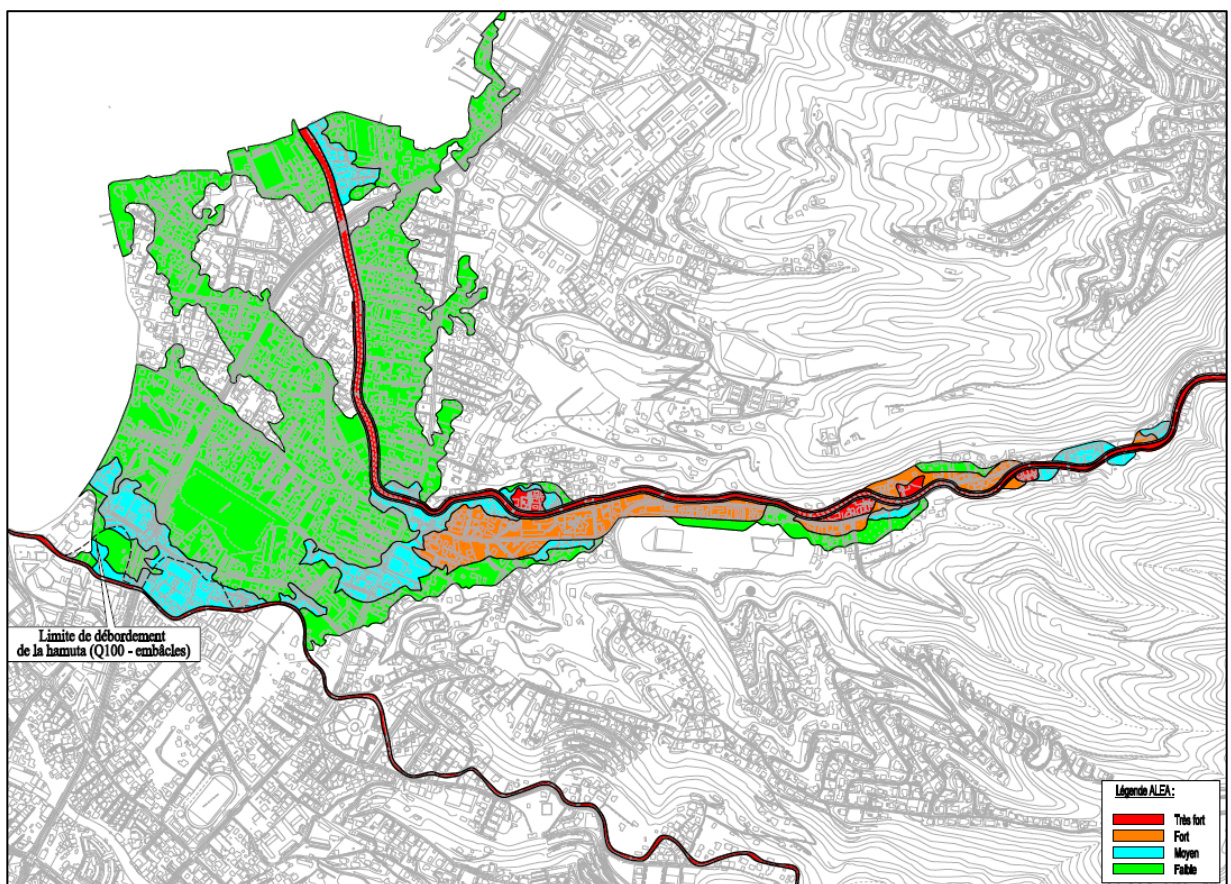


Figure 43 : Projection de l'aléa inondation par la modélisation réalisée en 2003.

Finalement, l'enveloppe des espaces inondés dans le scénario le plus contraignant (Q_{100} + embâcles + 1 m de surcote marine + projection GIEC d'une élévation du niveau de la mer de 0.73 m) est assez proche de la projection réalisée en 2020 en prévision des travaux de canalisation du cours d'eau (Figure 44 et Figure 45). Les différences sont essentiellement liées au niveau des aléas qui augmentent dans la nouvelle modélisation avec notamment une zone d'aléa fort à très fort entre les ouvrages O15 et O22 qui se diffuse vers la plaine avec un aléa moyen.

Il est délicat d'approfondir la comparaison entre les différentes modélisations. Les rapports de 2013 et 2020 fournissent assez peu d'informations sur les paramétrages des modèles (qualité du MNT utilisé, corrections topographiques éventuelles, coefficient de Manning appliqué sur les différentes zones et dans le lit de la rivière, ...). Il est également important de considérer les évolutions technologiques et méthodologiques survenues entre 2013 et 2024. Les progrès dans la collecte et le traitement des données topographiques (LIDAR) pourraient par exemple engendrer des différences assez significatives entre les résultats.

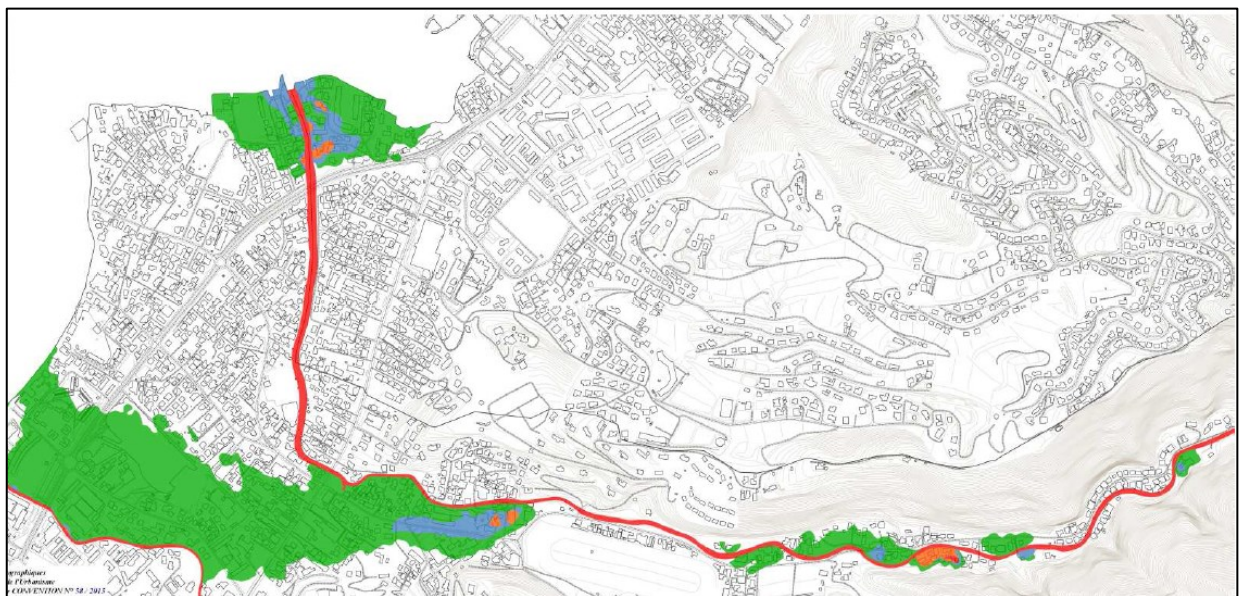


Figure 44 : Projection de l'inondation intégrant la canalisation du lit avant travaux (SPEED, 2020).

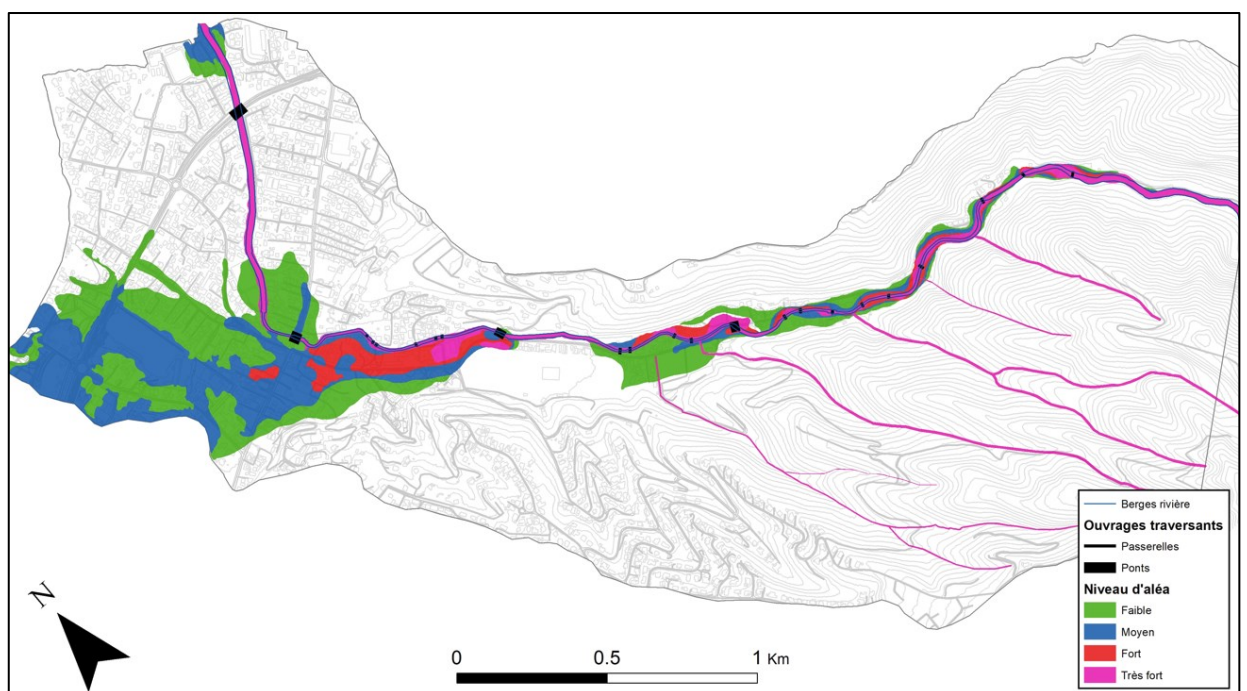


Figure 45 : Résultat de la modélisation de 2024 après la réalisation des travaux.
(Scénario : Q_{100} + embâcles + 1 m de surcote marine + 0.73 m prévu par le GIEC).

En analysant les projections des simulations, il apparaît que 3 ouvrages traversants sont particulièrement problématiques, les ponts O10, O15 et O22, de l'amont vers l'aval. La rivière déborde au niveau de ces infrastructures, même si leur espace d'écoulement n'est pas obstrué. La perspective d'embâcles aggrave nécessairement les prédictions. Les derniers événements importants survenus en février 2024 et en janvier 2017 ont montré qu'une grande partie des impacts des inondations dans la zone urbanisée sont la conséquence de ces ouvrages, qui sont mal calibrés et/ou mal orientés par rapport au flux d'écoulement. Les embâcles végétaux ont été des causes aggravantes de ces phénomènes de débordement.

