



Service de l'Urbanisme

# Étude hydrologique et hydraulique de la TITAAVIRI



Affaire n°1091 08 EP

---

## SOMMAIRE

<b><i>Sommaire</i></b> .....	<b>1</b>
<b>1 Programme technique</b> .....	<b>3</b>
<b>2 Hydrologie</b> .....	<b>4</b>
<b>2.1 Caractéristique du bassin versant</b>	<b>4</b>
<b>2.2 Analyse de la pluie de février 1998</b>	<b>4</b>
<b>2.3 Estimation des débits par différentes méthodes</b>	<b>5</b>
2.3.1 Modélisation spécialisée « MOAHTA » .....	5
2.3.2 Méthode des années-stations .....	5
2.3.3 Modèle global – Méthode des réservoirs.....	6
<b>2.4 Analyse comparative des 3 méthodes</b>	<b>6</b>
<b>2.5 Hydrogramme de crue</b>	<b>8</b>
<b>3 Enquête de terrain</b> .....	<b>9</b>
<b>4 Modélisation hydraulique</b> .....	<b>11</b>
<b>4.1 Topographie :</b>	<b>11</b>
4.1.1 Lit mineur .....	11
4.1.2 Lit majeur : .....	11
<b>4.2 Construction du modèle</b>	<b>11</b>
4.2.1 Construction du lit mineur .....	11
4.2.2 Construction du lit majeur .....	11
<b>4.3 Calage des coefficients de Manning-Strickler</b>	<b>13</b>
<b>4.4 Conditions limites</b>	<b>13</b>
4.4.1 Débit de projet .....	13
4.4.2 Conditions limites avales .....	13
<b>5 Analyse des résultats des simulations</b> .....	<b>14</b>
<b>5.1 Fonctionnement de la rivière</b>	<b>14</b>
5.1.1 Analyse du profil en long : .....	14
5.1.2 Rôle du lit majeur .....	14
5.1.3 Rôle du lit majeur LMD1 dans l'écrêtement du débit .....	15
5.1.4 Fréquence des débordements .....	15
<b>5.2 Cartographie des résultats</b>	<b>15</b>
<b>6 Propositions d'aménagements</b> .....	<b>17</b>
<b>6.1 Objectifs de protection et contraintes</b>	<b>17</b>
6.1.1 Choix de la période de retour .....	17
6.1.2 Contraintes foncières .....	17
6.1.3 Demandes spécifiques du Client .....	17
6.1.4 Familles de solutions retenues.....	18
<b>6.2 Etablissement des priorités</b>	<b>18</b>
<b>7 Analyse des solutions des envisageables</b> .....	<b>19</b>
<b>7.1 Hypothèses d'entrées</b>	<b>19</b>
7.1.1 Coefficient de Manning Strickler .....	19
7.1.2 Principe de dimensionnement.....	19

<b>7.2 Dimensionnement des sections</b>	<b>19</b>
7.2.1 Tracé de la rivière .....	19
7.2.2 Reprofilage du cours d'eau.....	19
7.2.3 Recalibrage du lit mineur .....	20
<b>7.3 Modélisation des aménagements</b>	<b>22</b>
<b>7.4 Estimation financière</b>	<b>22</b>

### **LISTE DES PLANS**

FIG 001	Bassin Versant de la TITAAVIRI - Débits de Projet
FIG 002	Enquête de terrain
FIG 003	Débits et fréquence de débordement
FIG 004	Synoptique de modélisation
FIG 005	Carte des hauteurs d'eau Q100 - Avant Aménagement
FIG 006	Proposition d'aménagement

### **LISTE DES ANNEXES**

**Annexe 1 :** hydrogrammes de crue Q 10, Q 50 et Q 100 et épisode pluvieux du 04/02/98

**Annexe 2 :** tables des cotes et des vitesses en Q100.

---

## 1 PROGRAMME TECHNIQUE

La rivière TITAAVIRI, située sur le territoire de la commune de TEVA-I-UTA, à TAHITI, a occasionné à diverses reprises des inondations importantes : lors de la saison chaude 97 – 98 (14/10/97, 4/2/98 ), en 2000 et 2005.

Dans le cadre des **Plans de Prévention des Risques** contre les **Inondations**, la SPEED a été missionnée par le SERVICE DE L'URBANISME afin de réaliser une modélisation hydraulique de type 2D de la TITAAVIRI.

Par ailleurs, le projet du lotissement « TOOFA » prévoit le remblaiement d'un méandre de la TITAAVIRI et sa déviation. Une partie du lit majeur de la TITAAVIRI sera donc supprimé.

A ce titre, le SERVICE DE L'URBANISME souhaite également que la SPEED :

- évalue l'impact de cette réduction du lit majeur sur la fréquence des débordements en aval
- propose des solutions d'aménagements au niveau avant-projet.

L'étude portera sur un linéaire de 2,5 km de rivière à partir de l'embouchure (Cf. plan FIG 001).

## 2 HYDROLOGIE

Il existe une station de jaugeage sur la TITAAVIRI située à la côte 10. Le nombre de données disponibles pour le bassin versant de la TITAAVIRI est réduit puisque la période des observations ne s'étend que d'octobre 1997 à avril 1998.

Néanmoins, durant cette période se sont produits des événements pluvieux exceptionnels.

Le plus fort événement enregistré est l'épisode de crue du 04/02/1998, dont le débit maximal enregistré a atteint 305 m<sup>3</sup>/s.

### 2.1 CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant de la TITAAVIRI, de forme très allongée, s'étend sur 15.4 km<sup>2</sup>, avec une altitude maximale de 1400 m.

Ce bassin versant est essentiellement forestier. Les terrains urbanisés se trouvent tous à l'exutoire du cours d'eau et ne participent pas de façon conséquente à l'augmentation des débits.

Le découpage du bassin versant est présenté sur le plan FIG 001. Ses caractéristiques sont rassemblées dans le tableau suivant :

Bassin versant	B1	B2	B3	B1 + B2	B1+B2+B3
Exutoire à	Cote 7 (amont de la zone d'étude)	RDC	Lagon	RDC	Lagon
Superficie	1425 ha	63 ha	50 ha	1489 ha	1539 ha
Pente moyenne	1.19 %	0.13 %	0.14 %	1.01 %	0.94 %
Plus long chemin hydraulique	13 187 m	2675 m	1422 m	15 862 m	17 284 m
Temps de concentration (formule de Kirpich)	160 mn			196 mn	215 mn

L'analyse graphique des hyétogramme et hydrogramme enregistrés lors de l'épisode pluvieux du 04/02/98 (cf. annexe 1 ) montre un décalage de 133 mn entre l'intensité pluvieuse maximale à 3h 19 et le débit maximal à 5h 31.

Ce décalage est cohérent avec le temps de concentration de 160 mn calculé à l'exutoire du bassin B1 par la formule de Kirpich.

### 2.2 ANALYSE DE LA PLUIE DE FEVRIER 1998

Il existe un pluviographe situé dans la partie amont du bassin versant de la TITAAVIRI (côte 137).

L'analyse du hyétogramme du 04/02/98 transmis par le GEDGP permet de déterminer la période de retour de cet événement. L'analyse est centrée sur le pic de crue du 04/02/1998.

Le tableau ci dessous récapitule les hauteurs maximales précipitées durant cet épisode pour différents pas de temps ainsi que les périodes de retour associées.

