



SERVICE DE L'URBANISME

CARTOGRAPHIE DE L'ALEA INONDATION DANS LE CADRE DES PLANS DE PREVENTION DES RISQUES NATURELS DE POLYNESIE FRANÇAISE

RIVIERE URIHAE (TAIARAPU-OUEST)



Affaire n° 2054 19 EP

Date	Version	Rédaction	Validation	Modifications
30/11/2019	V1	GD	AV	-



Société Polynésienne de l'Eau, de l'Electricité et des Déchets
82 chemin vicinal de Tipaerui – Papeete
BP2120 – 98713 Papeete – Tahiti – Polynésie française
Tél (+689) 40 50 81 81 – Fax (+689) 40 41 00 36 – Email : speed@speed.pf

TABLE DES MATIERES

I	CADRE DE L'ETUDE	6
1.1	Objectifs de l'étude.....	6
1.2	Périmètre de l'étude	7
1.3	Etudes et données existantes	8
II	TERRAIN	10
2.1	Données topographiques.....	10
2.2	Visite de terrain.....	Erreur ! Signet non défini.
2.3	Evaluation des ouvrages hydrauliques	15
III	ANALYSE HYDROLOGIQUE	17
3.1	Temps de concentration	17
3.2	Débits caractéristiques	18
3.3	Hydrogrammes de projet.....	19
IV	MODELISATION HYDRAULIQUE	20
4.1	Schéma typologique du modèle	20
4.2	Paramétrage du modèle	21
4.3	Scénarii de modélisation.....	23
V	ANALYSE DE LA DYNAMIQUE DE CRUE	25
5.1	Crue décennale	25
5.2	Crue cinquantennale.....	26
5.3	Crue centennale.....	28

VI	CARTOGRAPHIE DE L'ALEA INONDATION.....	32
6.1	Classification de l'aléa inondation	32
6.2	Cartographies de l'aléa inondation.....	32
6.3	Cartographie finale du PPR	33
VII	DIAGNOSTIC ET PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT	34
7.1	Objectifs et contraintes d'aménagement	Erreur ! Signet non défini.
7.2	Propositions d'aménagement.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3	Estimation financière	34
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	35
	ATLAS CARTOGRAPHIQUE.....	36

LISTE DES FIGURES

Figure 1	Modèle Numérique de Terrain du Service de l'Urbanisme.....	9
Figure 2	: Localisation des riverains enquêtés	11
Figure 3	: Evolution des tracés de la Urihee entre 1984 et 2017(fond de carte : Service de l'Urbanisme, Digitalglobe)	14
Figure 4	: vue sur l'ancien bras de décharge	15
Figure 5	: Pont actuel de la RDC.....	15
Figure 6	: Coupe du futur pont (en cours de réalisation).....	16
Figure 7.	Hydrogrammes synthétiques unitaires pour les débits de projet Q10, Q50 et Q100.	19
Figure 8.	Matrice de rugosité de la plaine d'inondation.	22
Figure 9.	Profil amont du nouveau pont.	23
Figure 10.	<i>Modélisation 1D de la crue décennale de la rivière Urihae.</i>	25
Figure 12.	Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue décennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).....	26
Figure 13.	Modélisation 2D des vitesses d'écoulements maximales en crue décennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).....	26
Figure 14.	Modélisation 1D de la crue cinquantiennale de la rivière Urihae.....	27
Figure 15.	Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue cinquantiennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).....	27
Figure 16.	Modélisation 2D des vitesses d'écoulement maximales en crue cinquantiennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).....	27
Figure 17.	Modélisation 1D de la crue centennale de la rivière Urihae.....	28
Figure 18.	Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue centennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).....	29
Figure 19.	Modélisation 2D des vitesses d'écoulement maximales en crue centennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).....	29
Figure 20.	Modélisation 1D de la crue centennale avec embâcle de la rivière Urihae.....	30
Figure 21.	Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue centennale avec embâcle sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).	30

Figure 22. Modélisation 2D des vitesses d'écoulement maximales en crue centennale avec embâcle sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite). 31

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Principales caractéristiques du bassin-versant de la rivière Urihae.....	8
Tableau 2 : Observations des riverains.....	11
Tableau 3 Dimensions de l'ouvrage hydraulique de la rivière Urihae.....	15
Tableau 4 Détermination du temps de concentration du bassin-versant de la rivière Urihae.	17
Tableau 5. Détermination des débits caractéristiques de la rivière Urihae.	18
Tableau 6 Coefficients de Manning-Strickler en lit mineur.	21
Tableau 7 Coefficients de Manning-Strickler en lit majeur.	22
Tableau 8. Scénarii du projet.	24
Tableau 9. Classification PPRI des niveaux d'aléa inondation.	32

I CADRE DE L'ETUDE

1.1 OBJECTIFS DE L'ETUDE

En Polynésie française et à Tahiti plus particulièrement, les pressions démographique et foncière incitent à étendre et à densifier les constructions et les aménagements sur le bord de mer, dans les vallées et sur les reliefs. Cette évolution expose les populations à un risque de catastrophe naturelle de plus en plus important, conduisant le Pays à mettre en place progressivement depuis 2005 des Plans de Prévention des Risques naturels (PPR).

Les PPR sont des documents réalisés par le Service de l'Urbanisme réglementant l'utilisation des sols au regard des phénomènes naturels extrêmes auxquels ils peuvent être soumis. Ils ont pour objet l'analyse des aléas pouvant affecter un territoire, c'est-à-dire des probabilités d'occurrence de phénomènes naturels d'intensité extrême pour un lieu donné.

Dans le cas du risque inondation, la réalisation des PPR nécessite de cartographier l'aléa inondation pour des événements de différentes magnitudes de référence. Ceux-ci sont caractérisés par des périodes de retour allant de 10 à 100 ans, c'est-à-dire par des probabilités d'occurrence annuelle allant de 10 à 1%. Ces cartographies sont réalisées à partir d'expertises de terrain, d'études hydrologiques et de modélisations hydrauliques.

Ce rapport présente les résultats d'une étude réalisée par la Société Polynésienne de l'Eau, de l'Electricité et des Déchets (SPEED) dans le cadre du marché public n° 01/2018/SAU (Lot 3). Il porte sur la rivière Urihae s'écoulant dans la commune de Taiarapu-Ouest (district de Teahupoo) sur la presqu'île de Tahiti. Les objectifs de cette étude sont de :

- Simuler les débordements observés lors de crues remarquables sur ce cours d'eau ;
- Définir la capacité d'évacuation maximale de son lit mineur ;
- Définir l'extension, la hauteur et la vitesse d'écoulement des crues de référence en lit majeur ;
- Evaluer le risque d'embâcle et ses conséquences possibles sur l'extension des inondations ;
- Diagnostiquer succinctement les ouvrages hydrauliques existants ;
- Proposer des aménagements permettant de réduire l'aléa inondation au droit de ce cours d'eau.

Après avoir brièvement introduit la zone d'étude, nous présentons les différentes observations de terrain qui nous permettront, avec l'analyse des données hydrologiques disponibles, de paramétrer un modèle hydraulique de la rivière Urihae. Les résultats des simulations obtenus pour différents scénarii de crues caractéristiques sont ensuite analysés et traduits en cartographie d'aléa inondation.

Finalement, différentes propositions d'aménagement permettant la mitigation des risques d'inondation et d'érosion au droit de cette rivière sont évaluées au regard des enjeux de vulnérabilité identifiés le long du cours d'eau.

1.2 PERIMETRE DE L'ETUDE

La rivière Urihae s'écoule dans la vallée Aiavaro située dans le district de Teahupoo (PK17.2, commune de Taiarapu-Ouest) sur la presqu'île de Tahiti. Son bassin-versant s'étend sur une superficie de 7.158 km² et s'étire sur une distance maximale de 6 774 m, depuis une altitude maximale de 1 198 m jusqu'au lagon au droit de la pointe Matahihae. La pente moyenne le long du thalweg est importante, de l'ordre de 18 %. En sortie de vallée, elle se conclut par un vaste cône de déjection d'environ 650 m de rayon.

Le secteur d'étude concerne le tronçon aval du linéaire, où sont présentes les habitations, sur une longueur d'environ 1 000 m.



Figure 1. Secteur d'étude et localisation du bassin-versant de la rivière Urihae.
(fond de carte : Service de l'Urbanisme, Digitalglobe Inc. 2017)

CARACTERISTIQUES DU BASSIN-VERSANT	URIHAE
Superficie	7.158 km ²
Plus long chemin hydraulique	6 774 m
Altitude maximale	1 198 m
Altitude minimale	0 m
Pente moyenne le long du thalweg	18 %

Tableau 1. Principales caractéristiques du bassin-versant de la rivière Urihae.

Selon les différentes sources documentaires, la rivière peut être nommée Urihae, Urihee ou Aivaro.

1.3 ETUDES ET DONNEES EXISTANTES

Le bassin-versant de la rivière Urihae est équipé et suivi par le GEGDP :

- Une station limnimétrique fut installée sur la rivière en 1973. Pour différentes raisons (déplacements de la cote 8 à la cote 10 en 1978 à cause des extractions, changements d'équipements et de repères, détarage suite au passage du cyclone Wasa en 1991), des ruptures dans ces enregistrements rendent aujourd'hui délicate leur utilisation dans leur totalité ;
- Les précipitations enregistrées par un pluviomètre sont disponibles à partir de l'année 1999.