Il est certain que le lit de la rivière Nahoata ne laisse pas assez d'espace pour l'écoulement lors des fortes crues, des débordements ne sont pas contenus malgré les récents travaux d'aménagements. La largeur du lit est insuffisante en raison d'une urbanisation qui empiète sur les berges et d'un tracé de la rivière remodelé par rapport à son état naturel ancien. Mais il faut aussi intégrer la problématique des ouvrages traversants qui accentue le risque en contractant encore plus l'espace d'écoulement, favorisant les embâcles et générant une dynamique de l'écoulement propice à l'érosion des berges ou à des affouillements localisés. En plus des ponts particulièrement impactants, les multiples passerelles qui se succèdent sur certains tronçons constituent autant d'obstacles susceptibles de provoquer des débordements et de gros dégâts sur les voiries, les habitations et les installations riveraines. Par exemple, 6 passerelles se succèdent entre les ponts O15 et O22 sur un linéaire de 280 mètres, certaines sont distantes de moins de 15 m.

Si de grands travaux étaient menés pour redimensionner les ponts principaux de la rivière, il est fort probable que les petites passerelles à l'aval deviendraient les nouveaux points de débordements. Les problèmes, et les risques, seraient simplement déplacés.



Figure 46 : Embâcle sur la rivière Hamuta en janvier 2017.



Figure 47 : Embâcle particulièrement impressionnant sur la rivière Amoe à Mahina en février 2024.

5. Proposition d'aménagement

5.1. Schéma global sur le long terme

A travers la basse vallée, puis dans la zone de plaine côtière, le lit de la rivière Nahoata est aujourd'hui complètement contraint par la disponibilité foncière et les aménagements urbains (voiries, habitations, bâtiments d'entreprises ou administratifs, ...). Cette situation est héritée de plusieurs décennies de développement où les activités humaines se sont étendues en cherchant à occuper toujours plus d'espaces plats à proximité du principal centre économique de l'île.

Sans possibilité d'élargir la rivière, la solution retenue a été de canaliser le lit dans une section bétonnée sur de longues portions du cours d'eau. Cette approche permet de réhausser de 10 à 30 cm les berges et surtout de favoriser un écoulement rapide pour évacuer au plus vite l'onde de crue.

S'il est indéniable que ces grands travaux limitent largement l'étendue de la zone inondée dans la plaine, ils n'empêchent pas les débordements (Figure 48) et accentuent les vitesses d'eau et donc l'énergie du flux sur les espaces toujours submergés.

L'inondation est donc moins étendue mais sans doute plus dangereuses dans les zones où elle n'est pas contenue.



Figure 48 : Débordement observé sur la portion du lit à l'aval de l'hippodrome le 12 février 2024. La photo a été prise 2h après le pic de la crue.

La canalisation du lit présente également quelques gros défauts hydrodynamiques. La vitesse de l'eau augmente donc et cette énergie accumulée cherchera à se dissiper sur les portions aval plus fragiles, engendrant des affouillements localisés, une déstabilisation à moyen ou long terme des berges enrochées et une érosion progressive du lit. Les transitions à l'aval des sections canalisées sont donc des points particulièrement sensibles qui n'ont pas été traités lors des travaux récents.

Il n'est pas inutile d'ajouter que toute continuité écologique a été annihilée par ces aménagements.

La photo suivante (Figure 49) a été prise le 12 février 2024, 5h après le pic de l'onde de crue. On observe nettement les lignes d'écoulement qui rebondissent sur les bords du canal, sans dissiper leur énergie, avant d'atteindre une portion aval non bétonnée, dans un bouillonnement déplaçant terre et roches.



Figure 49 : Dynamique d'écoulement dans le canal bétonné lors d'une crue dans la rivière Nahoata.

La gestion des crues dans la rivière Nahoata et la réduction du risque inondation devraient s'appréhender dans une approche globale, intégrant l'amont de la zone urbanisée et probablement l'ensemble du bassin versant. Mécaniquement, il n'y aura pas de solutions tant que l'espace d'écoulement du lit de plein bord n'est pas suffisant. Comme il n'est pas raisonnable d'envisager d'élever les berges de plusieurs mètres de haut sur tout le cours d'eau dans la zone urbaine, la seule possibilité serait d'élargir le lit, d'agrandir sa section en travers. Cette approche doit être pensée dans une projection hydromorphologique équilibrée, visant à aider la rivière à retrouver un équilibre sédimentaire naturel. Cet équilibre sédimentaire contribue à la dissipation de l'énergie générée par les forts écoulements en cas de crue, et limite ainsi les risques pour les activités humaines aux alentours.

Nous sommes bien conscients que cette approche se confronte à la disponibilité foncière et à des enjeux qui dépassent le simple cadre du système physique et écologique que constitue la rivière. Cependant, il n'y a pas d'autres solutions viables à long terme, c'est une réalité mécanique et physique. Sinon les services techniques du Territoire devront continuellement réparer les dégâts causés par chaque crue d'importance.

5.2. Aménagements

Au regard des résultats obtenus par la modélisation, des observations de terrain et des relevés historiques, il est possible de corriger certains points de dysfonctionnements hydrauliques particulièrement problématiques. Ces préconisations ciblées ne résoudront pas la complexité de l'aléa inondation mais pourraient permettre de réduire le risque.

5.2.1. Aménagements ciblés

Ouvrage	Utilité	Description des travaux	Coût estimé (frcs CFP)
O10 et chenal	<p>Le tracé du chenal autour du l'ouvrage O10 dessine une chicane avec une succession de 2 coudes très prononcés.</p> <p>La route d'accès doit être déplacée ainsi que le pont pour que ce dernier puisse traverser le lit perpendiculairement et ainsi réduire les contraintes à l'écoulement. Le tablier du pont devra être rehaussé par rapport à la configuration actuelle</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Nouveau tracé de la route à l'aval sur 80 m - Dépose et reconstruction du pont - Nouveau tracé de la route sur 40 m à l'amont <p>L'un des préalables est de préempter une partie des parcelles N135, N126 en rive gauche, et O245 et O246 pour déplacer la route.</p>	300 à 400 M
Ouvrage O15	<p>L'ouvrage doit être reconstruit et redimensionné notamment pour corriger la contraction de la largeur du lit qui réduit l'espace d'écoulement de 14 m de largeur à 8.6 m.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Dépose du pont actuel - Elargissement du lit de plein bord - Reconstruction du pont pour conserver une largeur du lit d'au moins 12 m 	250 M
Chenal amont de l'ouvrage O22	<p>Il faut supprimer la chicane immédiatement à l'amont de l'ouvrage pour obtenir un tracé rectiligne sur 80 m à l'amont de l'ouvrage</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Modifié le tracé de la rivière sur 80 m. <p>Le préalable est de préempter les parcelles I308, I255, I11 et I12.</p>	400 M
Modification de la rampe d'accès à l'amont immédiat de l'ouvrage O22	<p>Eviter d'ouvrir une voie de débordement dans la concavité du coude du lit.</p> <p>La rampe d'accès doit être supprimée. Si elle est indispensable, elle doit être réorientée parallèlement au lit et dans le sens du courant</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Il faut retravailler la rampe et modifier son axe. - Une alternative pourrait être l'installation d'un batardeau, mais nous émettons un doute sur la résistance d'un tel équipement. <p>Le préalable est de s'assurer de la disponibilité des parcelles I307, I308, I309 et I310</p>	100 à 150 M (10 M - option batardeau)

Ouvrage	Utilité	Description des travaux	Coût estimé (frcs CFP)
Reprise des points de transition à l'aval des sections de canal en béton. (6 points identifiés)	Il est très important de travailler la transition à l'aval des sections bétonnées pour corriger les risques d'érosion et de déstabilisation des berges et accompagner la dissipation de l'énergie	- Enrochement des berges - Seuils bétonnés en escalier avec transition vers le lit en terre et morceaux de roches	200 à 250 M

5.2.2. Zone d'Expansion de Crue

Une **zone d'expansion de crue (ZEC)** est un lieu où la crue des cours d'eau peut s'étendre rapidement avec un très faible risque pour les personnes et les biens, permettant d'atténuer l'impact d'une inondation dans d'autres lieux plus sensibles situés en aval. Ce sont souvent des zones naturelles ou agricoles qui peuvent être entourées d'ouvrages type noues, digues et retenues d'eau temporaires.

Ces zones ne sont pas perdues pour les activités humaines, on peut tout à fait envisager d'y développer une agriculture à cycle court (ex : pâturages inondables, tarodières, roselières...) qui sera ponctuellement inondée, mais qui s'appuiera sur des terres fertiles nourries par les apports alluvionnaires de la rivière, ou bien des itinéraires touristiques, par exemple si l'on recrée des zones humides favorables à la biodiversité. Elles peuvent également faire fonction de corridors biologiques en recréant des habitats favorables à certaines espèces protégées. Ces zones peuvent enfin être aménagées de manière à fixer les polluants afin qu'ils ne s'insèrent pas en aval du cours d'eau.

Pour la rivière Nahoata, nous pensons qu'il est tout à fait possible d'envisager la mise en place d'une ZEC à l'amont des dernières habitations et jusqu'à la galerie drainante exploitée par la commune pour la production AEP.

Comme ce type de solution n'a encore jamais été mis en œuvre en Polynésie, l'estimation financière est assez imprécise, mais en considérant l'étude initiale, les travaux de terrassement pour les digues et la plantation d'espèces indigènes qui formeront la zone humide nous évaluons **le coût total entre 120 et 200 millions de francs CFP.**

5.2.3. Entretien des berges et des abords du cours d'eau

L'entretien des berges et des abords du cours d'eau consistera essentiellement à apprécier les arbres qui pourraient s'arracher lors d'évènements climatiques significatifs (pluies et vent) et se retrouver dans le lit de la rivière pour former des embâcles à l'aval.

Il est crucial de comprendre la différence d'impact projeté par les scénarios avec ou sans embâcles. Prenons l'exemple d'une crue centennale combinée à une submersion marine intégrant la prévision moyenne du GIEC (+1,73 m) : dans une projection sans embâcle, l'emprise de la zone inondable est plus réduite et, surtout, le niveau de risque reste majoritairement faible (Figure 50). En revanche, l'obstruction de l'espace d'écoulement sous un, ou plusieurs, pont engendre un niveau de risque plus élevé, allant de moyen à fort (Figure 51). **L'entretien des berges et des abords du cours d'eau est bien un enjeu primordial pour la protection des biens et des personnes.**

Pour un suivi régulier et un entretien efficace, il est recommandé qu'un spécialiste passe tous les deux mois sur le tronçon urbanisé de la rivière, jusqu'à 500 m en amont, pour évaluer les risques et marquer les arbres nécessitant une coupe ou un élagage. Une équipe aura ensuite la charge des travaux. Les déchets verts produits devront être évacués le même jour vers une déchèterie spécialisée.

En suivant régulièrement ces actions d'entretien, il est probable que le travail deviendra progressivement plus facile et plus rapide, car les risques seront identifiés et traités plus tôt.

Les efforts humains et financiers n'apparaissent pas excessifs pour un impact sur le risque très significatif.

Le budget annuel alloué à l'entretien de la rivière Nahoata est estimé entre 10 à 12 millions de francs CFP par an.

