SOGREAH
Ingénieurs Conseils

DIRECTION DU DEVELOPPEMENT
ET DE L'ECONOMIE RURALE

SERVICE DES AMENAGEMENTS
RURAUX ET DE L'HYDRAULIQUE

ETUDE HYDRAULIQUE DE LA RIVIERE OUENGHI ET DES ENDIGUEMENTS EN AVAL ET EN AMONT DE LA RT1

-

ETUDE HYDRAULIQUE DE LA CRUE DU CYCLONE ANNE SUR LES RIVIERES DUMBEA, CARICOUIE, CARIGNAN ET KATIRAMONA AU VOISINAGE DE LA SAVEXPRESS ET DE LA RT1 ET SUR LA RIVIERE COULEE AU VOISINAGE DE LA RT2

-

R 6 0367

Octobre 1988

6, rue de Lorraine, 38130 ECHIROLLES — Adresse postale : BP 172 - X/38042 GRENOBLE CEDEX FRANCE

SOMMAIRE

OBJET DE L'ETUDE — I

SYNTHESE ET CONCLUSIONS — II

CHAPITRE 1 - HYDROLOGIE — 1

1.1 Rivière Ouenghi — 1

1.2 Rivière Coulée — 5

1.3 Rivière Dumbéa — 6

1.4 Rivières Païta — 6

CHAPITRE 2 - RIVIERE OUENGHI - ETUDE DE L'IMPACT DES DIGUES CREES EN LIT MAJEUR ET DE L'AMELIORATION DE CES AMENAGEMENTS — 8

2.1 Situation générale du problème — 8

2.2 Données disponibles — 10

2.3 Méthodologie de l'étude — 10

2.4 Construction et calage du modèle de la rivière Ouenghi — 11

2.5 Etude de l'état actuel avant construction de la RT1 — 16

2.6 Etude de l'état avec RT1 sans autres aménagements — 17

2.7 Etude de l'état aménagé avec la digue de M. GALLIOT seule — 18

2.8 Etude de l'état aménagé avec la digue de M. SACILOTTO seule — 19

2.9 Etude de l'état aménagé au moment du cyclone Anne — 20

2.10 Conclusion sur les responsabilités — 20

2.11 Etude de l'aménagement de M. GALLIOT — 25

2.12 Etude de l'aménagement de M. SACILOTTO — 39

CHAPITRE 3 - RIVIERE COULEE — 47
3.1 Position du problème — 47
3.2 Calage de la crue du cyclone Anne — 47
3.3 Aménagements pour l'urbanisation — 48
3.4 Aménagements pour la navigation — 49

CHAPITRE 4 - RIVIERE DUMBEA — 50
4.1 Situation — 50
4.2 Modélisation — 51
4.3 Impact de la Savexpress — 51
4.4 Impact d'une coupure de obucle dans le parc de Dumbéa — 52
4.5 Impact de la surpression du talus de la voie de chemin de fer — 53
4.6 Barrage antisel — 54

CHAPITRE 5 - RIVIERES DE PAITA
5.1 Situation du problème — 55
5.2 Modélisation des écoulements lors de la crue Anne — 56
5.3 Impact de la Savexpress — 57
5.4 Aménagements — 59

ANNEXE A - CALCULS DE L'IMPACT DE DIGUETTES EN LIT MAJEUR POUR LUTTER CONTRE L'EROSION

LISTE DES FIGURES

1. Ajustement de Gumbel graphique aux débits maxima instantanés annuels de la rivière Dumbéa Est

2. Lois de Gumbel estimées par transposition pour la rivière Ouenghi au franchissement de la RT1

3. Lois de Gumbel estimées par transposition pour les rivières Coulée, Caricouïé, Carignan, Katiramona et Dumbéa au niveau de la RT1.