Si ces données sont insuffisantes pour estimer avec précision les paramètres hydrologiques clés de la rivière Urihae, différentes études, monographiques ou régionales, apportent cependant d'autres éléments utiles à l'analyse de ce cours d'eau :

- En 2003, Joël Danloux analyse les enregistrements de la station du GEGDP. Tout en signalant les fortes incertitudes existant sur cette station, il retient les valeurs de débits caractéristiques suivantes : 117 m³/s pour la crue décennale (Q10), 188 m³/s pour la crue cinquantennale (Q50) et 224 m³/s pour la crue centennale (Q100).
Pour cette station, les Plus Hautes Eaux (PHE) connues auraient été atteintes lors de la tempête Alan, le 11 avril 1998. Le débit atteint alors, estimé à 187 m³/s, serait de l'ordre de la crue cinquantennale ;
- En 2011, dans une étude consacrée à la rivière voisine de Fauoro (Tiirahi), VAIAD détermine les débits caractéristiques de la rivière Urihae au droit de la station au moyen de la méthode rationnelle. Les valeurs alors retenues sont 88 m³/s (Q10), 137 m³/s (Q50) et 178 m³/s (Q100) ;
- En 2013, la SPEED réalisa un diagnostic hydraulique (modélisation 1D) de la rivière Urihae pour la Direction de l'Équipement. Après comparaison des différentes valeurs et méthodes tirées des références bibliographiques, les valeurs de débits caractéristiques conservées furent 85 m³/s (Q10), 136 m³/s (Q50) et 155 m³/s (Q100) ;

- Par ailleurs, le Service de l'Urbanisme dispose d'un ensemble de données couvrant la totalité de Tahiti qui seront également mobilisées dans cette étude : Une ortho-photographie satellite WorldView3 de 2017, un modèle numérique de terrain obtenu par restitution photogrammétrique à une résolution de 5m en 2013 et une série de photographies aériennes. Concernant notre secteur d'étude, les photographies aériennes disponibles couvrent les années suivantes : 2003, 2002, 2001, 1996, 1993, 1990, 1989, 1987, 1982, 1981, 1977, 1967 et 1955.

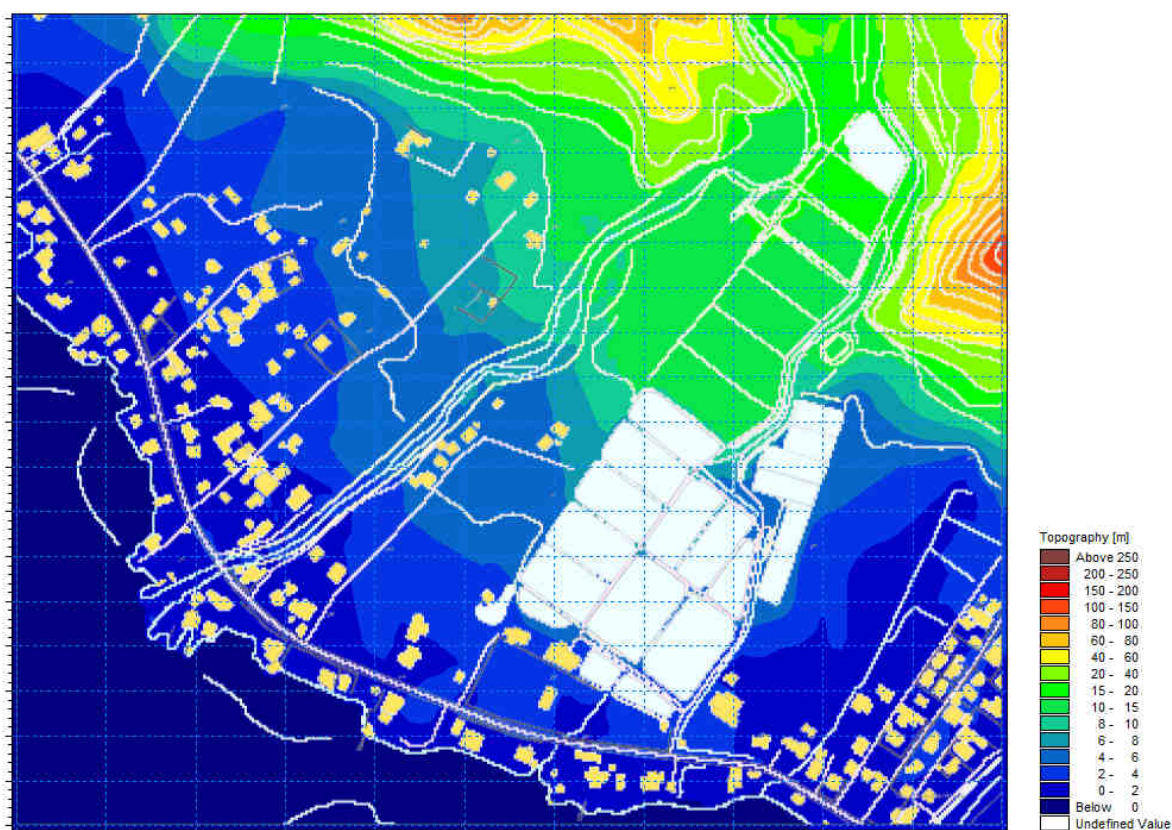


Figure 1 Modèle Numérique de Terrain du Service de l'Urbanisme.

II TERRAIN

2.1 DONNEES TOPOGRAPHIQUES

Le levé topographique du lit mineur de la rivière URIHEE a été réalisé par le cabinet WILD en juillet 2019 et comprend :

- Un profil en long au 1/500 du cours principal sur un linéaire de 1 020 m depuis l'embouchure,
- 15 profils en travers au 1/200 sur le cours principal (espacement moyen de 80 m et sections amont et aval de chaque ouvrage hydraulique),

2.2 ENQUETES DE TERRAIN

2.2.1 Enquête de terrain de mai 2019

Une visite de terrain fut organisée en mai 2019 afin d'effectuer des observations hydrauliques et hydrogéomorphologiques et de mener une enquête auprès des riverains (7 entretiens réalisés).

Ce travail de terrain fut complété par une analyse de photographies aériennes historiques mises à disposition par le Service de l'Urbanisme permettant d'appréhender la dynamique du cours d'eau dans le temps.



Figure 2 : Localisation des riverains enquêtés

Le tableau suivant synthétise les échanges avec les riverains :

Point carte	sur	Durée d'observation	Observations
1		20 ans	Embâcle sous le pont ayant entraîné des débordements au droit de la RDC.
2		17 ans	Débordement en 2011 dû aux embâcles sous le pont.
3		37 ans	Débordement causé par des embâcles sous le pont Erosion sous les culées du pont
4		50 ans (maison récente)	Pas de grande crue
5		Moins de 5 ans	Pas de débordement. Erosion des berges en amont
6		10 ans	Extraction de 3000 m ³ ayant entraîné érosion des berges mais a diminué les débordements
7		55 ans	Bras de décharge qui était avant un cours d'eau Fermé en amont par le propriétaire des bassins. Aujourd'hui, l'eau stagne

Tableau 2 : Observations des riverains

2.2.2 Enquête de terrain de novembre 2013





Pour rappel, l'enquête de terrain réalisée en septembre 2013 lors d'une étude pour la direction de l'Équipement avait mis en évidence les points suivants :

- Le pont actuel de la route de ceinture était très sensible aux embâcles et se bouche régulièrement inondant l'aval de la RDC et une partie des terrains limitrophes en amont. L'événement le plus marquant dernièrement recensé date de 2010.
- En amont de la zone enrochée, les berges sont sensibles à l'érosion. Plusieurs mètres de berges ont ainsi été emportés à l'extrados du coude au droit de la propriété Tetuanui en 2010 (P7). En dehors des crues, cette zone présente au contraire une tendance à s'engraver.

2.3 OBSERVATIONS

Le tableau ci-dessous présente les observations des cours d'eau de l'amont vers l'aval en mai 2019

<p>Tronçon amont – P2/P3 – PM80-170</p> <p>Vue vers l'aval sur la zone de mobilité à l'intrados, en rive droite</p> <p>Cours d'eau naturel (non enroché)</p> <p>Blocs décimétriques à métriques</p>	
<p>Tronçon intermédiaire– P6/P8 – PM300-550</p> <p>Vue vers l'aval sur la zone de mobilité à l'extrados en rive gauche</p> <p>Cours d'eau naturel sauf à proximité des habitations (enrochements)</p> <p>Blocs décimétriques</p>	

<p>Tronçon intermédiaire– P8– PM550</p> <p>Vue vers l'aval</p> <p>Cours d'eau recalibré (20 m de large en moyenne) – berges protégées par les produits de curage</p> <p>Blocs décimétriques avec petits seuils</p>	
<p>Tronçon aval – P12 – P11 – PM750-850</p> <p>Vue vers l'amont</p> <p>Cours d'eau enroché, sous influence lagonaire</p> <p>Présence de merlons en rive droite servant de digues</p>	
<p>Tronçon aval– P13 – PM900</p> <p>Vue vers l'aval sur le pont actuel de la RDC (réfection entamée depuis)</p> <p>Cours d'eau enroché, sous influence lagonaire</p>	
<p>Tronçon aval– P14-15 – PM930 à 1100</p> <p>Vue vers l'embouchure</p> <p>Cours d'eau enroché, sous influence lagonaire</p>	

2.3.1 Evolution morphologique des rivières

L'analyse des prises de vue aériennes de mars 1984 permet d'observer la modification du tracé de la rivière depuis cette époque.

La rivière Urihee présente des méandres qui se sont déplacés au fil du temps. On note que les méandres ont été corrigés sur la partie aval entre 1987 (en fait après 2010) et 2017.

Ainsi le méandre aval (PM 300-550, cerclé en rouge sur la photographie de 1987) correspond en fait à une large bande de mobilité du lit, qui a été sollicitée lors des crues de 2010. La construction d'habitations en rive gauche juste en aval de cette zone de mobilité, après les crues de 2010, a figé le déplacement du méandre, qui a ensuite été rectifié.