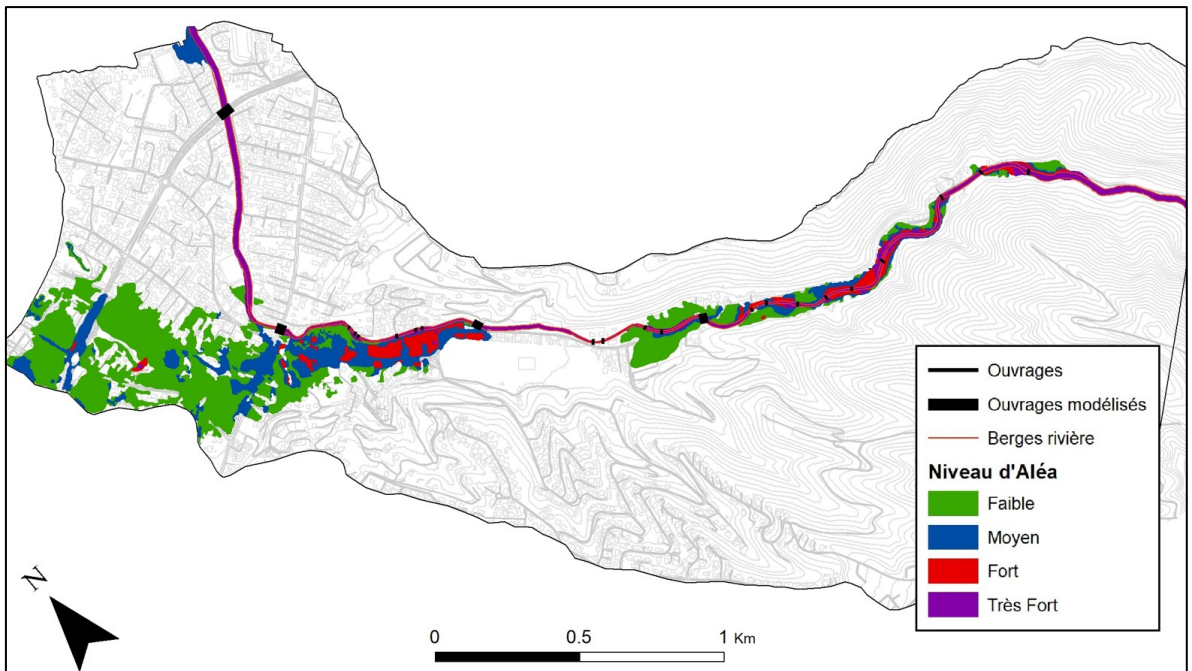


Figure 50 : Projection d'une crue centennale avec une élévation de la submersion marine (1m + 0.75 m GIEC)
- sans embâcle -

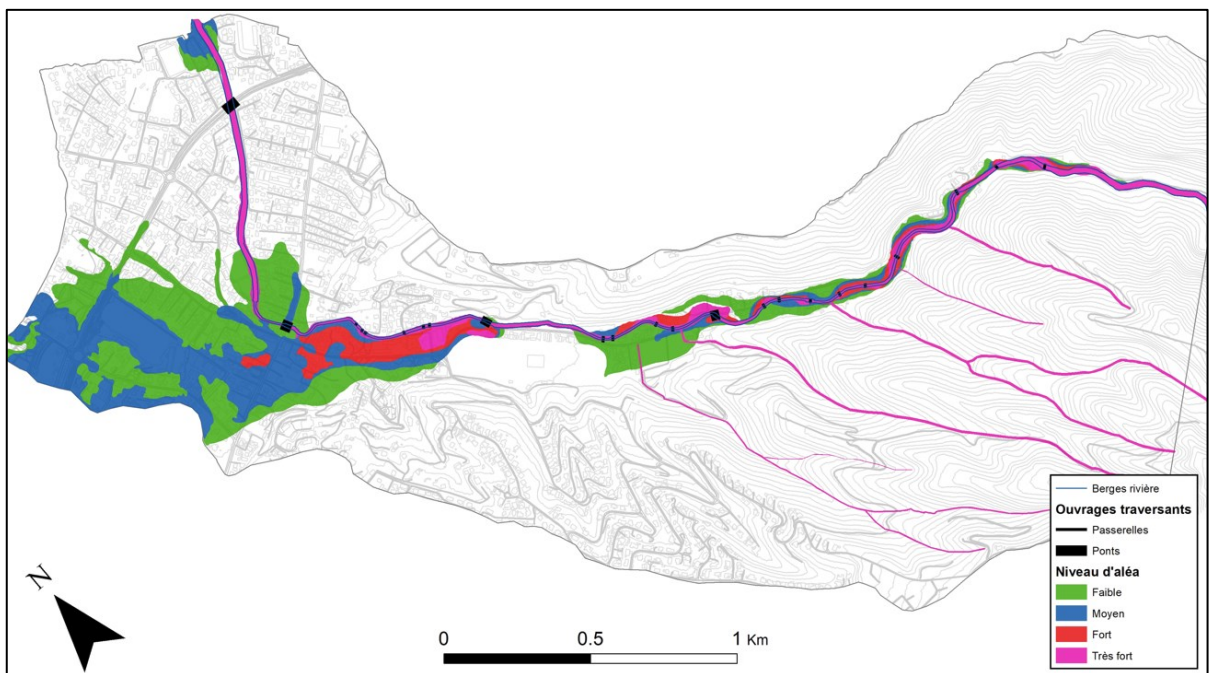


Figure 51 : Projection d'une crue centennale avec une élévation de la submersion marine (1m + 0.75 m GIEC)
- avec embâcles -

6. Conclusion

La rivière de la Nahoata se trouve sur la commune de Pirae au Nord de l'île de Tahiti. Elle s'étend sur près de 11 km à travers un bassin versant de forme oblongue qui couvre une surface de 1 362 ha. Elle s'écoule dans une vallée encaissée avant de traverser la zone côtière très plane et largement urbanisée. Lors de d'évènements météorologiques particulièrement intenses le lit déborde et les surfaces inondées sont importantes. Cette situation est héritée de plusieurs décennies de développement où les activités humaines se sont étendues en cherchant à occuper toujours plus d'espaces plats à proximité du principal centre économique de l'île.

De grands travaux de canalisation et de protection des berges ont été menés ces dernières années. La modélisation de 2024 avait pour objectif d'intégrer ces corrections et d'évaluer les risques autour de l'aléa inondation.

Les différents scénarios testés montrent une amélioration notable de l'enveloppe de l'inondation dans la zone de plaine autour du dernier tronçon entre le pont O22 et l'embouchure, par rapport aux observations de 2013. Néanmoins, le lit de la rivière ne contient pas l'écoulement en cas de forte crue et des difficultés hydrauliques sont toujours existantes. Les points les plus sensibles se trouvent autour d'une section de la rivière sur 1 800 m à l'amont de l'ouvrage O22. Les débordements probables entraînent un écoulement le long de la route d'accès à la vallée avant de s'étendre dans la partie Ouest de la zone de plaine.

La modélisation a permis de référencer les points de dysfonctionnement hydraulique. Des propositions d'aménagement sont proposés à deux niveaux. Le premier consiste à corriger ponctuellement les plus grosses problématiques. La seconde approche est beaucoup plus large, à l'échelle de tout le cours d'eau et du bassin versant, et propose une réflexion globale pour contenir réellement le risque lié à l'aléa inondation.

Pour terminer rappelons les limites de la modélisation qu'il faut garder en mémoire lors de l'analyse des résultats :

- Une modélisation qui est une projection numérique de la réalité, elle est intrinsèquement approximative. Le traitement des données d'entrée impose des choix de simplification temporelle et spatiale ;
- La projection du dérèglement climatique n'a pas été prise en compte dans le calcul des débits qui ne sont basées que sur des statistiques historiques ;
- Les bâtiments ne sont pas intégrés dans le modèle. Les temps de retour des crues les plus rares n'est pas en adéquation avec la temporalité des constructions ;
- En cas d'inondation, des flux d'écoulement de surface peuvent d'être impactés par les obstacles urbains ponctuels. Les observations seront sans doute légèrement différentes des projections numériques.

7. Bibliographie

Barbry Y., 2002. Application des techniques végétales pour la protection des berges des voies navigables. Voies Navigables de France. Direction de l'Infrastructure et de l'Environnement. Pp. 24.

CETMEF, CIRIA, CUR (2009). Guide enrochement. L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. Version française du *Rock Manual*. Editeur CETMEF Compiègne, pp. 1302.
<http://candhis.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/>

Danloux J., Ferry L., Villot R., 1983. Répertoire des crues maximales observées sur l'île de Tahiti. ORSTOM, Service Hydrologie. Fonds Documentaire IRD, cote BX22122, pp. 6.

Degoutte G., 2012. Diagnostic, aménagement et gestion des rivières. Hydraulique et morphologie fluviales appliquées. 2^e édition. Edition Lavoisier, Paris. Pp. 542.

EGIS, 2020. Etude hydraulique franchissement de la rivière Tiirahi dans le cadre des JO 2024 - commune de Teahupoo, ile de Tahiti. Direction de l'Equipement. Bureau d'Etudes Génie Civil.

EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne), 2008. Aménagements de cours d'eau. Laboratoire de constructions hydrauliques.
<https://documents.epfl.ch/groups/l/lc/lch-unit/www/pdf/support/ace/>

Evette André, Baz Frank, Cavaillé Paul, Frossard Pierre-André, Raymond Pierre, 2015. Quelles techniques pour végétaliser des enrochements de berges de cours d'eau ? Sciences Eaux & Territoires, revue hors-série n°19. IRSTEA, Pp. 7.

Lachat B., 1994. Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales - Ministère de l'Environnement, France. Pp. 143.

Lafforgue A., 1987. Annales hydrologiques de l'île de Tahiti de 1971 à 1986. Edition de l'ORSTOM. Service de l'Equipement de la Polynésie française. BP. 85 Papeete, Tahiti, Polynésie française. pp. 298.

Lafforgue A., 1990. Les rivières de Tahiti et la mesure de leurs débits. Encyclopédie de la Polynésie I, les îles océaniques. Christian Gleizal / Les Editions de l'Alizé, pp. 41-56.

Malavoi J.R., 2007. Manuel de restauration hydromorphologique des cours d'eau. Direction de L'Eau, des Milieux Aquatiques et de l'Agriculture (DEMAA), Service eaux de surface. Agence de l'eau, Seine Normandie. Pp. 64.

Royer P., Degoutte G., Deymier C., Durand J.-M., Peyras L., 1992. Les ouvrages en gabions. CEMAGREF et Ministère de la Coopération et du Développement, pp. 160.

SPEED, 2013. Cartographie de l'aléa inondation au droit des cours d'eau de Polynésie Française. Nahoata. Rapport d'étude 1488 13 04 V1. Direction de l'Equipement - Arrondissement Infrastructure – BEGC.

SPEED, 2020. Maîtrise d'œuvre pour l'aménagement de la rivière NAHOATA - Tranche 2 - Modélisation hydraulique. Service de l'Urbanisme.

Vernier G., 2009. Techniques végétales. Conception, application, recommandations. Direction des Cours d'Eau Non Navigable. Service Public de Wallonie, Belgique. Pp. 66.

Wötling G., 1998. Etude de l'Aléa Pluviométrique à Tahiti, ORSTOM Centre de Tahiti, pp.74.

Wötling G., 2000. Caractérisation et Modélisation de l'Aléa Hydrologique à Tahiti. Rapport de synthèse, IRD, pp. 309.

8. Annexes

8.1. Modélisation hydraulique en rivière - Principes théoriques

8.1.1. Description

La modélisation des écoulements dans un bassin versant s'appréhende sous deux approches. La première, l'analyse hydrologique, se concentre sur la question du cycle de l'eau, les apports (pluie, ressources souterraines) et la dynamique des flux de la ressource naturelle. L'influence des modifications climatiques et environnementales est prise en compte dans ces investigations. Les sujets traités sont variés allant de la description des événements extrêmes (crues, étiages) à la caractérisation complète des échanges hydriques à l'échelle d'une zone contributive, généralement le bassin versant.