Pas de temps	5 mn	15 mn	30 mn	1 h	2 h	24 h
<b>Hauteur d'eau maximale précipitée (mm)</b>	13	32	64	108	178	6436
<b>Période de retour T</b>	T < 10 ans	T < 10 ans	10 ans < T < 50ans	50 ans < T < 100ans	T > 100 ans	50 ans < T < 100ans

L'événement pluvieux du 04/02/1998 a donc été :

- moyennement violent sur les durées inférieures à 30 mn ;
- violent sur les durées de pluies de 1h00 et de 24h00
- très violent sur les durées de 2h00.

Cet événement pluvieux était donc très défavorable pour les grands bassins versants et notamment pour la TITAAVIRI dont le temps de concentration est compris entre 2 et 3 h00.

## 2.3 ESTIMATION DES DEBITS PAR DIFFERENTES METHODES

### 2.3.1 Modélisation spécialisée « MOAHTA »

Une modélisation spatialisée de la TITAAVIRI a été effectuée par G.WOTLING, dans le cadre de sa thèse « Caractérisation et modélisation de l'aléa hydrologique à TAHITI » (janvier 2000 ).

Les résultats de cette modélisation sont les suivants :

Localisation de l'exutoire	$Q_{10}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{50}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{100}$ (m <sup>3</sup> /s)	Module spécifique centennal m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>
Côte 10 (A=13.6 km <sup>2</sup> )	250	348	<b>394</b>	<b>29.0</b>

### 2.3.2 Méthode des années-stations

Le B.E.T. métropolitain COYNE&BELLIER a réalisé en 1992 une étude « Etude des crues des rivières de TAHITI » pour le compte de MARAMA NUJ.

Cette étude a été menée sur plusieurs bassins versants de Tahiti disposant de station de jaugeage en distinguant les bassins « au vent » et les bassins « sous le vent ». Elle a permis d'établir des formules de calcul des débits de crue à partir de la méthode des « années stations ».

Le bassin de la TITAAVIRI a été identifié lors de cette étude comme un bassin « au vent ».

Les formules établies pour les bassins au vent sont les suivantes :

$$Q_{10} = 0,00875.A^{0,955}.PAN^{0,864}$$

$$Q_{50} = 0,01191.A^{0,955}.PAN^{0,864}$$

$$Q_{100} = 0,01325.A^{0,955}.PAN^{0,864}$$

Avec Q = débit en m<sup>3</sup>/s

A = superficie en km<sup>2</sup>

PAN = pluviométrie moyenne annuelle (PAN) en mm/an.

La pluviométrie moyenne annuelle du bassin versant de la Titaaviri a été estimée à partir de la carte des courbes isohyètes issue de l'Atlas Climatologique de Polynésie Française publié par METEO France en 2004.

Cette valeur est estimée à **5400 mm/an**.

Les débits de projets, calculés par cette méthode, sont rassemblés dans le tableau suivant.

Localisation de l'exutoire	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Module spécifique centennal (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
Côte 10 (A=13.6 km <sup>2</sup> )	<b>178</b>	<b>242</b>	<b>269</b>	19.8

### 2.3.3 Modèle global – Méthode des réservoirs

Le bassin versant de la TITAAVIRI a été modélisé à l'aide du logiciel Dkmetre (applicatif Microstation) afin de calculer les débits suivant la méthode des réservoirs.

Le calcul se fait à partir des coefficients de Montana établis par WOTLING dans sa thèse pour la TITAAVIRI.

Pour les différentes périodes de retour, les valeurs de ces coefficients sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Coefficient de Montana	P <sub>10</sub>		P <sub>50</sub>		P <sub>100</sub>	
	a	b	a	b	a	b
	6.18	-0.38	7.08	-0.36	7.46	-0.36

Les coefficients de ruissellement du terrain naturel sont les suivants :

C (T=10 ans)	C (T= 50 ans)	C (T = 100 ans)
0.55	0.6	0.7

Les valeurs sont calculées pour la durée de pluie de projet la plus défavorable. A l'exutoire du bassin versant B1, cette méthode donne les débits suivants :

Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Module spécifique centennal (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
142	177	254	19

## 2.4 ANALYSE COMPARATIVE DES 3 METHODES

Le tableau ci-après récapitule les valeurs trouvées par les trois méthodes :

- modélisation spatialisée (modèle MOAHTA)
- modèle global mise au point par COYNE ET BELLIER

- méthode des réservoirs

Méthode	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Module spécifique centennal (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
MODELE MOAHTA	250	348	394	29
Méthode globale COYNE & BELLIER	178	242	269	20
Méthode des réservoirs	142	177	254	19
Min	142	177	254	19
Max	250	348	394	29
Moyenne	190	256	306	23
Ecart type	55	86	77	6
Ecart type / Moyenne	29%	34%	25%	25%

Les valeurs obtenues par les trois méthodes donnent des **résultats assez disparates** avec une erreur relative de 25 à 29 %.

A titre de comparaison, une étude réalisée par le CETE Méditerranée<sup>1</sup> sur les imprécisions hydrologiques montre qu'avec des données pluviométriques fiables et suffisantes, l'erreur relative la plus probable s'élève à 30 % pour des périodes de retour inférieures à 100 ans.

Les résultats annoncés ci-dessus correspondent donc à la marge d'erreur classiquement attendue sur ce type de données, d'autant que la Polynésie ne dispose pas d'autant d'années d'observations des débits que la métropole.

La METHODE DES RESERVOIRS donne la valeur la plus faible du débit Q<sub>100</sub>, avec un module spécifique estimé à 19m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>, celle de COYNE & BELLIER étant proche avec un module spécifique de 20 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>. Le modèle MOAHTA donne un module spécifique plus élevé de 29 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>.

En l'absence de mesures de débits sur la TITAAVIRI permettant de vérifier l'une ou l'autre des valeurs et par mesure de sécurité, il est proposé de retenir les valeurs maximales entre les trois méthodes à savoir celles proposées par le modèle MOAHTA.

Les valeurs des débits retenus sont donc les suivants :

Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)
<b>250</b>	<b>348</b>	<b>394</b>

Lors de l'épisode de crue du 04/02/1998, le débit maximal atteint de **305 m<sup>3</sup>/s** correspond donc à un événement vicennal à cinquantennal.

<sup>1</sup> « Recensement et quantification de l'incertitude des données de modèles 1D », CETE Méditerranée, 2001.

## **2.5 HYDROGRAMME DE CRUE**

L'hydrogramme de crue est établi à partir d'un hydrogramme de crue enregistré sur la Titaaviri le 04/02/1998.

Les débits de pointe sont ajustés par une simple translation (cf. annexe 1).