En revanche, le premier méandre en amont s'est accentué après 2010 et n'a pas fait l'objet de correction, en l'absence de pression urbanistique.

Enfin, il subsiste aujourd'hui la trace d'un bras de décharge (en pointillé sur la photo de 1977) qui était historiquement connecté à la Urihee.

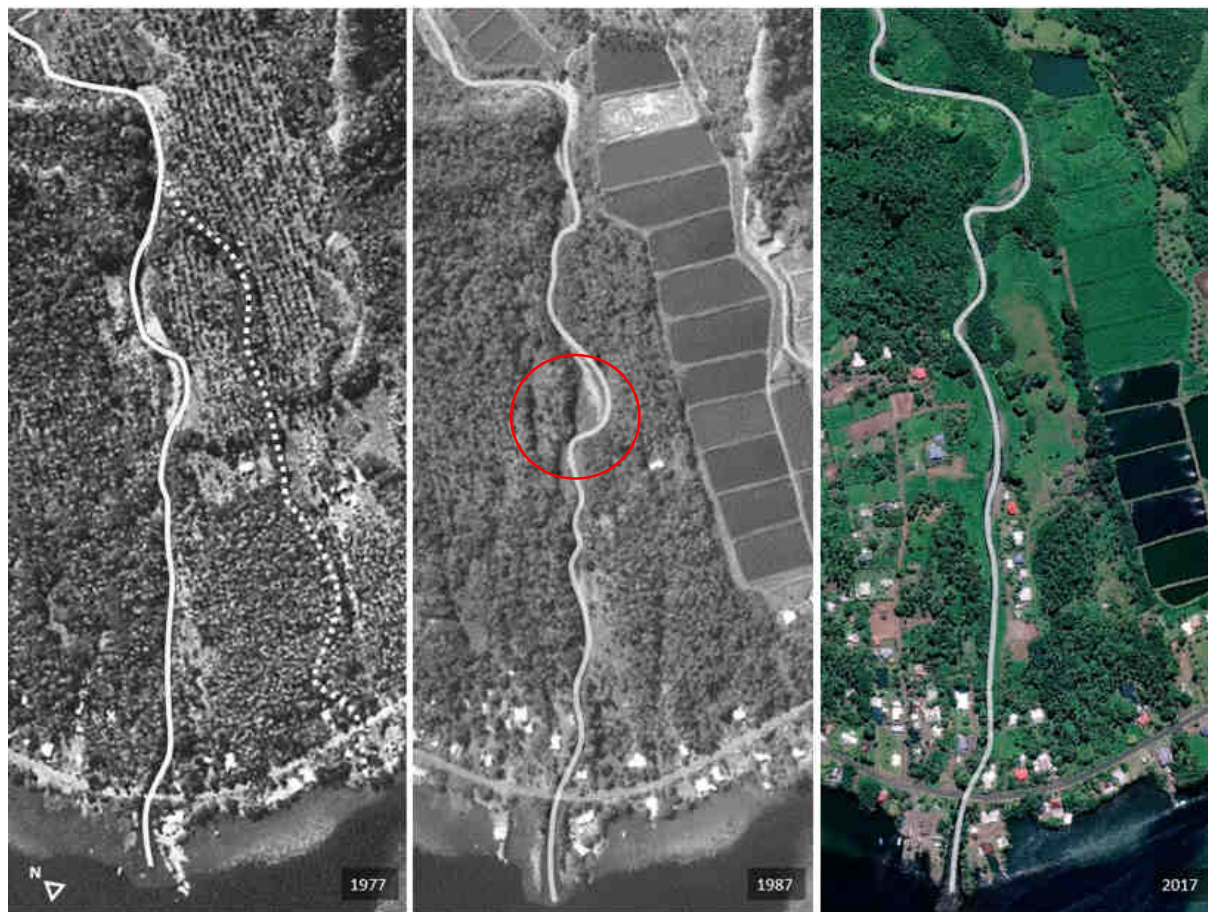


Figure 3 : Evolution des tracés de la Urihee entre 1984 et 2017(fond de carte : Service de l'Urbanisme, Digitalglobe)

Ce bras de décharge a été observé sur le terrain, sous forme de noue puis de fossé marqué. Il possède son exutoire propre en mer et a été déconnecté de la Urihee en amont.



Figure 4 : vue sur l'ancien bras de décharge

2.4 EVALUATION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

Un seul ouvrage de traversée est localisé sur la Urihee : il s'agit du pont de la RDC, en cours de reconstruction.

OUVRAGE	HAUTEUR	LARGEUR	SECTION	LONGUEUR
Pont actuel RDC	1.7 m	10 m	15.3 m ²	9 m

Tableau 3 Dimensions de l'ouvrage hydraulique de la rivière Urihee

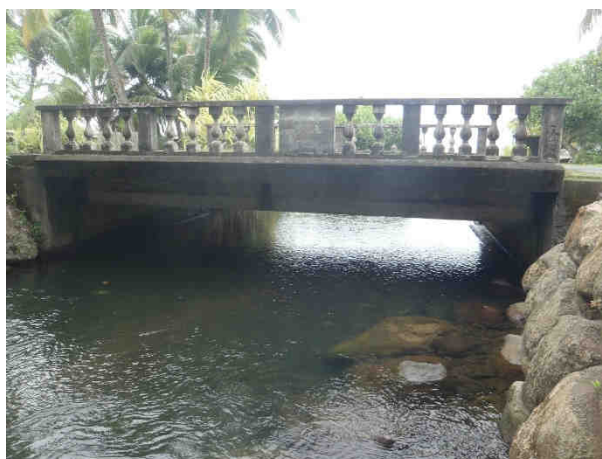


Figure 5 : Pont actuel de la RDC

Les dimensions du nouveau pont en cours de construction sont indiquées sur la coupe ci-dessous, issue du DCE (plan de recollement, non disponible) :

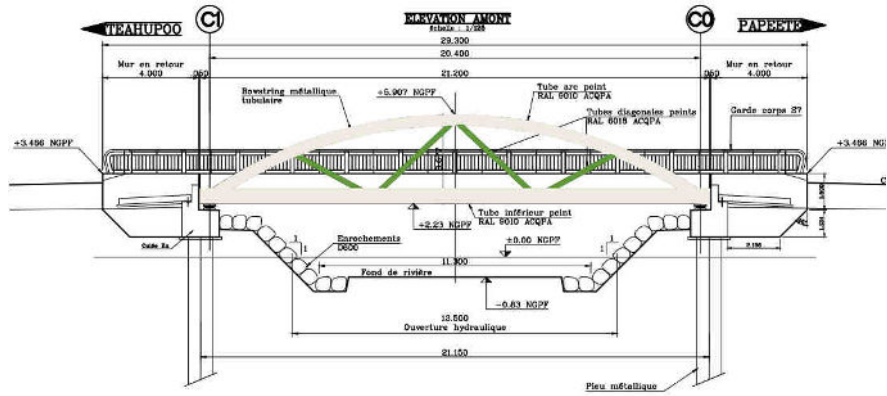


Figure 6 : Coupe du futur pont (en cours de réalisation)

Les données du nouveau pont sont utilisées pour la suite de l'étude.

III ANALYSE HYDROLOGIQUE

Le bassin-versant de la rivière Urihae dispose d'observations hydrologiques anciennes, ponctuelles et incertaines qui ne sont par conséquent pas suffisantes pour permettre de caractériser finement les débits caractéristiques de ce cours d'eau au-delà du débit de crue décennale. Par ailleurs, il n'existe pas de mesures pluviométriques sur ce bassin. Il est donc nécessaire ici d'estimer les débits caractéristiques de la rivière Urihae ainsi que son hydrogramme de crue à partir des données existantes sur des bassins voisins similaires et des caractéristiques géographiques de son bassin-versant.

Conformément à l'usage dans ce type de situation, l'hypothèse de travail retenue ici est celle d'une pluie unitaire et uniforme s'abattant sur la totalité du bassin-versant pendant une durée correspondant à son temps de concentration. Ces précipitations résultent alors en un hydrogramme de crue synthétique unitaire.

3.1 TEMPS DE CONCENTRATION

FORMULE	TEMPS DE CONCENTRATION (min)
Giandotti	45.2
Izzard-Meunier	44.5
Kirpich	33.8
Ven Te Chow	33.8
Ventura	48.6
TEMPS DE CONCENTRATION DE PROJET	41.2

Tableau 4 Détermination du temps de concentration du bassin-versant de la rivière Urihae.

Le temps de concentration est une caractéristique essentielle du bassin-versant. Selon les méthodes choisies, il est utilisé dans l'estimation des débits caractéristiques ainsi que dans la construction de l'hydrogramme de crue synthétique. Au cours des années, de nombreuses formules ont été proposées dans la littérature. Nous ne retenons ici que les formules les plus communes adaptées aux bassins-versants naturels/ruraux de petite dimension.

Le temps de concentration retenu dans cette étude est $T_c = 41.2$ min. Il correspond à la moyenne des valeurs obtenues par les différentes formules utilisées desquelles on retire les 2 valeurs extrêmes.

3.2 DEBITS CARACTERISTIQUES

Les débits caractéristiques de la rivière Urihae ont fait l'objet de plusieurs estimations par le passé au moyen de différentes méthodes. Nous proposons ici de nouvelles estimations résultant de l'application de la méthode rationnelle pour l'estimation du débit de référence décennal et de son extrapolation par la méthode du gradex pour l'estimation des débits de référence cinquantennal et centennal.