La seconde, l'approche hydraulique, cherche à décrire les phénomènes en jeu lorsque l'eau est canalisée, naturellement dans le lit d'une rivière ou à travers un ouvrage artificiel. La modélisation numérique permet, dans cette spécialité, de dimensionner les ouvrages hydrauliques (canaux, vannes, exutoires, barrages), les réseaux d'adduction ou d'assainissement. Elle est aussi efficace pour simuler la propagation des crues et cartographier l'aléa inondation. C'est ce dernier sujet qui est ici exploitée.

Les modèles physiques en général, hydrologiques et hydrauliques en particulier sont de trois types. Les **modèles empiriques** ou stochastiques basés sur des mesures passées et des relations statistiques entre les données d'entrées et les données de sorties. Leur application nécessite des volumes de données conséquents sur de longues périodes. Ils sont aussi généralement liés à une zone d'étude spécifique. Un changement de lieu entraîne une modification des paramètres de causalité. Les **modèles conceptuels** s'appuient quant à eux sur une approche théorique des phénomènes physiques, ils cherchent à reproduire les concepts physiques en simplifiant la complexité des processus naturels. Ces modèles conservent un sens physique même si les paramètres n'ont pas toujours de signification physique. La phase de « calage » est alors une étape particulièrement sensible dans ce type de méthodes. Enfin les **modèles mécanistes** tentent de décrire fidèlement les mécanismes en jeu dans un processus physique. Ils s'appuient sur les lois universelles de conservations de masses, d'énergie ou de mouvement. Ils sont, à priori, moins sensibles au calage des paramètres.

Ces modèles mécanistes sont particulièrement bien adaptés à la dynamique des écoulements superficiels où les processus physiques sont bien représentés. Ils ont aussi la qualité de s'adapter aux modifications environnementales ou anthropiques de la zone d'étude. Ils permettent enfin d'évaluer les impacts d'un futur ouvrage sur les écoulements dans une simulation préalable à la mise en œuvre du projet.

Pour décrire les écoulements en rivière ou en canal, le modèle hydraulique cherche à reproduire la propagation des débits entre deux points amont et aval, c'est-à-dire sur un tronçon de rivière. Le principe général pour étudier une rivière est de la diviser en tronçons où les caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse, direction) et hydromorphologiques (pente, profil, rugosité) sont considérées comme homogènes.

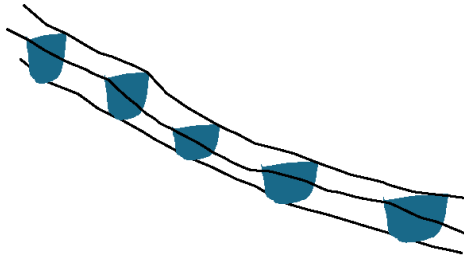


Figure 52 : Représentation schématisée d'un profil en long d'un cours d'eau à modéliser.

Dans la pratique les paramètres hydrauliques sont évalués dans les sections transversales (amont et aval) de chaque tronçon. L'opération est reproduite sur chaque tronçon pour couvrir la totalité du linéaire à étudier. La propagation des débits intègre aussi une discrétisation temporelle.

La Figure 52 est une représentation schématisée d'un tronçon de rivière entrecoupé de profils transversaux.

Pour chaque section transversale (Figure 53), cinq variables principales sont exprimées : la hauteur d'eau, h ; la vitesse moyenne de l'eau, V ; le périmètre mouillé, $P(h)$; la surface ou section mouillée, $A(h)$; et enfin, la perte de charge par frottement, h_f . La pente de frottement $S(h)$, est enfin un autre paramètre important influençant la vitesse d'écoulement entre deux sections.

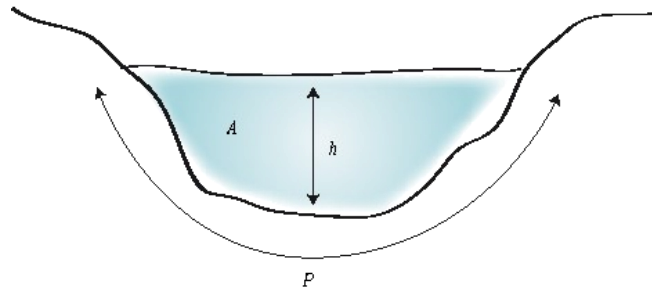


Figure 53 : Section transversale d'un cours d'eau.

Les modèles mécanistes utilisent les équations de conservation de matière et d'énergie, ou équations bilans. En hydrodynamique, elles sont connues sous le nom d'équations de Barré Saint-Venant (1871). Les méthodes numériques résolvent généralement ce système par différences finies.

Il n'est pas utile de rentrer ici dans les détails algébriques. Le modélisateur doit cependant comprendre le fonctionnement d'un modèle pour mieux évaluer les données d'entrées nécessaires et de conserver un regard critique sur les résultats. Toutefois quelle que soit la solution choisie, un modèle reste l'approximation d'un phénomène réel et l'ingénieur doit toujours se demander à quelle représentation du réel il a dû renoncer.

8.1.2. Modèle 1D ou 2D

La modélisation hydraulique peut prendre en compte un écoulement unidimensionnel dans un seul sens, avec une même vitesse, entre deux sections amont et aval, ou un écoulement multidirectionnel sur deux dimensions. Les conditions d'application de chaque approche dépendent du terrain, des données disponibles, des objectifs de la modélisation et enfin de la puissance de calcul disponible. La littérature est prolixe sur ce sujet (e.g., Hingray et al., 2009 ; Brunner, 2016).

La **modélisation en 2 dimensions** s'applique lorsque les écoulements peuvent se croiser et engendrer une dynamique plus complexe que le ruissellement simple de l'amont vers aval. Ce choix est favorisé en zone d'estuaire ou dans des baies avec une faible pente, lorsque le lit est large et la vitesse d'écoulement lente. Son application nécessite une grande précision dans les données d'entrée, l'information topographique influence particulièrement le sens des écoulements. La zone d'étude doit être discrétisée par un maillage plus ou moins resserré. Les temps de calcul sont en conséquence de durées variables, mais jamais négligeables.

La **modélisation unidimensionnelle** s'applique plus volontiers sur des cours d'eau moins larges, présentant une dénivellation importante et ne disposant que de petites zones de débordement sur son parcours. Il est également plus aisé de schématiser un système hydraulique complexe, avec plusieurs ouvrages (ponts, digues, jonctions, canal de franchissement) sur une dimension. La relative rareté des données disponibles peut également amener à choisir la modélisation 1D.

Il existe également des **modèles d'écoulement « quasi 2D »** ou modèles « à casiers ». L'écoulement est toujours unidimensionnel dans le lit de la rivière. Sur les berges des zones inondables identifiées, hors du lit majeur, sont des « aires de stockages » ou « casiers ». Les équations prennent alors en compte le stockage, puis le déstockage de ces espaces depuis et vers la rivière. Un temps de latence et le coefficient de rugosité permettent de simuler un écoulement différencié de l'écoulement unidimensionnel de la rivière. Moins gourmand en temps de calcul que les modèles 2D stricts, cette solution est préconisée pour les rivières serpentant dans des plaines relativement larges ou présentant au moins quelques îlots alluvionnaires. En revanche, ces modèles imposent une bonne connaissance des échanges entre le lit principal et les casiers au risque d'induire un résultat très artificiel.

La cartographie de l'aléa inondation est un outil de projection et d'aide à la décision très utile. Une dernière solution est utilisée pour obtenir ce résultat, une **modélisation 1D/2D**. Elle consiste à coupler une modélisation de l'écoulement en 1D pour l'écoulement dans le lit de la rivière qui permet d'obtenir des hauteurs d'eau et donc des seuils de débordement, avec une modélisation en 2D pour certaines zones où les risques d'inondation sont importants (e.g., exutoires, plaines alluviales, zones urbanisées). La topographie des lieux fait partie des données initiales indispensables pour obtenir une représentation spatiale des zones inondables en fonction de l'aléa. Cependant, elle impose de travailler avec un régime transitoire. En 2D, le flux s'écoule d'une cellule à une autre ce qui impose une évolution des volumes dans le temps, sinon un point bas enregistrerait un volume d'eau infini. Les données hydrologiques ne sont pas toujours disponibles restreignant l'usage de cette stratégie mixte.

Le logiciel choisi pour modéliser la rivière a été développé par le corps des ingénieurs de l'armée américaine au sein de la structure « Hydrologic Engineering Center » (HEC). HEC-RAS est largement utilisé par les Universités, les administrations publiques et les bureaux d'étude dans de très nombreuses situations à travers la planète depuis sa publication en 1995 (Brunner, 2016). Sa réputation s'est fondée sur la robustesse de ses méthodes de résolution numérique, lui permettant de fonctionner sur une large gamme de contexte hydrologique, et sur sa grande efficacité notamment dans des situations où la couverture des données hydrologiques est insuffisante. Situation souvent rencontrée dans l'univers polynésien.

Le modèle est un outil de calcul. La modélisation, elle, dépend d'un nombre de paramètres variés, liés aux conditions du terrain, la qualité et la représentativité des données existantes ou pouvant être acquises. La disponibilité des données hydrologiques et leur représentativité jouent en ce sens un rôle essentiel.

8.1.3. Régimes transitoire et permanent.

La différence entre l'analyse d'un profil de rivière en régime transitoire et en régime permanent réside dans la description des conditions limites. Pour un régime permanent, c'est un débit fixe qui est évalué, dans le cas d'un régime transitoire la modélisation s'appuie sur la fonction de l'hydrogramme de crue qui représente l'évolution des débits en fonction du temps. La cinétique de l'hydrogramme de crue est spécifique à chaque cours d'eau, elle représente la signature de la rivière et plus largement du bassin versant contributif. L'écoulement en régime transitoire permet de générer une réponse dynamique du phénomène d'inondation lors d'une crue.

Le régime transitoire nécessite des données hydrologiques précises et continues. Cette information fait souvent défaut notamment sur les cours d'eau de taille modeste. Sur l'île de Tahiti par exemple, seules 15 rivières sont actuellement instrumentées par des stations hydrométriques permettant de disposer de débits en continu. Il n'est pas impossible d'explorer la littérature pour extraire quelques chroniques de débits utilisables.

Dans une modélisation 2D, le régime transitoire est une option unique. La stratégie est alors de partir d'un hyétogramme (pluie) lors d'un épisode très soutenu et de convertir l'intensité des précipitations dans la dynamique d'un hydrogramme (cf. Section 5).