4. Profils enlong de la rivière Ouenghi

5. Loi du seuil amont sur la Ouenghi

6. Profil en long de la rivière Coulée

7. Profil en long de la rivière Dumbéa

8. Schéma de situation des écoulements à Païta

9. Profil en long de la rivière Caricouïé

10. Profil en long de la rivière Carignan

11. Profil en long de la rivière Katiramona

Plan A - Plan de situation au 1/5000 de la Ouenghi

OBJET DE L'ETUDE

Le service des Aménagements Ruraux et de l'Hydraulique (SARH) de la Direction du Développement de l'Economie Rurale (DIDER) de Nouvelle-Calédonie a demandé à SOGREAH des études hydrauliques concernant les problèmes suivants:

- Rivière Ouenghi au niveau du franchissement de la RT1

  Un différend oppose deux riverains qui ont édifié des digues de protection en lit majeur rive droite du cours d'eau. Il s'agit de déterminer les responsabilités éventuelles ou l'absence de responsabilités de l'un et/ou l'autre riverain dans le phénomène de rupture des digues de protection à la suite du cyclone Anne survenu le 13 janvier 1988. De plus, dans l'hypothèse de la reconstitution de ces ouvrages, SOGREAH doit indiquer les solutions à mettre en place pour éviter de telles ruptures du moins pour des crues fréquentes.

- Rivière Coulée : modélisation de la rivière entre l'embouchure et le confluent avec la Lembi - Calage de la crue du cyclone Anne.

- Rivière Dumbéa : modélisation de la rivière Dumbéa entre l'aval de la route Savexpress et le confluent avec la Couvelée. Calage de la crue du cyclone Anne.

  Etude de l'impact de la Savexpress, d'une coupure de boucle du cours d'eau dans le parc de loisir de Dumbéa, de la suppression des talus de l'ancienne voie de chemin de fer, de la création d'un barrage antisel en amont de la Savexpress.

- Rivière Caricouié, Carignan et Katiramona à Païta. Modélisation des cours d'eau entre l'aval de la Savexpress et la RT1. Calage de la crue du cyclone Anne - Impact du remous de la Savexpress.

SYNTHESE ET CONCLUSIONS

-

1. RESPONSABILITE DES RIVERAINS DANS LES RUPTURES DE DIGUE EN RIVE DROITE OUENGHI

L'étude montre que lors de la crue du cyclone Anne les ruptures de digue observées ne sont pas provoquées par une interaction d'un aménagement sur l'autre.

La digue aval de M. GALLIOT ne crée qu'un remous de 0,05 m au plus à l'aval de l'aménagement de M. SACILOTTO alors que la digue de ce dernier était naturellement sous 1 m à 1,50 m d'eau. La rupture de la digue aval de M. SACILOTTO a eu lieu en début de la pointe de crue et alors que le niveau d'eau à l'aval de la digue était très haut et n'a pas pu être cause de la création d'une vague d'une trentaine de centimètres observée par le riverain d'aval en fin de pointe de crue (soit 1 h 30' à 2 h plus tard).

Les calculs hydrauliques les niveaux observés et l'heure d'observation des phénomènes conduisent à une complète cohérence en faveur de l'analyse précédente.

En réalité, les ouvrages créés par les riverains n'étaient pas adaptés pour résister à la crue du cyclone Anne. Les cotes des digues étaient insuffisantes et non homogènes. Les pentes de crête étaient parallèles au terrain naturel et non aux lignes d'eau. Chaque digue provoque localement un remous qui a conduit à la surverse et à la destruction de l'aménagement, d'autant que les ouvrages récents n'étaient pas encore enherbés.

2. RECONSTRUCTION DES OUVRAGES

SOGREAH propose pour l'efficacité la sécurité et la pérennité des ouvrages :

- un raccourcissement de la digue de M. GALLIOT et une nouvelle ligne de crête un peu plus élevée que la précédente (avec mise en place d'une zone fusible préférentielle),

. l'arasement de la digue latérale aval de M. SACILOTTO et un relèvement de la digue longitudinale, relèvement accentué au droit des Paillotes,

. un enherbement soigné et dense des talus des digues et une surveillance après chaque crue surtout dans le cas de la digue de M. SACILOTTO.

3. AUTRES COURS D'EAU

Les autres cours d'eau modélisés sont :

. la Dumbéa
. la Coulée
. les rivières de Païta

au niveau de la Savexpress et/où de la RT1.