### 3 ENQUETE DE TERRAIN

L'enquête de terrain s'est effectuée le 9 avril 2008. Les informations rassemblées suite à cette enquête sont présentées dans le tableau suivant et sur le **plan FIG 002** :

N°	Durée d'habitation	Inondations observées	Témoignage
1	4 ans	Oui	Des <b>inondations</b> sont observées généralement lors des épisodes pluvieux de longue durée. Le niveau d'eau atteint au maximum <b>0.5 m</b> dans la cour de la maison.
2	2 ans	Non	<b>Pas d'inondations</b> depuis 2 ans, même en cas de fortes pluies. A ce niveau, la rivière est fortement encaissée (rehausse des berges par un talus d'environ 1,5 m ).
3	10 ans	Oui	<b>2 inondations observées</b> en 1998 et 2001. L'eau a atteint une hauteur de <b>1,5 m</b> dans la cour de la maison. L'eau provient de l'obstruction du pont par des <b>embâcles</b> → l'eau est passée par surverse au-dessus du pont et la route.
4	8 ans	Oui	Les remarques sont les mêmes que pour le témoignage 3
5	20 ans	Oui	Les <b>inondations sont fréquentes</b> : au moins 2 à 3 fois par an après de forts épisodes pluvieux (2 à 3 jours de pluie consécutifs ). <del>Au niveau du coude, l'accumulation d'embâcles provoque des débordements en rive droite.</del> Sur la rive droite, en sortie de coude, une érosion est observée avec un départ des enrochements de protection des berges L'eau peut atteindre de <b>0.7 m à 1m</b> de hauteur dans la cour de la maison.
6	13 ans	Oui	<b>Aucun débordement</b> n'a été observé en rive gauche depuis 1995 (date de pose des enrochements). Lors des forts débits, il reste une revanche de 1,50 entre la ligne d'eau et le haut des berges (à ce niveau la rivière est fortement encaissée) La rive droit, plus basse, est en revanche inondée. Une érosion des berges est observée en rive droite à la sortie du coude (profil 14)
7	11 ans	Oui	<b>Deux débordements</b> ont été observés par les riverains. Selon eux, ceux-ci sont provoqués par une accumulation d' <b>embâcles</b> dans la rivière lors des fortes crues, l'eau remontant alors dans les caniveaux qui finissent par déborder.
8		Oui	<b>Débordements fréquents, environ 1 fois par an.</b> L'eau atteint une hauteur de <b>0.7 à 0.8 m</b> dans la cour de la maison Lors des fortes montées des eaux, l'eau peut atteindre une hauteur de <b>1,70 m</b> , dans le chemin qui mène à la rivière Il n'y a pas de rehausse de berges en rive gauche. Les débordements se font par les caniveaux d'eaux pluviales, dont le

			rejet est situé trop bas par rapport à la ligne d'eau de la TITAAVIRI. L'eau remonte ensuite par la route et atteint une hauteur de 0.5 m (ligne repérée sur le plan)
9		Non	<b>Aucune inondation</b> n'a été observée
10		Oui	La maison a déjà été victime d' <b>inondations</b> sans que la personne se souvienne des dates.
11	15 ans	Oui	<b>Trois inondations</b> en rive gauche ont été observées. L'eau a atteint une hauteur de <b>0.5 m à 1m dans la cour.</b> La rivière est sortie de son lit au niveau du coude en raison d'une <b>accumulation d'embâcles.</b> Les vitesses d'écoulement en ce point de débordement sont jugées rapides L'eau semble retourner dans son lit mineur après débordement, au niveau de l'école (sans toutefois atteindre cette dernière).
12			Erosion des berges en rive droite à l'extrados du méandre.

Les données recueillies lors de l'enquête de terrain ne permettent pas d'effectuer un calage du modèle à proprement parler, cela en raison :

- de la présence d'embâcles lors de ces crues, qui sont un facteur générant ou aggravant les débordements, mais qui ne sont pas modélisables
- des modifications de la bathymétrie de la TITAAVIRI entre ces différents épisodes de crue et le levé effectué par le géomètre suivant les conditions d'engravement de la rivière
- de la difficulté d'estimer le débit solide durant ces crues, qui contribue également aux débordements.

En revanche, elles donnent des informations sur les points de débordement préférentiels ainsi que sur le mode d'écoulement des eaux dans le lit majeur qui aident à la construction du modèle.

---

## 4 MODELISATION HYDRAULIQUE

### 4.1 TOPOGRAPHIE :

#### 4.1.1 Lit mineur

La modélisation s'est basée sur les levés du lit mineur effectués par le cabinet DOERFLER en 2008. Ces levés sont composés de profils en travers espacés de 80 m sur un linéaire de 2.5 km depuis l'embouchure.

#### 4.1.2 Lit majeur :

L'ensemble de ces données a été complété dans le lit majeur, par ordre de priorité :

- 1) par la restitution photogrammétique au 1/2000<sup>ème</sup> effectuée par Polynésie Aérocarto en 1998.
- 2) par la restitution photogrammétique au 1/5000<sup>ème</sup> effectuée par le service de l'Urbanisme en 2001.

Cette restitution permet d'établir un modèle numérique de terrain, d'où seront ensuite extraits les profils en travers servant à la construction du lit majeur.

A titre d'information, un 1/2000<sup>ème</sup> est bâti avec une densité de points cotés de 1 point tous les 60 m environ. Cette densité peut être plus élevée sur certains secteurs dégagés ou au contraire plus faible dans d'autres zones.

## 4.2 CONSTRUCTION DU MODELE

### 4.2.1 Construction du lit mineur

Dans un premier temps, le lit mineur de la TITAAVIRI a été modélisé directement à partir des profils en travers.

**Un seul ouvrage est recensé** sur la zone d'étude de la TITAAVIRI. Il s'agit du dalot de la RDC, situé au PK 1955 dont les dimensions intérieures sont 20 m x 3 m ht.

La côte inférieure du tablier est de 2.1 m NGT, ce qui correspond à la cote atteinte pour un débit de 130 m<sup>3</sup>/s (Q1 à Q5).

En conséquence, au-delà du Q5, l'ouvrage a un impact sur la ligne d'eau et génère des débordements. Il a donc été modélisé.

### 4.2.2 Construction du lit majeur

#### 4.2.2.1 Définition du lit majeur

Les lits majeurs sont construits à l'issue de l'analyse des points de débordement du lit mineur <sup>2</sup>(cf. FIG 003).

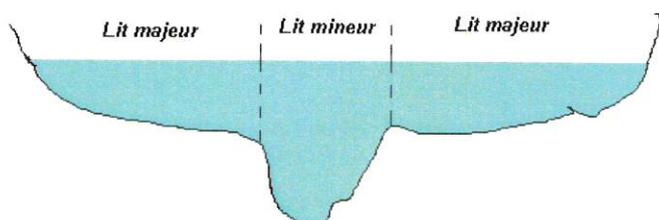
---

<sup>2</sup> Les fréquences de débordement sont indiquées par rapport à un débit de projet non écrêté.

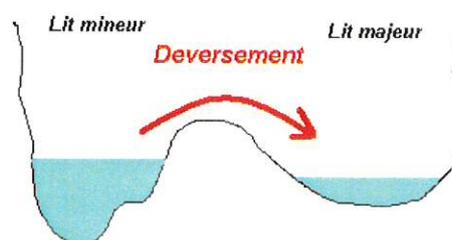
Les points bas des berges du lit mineur se trouvant sous la ligne d'eau en Q100 sont répertoriés et vont constituer les points de débordement dans le lit majeur.

Ces échanges entre le lit majeur et le lit mineur sont représentés :

- soit par des « drainage area » (inondation du lit majeur sans déversement)



**Drainage area**



**Spilling area**

- soit par des « spilling area » (inondation du lit majeur par déversement sur la berge)

Pour les rivières à méandre, les lits majeurs sont représentés préférentiellement par des « spilling area » plutôt que des « drainage area » car cette deuxième méthode surestime les volumes débordés, notamment si les profils en travers se recoupent.