8.1.4. Données d'entrée

La première étape est la récolte des données d'entrée qui nourriront la modélisation. Quel que soit la stratégie, ou le logiciel choisi, les informations indispensables restent les mêmes :

- des caractéristiques géomorphologiques de la rivière et de la zone alentour. Pour l'ensemble de la zone d'étude, il est possible de se baser sur des Modèles Numériques de Terrain (MNTs), permettant d'obtenir les représentations spatiales de la zone, les pentes et les élévations. Pour une meilleure précision, les profils ou sections transversales de la rivière nécessitent des relevés topographiques par un géomètre ;
- la géométrie des singularités hydrauliques (rétrécissement, élargissement, seuil) et des ouvrages traversants doit être relevée précisément. Le concours d'un géomètre est encore une fois préconisé.
- les forces de frottements induites par le pavage du lit de la rivière, par la structure et la texture des berges, ou encore la végétation, se traduisent par les coefficients de rugosité. Ces coefficients permettent également de représenter la capacité de ruissellement des zones planes autour des cours d'eau. Une route revêtue n'induit pas le même écoulement de surface qu'une terre agricole. Les valeurs sont initialement estimées à partir d'abaques qui sont fonction des caractéristiques du milieu. Au cours de la modélisation, ces paramètres sont utilisés comme variable de calage. Ces coefficients sont généralement liés l'équation de Manning utilisée dans la plupart des logiciels, dans HEC-RAS en particulier.
- pour les conditions initiales, en l'absence d'appareils hydrologiques, les observations sur les berges et la végétation couplées à une rapide enquête avec les riverains sont le seul moyen d'assurer les hypothèses sur les hauteurs d'eau maximum atteintes au cours des épisodes de crues. Les conditions aux limites sont relatives aux débits à l'entrée du système, en régime transitoire il s'agit de l'hydrogramme de crue, et en régime permanent d'un débit maximum sur une période donnée (temps de retour).

8.1.5. Calage du modèle

Le calage devrait être l'étape cruciale pour évaluer la prédictibilité d'un modèle. Si les données sont précises, le calage est efficace, malheureusement lorsque l'information manque la marge d'erreur s'agrandit. Dans le cas d'une modélisation de l'aléa inondation, deux paramètres peuvent être utilisés, les débits maximums enregistrés en aval et les hauteurs mesurées pendant un épisode de crue.

En Polynésie française, il n'existe pas programme d'observation des crues. Aucune donnée objective n'est donc disponible pour s'assurer de la justesse des hauteurs d'eau prédites par le modèle. La seule information disponible est issue de photos ou de témoignages des riverains qui sont subjectifs, et parfois contradictoires.

8.2. Approche hydrologique

8.2.1. Objectifs

Dans un bassin versant, les écoulements de surface se synthétisent assez simplement par le réseau hydrographique. Chaque branche de ce réseau constitue une ramification d'un ensemble hiérarchisé s'écoulant de l'amont vers l'aval. En s'éloignant des sources, les ruisseaux sont alimentés par un nombre d'affluents toujours croissant, les volumes d'eau drainés sont de plus en plus importants. La rivière principale est finalement le collecteur de tout le ruissellement. C'est pour cette raison qu'il est d'usage de considérer le débit à son exutoire comme la valeur résumant l'écoulement superficiel.

Le bon dimensionnement d'un aménagement hydraulique, sur un ouvrage ou dans le lit d'un cours d'eau, dépend des volumes d'eau à drainer, donc des débits maximums, ou débits de crues, pouvant être induits par le ruissellement de surface. L'étude des épisodes de crue, ou au minimum une évaluation quantitative, est donc indispensable. Une crue est un épisode de fort écoulement dans une courte période. En fonction des contextes hydro-géographiques et des besoins techniques, différentes fréquences d'apparition des crues rares sont considérées. L'étude des données historiques permet de calculer la fréquence d'apparition de ces crues (2 ans, 5 ans, 10 ans). Lorsque les événements sont plus rares et que les données ne couvrent pas une période suffisante l'analyse fréquentielle permet d'obtenir un « diagramme fréquentiel » (e.g. diagramme de Gumel) utiliser pour estimer des crues exceptionnelles avec un temps de retour de 50 ou 100 ans.

L'hydrologue peut utiliser des données de débit lorsqu'elles sont connues. Le travail peut également s'appuyer sur un hydrogramme de crue qui est une fonction permettant de reproduire la dynamique du ruissellement de surface sur un pas de temps choisi (minute, heure, jour). Cette fonction se détermine classiquement en mesurant les débits dans une section transversale du cours d'eau. Cette opération est conditionnée par la présence d'une station hydrométrique.

Lorsque les données de débit n'existent pas ou sont trop parcellaires, l'hydrologue cherche à lier l'hyétogramme des pluies à l'hydrogramme des débits sous quelques hypothèses simplificatrices. La pluie est l'information hydrologique la plus aisément accessible et la plus représentative spatialement.

Ce travail, cherchant une relation entre pluie et débit, peut s'appuyer sur différentes approches conceptuelles, physiques ou plus statistiques. Les méthodes les plus usitées sont empiriques, ou pseudo-empiriques (Hingray et *al.*, 2009). Les plus répandues sont la méthode rationnelle et la méthode de Caquot (également nommée « méthode superficielle »). Cette dernière s'applique exclusivement à un contexte urbain. Elle est peu appropriée à la Polynésie. La méthode rationnelle est plus adaptable.

8.2.2. La méthode rationnelle

Le principe de la méthode rationnelle se fonde sur les hypothèses de proportionnalité et de linéarité de la transformation pluie-débit exprimée dans sa forme générale par l'expression suivante :

$$Q = C_r I_m A \quad (1)$$

où Q est le débit de point [L^3/T] ; C_r représente le coefficient de ruissellement sur le bassin versant [-] ; I_m est l'intensité moyenne de la pluie [L/L] ; et A , la superficie du bassin versant [L^2].

Le paramètre A est obtenu à partir des informations géomorphologiques du bassin versant. La valeur de C_r est un peu plus délicate à évaluer. Elle dépend physiquement de la longueur du bassin versant, de la pente, mais également de la capacité d'infiltration du sol qui est conditionnée par la conductivité hydraulique et la proportion des cailloux dans le sol. Une estimation correcte de C_r demande alors toute l'expérience d'un hydrogéologue. Si les données historiques sont suffisantes, l'analyse stochastique est une approche différente, également efficace.

Le paramètre I_m représente l'intensité d'un épisode pluvieux d'une durée t_c , égale par ailleurs au temps de concentration du bassin versant, pour une période de retour T . Il peut être évalué à partir de données historiques ou approché par des formules dépendant de paramètres régionaux. La plus commune est la formule de Montana :

$$i(t_c, T) = a \cdot t_c^{-b} \quad (2)$$

où t_c correspond au temps de concentration du bassin versant ; T est la période de retour ; $i(t_c, T)$ représente alors l'intensité de la pluie de fréquence T pour un temps de concentration t_c , généralement i s'exprime en mm/h ; enfin, a et b sont les paramètres de Montana correspondant à une averse de fréquence T et d'une durée t_c .

Les paramètres a et b sont entièrement liés à la « région pluviométrique » et sont généralement élaborée à partir d'anciennes études statistiques. Leur estimation est fiable en des contrées largement explorées comme la France métropolitaine, elle est plus floue et délicate pour des sites éloignés tels que les îles du Pacifique Sud. En outre, l'origine de ces estimations n'est pas toujours bien renseignée et laisse planer un doute sur leur validité et leur représentation spatiale. Pour toutes ces raisons la formule de Montana ne nous apparaît pas la meilleure voie pour estimer l'intensité d'un épisode pluvieux en Polynésie.

8.2.3. Principe de la méthode GRADEX

Un principe bien plus robuste fut testé et validé, par un groupe de recherche de la société EDF⁹ (Guillot et Duband, 1967 ; CFGB, 1994), lors de l'élaboration de la méthode GRADEX. Il est surtout efficace pour l'estimation des crues rares dont le temps de retour est supérieur à 10 ans. La méthode se base sur les hypothèses suivantes (Hingray et *al.*, 2009) :

- les débits de crue maximum sont provoqués par les pluies maximales uniformément réparties sur le bassin versant ;
- la capacité de rétention du sol atteint une valeur limite à partir d'un certain cumul pluviométrique. A partir de ce seuil, les pluies maximales et les débits extrêmes suivent la même loi de distribution statistique.

En d'autres termes, le comportement asymptotique de la loi de probabilité des ruissellements est « supposé » identique au comportement asymptotique de la loi de probabilité des pluies maximales. Dans la pratique, les distributions des précipitations extrêmes et des crues sont approchées, généralement, par la loi de Gumbel dont la variable réduite est :

$$u = -\ln(-\ln(F(T))) \quad (3)$$

La distribution des débits extrêmes est alors une droite parallèle à celle des pluies, le GRADient des valeurs Extrêmes (GRADEX) est le même pour les deux distributions. Concrètement cela signifie que les débits maximums peuvent être déduits directement de la distribution des pluies extrêmes. Le sens physique de cette approche est de considérer qu'au-delà d'un certain seuil, dans l'intensité d'une averse, l'infiltration se stabilise. Le corolaire est un coefficient de ruissellement C_r fixe qui s'approche de 1.

C'est ce principe de conversion directe entre les distributions des débits et des pluies rares qui est adopté dans notre analyse.

⁹ Electricité de France

8.2.4. Estimation des crues extrêmes

Le mécanisme choisi pour estimer les débits de crues rares s'appuie sur les étapes suivantes :

- 1 - la détermination du temps de concentration du bassin versant t_c qui doit permettre d'évaluer la durée de l'épisode pluvieux qui doit être considéré ;
- 2 - l'analyse fréquentielle des pluies réalisée à partir de données historiques et ajustées par la loi de Gumbel, pour estimer les lames d'eau (en mm) d'évènements rares sur des temps de retour décennal voir centennal. Si les mesures ne sont pas disponibles sur une période égale à t_c , le principe sera une étude des données journalières avec une répartition de l'intensité pluviométrique identique au rapport qui pourra être extrait d'études sur une station pluviométrique voisine ;
- 3 - l'estimation du coefficient de ruissellement C_r ;
- 4 - enfin, le calcul des débits de pointe pour les évènements extrêmes.

Finalement, les débits de crues sont calculés sur la base de l'équation de la méthode rationnelle (Eq. 1), mais en se basant sur le principe de la méthode GRADEX et l'analyse fréquentielle des épisodes pluvieux rares (loi de Gumbel).

Le calcul du **temps de concentration** d'un bassin versant peut s'appuyer sur diverses formules prenant essentiellement en compte les caractéristiques morphologiques de la zone contributive (longueur maximum du cours d'eau ou talweg, pente moyenne, surface). Les modèles les plus répandus sont celui de Kirpich en zone urbaine (Eq. 4), ceux de Passini (Eq. 5) ou Ventura (Eq. 6) pour les bassins plus ruraux. Il existe encore le modèle de Giandotti (Eq. 7) ou celui du corps des ingénieurs de l'armée américaine (US Corps, Eq. 8). La meilleure démarche est une comparaison des temps de concentrations obtenus par les différentes formules.

$$\text{Kirpich} \quad t_c = 0.0195 \times \frac{L^{0.77}}{p^{0.385}} \quad (4)$$

$$\text{Passini} \quad t_c = \frac{0.14 (S \times L)^{0.33}}{\sqrt{P}} \quad (5)$$

$$\text{Ventura} \quad t_c = 0.763 \frac{S}{\sqrt{P}} \quad (6)$$

$$\text{Giandotti} \quad t_c = 60 \frac{4\sqrt{0.01 \times S} + 1.5 \times 0.001 \times L}{0.8\sqrt{P \times L}} \quad (7)$$

$$\text{US Corps} \quad t_c = 16.682 \left(\frac{L \times P^{0.25}}{1000} \right)^{0.77} \quad (8)$$

où t_c est le temps de concentration du bassin versant (en minutes) ; L est la longueur maximum de la zone contributive (en m) ; S est la surface (en ha) ; et P représente la pente (en m/m).