Cette méthode est successivement appliquée à partir des paramètres hydrologiques (coefficients de Montana dérivés des valeurs d'Intensité-Durée-Fréquence) de différentes stations :

- La station météorologique de Faa'a, qui présente la plus longue série de données avec des valeurs d'IDF déterminées sur une période de 50 ans (1958-2008) ;
- La station de Taravao, plus proche géographiquement du bassin-versant étudié mais ne disposant d'observations que pour une période de 20 ans seulement.

Par ailleurs, pour l'application de la méthode rationnelle, un coefficient de ruissellement $C = 0.55$ est retenu. Celui-ci correspond à la valeur retenue par la SPEED en 2013 et est cohérent avec celui retenu dans l'étude VAIAD de 2011 (0,5 pour le coefficient décennal). En outre, l'imperméabilisation des sols sur le bassin-versant (0.28% de la surface) est ici trop faible pour être impactante.

METHODE	Q10 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)
DANLOUX 2003 Ajustement statistique (1979-2003)	117	188	224
VAIAD 2011 Méthode rationnelle (station : Taravao)	88	137	178
SPEED 2013 Ajustement statistique (1979-1992) + Gradex (station : Taravao)	85	136	155
Méthode rationnelle + Gradex (station : Taravao)	101	144	162
Méthode rationnelle + Gradex (station : Faa'a)	90	141	162
DEBITS DE PROJET	90	141	162

Tableau 5. Détermination des débits caractéristiques de la rivière Urihae.

Les estimations réalisées par Danloux en 2003 à partir de l'analyse statistiques des données hydrologiques disponibles semblent significativement surestimer les débits de crues. Ceci est cohérent avec les ruptures et les décalages observés dans la série de données de la station hydrologique du bassin-versant. Les données post-1992 en particulier semblent ne pas pouvoir être utilisées du fait de leurs valeurs anormalement élevées.

Les autres estimations proposent des valeurs relativement similaires les unes aux autres. On note en particulier que la méthode rationnelle + gradex apporte des résultats quasi-identiques en Q50 et Q100 quel que soit la station pluviométrique de référence utilisée. Nous utiliserons ici les résultats obtenues à partir des données pluviométriques de Faa'a qui sont statistiquement les plus robustes du fait de la

longueur de la série de mesures, et qui sont les plus cohérents avec l'ajustement statistique sur les données existantes (période 1973-1992) pour le Q10 d'une part, avec les valeurs de Q50 et de Q100 utilisés dans les études SPEED et VAIAD précédentes d'autre part.

Les débits de crues caractéristiques retenus dans cette étude seront par conséquent 90 (Q10), 141 (Q50) et 162 m³/s (Q100).

On note finalement que si les plus fortes crues observées sur les rivières de Teahupoo semblent être celles du 11 avril 1998 lors du passage de la tempête Alan, la valeur de 187 m³/s avancée par Danloux, de l'ordre de son Q50 donc mais supérieur au Q100 retenu ici, est très incertaine du fait de l'impossibilité de se fier aux enregistrements de la station du bassin-versant au-delà de 1992.

3.3 HYDROGRAMMES DE PROJET

Ne disposant pas d'enregistrement d'hydrogramme unitaire de crue sur la rivière Urihae, des hydrogrammes synthétiques unitaires, de type triangulaire, sont générés pour chacun des 3 débits de projet à partir du temps de concentration du bassin-versant.

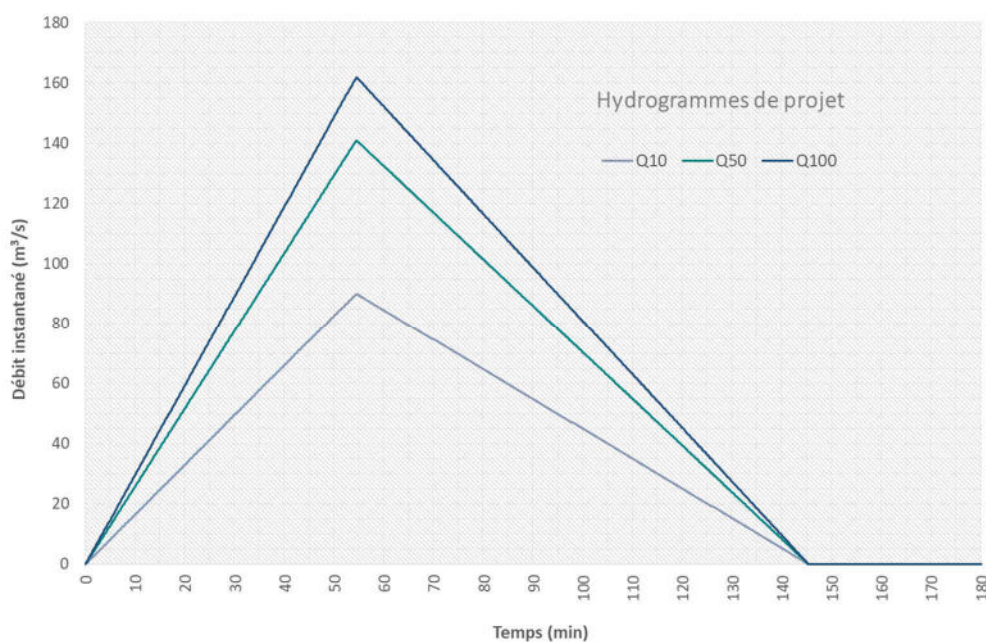


Figure 7. Hydrogrammes synthétiques unitaires pour les débits de projet Q10, Q50 et Q100.

IV MODELISATION HYDRAULIQUE

4.1 SCHEMA TYPOLOGIQUE DU MODELE

4.1.1 Modélisation 1D sous Mike 11

La modélisation de l'écoulement dans le lit mineur s'effectue au moyen du logiciel unidimensionnel MIKE 11. Celui-ci reconstitue la géométrie du lit mineur par l'intégration des données issues des levés topographiques (profil en long et profils en travers) pour permettre une analyse fine des écoulements le long du linéaire de la rivière (hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement, débits, points de débordement...).

4.1.2 Modélisation 2D sous Mike 21

Le logiciel MIKE 21 est utilisé pour modéliser la plaine d'inondation à une résolution de 10 m à partir des données topographiques disponibles et du modèle numérique de terrain du Service de l'Urbanisme. Ce modèle bidimensionnel permet de simuler les écoulements de surface dans le lit majeur en fonction des obstacles topographiques naturels et artificiels (digues, remblais...) et d'en extraire entre autres les hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement nécessaires à la cartographie de l'aléa inondation.

On notera que dans cette étude, compte tenu du type d'urbanisation, les bâtiments sont considérés comme transparents hydrologiquement, c'est-à-dire que leur influence sur les écoulements n'est pas prise en compte directement à l'échelle du bâti, mais seulement de manière plus large à travers des coefficients de rugosité adaptés.

4.1.3 Couplage 1D-2D sous Mike Flood

Le couplage des modèles 1D et 2D s'effectue finalement sous l'interface MIKE FLOOD qui connecte le lit mineur à sa plaine d'inondation. Les déversements de l'un vers l'autre, et réciproquement, sont modélisés au moyen de lois de seuil automatisées en fonction de la cote des berges, de la cote du lit majeur et du niveau d'eau.

4.1.4 Limites du modèle hydraulique

Les limites du modèle hydraulique sont principalement :

- La précision de la géométrie du lit mineur, dépendant en particulier de la densité de profils en travers levés sur le terrain ;

- La précision de la topographie du lit majeur, dépendant de la qualité des données topographiques disponibles (points géodésiques, modèle numérique de terrain réalisé par restitution photogrammétrique, données LIDAR...);
- Le calage des paramètres de rugosité en lit mineur et en lit majeur à partir de mesures ou d'observations précises d'événements passés ou, à défaut, d'estimations tirées de la littérature.

4.2 PARAMETRAGE DU MODELE

4.2.1 Rugosité du lit mineur

La rugosité du lit mineur est caractérisée par des coefficients de Strickler (ou Manning's M) exprimés en $m^{1/3}/s$. Faute d'observations ou témoignages permettant de caler empiriquement ces coefficients de Strickler, nous retenons, après analyse de la littérature scientifique, les valeurs suivantes pour chacun des tronçons rencontrés le long du linéaire de la rivière.

TRONCON	NATURE DU LIT MINEUR	MANNING-STRICKLER ($m^{1/3}/s$)
Chenal à méandres	Berges naturelles végétalisées, présence de blocs	25
Chenal rectiligne amont	Berges endiguées, partiellement enrochées	30
Pont de la RDC	Berges enrochées	35
Chenal rectiligne aval	Berges endiguées, partiellement enrochées	30
Embouchure	Berges naturelles végétalisées	25

Tableau 6 Coefficients de Manning-Strickler en lit mineur.

4.2.2 Rugosité de la plaine d'inondation

De la même manière, des coefficients de Strickler relatifs à chaque type de surface caractérisent la rugosité de la plaine d'inondation sous la forme d'une matrice géoréférencée.