Le synoptique de modélisation est présenté sur le **plan FIG 004**.

Les casiers des lits majeurs sont notés :

- LMG pour les Lits Majeurs situés en rive Gauche
- LMD pour les Lits Majeurs situés en rive Droite

#### Limites des casiers du lit majeur:

Dans la modélisation, le lit majeur est représenté par des casiers dont les limites sont définies par des obstacles naturels (topographie du terrain : falaises, collines) ou artificiels (rehausse des berges, murs, routes ...).

Dans le cas de la TITAAVIRI les différentes limites de casiers sont représentées sur le plan **FIG 004**. Les limites non naturelles sont :

- le mur de soutènement séparant le casier LMD3 du lit mineur (mur d'une hauteur de 2.30 m)
- la route du lotissement séparant le casier LMG2 et LMG21
- La route de ceinture en remblai, qui sert de limite entre le casier LMD2 et LMD3, entre le casier LMG2 et LMG3 et entre les casiers LMG21 et LMG31.

Ces limites de casiers peuvent être modifiées suite à des travaux dans le lit majeur (création d'une route ou d'un mur, remblai d'un terrain).

#### *4.2.2.2 Ouvrages modélisés en lit majeur:*

Trois ouvrages ont été modélisés dans le lit majeur :

- Un dalot sous la route de ceinture entre les casiers LMD2 et LMD3 (largeur=2m, hauteur=1m).
- Un dalot sous la route de ceinture entre les casiers LMG2 et LMG3 (l=2, h=1.45m).
- Un dalot sous la route de ceinture entre les casiers LMG21 et LMG31 ( l=2.18m, h=0.8m).

### 4.3 CALAGE DES COEFFICIENTS DE MANNING-STRICKLER

Le coefficient de Manning-Strickler définit la rugosité du lit face à l'écoulement de l'eau. Il est essentiellement fonction du type de lit de la rivière.

L'estimation du coefficient de rugosité s'est fait lors des visites de terrain et grâce au dépouillement des profils en travers.

Dans le cas présent, le coefficient de rugosité moyen retenu a été établi à :

- 20 pour le lit mineur de la rivière
- 10 pour le lit majeur de la rivière, lorsque le terrain se caractérise par des champs et des zones faiblement habitées
- 7 pour les zones urbaines. Dans ces zones, les nombreux obstacles (murs, maisons, clôtures) ont tendance à ralentir l'écoulement et donc à augmenter la rugosité du lit.

Les coefficients de Manning retenus pour les différents casiers du modèle sont les suivants :

Casier	Coefficient de Manning
LMD 1	10
LMD 2	10
LMG 1	10
LMG 2	7
LMG 21	7
LMG 3	7
LMG 31	7

### 4.4 CONDITIONS LIMITES

#### 4.4.1 Débit de projet

L'hydrogramme utilisé est celui mesuré sur la TITAAVIRI entre le 03/02/1998 et le 4/02/1998. Un simple transfert est effectué pour que la pointe de l'hydrogramme corresponde aux débits de projet (cf. annexe 1).

#### 4.4.2 Conditions limites avales

La condition limite aval est la côte imposée par le lagon à l'exutoire de la TITAAVIRI. Cette valeur est fixée à +1m NGT conformément au cahier des charges.

Il faut noter que cette seule condition suffit à inonder une partie des terrains en bord de mer, situés à une cote inférieure à 1 m.

#### Lois hauteur débits :

La topographie montre qu'il n'y a pas de limite gauche au casier LMG21. En effet, la côte du terrain naturel diminue jusqu'à rejoindre la rivière voisine de la PAUI.

Cette zone est supposée sous double influence de la TITAAVIRI et de la PAUI.

Une loi hauteur/débit a été calée dans ce secteur afin d'établir les hauteurs d'eau maximales atteintes sur cette zone. Ces valeurs devront être réévaluées en tenant compte des débordements générés par la PAUI.

## 5 ANALYSE DES RESULTATS DES SIMULATIONS

### 5.1 FONCTIONNEMENT DE LA RIVIERE

#### 5.1.1 Analyse du profil en long :

Le profil en long est assez régulier. Une rupture de pente est observée au profil 15 qui marque la fin d'une zone de méandres.

Du profil 1 (pk 0), au profil 15 (pk 1645), le lit mineur a une pente moyenne de **0.23 %**

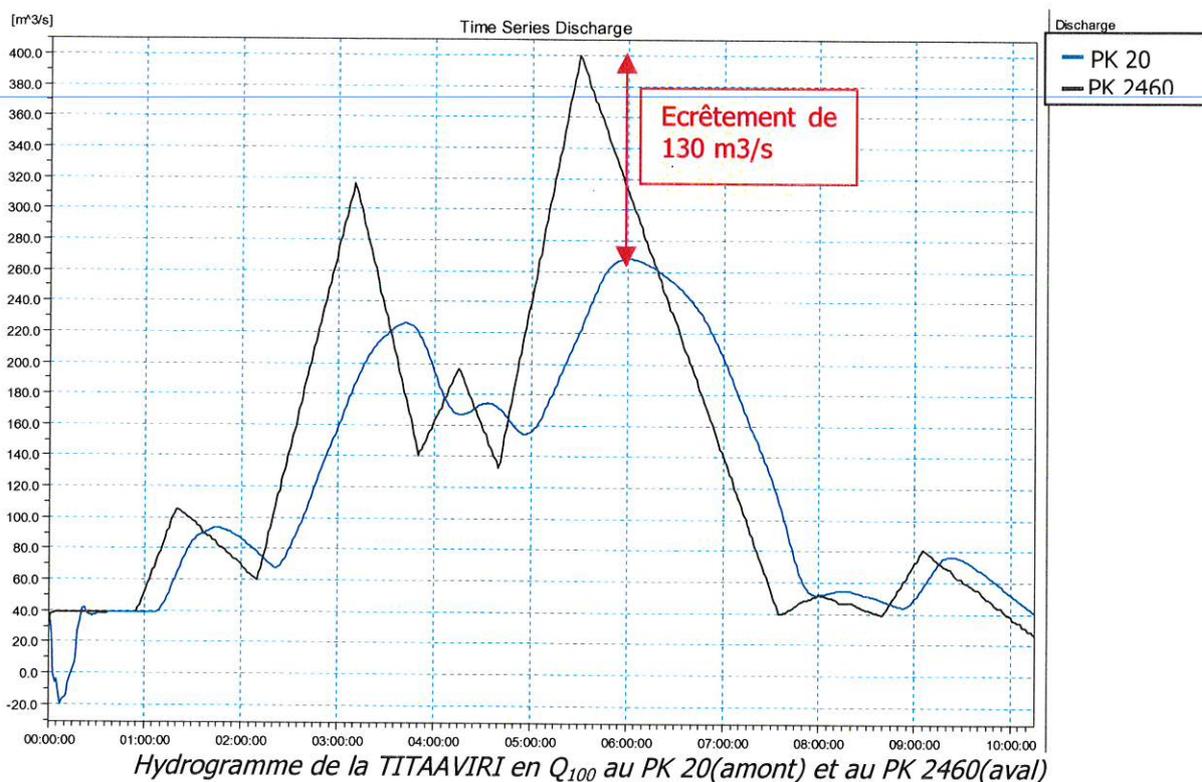
Du profil 15 (pk1645) au profil 24 (pk 2472), la pente moyenne est de **0.12 %**.