8.3. Conditions des relevés topographiques

8.3.1. Profils en travers (Cross Section)

Les profils en travers du lit de la rivière s'étendent sur une largeur de 5 m en moyenne de part et d'autre du point médian au centre du lit (Figure 54), pouvant s'étendre jusqu'à 20 m en cas de singularité d'un tronçon de berge.

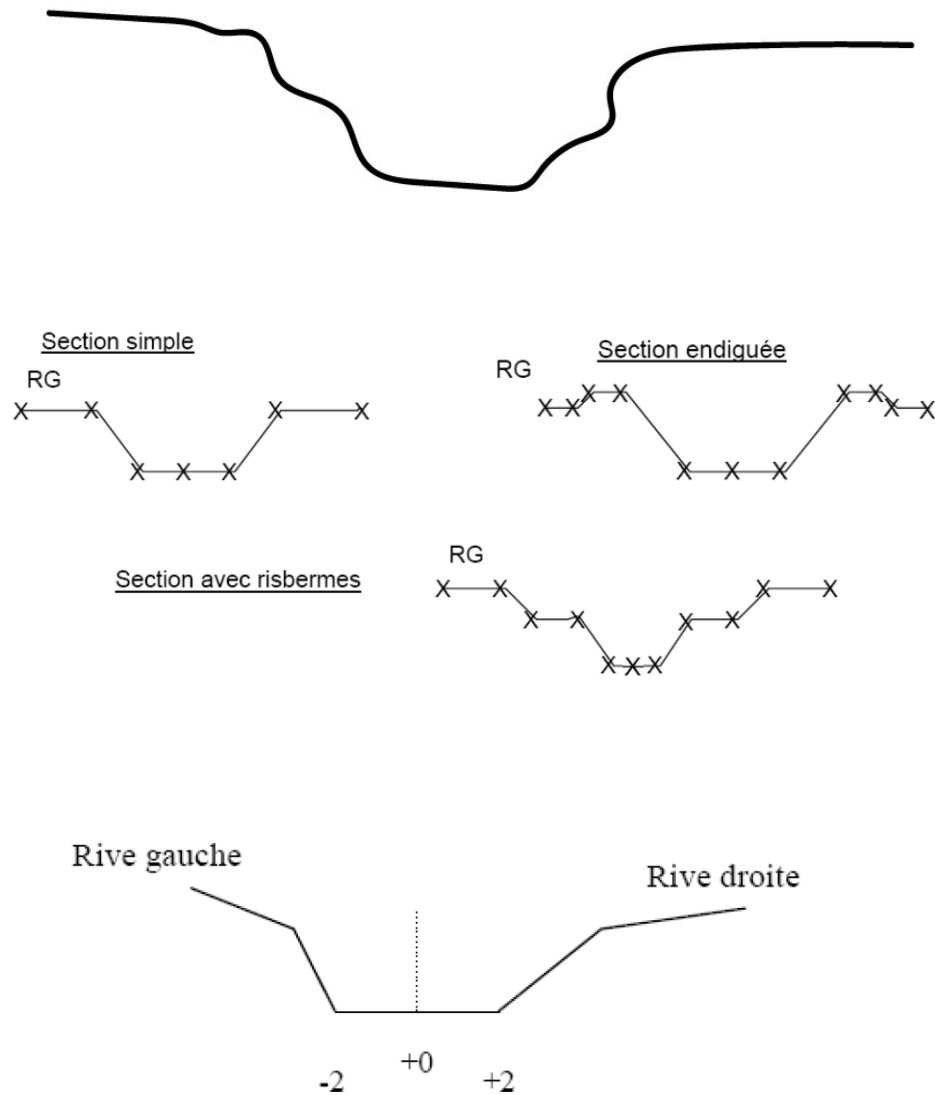


Figure 54 : Description d'une Cross Section.

Les profils transversaux ont été relevés en moyenne tous les 100 m sur les tronçons homogènes. Des tronçons complémentaires ont été réalisés aux points de singularité (ponts, courbes, rétrécissement, élargissement, confluence d'un axe secondaire).

8.3.2. Courbes, rétrécissement, élargissement

Autour des singularités du lit, des profils en travers devront être ajoutés. Les schémas de la (Figure 55) permettent de se représenter les relevés nécessaires pour différents cas de figure.

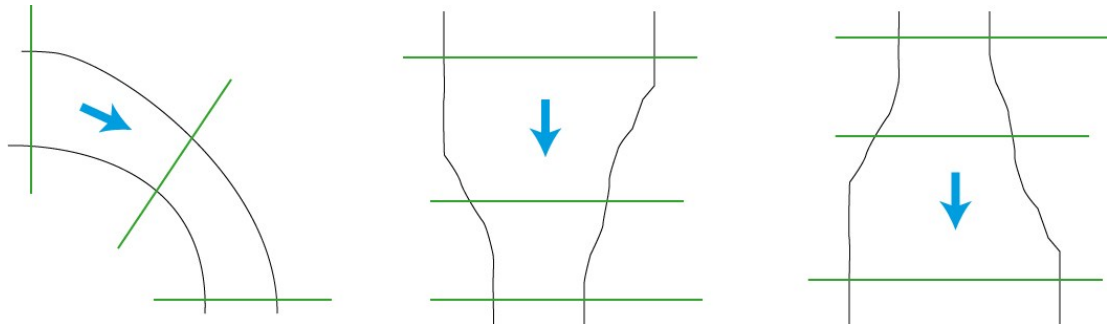


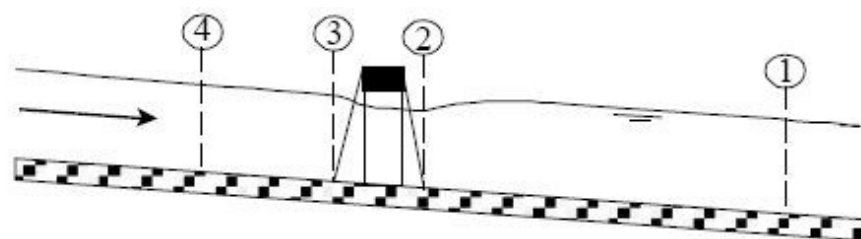
Figure 55 : Profils transversaux (en vert) à réaliser autour de singularités du lit de la rivière.
Courbe, Rétrécissement, Elargissement.

8.3.3. Ouvrages

Les ouvrages latéraux (protection en enrochements, épis, murs...) et les exutoires des ouvrages de (buse, dalots) dont les écoulements sont dirigés vers la rivière ainsi que ceux susceptibles d'être un obstacle à l'écoulement seront levés (dimensions, côtes x,y,z).

Les aménagements et ouvrages traversants (ponts, passerelles, gués ou seuils) seront relevés avec précision :

- Pour les gués et seuils : niveau radier, section.
- Pour les ponts, passerelles : (*longueur, largeur, tablier, piles, culées*). Leur description sera accompagnée de 4 profils transversaux (Figure 56 et Figure 57), leur position exacte dépend du tracé du cours d'eau, du type d'ouvrage et de son emprise, et le degré de rétrécissement du lit au passage de l'ouvrage.



A. Channel Profile and cross section locations

Figure 56 : Position des 4 profils transversaux autour d'un ouvrage traversant.

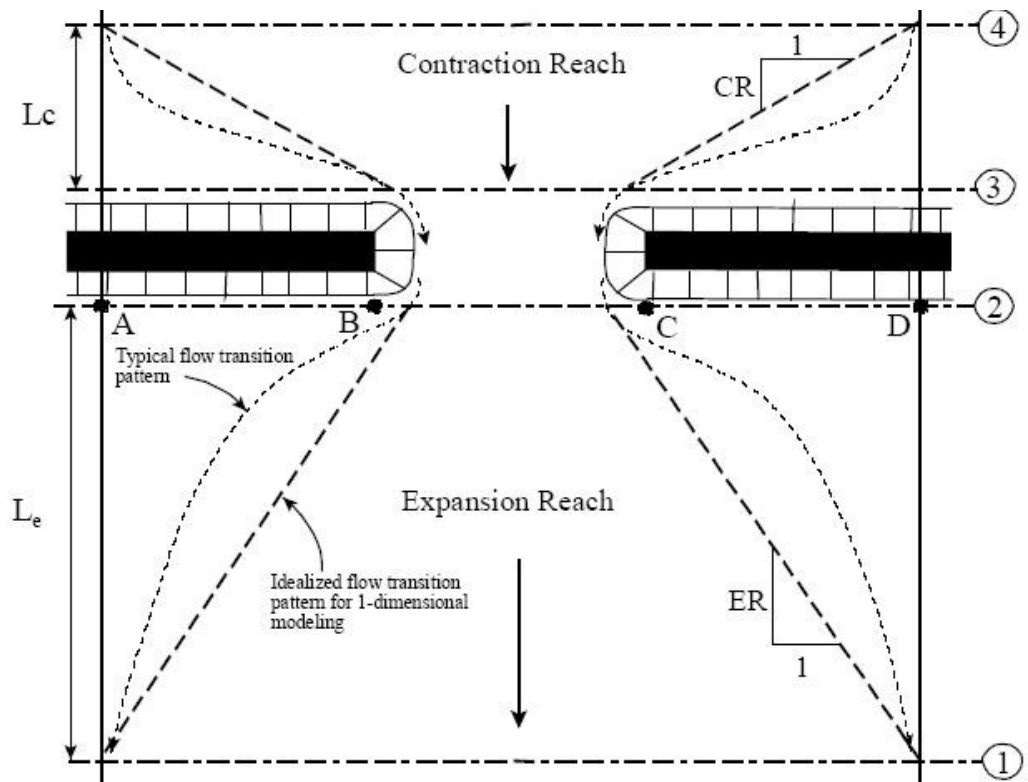
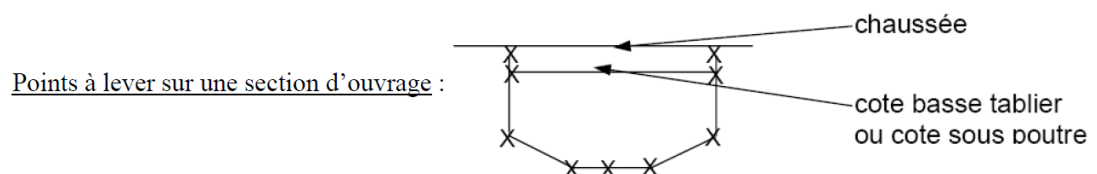


Figure 57 : Vue de dessus du positionnement des profils transversaux d'un ouvrage traversant.