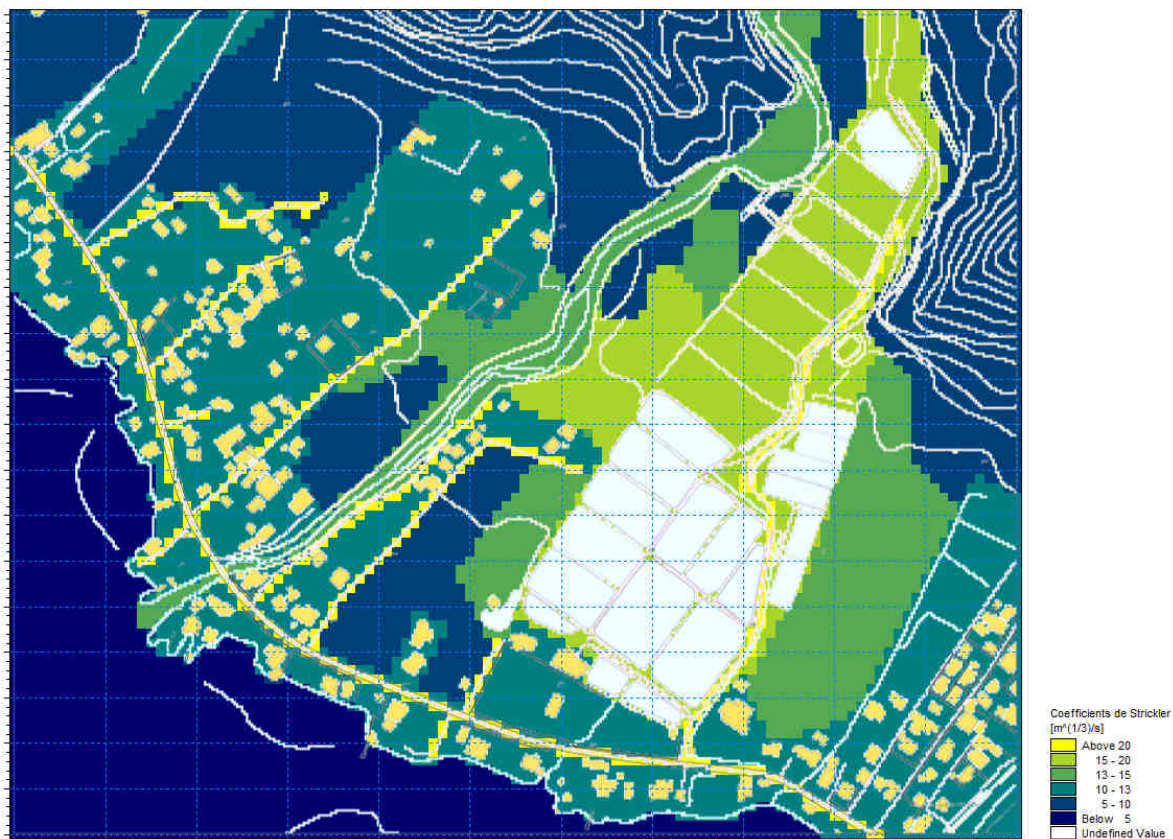


Figure 8. Matrice de rugosité de la plaine d'inondation.

Les valeurs suivantes sont retenues en accord avec les données issues de la littérature scientifique :

NATURE DU LIT MAJEUR	MANNING-STRICKLER ($m^{1/3}/s$)
Surface dégagée non-végétalisée	25
Surface dégagée peu végétalisée (herbes basses)	20
Surface dégagée très végétalisée (herbes hautes, buissons)	15
Surface forestière	8
Zone d'habitat rural de densité modérée	13

Tableau 7 Coefficients de Manning-Strickler en lit majeur.

4.3 SCENARIIS DE MODELISATION

Le modèle hydraulique est utilisé afin de simuler les écoulements de la rivière Urihae pour différents scénarii. Chaque scénario est caractérisé par un débit de crue (condition limite amont du modèle), un niveau lagonaire (condition limite aval du modèle) et la modélisation ou non d'embâcle au droit des ouvrages hydrauliques sensibles à ce type de phénomène.

Pour les embâcles, une réduction de 50% de la section est simulée au droit du pont de la RDC lors d'une crue centennale. On note également que pour l'ensemble des simulations, la **section au droit de la RDC correspond à celle du nouveau pont en construction** au moment de la rédaction du rapport, et non à celle de l'ouvrage observé lors de la visite de terrain.

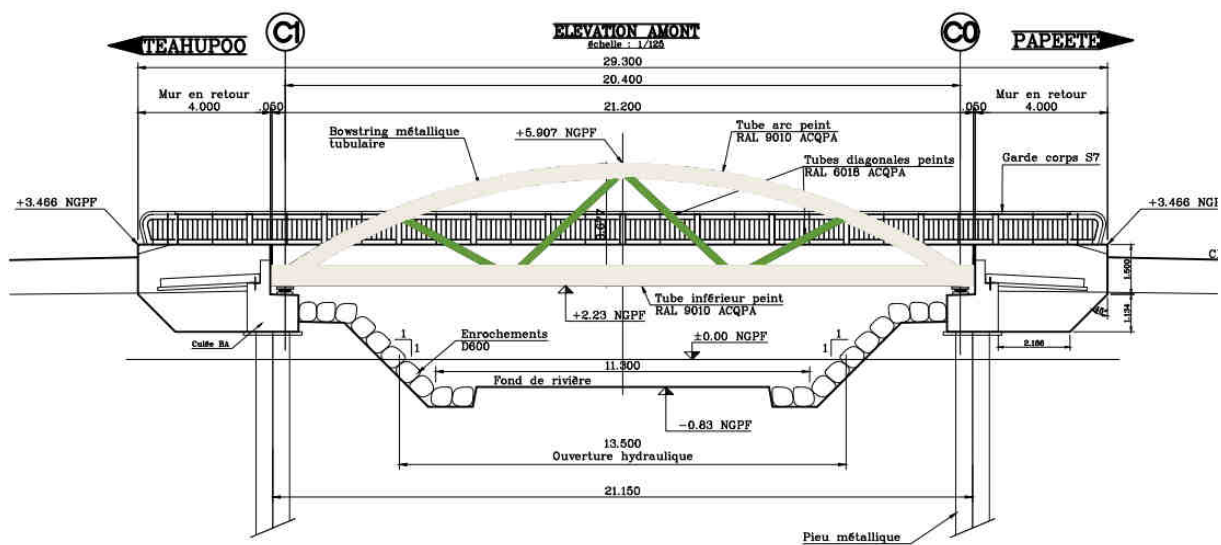


Figure 9. Profil amont du nouveau pont.

Par ailleurs, la vulnérabilité des berges endiguées lors de crues extrêmes est évaluée au droit des profils topographiques. Là où la pente est supérieure à la pente d'équilibre caractérisée par le rapport 3H2V (3 unités horizontales pour 2 unités verticales), la géométrie du lit mineur est corrigée en calculant la hauteur de la berge érodée.

Conformément aux objectifs de l'étude, des simulations des crues décennale, cinquantiennale et centennales avec et sans embâcle sont donc réalisées. Des simulations complémentaires permettent également d'évaluer la sensibilité du modèle aux variations du niveau lagonaire, au nombre d'embâcles, à la suppression ou non des digues et à la construction du nouveau pont.

On note finalement que la plus grande crue observée sur le bassin versant de la rivière Urihae ne fait pas l'objet d'une simulation dans cette étude. Danloux estime qu'il s'agit d'une crue cinquantiennale survenue lors du passage de la tempête Alan en avril 1998, mais ses estimations lui attribuent un débit supérieur au Q100 retenu dans notre étude. Aussi, faute de données fiables ou de témoignages détaillés, il n'est pas possible de caractériser cet évènement avec la précision nécessaire.

SCENARIO	DEBIT	NIVEAU LAGONAIRE	EMBÂCLE	AUTRES ELEMENTS
Crue décennale	90 m ³ /s	0m NGF	-	Nouveau pont et érosion des digues
Crue cinquantennale	141 m ³ /s	0m NGF	-	Nouveau pont et érosion des digues
Crue centennale avec surcote marine	162 m ³ /s	+1m NGF	-	Nouveau pont et érosion des digues
Crue centennale avec surcote marine et embâcles	162 m ³ /s	+1m NGF	Pont de la RDC (50%)	Nouveau pont et érosion des digues

Tableau 8. Scénarii du projet.

V ANALYSE DE LA DYNAMIQUE DE CRUE

5.1 CRUE DECENNALE

Lors de la simulation du scénario de crue décennale, l'intrados du méandre principal dans le tronçon amont (PM80 à PM170), correspondant au lit moyen de la rivière, est inondé à partir de $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$.

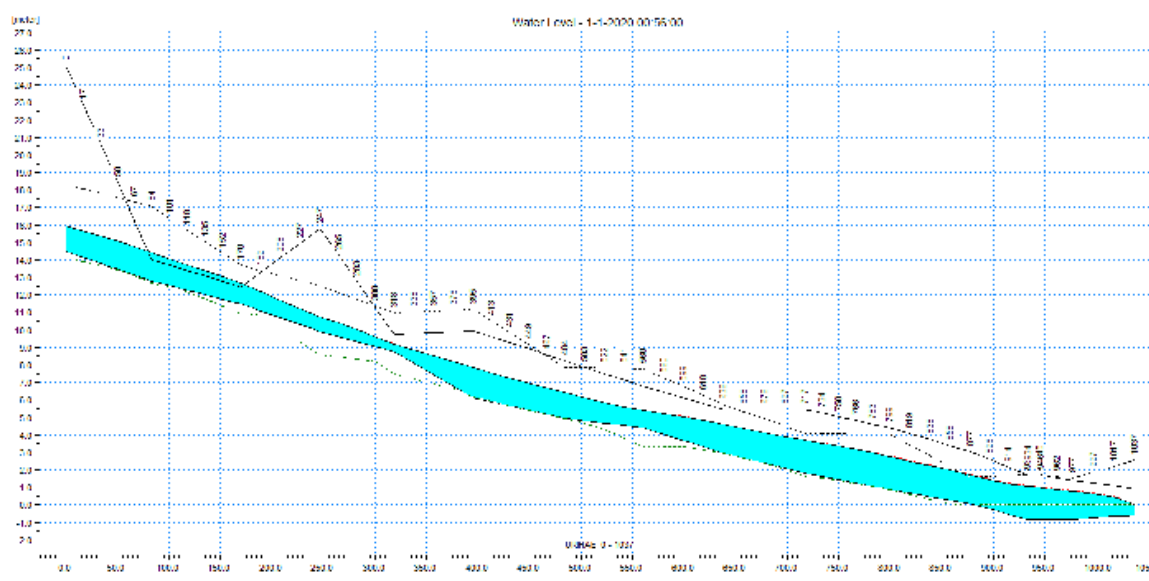


Figure 10. Modélisation 1D de la crue décennale de la rivière Urihae.