L'écoulement est fluvial sur tout le tronçon étudié, avec une forte influence du lagon sur la ligne d'eau : près de 1300 m de la rivière se trouve sous le niveau marin moyen de 0 m NGT.

#### 5.1.2 Rôle du lit majeur

Le lit majeur joue un rôle important dans l'écrêtement des débits.

Entre l'amont de la zone d'étude et l'embouchure, l'écrêtement du débit en Q100 est estimé à près de 130 m<sup>3</sup>/s, comme le montre le graphe ci-dessous.



Cet écrêtement important est principalement dû au lit majeur LMG21 et à son fonctionnement. En effet, dans ce lit majeur, l'écoulement tend à rejoindre la rivière voisine de la PAUI ou directement le lagon, sans retourner dans le lit mineur de la TITAAVIRI, ce qui explique l'importance du débit écrêté.

### 5.1.3 Rôle du lit majeur LMD1 dans l'écrêtement du débit

Le lit majeur LMD1 situé entre les profils 3 (pk 236) et le profil 10 (pk 1028), joue un rôle d'écrêtement du débit.

En Q100, ce lit majeur transite jusqu'à 80 m<sup>3</sup>/s, ce qui déleste d'autant le lit mineur au droit de ce méandre (débit de pointe de 300 m<sup>3</sup>/s au lieu de 380 m<sup>3</sup>/s).

En revanche, la totalité du débit débordé est ensuite restitué au lit mineur en aval du méandre. Etant donnée la rapidité des écoulements dans ce lit majeur, le débit écrêté par le LM D1 est au final relativement faible (15 m<sup>3</sup>/s).

### 5.1.4 Fréquence des débordements

Les résultats sont rassemblés dans le tableau suivant et sur le plan FIG 003 (les fréquences de débordement sont indiquées par rapport à un débit de projet non écrêté).

PK	Débit de débordement du lit mineur (m <sup>3</sup> /s)	Fréquence de débordement
236	170	Q 2 <sub>ans</sub> < < Q 5 <sub>ans</sub>
331	185	Q 2 <sub>ans</sub> < < Q 5 <sub>ans</sub>
945	150	Q 2 <sub>ans</sub>
1028	140	Q 1 <sub>an</sub> < < Q 2 <sub>ans</sub>
1141	210	Q 5 <sub>ans</sub> < < Q 10 <sub>ans</sub>
1254	145	Q 1 <sub>an</sub> < < Q 2 <sub>ans</sub>
1494	120	<b>Q 1<sub>an</sub></b>
1645	100	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>
1870	55	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>
1955	60	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>
1966	100	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>
2316	100	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>

*Débordements en rive Gauche*

PK	Débit de débordement du lit mineur (m <sup>3</sup> /s)	Fréquence de débordement
0	165	Q 2 <sub>ans</sub> < < Q 5 <sub>ans</sub>
117	240	Q 10 <sub>ans</sub>
461	200	Q 5 <sub>ans</sub>
604	190	Q 2 <sub>ans</sub> < < Q 5 <sub>ans</sub>
732	160	Q 2 <sub>ans</sub>
786	140	Q 1 <sub>an</sub> < < Q 2 <sub>ans</sub>
1354	240	Q 10 <sub>ans</sub>
1766	150	Q 2 <sub>ans</sub>
2111	45	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>
2225	40	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>
2378	155	Q 2 <sub>ans</sub>
2472	40	<b>&lt; Q 1<sub>an</sub></b>

*Débordements en rive droite*

La fréquence des débordements est globalement inférieure au Q10 sur le tronçon étudié, avec une aggravation en aval de la RDC où elle devient inférieure au Q1.

Néanmoins, l'écrêtement actuel fait qu'en aval de la RDC, en pratique, les fréquences de débordements sont comprises entre l'annuel et le décennal.

## 5.2 CARTOGRAPHIE DES RESULTATS

Pour chaque profil en travers du lit mineur et des lits majeurs, le modèle va fournir, entre autres, un couple de valeurs maximales (vitesse, cote de la ligne d'eau).

La vitesse sera considérée comme identique au sein d'un même profil.

A partir de la ligne d'eau, les hauteurs d'eau seront déduites à chaque point du profil en travers, de la rive gauche vers la rive droite.

On aura donc pour chaque point constituant le profil un couple (vitesse moyenne du profil, hauteur d'eau ponctuelle).

Suivant ce couple, un aléa, noté de faible à très fort sera affecté au point :

<b>Vitesse</b> <b>Hauteur</b>	<b>Faible à moyenne</b> <b>Vitesse &lt; 1 m/s</b>	<b>Moyenne à forte</b> <b>Vitesse ≥ 1 m/s</b>
<b>H &lt; 0,5 m</b>	Faible	Moyen
<b>0,5 ≤ H &lt; 1 m</b>	Moyen	Fort
<b>H ≥ 1 m</b>	Fort	Très fort

Les résultats de cette cartographie sont présentés sur le plan FIG 005.

---

## 6 PROPOSITIONS D'AMENAGEMENTS

### 6.1 OBJECTIFS DE PROTECTION ET CONTRAINTES

#### 6.1.1 Choix de la période de retour

Conformément au souhait du service de l'urbanisme, l'objectif de protection retenu est le débit  $Q_{100}$  sur l'ensemble de la zone étudiée.

#### 6.1.2 Contraintes foncières

En rive gauche, la rivière est bordée d'habitations entre l'embouchure et le profil 13 ce qui limite les possibilités d'élargissement. En amont du profil 13, les terrains riverains sont des terrains agricoles.

En rive droite, la rivière est bordée :

- par des terrains agricoles entre les profils P2 et P10 et P15 à P18
- par un terrain vague (car inondable ) entre le profil P19 et P21
- par des habitations entre le profil P 21 et l'embouchure.

Les possibilités d'élargissement de la rivière se situent donc principalement en rive droite, sauf entre les profils 10 et 11 et au profil 14 où la rivière longe la montagne.

#### 6.1.3 Demandes spécifiques du Client

##### 6.1.3.1 Aménagement de la TITAAVIRI au droit du lotissement TOOFA – TRONÇON 1

Dans le cadre de la réalisation du lotissement TOOFA, le principe de la coupure du méandre entre les PK 236 et 945 (P3 à P10) a été approuvée par les Services du Pays.

Toutes les solutions d'aménagement étudiées intègrent donc la coupure de ce méandre.

La section proposée par le Maître d'œuvre du lotissement est la suivante :

- Largeur en gueule : 26 m
- Hauteur : 5.5 m
- Fils d'eau compris entre + 2.55 m NGT (P3) et +0.43 m NGT(P10 ) pour une pente de 0.39 %
- Coefficient de rugosité = 60 ( berge non revêtue ou en enrochement )

Ce dernier coefficient semble particulièrement élevé. En outre un ressaut hydraulique est identifié dans la partie aval du tronçon 1.

Enfin, la sortie à un fil d'eau de +0.43 m NGT imposerait une pente maximale de 0.16 % au droit du lotissement actuel, ce qui n'est pas compatible avec les contraintes foncières (surlageur de 18 m au droit du lotissement ).