- Le profil 4 à l'amont de l'ouvrage est situé en dehors de la zone d'influence du rétrécissement.
- Le profil 3 toujours à l'amont de l'ouvrage est positionné 3 à 4 m de distance pour éviter l'influence des turbulences engendrées par les culées ou les piles.
- Le profil 2 à l'aval de l'ouvrage est positionné à 3 ou 4 m de distance
- Le profil 1 se trouve à une distance de 1.5 à 2 fois la largeur de l'emprise des soutènements de l'ouvrage (moyenne des distances AB et CD)



8.4. Abaque des coefficients de rugosité de Manning (Chow, 1959)

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
B. Lined or Built-Up Channels			
1. Concrete			
a. Trowel finish	0.011	0.013	0.015
b. Float Finish	0.013	0.015	0.016
c. Finished, with gravel bottom	0.015	0.017	0.020
d. Unfinished	0.014	0.017	0.020
e. Gunité, good section	0.016	0.019	0.023
f. Gunité, wavy section	0.018	0.022	0.025
g. On good excavated rock	0.017	0.020	
h. On irregular excavated rock	0.022	0.027	
2. Concrete bottom float finished with sides of:			
a. Dressed stone in mortar	0.015	0.017	0.020
b. Random stone in mortar	0.017	0.020	0.024
c. Cement rubble masonry, plastered	0.016	0.020	0.024
d. Cement rubble masonry	0.020	0.025	0.030
e. Dry rubble on riprap	0.020	0.030	0.035
3. Gravel bottom with sides of:			
a. Formed concrete	0.017	0.020	0.025
b. Random stone in mortar	0.020	0.023	0.026
c. Dry rubble or riprap	0.023	0.033	0.036
4. Brick			
a. Glazed	0.011	0.013	0.015
b. In cement mortar	0.012	0.015	0.018
5. Metal			
a. Smooth steel surfaces	0.011	0.012	0.014
b. Corrugated metal	0.021	0.025	0.030
6. Asphalt			
a. Smooth	0.013	0.013	
b. Rough	0.016	0.016	
7. Vegetal lining			
	0.030		0.500

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
<i>A. Natural Streams</i>			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
2. Flood Plains			
a. Pasture no brush	0.025	0.030	0.035
1. Short grass	0.030	0.035	0.050
2. High grass			
b. Cultivated areas	0.020	0.030	0.040
1. No crop	0.025	0.035	0.045
2. Mature row crops	0.030	0.040	0.050
3. Mature field crops			
c. Brush	0.035	0.050	0.070
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.060
2. Light brush and trees, in winter	0.040	0.060	0.080
3. Light brush and trees, in summer	0.045	0.070	0.110
4. Medium to dense brush, in winter	0.070	0.100	0.160
5. Medium to dense brush, in summer			
d. Trees	0.030	0.040	0.050
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.050	0.060	0.080
2. Same as above, but heavy sprouts	0.080	0.100	0.120
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.100	0.120	0.160
4. Same as above, but with flow into branches			
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
3. Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070



Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
<i>C. Excavated or Dredged Channels</i>			
1. Earth, straight and uniform			
a. Clean, recently completed	0.016	0.018	0.020
b. Clean, after weathering	0.018	0.022	0.025
c. Gravel, uniform section, clean	0.022	0.025	0.030
d. With short grass, few weeds	0.022	0.027	0.033
2. Earth, winding and sluggish			
a. No vegetation	0.023	0.025	0.030
b. Grass, some weeds	0.025	0.030	0.033
c. Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.030	0.035	0.040
d. Earth bottom and rubble side	0.028	0.030	0.035
e. Stony bottom and weedy banks	0.025	0.035	0.040
f. Cobble bottom and clean sides	0.030	0.040	0.050
3. Dragline-excavated or dredged			
a. No vegetation	0.025	0.028	0.033
b. Light brush on banks	0.035	0.050	0.060
4. Rock cuts			
a. Smooth and uniform	0.025	0.035	0.040
b. Jagged and irregular	0.035	0.040	0.050
5. Channels not maintained, weeds and brush			
a. Clean bottom, brush on sides	0.040	0.050	0.080
b. Same as above, highest stage of flow	0.045	0.070	0.110
c. Dense weeds, high as flow depth	0.050	0.080	0.120
d. Dense brush, high stage	0.080	0.100	0.140

8.5. Photographie de la rivière Nahoata en novembre 2023


Chaque élément du diagnostic de la rivière est reporté sur les cartes illustrées (cf. Section 2.5.2.). Ils sont décrits en détail et illustrés par une photographie. La lettre associée à un nombre permet de se repérer sur les cartes.

9.5.1. Section 1

Section 1 - Tronçon 1

	<p>Embouchure</p> <p>L'embouchure se présente sous la forme d'un estuaire, avec une profondeur significative et des berges rocheuses d'environ 1 mètre de chaque côté.</p>
	<p>Aval du pont O23</p> <p>Vue en direction de l'aval, les berges sont recouvertes de végétaux avec un îlot alluvionnaire central dû au dépôt de sédiments.</p>

Section 1 - Tronçon 2

	<p>Amont du pont 1 - O23</p> <p>Lit mineur large avec un pavage très mobile constitué de galets.</p>
--------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------



Affouillement en pied de berge en rive droite

L'affouillement se réfère au creusement causé par l'action de l'eau. Une buse d'eaux pluviales est apparente « DN 300 »



Berges, droite et gauche, végétalisées

Les berges richement végétalisées de part et d'autre de la rivière ont entraîné une réduction du lit fluvial.



Lit de rivière enroché

La couverture artificielle du lit de la rivière est constituée d'enrochements, comprenant des blocs de taille supérieure à DN 1000.



Amont tronçon 2

L'enrochement des deux berges est cohésif dû au béton projeté. Un revêtement en enrochement artificiel au pied de la chute artificielle.

Repère : D6 - B23

Section 1 - Tronçon 3



Début tronçon bétonné avec buse rejetant les eaux pluviales en rive droite

Les berges sont bétonnées sur une hauteur de 3m et le lit de la rivière est bétonné. Buse ERU DN 150.

Repère : B21 - B22 - B23



Accès curage en rive gauche

L'accès curage avec les écoulements des eaux pluviales de la route. En rive droite, on observe la végétation en pied de berge.

Repère : D5



Envasement en rive gauche et végétation

Le processus d'envasement se produit en raison de la diminution de la vitesse du courant.

Repère : B18






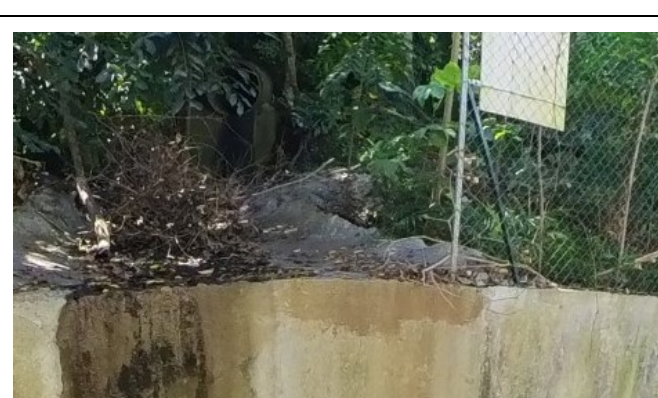
Fin tronçon béton

Cohésion de l'enrochement par l'application du béton projeté. Un dalot en rive droite sert d'exutoire aux EP de la route.

Repère : O18

9.5.2. Section 2

Section 2 -Tronçon 1

	<p>Enrochement cohésif par l'application du béton projeté</p> <p>Continuité du gunitage sur 30m et végétation en pied de berge en rive droite. Buse apparente rejetant les EP en rive droite à 1 m de hauteur.</p> <p>Repère : O18</p>
	<p>Maison proche de la Nahoata</p> <p>Dépôt d'alluvions en rive droite avec berge enrochée ou bétonnée. Les habitations se trouvent en surplomb de la rivière.</p> <p>Repère : O16 - O17</p>
	<p>Semelle béton visible</p> <p>Semelle visible en rive droite avec un caniveau bétonné</p> <p>Repère : O16 - D2</p>
	<p>Grillage endommagé en rive droite</p> <p>Une buse rejetant les EP des voiries à l'amont.</p> <p>Repère : D2</p>

Section 2 - Tronçon 2



Autre état de berge

La berge de gauche est soutenue par enrochement non cohésif. La berge droite est en terre et n'a pas été consolidée, il n'y a pas d'habitations à proximité à protéger.

Repère : Amont O15



Enrochement non cohésif

Sur la berge gauche, les enrochements ne sont pas cohésifs, et les pierres et fragments de roches sont mobiles et pourrait être emporté lors d'une crue.

Repère : B9

Section 2 - Tronçon 3

	<p>Dalot passant sous la route</p> <p>Dalot passant sous la route. 1.6 m de large pour 1.1 m de large à 1.5 m du sol.</p> <p>Repère : O11 - C7</p>
	<p>Méandre à l'aval d'un pont bétonné</p> <p>Sinuosité très prononcée (virage de 70 degrés) caractérisée par l'opposition entre une rive concave à droite et convexe en rive gauche. Buse d'évacuation des EP de la route en RD.</p> <p>Repère : O10- B4</p>
	<p>Pont bétonné à l'amont</p> <p>Pied de berge bétonné en rive gauche. Le lit de la rivière a été creusé sur 50 cm sous le pont, ancien enrochement visible en rive droite.</p> <p>Repère : O10</p>


9.5.3. Section 3

Section 3 - Tronçon 1

 A photograph showing a river channel with concrete walls on both sides. The riverbed is composed of large, stacked stones. The water is flowing through the channel. The sky is blue with some clouds.	<p>Aval partie bétonnée</p> <p>Les berges ont été bétonnées et gunitées pour les rendre cohésives. Lit de rivière enroché artificiellement</p> <p>Repère : O9</p>
 A photograph showing a concrete drainage channel (caniveau) on the left bank of the river. The channel is covered with a metal grate. The water is flowing through the channel. The background shows green vegetation and a building.	<p>Caniveau en rive gauche</p> <p>Caniveau bétonné rejetant les eaux pluviales en RG.</p> <p>Repère : O8 – C6</p>
 A photograph showing a concrete weir (seuil) across the river. The water is flowing over the weir, creating a small waterfall. The riverbed is composed of large, stacked stones. The background shows green vegetation and a building.	<p>Fin tronçon bétonné</p> <p>Seuil artificiel et enrochement en lit de berge. Berge enrochée et gunitage sur 1 m. Possible débordement en rive gauche.</p>
 A photograph showing the entrance of an affluent (tributary) into the main river channel. The entrance is a concrete structure with a width of 3 meters and a height of 2 meters. The riverbed is composed of large, stacked stones. The background shows green vegetation and a building.	<p>Arrivée d'affluent</p> <p>Affluent ouvert de 3 m de large et 2 m de haut, bétonné au sol. Enrochement à l'amont de l'entrée avec gunitage</p> <p>Repère : O6</p>

	<p>Fin tronçon bétonné</p> <p>Enrochement en pied de berge en rive droite sur 5 m de large et cohésion naturelle.</p> <p>Repère : O5</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Section 3 - Tronçon 2

	<p>Témoignage de débordement</p> <p>Caniveau bétonné en RG. Témoignage de débordement, le caniveau est sous-dimensionné. L'écoulement passe par-dessus la berge bétonnée.</p> <p>Repère : C4</p>
	<p>Berge droite en travaux</p> <p>Construction d'une canalisation EP de 40 cm par 40 cm à 1,5 m du lit de la rivière.</p>
	<p>Canalisation avec écoulement continu</p> <p>Canalisation des EP en RG avec écoulement en continu. Canalisation de 60 cm de large et de haut à 2 m du sol.</p> <p>Repère : C1</p>

Section 3 - Tronçon 3



Seuil artificiel

Seuil enroché supposé artificiel.
Pierres posées en barrages.