Dans l'hypothèse d'une érosion des digues (structurellement non conformes), un second point de débordement est observé en rive gauche du tronçon aval (PM877, $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$). Pour ce débit, l'extension de l'inondation demeure cependant réduite.

En crue décennale, le tirant d'air au droit du pont de la RDC est de 1.15 m.



Figure 11. Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue décennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).



Figure 12. Modélisation 2D des vitesses d'écoulements maximales en crue décennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

5.2 CRUE CINQUANTENNALE

Dans le scénario de crue cinquantennale s'ajoute au schéma précédent un point de débordement supplémentaire, en rive gauche, indépendamment de l'état des digues. Au PM720, la rivière sort ainsi de son lit à partir de $Q = 130 \text{ m}^3/\text{s}$ et s'écoule alors le long du lit mineur.

Dans l'hypothèse d'une érosion des digues, cet écoulement en lit majeur rejoint le point de débordement aval (PM877 pour $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$) L'espace touché par l'inondation s'évase alors pour former un demi-cône le long de la rive gauche aval et de l'embouchure.

En crue cinquantennale, le tirant d'air au droit du pont de la RDC est de 0.80 m.

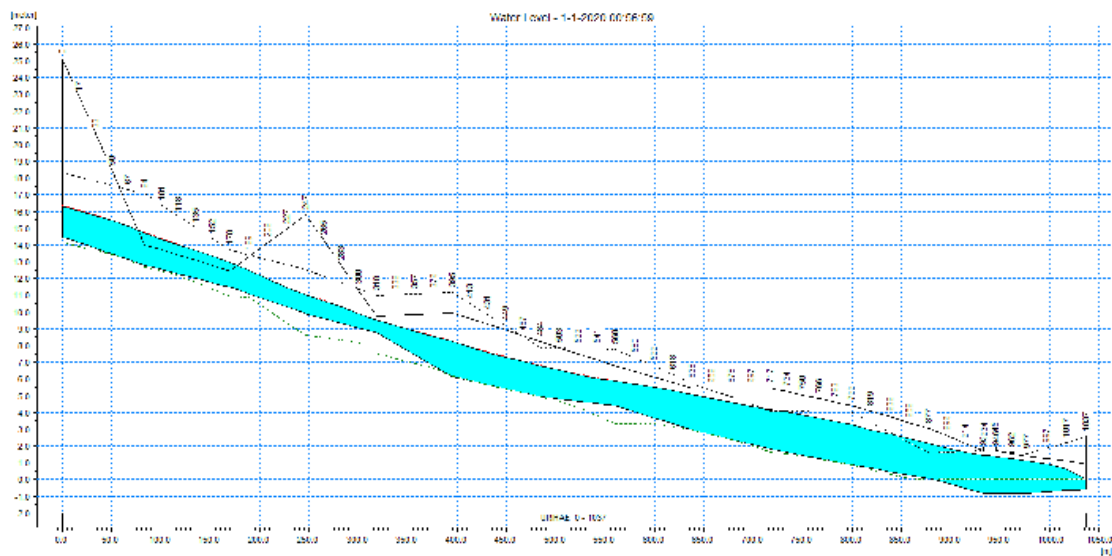


Figure 13. Modélisation 1D de la crue cinquantennale de la rivière Urihae.

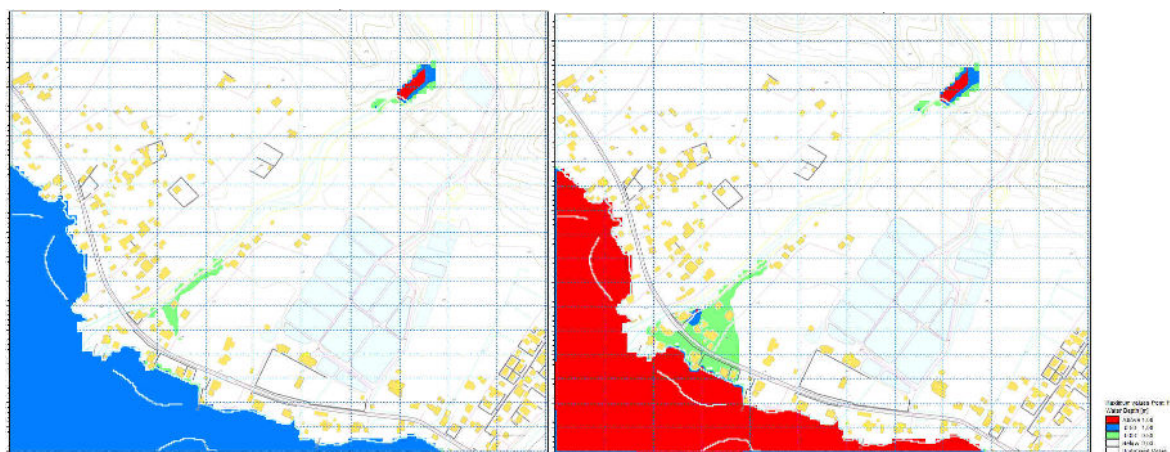


Figure 14. Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue cinquantennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

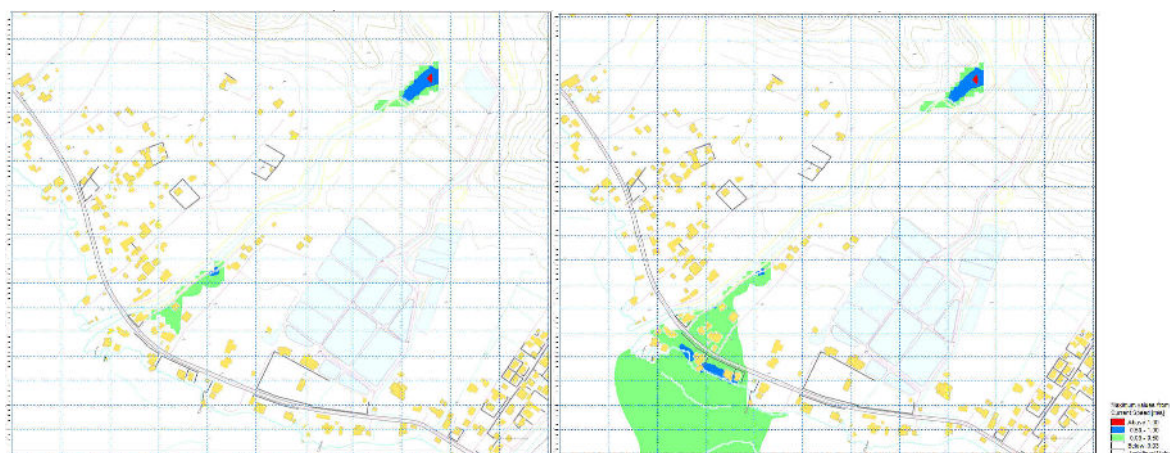


Figure 15. Modélisation 2D des vitesses d'écoulement maximales en crue cinquantennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

5.3 CRUE CENTENNALE

5.3.1 Crue centennale sans embâcle

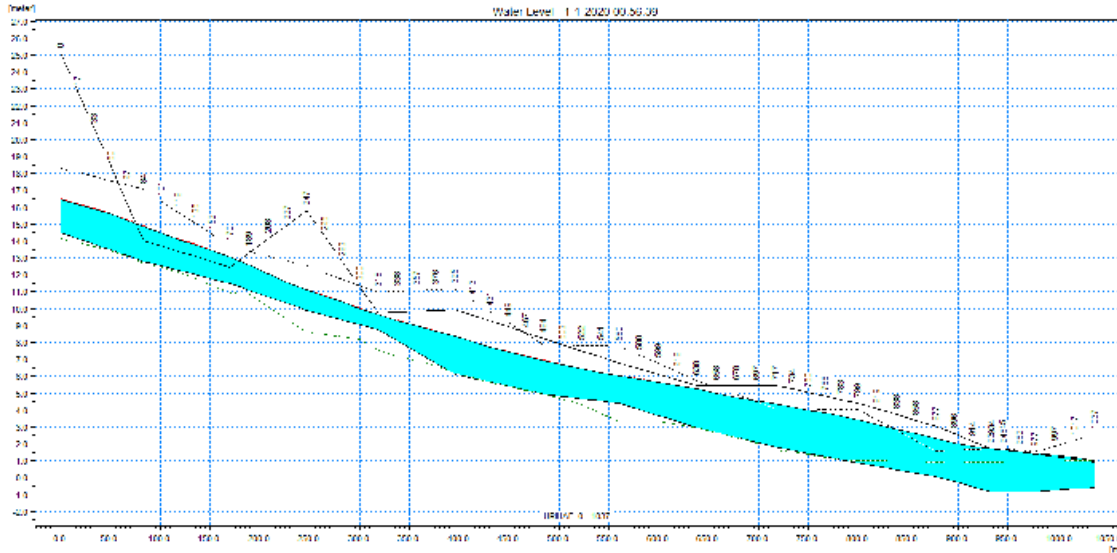


Figure 16. Modélisation 1D de la crue centennale de la rivière Urihae.