De ce fait, pour une pente de 0.38 % et un coefficient de rugosité de 30, la section conservée pour la suite de l'étude est de 37.4 m en gueule pour une hauteur moyenne de 3.3 m avec un fil d'eau au profil 10 de + 1.55 m NGT.

### 6.1.3.2 Conservation de la zone inondable LMD3

L'emprise de la TITAVIRI en aval de la RDC est très contrainte par la présence d'habitations riveraines. Il serait intéressant de conserver une zone inondable qui puisse jouer un rôle de tampon et écrêter autant que possible le débit en aval.

Le lit majeur LM D3 sera conservé comme zone de débordement de la TITAAVIRI. Seule une zone située en aval immédiat de la route sera exclue de cette zone inondable afin de la rendre constructible (aléa faible ou moyen ).

### 6.1.4 Familles de solutions retenues

Après concertation avec le client, deux variantes d'aménagement du cours d'eau de la Titaaviri sont étudiées:

- Variante 1 : Toutes les zones de débordement sont supprimées à l'exception d'une partie du LM D3
- Variante 2 : Toutes les zones de débordement sont supprimées à l'exception d'une partie du LM D3 et du LMD2

## 6.2 ETABLISSEMENT DES PRIORITES

Suite aux enquêtes de terrain et au diagnostic hydraulique, l'ordre de priorités des travaux est le suivant :

<b>Ordre de priorité</b>	<b>Tronçon</b>	<b>Nature des travaux</b>
<b>1</b>	De l'embouchure jusqu'au pont de la RDC	Augmentation de la capacité de transit
<b>2</b>	Pont de la RDC	Redimensionnement du pont de la RDC
<b>3</b>	Du pont de la RDC jusqu'au profil 15 (pk 1645)	Augmentation de la capacité de transit
<b>4</b>	Du profil 15 au profil 10	Augmentation de la capacité de transit et protection des berges
<b>5</b>	Entre les profils 3 et 10	Modification du tracé de la rivière

---

## 7 ANALYSE DES SOLUTIONS DES ENVISAGEABLES

### 7.1 HYPOTHESES D'ENTREES

#### 7.1.1 Coefficient de Manning Strickler

Le coefficient de Manning Strickler est fixé à 30 pour le lit mineur aménagé, compte-tenu de l'enrochement des berges.

#### 7.1.2 Principe de dimensionnement

La section utile pour transiter le débit  $Q_{100}$  est optimisée en tenant compte des différents paramètres suivants :

- les contraintes foncières et géographiques du site
- la conservation des pentes moyennes actuelles
- le maintien d'un régime d'écoulement uniforme et fluvial
- la limitation des hauteurs de digues à 1 m maximum, compte-tenu des risques humains en cas de rupture de ces digues. .

D'une façon générale dans le cas où un élargissement du cours d'eau est possible, celui-ci a été privilégié par rapport à une création de digues afin :

- 1) de limiter les risques matériels et humains en cas de ruptures ou de submersions
- 2) de conserver un aspect paysager fluvial pour les riverains de la TITAAVIRI.

L'ouvrage de la RDC est dimensionné en  $Q_{100}$  avec un tirant d'air de 0.8 m.

### 7.2 DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS

#### 7.2.1 Tracé de la rivière

Le tracé de la rivière a été adouci au droit des coudes situés:

- Coude 1 : entre les PK 1200 et 1400
- Coude 2 : entre les PK 2200 et 2400.

Cette modification du tracé permet de :

- limiter les surélévations de la ligne d'eau à l'extrados du lit
- limiter les risques de blocage d'embâcles

En outre, à l'extrados de ces coudes, des **rehausses supplémentaires de 0.3 m de haut** seront mises en place pour faire face à la surélévation de la ligne d'eau due à la force centripète.

#### 7.2.2 Reprofilage du cours d'eau

La pente retenue pour le calcul est la pente moyenne actuelle du cours d'eau.

D'après l'analyse du profil en long, la partie étudiée de la Titaavirii se divise en 3 tronçons :

Tronçon	Profil	Actuel		Après travaux	
		Pente	Linéaire	Pente	Linéaire
Tronçon 1	Profil 3 (PK 670) au profil 15 (PK 1640)	0.26%	1430 m	0.38%	974 m
Tronçon 2	Profil 15 (PK 1640 ) à l'Ouvrage de la RDC (PK 1960)	0.17%	320 m	0.17%	320 m
Tronçon 3	De l'ouvrage de la RDC (PK 1960 )à l'embouchure (PK 2460)	0.1%	500 m	0.1%	500 m

Un reprofilage du cours d'eau est à prévoir pour atteindre localement ces pentes moyennes du cours d'eau.

L'accentuation de la pente sur le tronçon 1 aura pour conséquence un enfoncement du lit. L'ancrage des protections devra donc être particulièrement étudié.

### 7.2.3 Recalibrage du lit mineur

La section est calculée de telle sorte que le régime uniforme s'établisse lorsque le débit de projet  $Q_{100}$  transite dans la section.

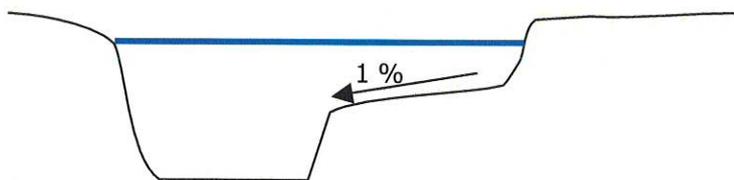
Lorsque les contraintes d'espace en largeur ne permettent pas un élargissement suffisant de la rivière, une rehausse des berges est alors nécessaire.

- **Dans les variantes 1 et 2 :**

Le lit majeur LM D3 est conservé entre les PK 2274 et 2100 à l'aval du pont de la RDC.

Cette section présente une forme particulière, avec une pente de 1% en rive droite, afin de permettre un débordement et un retour de l'écoulement après la crue dans le lit mineur.

H 100



- **Pour la variante 2 uniquement :**

Le même type de profil est également appliqué entre les PK 1640 et 1960. Le débordement se produit au-delà de 80 m<sup>3</sup>/s soit pour la crue annuelle environ.

Les sections sont rassemblées dans le tableau suivant et sur le plan FIG 006 :

	Actuel	Pente	Variante 1	Variante 2
Tronçon 1 - lotissement TOOFA	- (cours d'eau dévié)	0.38 %		
Tronçon 1 - P10 à P 15		0.38%		
			Rehausse de 0.2 à 0.5 m	Rehausse de 0.1 à 0.4 m
Tronçon 2		0.17%		
			Rehausse de 0.2 à 0.5 m	Rehausse de 0.2 à 0.5 m
OH RDC		0.1%		
Tronçon 3		0.1%		
			Rehausse de 0.1 à 0.6 m	

**N.B. :** les rehausses sont indiquées hors surélévation de 0.3 m à l'extrados des coudes 1 et 2 ( Profils 11 à 13 et 22 à 23).

Dans les deux variantes, les sections après aménagement sont de 15 à 25 m plus larges que les sections actuelles.

Compte-tenu du linéaire en jeu (1800 ml), cela représente une surface nette à acquérir de 50 000 m<sup>2</sup>, ce qui est considérable. Par ailleurs, au moins une habitation située au PK 1120 est à démolir.