Berge enrochée

Berge enrochée des deux côtés avec
végétation par-dessus. Seuil naturel



Ancien captage

Dispositifs de régulation pour
contrôler le débit de la rivière en
canal rétréci avant. Avant de rejeter
l'eau dans des galeries drainantes
de poste de chloration.

Repère : O1



Lit de rivière naturel

Lit mineur d'une largeur de 1,5 m.
Le lit moyen s'étend sur 10 m de
large. Les berges ne sont pas très
hautes. Enrochement de la berge en
RD.

8.6. Evolution de l'emprise de la rivière Nahoata depuis 1955

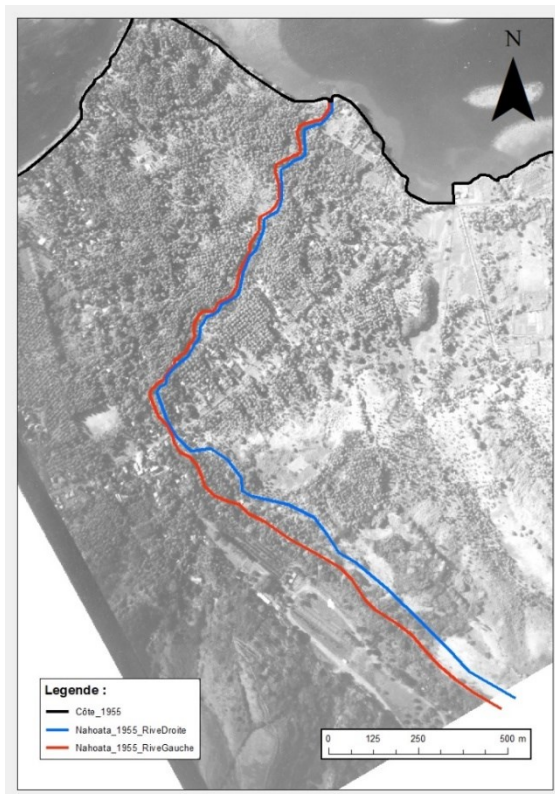


Figure 58 : Situation de la rivière et de ses rives en 1955.

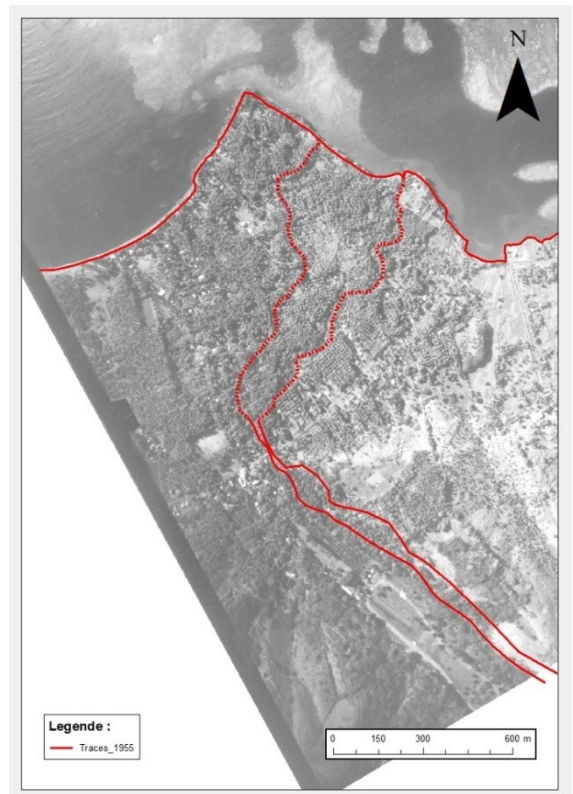


Figure 59 : Zone d'expansion de la rivière en 1955.

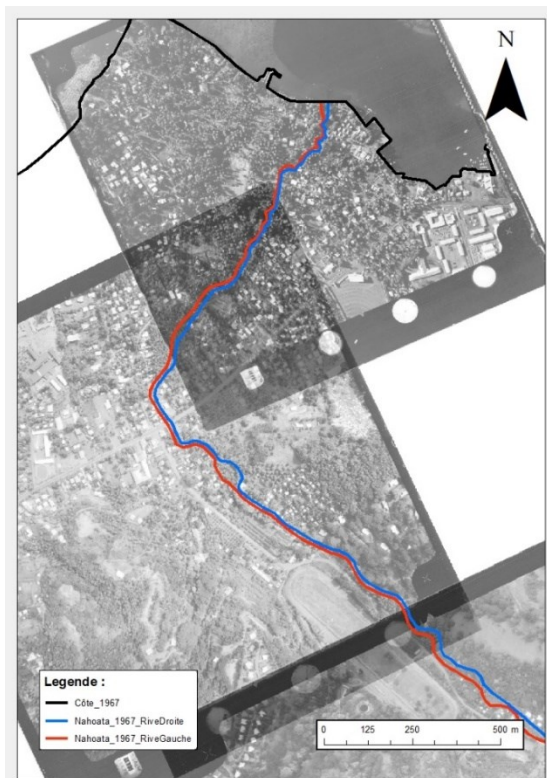


Figure 60 : Situation de la rivière et de ses rives en 1967.

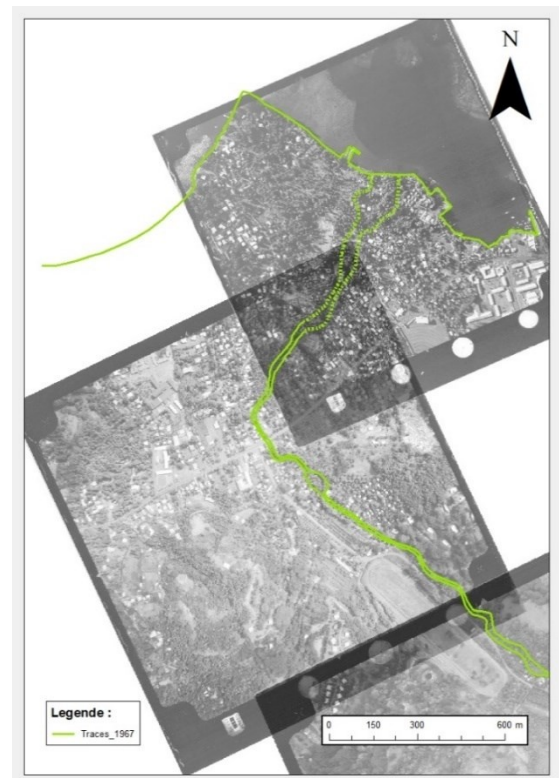


Figure 61 : Zone d'expansion de la rivière en 1967.

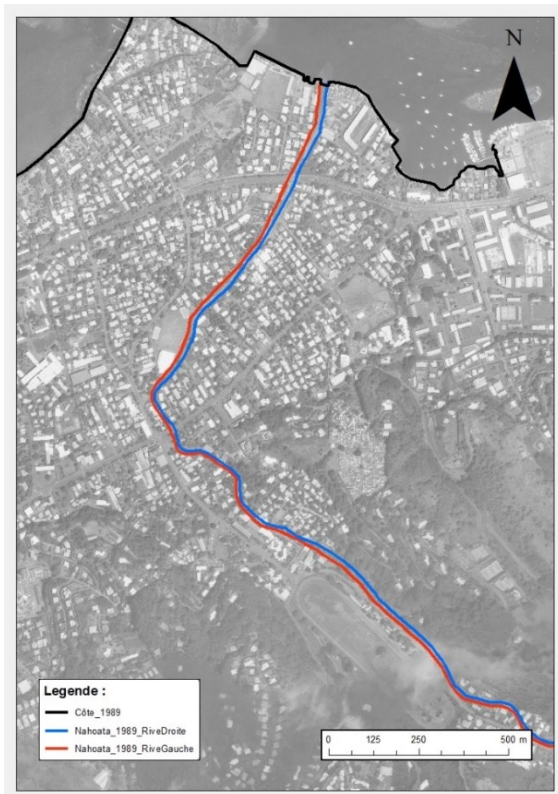


Figure 62 : Situation de la rivière et de ses rives en 1989.



Figure 63 : Zone d'expansion de la rivière en 1989.

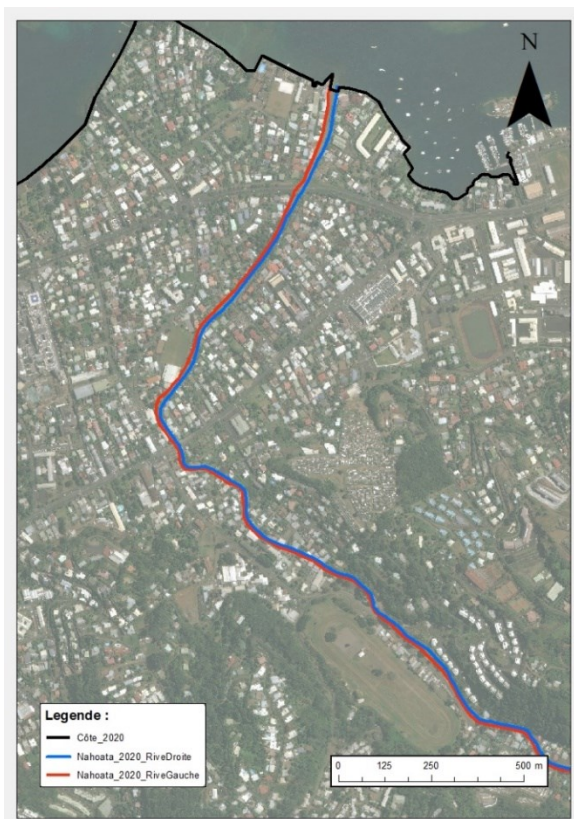


Figure 64 : Situation de la rivière et de ses rives 2020.

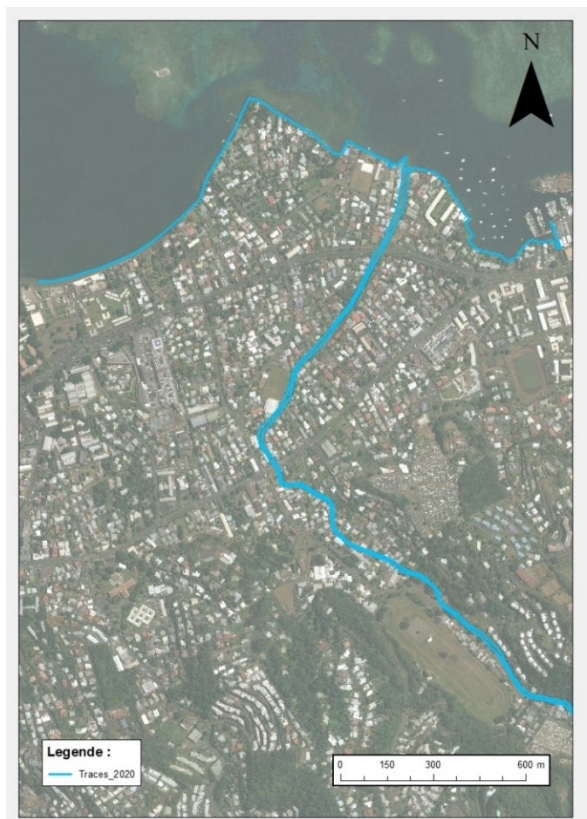


Figure 65 : Zone d'expansion de la rivière en 2010.