Avec des débordements relativement similaires au scénario précédent, la simulation de crue centennale conserve les mêmes points de débordements :

- PM87-170 pour $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$
- PM720 pour $Q = 130 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'écoulement en rive gauche, plus important que dans le scénario précédent, s'écoule cette fois-ci jusqu'à la route de ceinture.

Dans l'hypothèse d'une **érosion des digues**, l'écoulement en lit majeur est renforcé par le point de débordement aval (PM877, $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$) et franchit alors la RDC pour atteindre le rivage.

A ceci s'ajoute également un débordement moins important en rive droite en aval du pont de la RDC (PM1000 pour $Q = 135 \text{ m}^3/\text{s}$), résultant principalement de la combinaison de la surcote marine et de la concomitance du pic de crue avec le retour d'une partie du débordement amont dans le lit mineur.

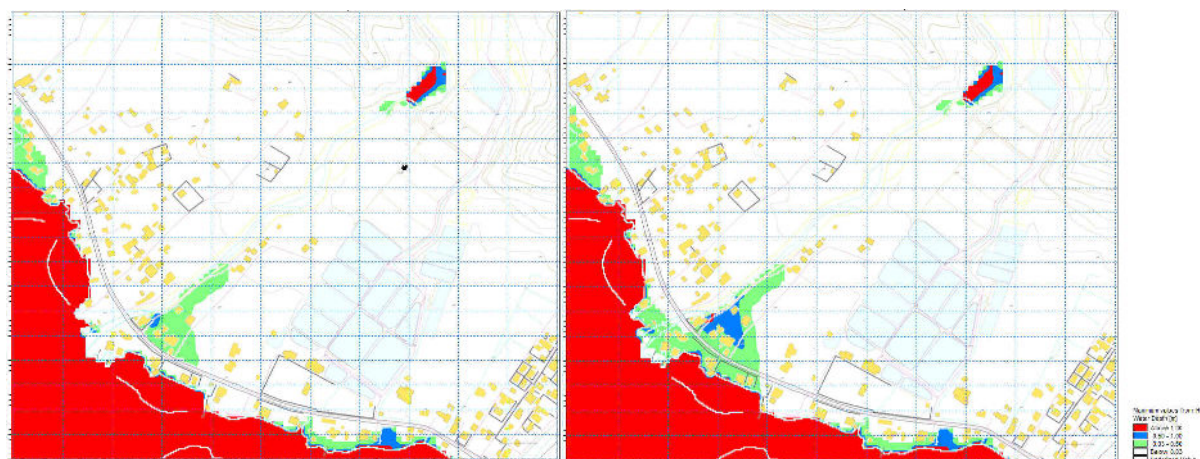


Figure 17. Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue centennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

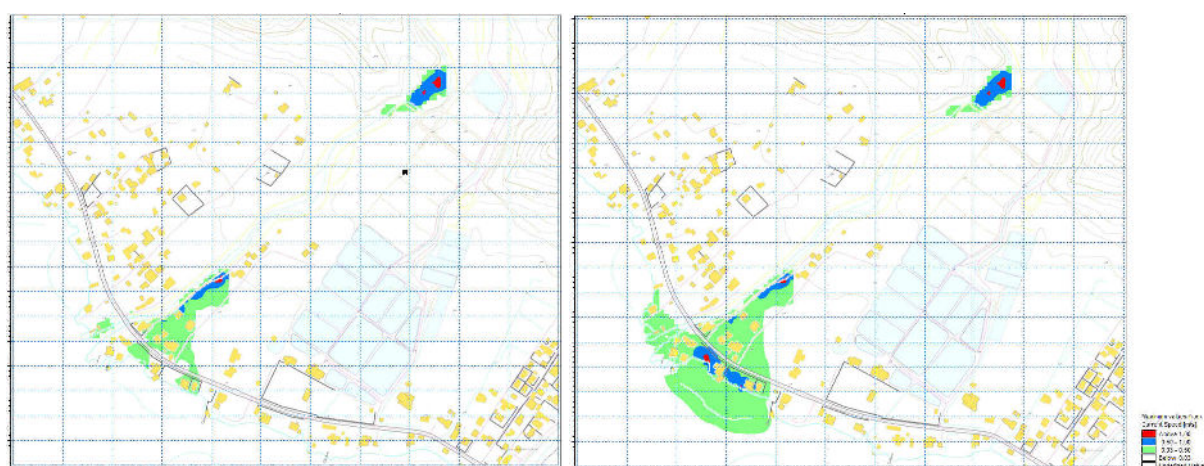


Figure 18. Modélisation 2D des vitesses d'écoulement maximales en crue centennale sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

En crue centennale, le tirant d'air au droit du pont de la RDC est de 0.50 m. On note par ailleurs que si la surcote marine modifie marginalement les débordements observés, elle réduit en revanche le tirant d'air sous le pont de la RDC d'une quinzaine de centimètres (0.65 m lorsque le niveau lagonaire est à 0m NGF).

5.3.2 Crue centennale avec embâcle

La simulation d'un embâcle au droit du pont de la RDC, par une réduction de sa section de 50%, aboutit à une augmentation sensible du débordement observé. Celui se fait d'abord en rive gauche (PM930-940 pour $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$), le long de laquelle le débordement s'écoule vers l'aval, mais peut également toucher la rive droite en amont de la route de ceinture (PM930 pour $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) dans le cas d'une surcote marine de 1 m. Cette dernière cause alors également des débordements en aval de la RDC.

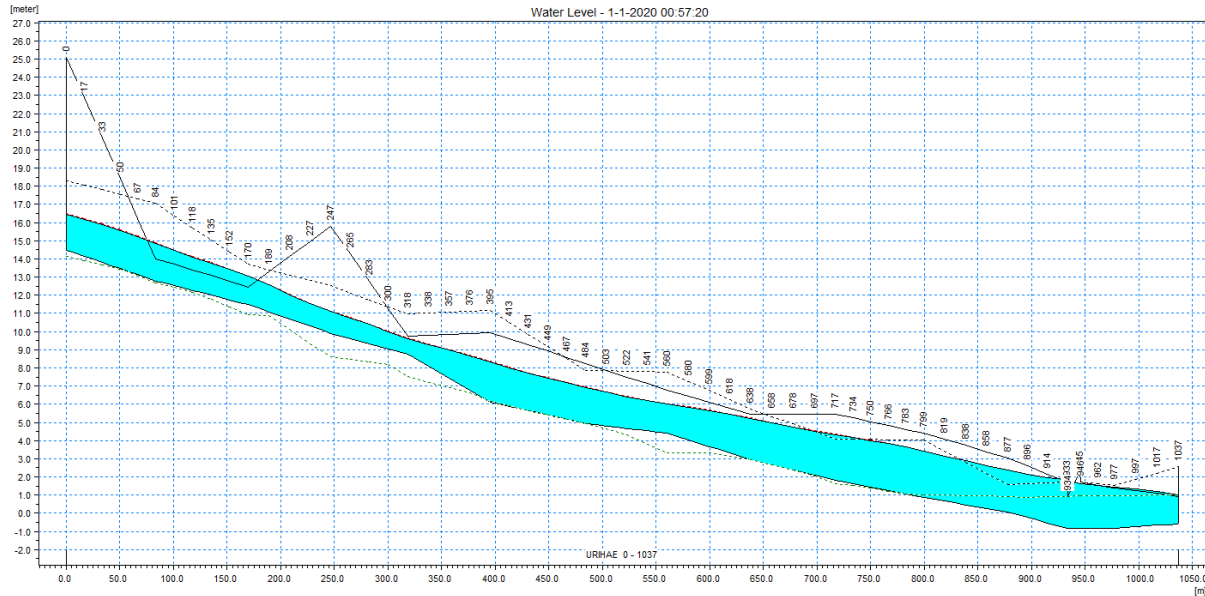


Figure 19. Modélisation 1D de la crue centennale avec embâcle de la rivière Urihae.

Dans l'hypothèse d'une érosion partielle des digues, le débordement en rive gauche est renforcé par l'embâcle, diminuant par conséquent le débordement de rive droite. En revanche, en aval de la RDC, le débordement en rive droite est lui aussi renforcé (dans le cas d'une surcote marine de 1 m).

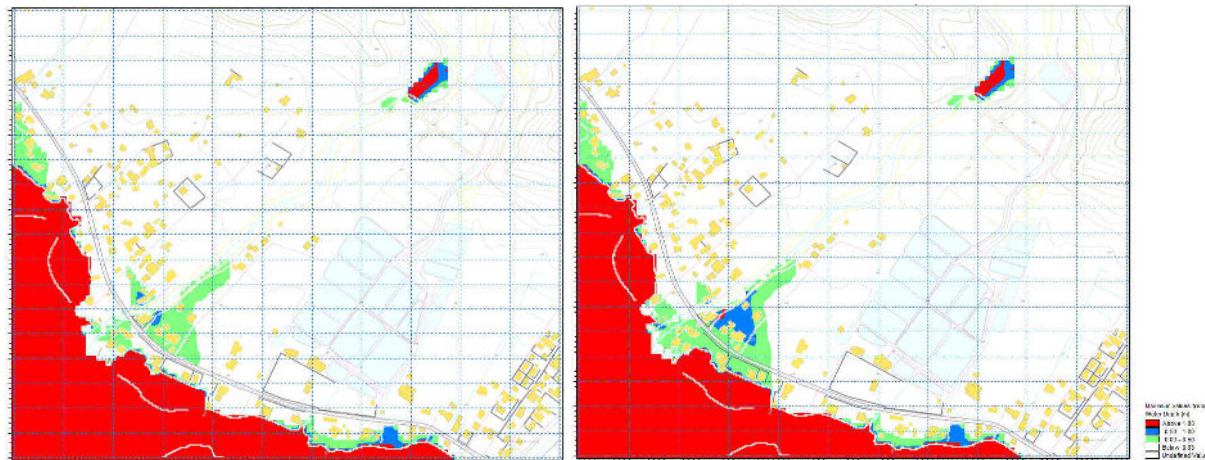


Figure 20. Modélisation 2D des hauteurs d'eau maximales en crue centennale avec embâcle sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