Les rehausses ont été limitées autant que possible afin :

- 3) de limiter les risques matériels et humains en cas de ruptures ou de submersions
- 4) de conserver un aspect paysager fluvial pour les riverains de la TITAAVIRI.

Les rehausses pourraient être augmentées jusqu'à 1 mètre, ce qui permettrait de gagner de 4 à 7 m de large sur l'emprise de la rivière. Néanmoins, cette augmentation des rehausses serait préjudiciable aux aspects humain, matériel et paysager évoqués ci-dessus.

## 7.3 MODELISATION DES AMENAGEMENTS

Les profils en long après aménagement des variantes 1 et 2 sont présentés en page ci-contre

### Analyse des résultats Variante 1/Variante 2

Par rapport à la variante 1, la variante 2 permet d'abaisser légèrement la ligne d'eau :

- de 0 à 0.05 m entre le PK 1640 et 1870
- de 0.05 à 0.18 m entre les PK 1290 et 1640 .

En revanche, au droit de l'ouvrage de la RDC, la perte de charge est plus importante ce qui conduit à une rehausse de la ligne d'eau de 0.01 à 0.14 m.

L'intérêt de la variante 2 par rapport à la variante 1 est donc très limité. La zone inondable en amont du lit n'entraîne aucun écrêtement du débit en aval.

### Analyse des vitesses

Les vitesses maximales développées en Q100 sont les suivantes :

	Tronçon 1 – lotissement TOOFA	Tronçon 1 – P10 à P15	Tronçon 2	Ouvrage RDC	Tronçon 3
PK	670 à 1100	1100 à 1640	1640 à 1955	1960	1965 à l'embouchure
Variante 1	4 à 4.5 m/s	2.7 à 4 m/s	2.5 à 2.7 m/s	2 à 3.4 m/s	2 à 3.3 m/s
Variante 2	4 à 4.5 m/s	2 à 4.14 m/s	1.7 à 2.1 m/s	1.7 à 3.3 m/s	2 à 3.3 m/s

Les vitesses sont donc globalement supérieures à 3m/s sur les tronçons 1 et 2. En aval, elles sont inférieures ou égales à 3 m/s ce qui permet de conserver des berges naturelles végétalisées, du moins dans les tronçons rectilignes.

En raison des survitesses qui s'y développent, les coudes 1 et 2 devront impérativement faire l'objet d'une protection en enrochements libres de diamètre 0.8 à 1 m.

**N.B. :** les profondeurs d'ancrage des protections devront être précisées en étude de conception, après analyses granulométriques sur les matériaux en place dans la rivière.

Pour les besoins de l'estimation financière, elles seront fixées arbitrairement à 1 m dans la présente étude.

## 7.4 ESTIMATION FINANCIERE

Le programme des travaux est le suivant :

- recalibrage de la rivière
- reprofilage de la rivière
- protection des berges par enrochements libres
- mise en place de rehausses (muret en béton armé)
- végétalisation des berges

Le chiffrage s'est fait sur la base de la variante 1, la variante 2 n'apportant quasiment pas de modifications.

Le coût des travaux du tronçon 1 au droit du lotissement n'a pas été comptabilisé car ces travaux sont directement pris en charge par le promoteur du lotissement.

Par ailleurs, les profondeurs d'ancrage des protections de berge pourront être augmentées suite aux études de granulométrie.

Le tableau suivant présente l'estimation des avant-métrés :

		Tronçon 1 - P10 à P15	Tronçon 2	Tronçon 32
linéaire	ml	506	310	540
Déblai (reprofilage et recalibrage )	M3	47 900	39 000	42 300
Enrochement libre	M3	7500	0	2900
Géotextile	M <sup>2</sup>	6200	0	2400
Végétalisation de berge	M <sup>2</sup>	0	2800	2200

Les prix unitaires retenus sont les suivants :

- Déblai : 800 F/m<sup>3</sup>
- Fourniture et pose d'enrochement libre : 10 000 F/m<sup>3</sup>
- Fourniture et pose de géotextile : 600 F/m<sup>2</sup>
- Végétalisation de berges : 3000 F/m<sup>2</sup>
- Fourniture et pose d'ouvrage en béton armé et coffré : 120 000 F/m<sup>3</sup>

Ces prix ont été majorés de 20 % pour tenir compte des divers et imprévus : déplacement de réseau, mise en place de batardeau pendant les travaux, installation de chantier ...

Les coûts des travaux sont annoncés :

- **hors acquisition foncière** (50 000 m<sup>2</sup> net )
- **hors études complémentaires** (maîtrise d'œuvre, topographiques et géotechniques)
- **hors destruction de bâti et indemnisation** (1 habitation à démolir au PK 1104 )

Le tableau suivant récapitule les coûts financiers par tronçon :

Désignation	Tronçon 1 - P10 à P15	Tronçon 2	Tronçon 32	TOTAL (FCP HT)
Déblai (reprofilage et recalibrage )	45 984 000	37 440 000	40 608 000	<b>124 032 000</b>
Enrochement libre	90 000 000	-	34 800 000	<b>124 800 000</b>
Géotextile	4 464 000	-	1 728 000	<b>6 192 000</b>
Végétalisation de berge	-	10 080 000	7 920 000	<b>18 000 000</b>
Rehausse (muret béton)	12 200 000	13 400 000	14 600 000	40 200 000
Ouvrage RDC			124 000 000	124 000 000
<b>TOTAL (FCP HT)</b>				<b>437 224 000</b>

Ce montant de **440 M FCP HT** est estimé sur l'hypothèse que les enrochements ne sont pas prélevés dans la rivière mais fournis par l'entrepreneur.

Dans le cas contraire (prélèvements des enrochements dans la TITAAVIRI), le coût de l'opération passerait à **375 M FCP HT**, ce qui représenterait un gain de 15 % sur les travaux.

## ANNEXES

**Annexe 1 :** hydrogrammes de crue Q 10, Q 50 et Q 100

**Annexe 2 :** tables des cotes des lignes d'eau en Q10, Q50 et Q100.

**Annexe 3 :** tables des vitesses en Q10, Q50 et Q100.



**ANNEXE 1 :**

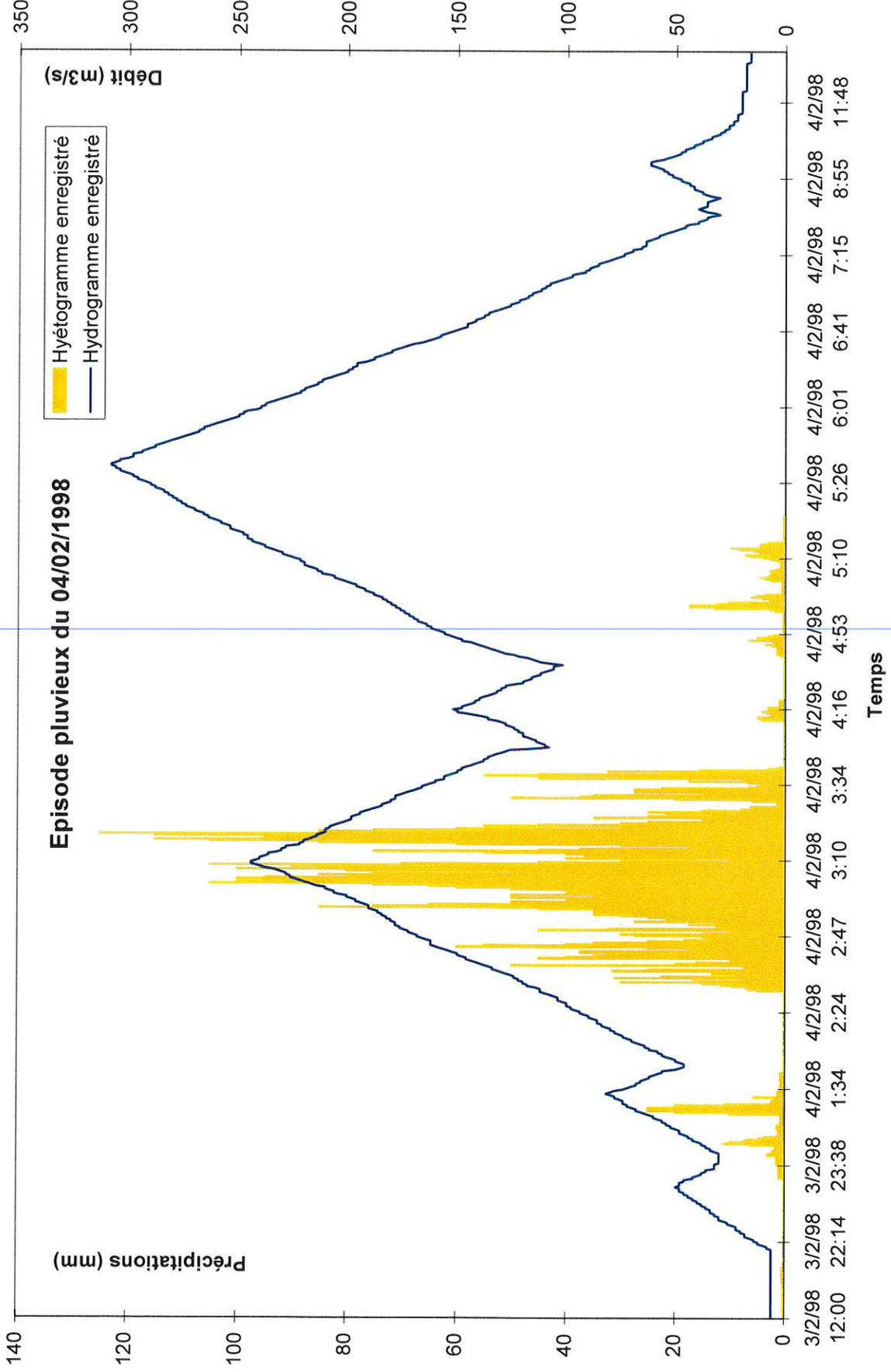
**HYDROGRAMMES DE CRUE Q 10, Q 50 ET Q 100  
ET EPISODE PLUVIEUX DU 4/2/98**

---

# Débîts de projets



Temps



**ANNEXE 2 :**  
**TABLES DES COTES ET DES VITESSES EN Q100.**

---

Lit mineur :

	<b>H (mNGT)</b>	<b>v (m/s)</b>	<b>Froude</b>
<b>Profil 1</b>	8.89	2.32	0.52
<b>Profil 2</b>	8.45	2.76	0.67
<b>Profil 3</b>	8.25	1.93	0.82
<b>Profil 5</b>	7.57	2.79	0.67
<b>Profil 6</b>	6.71	3.56	0.67
<b>Profil 7</b>	6.25	3.1	0.72
<b>Profil 9</b>	6.02	1.72	0.74
<b>Profil 11</b>	5.31	2.92	0.64
<b>Profil 12</b>	4.96	2.72	0.8
<b>Profil 13</b>	4.35	3.45	0.58
<b>Profil 15</b>	3.19	2.83	0.68
<b>Profil 16</b>	2.92	2.34	0.49
<b>Profil 17</b>	2.75	2.05	0.4
<b>Profil 18</b>	2.52	2.31	0.47
<b>Profil 19</b>	2.38	2.03	0.45
<b>Profil 20</b>	1.88	2.6	0.75
<b>Profil 21</b>	1.65	1.97	0.45
<b>Profil 22</b>	1.82	1.19	0.46
<b>Profil 23</b>	1.55	1.6	0.64
<b>Profil 24</b>	1	3.45	1.67

Casier lit majeur LMD1 :

	<b>H (mNGT)</b>	<b>v (m/s)</b>	<b>Froude</b>
<b>LMD1</b>	8.44	0	0
<b>LMD2</b>	8.45	0.18	0.03
<b>LMD3</b>	8.23	0.49	0.34
<b>LMD5</b>	7.5	0.62	0.48
<b>LMD6</b>	6.63	0.2	0.1
<b>LMD7</b>	6.24	0.49	0.2
<b>LMD9</b>	6.02	0.71	0.55

Casier Lit majeur LMG1 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMG1</b>	8.57	0	0
<b>LMG2</b>	8.44	0.58	0.61
<b>LMG3</b>	8.24	0.16	0.05
<b>LMG5</b>	8.14	0	0

Casier Lit Majeur LMG2 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMG70</b>	6.24	0.72	0.99
<b>LMG90</b>	5.97	0.27	0.04
<b>LMG110</b>	5.36	0.30	0.31
<b>LMG120</b>	4.95	0.54	0.3
<b>LMG130</b>	4.22	0.35	0.79
<b>LMG150</b>	3.11	0.27	0.51
<b>LMG160</b>	2.87	0.22	0.47
<b>LMG170</b>	2.73	<b>0.23</b>	0.06
<b>LMG180</b>	2.7	<b>0.18</b>	0.07

Casier Lit Majeur LMG21 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMG61</b>	9.5	<b>0</b>	0
<b>LMG71</b>	5.22	<b>0.1</b>	0.11
<b>LMG91</b>	4.51	<b>0.56</b>	0.57
<b>LMG111</b>	4.3	<b>0.05</b>	0.02
<b>LMG121</b>	4.29	<b>0.35</b>	0.12
<b>LMG131</b>	4	<b>0.25</b>	0.15
<b>LMG151</b>	3.3	<b>0.4</b>	0.32
<b>LMG161</b>	2.2	<b>0.68</b>	0.65
<b>LMG171</b>	2.21	<b>0.1</b>	0.02

Casier Lit Majeur LMG30 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMG 190</b>	2.14	0.26	0.11
<b>LMG 200</b>	1.74	0.40	0.27
<b>LMG 220</b>	1.46	0.25	0.36
<b>Mer</b>	1	-	-

Casier Lit majeure LMG31 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMG191</b>	2.12	0.15	0.26
<b>LMG191 bis</b>	1.99	0.34	0.16
<b>Mer</b>	1	-	-

Casier lit majeure LMD2 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMD 15</b>	3.06	0.61	0.27
<b>LMD16</b>	2.83	0.16	0.52
<b>LMD17</b>	2.81	0.13	0.05
<b>LMD18</b>	2.8	0.07	0.02

Casier lit majeure LMD3 :

	H (mNGT)	v (m/s)	Froude
<b>LMD19</b>	1.91	0.22	0.07
<b>LMD101</b>	1.9	0.22	0.06
<b>LMD20</b>	1.88	0.57	0.17
<b>LMD103</b>	1.79	0.78	0.22

## PLANS

---