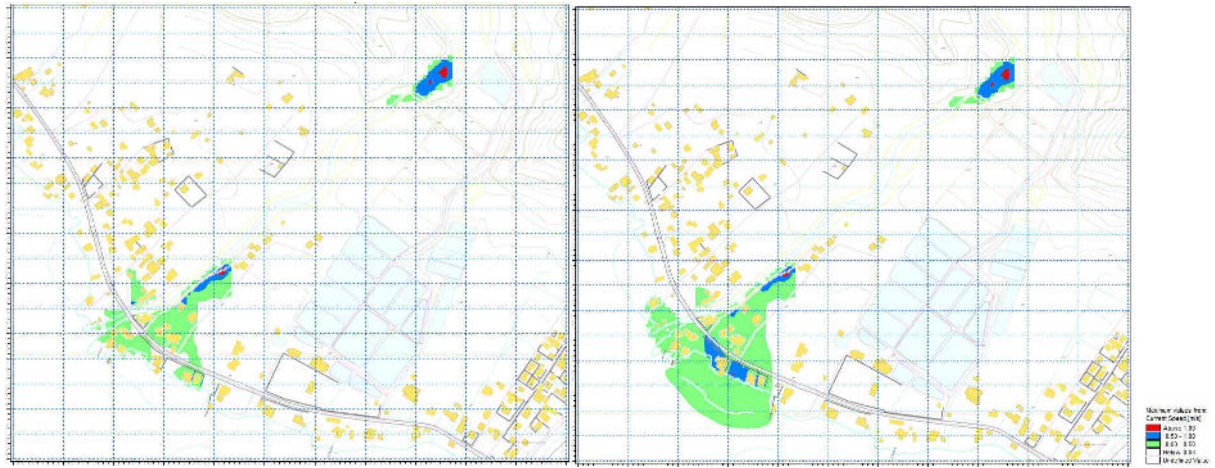


Figure 21. Modélisation 2D des vitesses d'écoulement maximales en crue centennale avec embâcle sans (à gauche) et avec érosion des digues (à droite).

VI CARTOGRAPHIE DE L'ALEA INONDATION

6.1 CLASSIFICATION DE L'ALEA INONDATION

Dans le cadre des Plans de Prévention des Risques Inondations, les différents niveaux d'aléa inondation pour chaque crue de référence sont classés en fonction des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement concomitantes maximales selon les critères suivants :

ALEA INONDATION	HAUTEUR D'EAU MAXIMALE	VITESSE MAXIMALE
Aléa faible (vert)	$H < 0.5 \text{ m}$	$V < 0.5 \text{ m/s}$
Aléa moyen (bleu)	$H < 0.5 \text{ m}$	$V \geq 0.5 \text{ m/s}$
	$0.5 \leq H \leq 1 \text{ m}$	$V < 0.5 \text{ m/s}$
Aléa fort (orange)	$0.5 \leq H \leq 1 \text{ m}$	$V \geq 0.5 \text{ m/s}$
	$H > 1 \text{ m}$	$V < 0.5 \text{ m/s}$
Aléa très fort (rouge)	$H > 1 \text{ m}$	$V \geq 0.5 \text{ m/s}$

Tableau 9. Classification PPRI des niveaux d'aléa inondation.

6.2 CARTOGRAPHIES DE L'ALEA INONDATION

Les cartographies d'aléa inondation sont générées en interpolant spatialement les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement maximales obtenues lors de la simulation de chaque scénario de crue de référence, puis en classifiant et en croisant ces deux données suivant les critères présentés précédemment.

La concomitance des pics de hauteurs et de vitesse est préalablement vérifiée et lorsque ce n'est pas le cas, la combinaison de valeurs correspondant au niveau d'aléa le plus élevé est retenue.

En outre, un seuil minimal est appliqué à chaque variable :

- La hauteur d'eau minimale retenue pour la caractérisation des espaces inondés est de 0.03 m, en dessous duquel l'inondation est jugée non-significative au regard de la rugosité de la surface et de l'infiltration ;
- La vitesse d'écoulement minimale retenue pour la caractérisation du débordement est de 0.01 m/s, en dessous duquel les eaux stagnantes correspondront soit à des espaces inondés par l'élévation du niveau lagonaire plutôt que le débordement de la rivière, soit à un débordement résiduel non-significatif au regard de la rugosité de la surface et de l'infiltration.

Finalement les cartographies obtenues sont lissées en généralisant les tracés, de manière à gommer les artefacts liés à la résolution du modèle hydraulique, et en supprimant les éléments non-significatifs à l'échelle de la carte, tels que les polygones inférieurs à la taille d'une parcelle (400 m²).

6.3 CARTOGRAPHIE FINALE DU PPR

La cartographie finale utilisée dans le cadre des PPR considère à la fois l'aléa inondation et l'aléa érosion.

La sensibilité à l'érosion est évaluée au regard de la hauteur et de la pente des berges. Nous considérons ici que les berges tendent naturellement à s'éroder jusqu'à une pente d'équilibre caractérisée par le rapport 3H2V, c'est-à-dire 3 unités horizontales pour 2 unités verticales.

Le recul potentiel de chaque berge vulnérable au risque érosion est ainsi calculé au droit de chaque profil topographique avant d'être interpolé le long du lit mineur en prenant en compte la morphologie du cours d'eau (coude, méandrement...) et les observations de terrain.

VII DIAGNOSTIC ET PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT

7.1 PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT

Le Pont de la RDC est en cours de réfection. Le nouveau pont permettra de faire passer :

- la crue cinquantennale avec 0.8 m de tirant d'aire
- la crue centennale avec un tirant d'air de 0.5 à 0.65 m suivant la cote du lagon

Il est donc satisfaisant.

L'intrados du méandre en sortie de vallée, qui constitue un champ d'inondation, doit rester en zone inconstructible. Il n'est pas prévu d'aménagement sur ce point.

En amont de la RDC, les merlons qui peuvent atteindre 1.8 m de haut ne sont pas satisfaisants et favorisent les débordements, créant des zones d'aléa faible à moyen. Pour supprimer ces aléas, il conviendrait :

- de recalibrer le lit de la rivière, en l'élargissant de 1 à 10 m suivant les solutions retenues (élargissement simple ou avec risberme)
- de maintenir des rehausses en limitant leur hauteur à 0.5 m.

Enfin, une surveillance du lit, notamment de la mobilité des méandres, est à maintenir au regard du rapprochement des constructions du lit.

7.2 ESTIMATION FINANCIERE

En fonction des objectifs (suppression de l'aléa moyen voire suppression de l'aléa faible), le coût des travaux de recalibrage est estimé, hors foncier, entre 40 et 45 M FCP HTVA.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BALLAIS J-L., CHAVE S., DUPONT N., MASSON E. & PENVEN M-J., 2011**, « *La méthode hydrogéomorphologique de détermination des zones inondables* », Physio-Géo.
- BCEOM, 1999**, « *Etude des priorités d'aménagements des cours d'eau de Tahiti* », Direction de L'Equipement.
- BCEOM/SPEED/VAIAD, 2005**, « *Cartographie de l'aléa inondation au droit des cours d'eau de Polynésie française* », Bureau des Recherches Géologiques et Minières.
- DANLOUX J., 2001**, « *Etudes hydrologiques de la liaison ouest Papeete-Taravao. Evaluation des maximums de crue pour les franchissements à partir des données hydrologiques connues et suivant une approche régionale* », LTPP/GEGDP, Direction de l'Equipement.
- DANLOUX J., 2003**, « *Evaluation des maximums de crue sur l'île de Tahiti suivant une approche régionale et à partir des données acquises sur les réseaux hydrologiques pendant la période 1969-2003* », LTPP/GEGDP, Direction de l'Equipement.
- DEGOUTTE G., 2006**, « *Diagnostic, aménagement et gestion des rivières* », Lavoisier.
- PEIZERAT S., 1995**, « *Guide pratique d'hydrologie* », BURGEAP.
- SPEED, 2013**, « *Etude hydraulique de la rivière Urihee* », 144912EP.
- STOLLSTEINER P., 2005**, « *Assistance technique pour l'évaluation et la cartographie de l'aléa inondation en Polynésie française* », ANTEA/Bureau des Recherches Géologiques et Minières.
- VAIAD, 2011**, « *Schéma d'aménagement de la Tiirahi aval PK18 à Teahupoo* », 10HY08.
- WOTLING G., 2000**, « *Caractérisation et modélisation de l'aléa hydrologique à Tahiti* », Université de Montpellier 2.
- WOTLING G., 2001a**, « *Modélisation hydrologique des cours d'eau de la liaison Tamanu-Taravao* », LTPP/GEGDP, Direction de l'Equipement.
- WOTLING G., 2001b**, « *Notice technique pour l'évaluation de l'aléa hydrologique à Tahiti* », IRD/GEGDP, Direction de l'Equipement.

ATLAS CARTOGRAPHIQUE

- CAI001** Localisation du bassin-versant et de la zone d'étude.
- CAI002** Evolution naturelle du lit et sensibilité à l'érosion.
- CAI003** Cartographie générale des enveloppes de crue.
- CAI004** Crue décennale.
- CAI005** Crue cinquantiennale.
- CAI006** Crue centennale avec surcote marine (+1m NGF).
- CAI007** Crue centennale avec surcote marine (+1m NGF) et embâcles.
- CAI008** Cartographie finale PPRI.