On retiendra principalement que :

. le remous de la Savexpress lors de la crue de Anne s'arrête à l'ancienne ligne de chemin de fer sur la rivière Dumbéa. La suppression du talus de cette voie a un effet très bénéfique sur l'amont et qui se fait sentir assez loin (0,30 à 2 km en amont),

. le remous de la Savexpress lors de la crue Anne s'amortit vers le confluent Caricouïé-Carignan. Il est par contre important pour le lotissement situé sur la Kariramona en rive droite amont de la Savexpress.

Chapitre 1

HYDROLOGIE

-

1.1 RIVIERE OUENGHI

On dispose de quelques informations à une station de mesure des débits situé au pont de la RT1.

Les renseignements concernant cette station et les débits qui y ont été mesurés ont été fournis à SOGREAH par l'ORSTOM, gestionnaire de la station.

Un échelle a d'abord été installée sur la culée rive gauche du pont fin 1954. Des lectures ont eu lieu de façon irrégulière jusqu'en 1967. Fin 1970, un limnigraphe à flotteur a été placé à environ 40 m en amont du pont, doublé d'une échelle limnimétrique, calée à 0,62 m plus haut que la précédente. Cette station fut détruite en 1975 lors de la crue du cyclone Alison. Un autre limnigraphe a été installé immédiatement après, cette fois en rive droite. Puis le limnigraphe a été déplacé avec l'échelle et implanté sous le pont de la RT1, dans la partie amont de l'ouvrage, en rive droite.

Le calage du zéro de l'échelle n'a pas changé.

Des jaugeages ont eu lieu dans une section située à 40 m en amont du pont, en hautes eaux, à l'aide d'un téléphérique en 1974 et 1975. Le plus fort débit jaugé atteint 1068 m^3/s pour une cote à l'échelle de 6,64 m à 6,65 m.

Le zéro de l'échelle est à a cote 1,565 NGNC. Le plus fort jaugeage aurait donc atteint la cote 8,21 environ. Pour cette cote, il y a débordement en rive droite (d'après la section S8 levée par le SARH en amont de la RT1). Si on remonte le remous dans la Ouenghi vers l'amont avec le débit jaugé de 1068 m^3/s et pour la cote 8,21 NGNC à la station, on remarque que des débordements sont très probables en rive gauche et en rive droite en certains points bas des berges qui constituent le départ de fossés alimentant les lits majeurs rive gauche et rive droite.

Par ailleurs, avec la cote 8,21 NGNC, des débordements sur la RT1 sont inévitables en rive droite et rive gauche puisque les lits majeurs ont pu être alimentés et que la cote de la route descend à 6,40 m en rive droite et 5,40 NGNC en rive gauche. Ces débordements ont lieu aux extrémités des lits majeurs rive gauche et rive droite. Comme les jaugeages ne concernent semble-t-il que le lit mineur, il se peut qu'une partie du débit n'ait pas été prise en compte. Le calage NGNC de l'échelle est certainement aussi à vérifier.

Quoiqu'il en soit, au-delà de la capacité du lit mineur (qui varie entre 900 et 1200 m^3/s environ selon la section), il y a débordement et la station ne permet plus de connaître le débit de crue car l'extrapolation de la courbe de tarage est très difficile. En effet, pour toute une classe de débits (par exemple 1000 à 1600 m^3/s), comme la plaine a une forme en toit, une partie notable du débit est évacuée dans les lits majeurs rive gauche et rive droite, avec une cote différente de celle du lit mineur dans une même section, les débordements vers les lits majeurs ayant eu lieu par plusieurs zones basses, parfois loin en amont de la station.

Par ailleurs, on signale les inconvénients suivants :

- un détarage de la station existe par suite d'un engraissement des fonds consécutifs aux apports de remblais non stabilisés de stérils miniers. Ce détarage doit être assez faible cependant,

- il n'y a pas de correction prise en compte dans la courbe de tarage à la suite du deuxième déplacement d'échelle (40 mètres),

- la station actuelle, située dans l'ouvrage, est dans une zone de mise en vitesse influencée par le remous de la RT1. De plus, les fonds doivent beaucoup varier en période de crue vu les fortes vitesses,

- la création de la digue Galliot en 1987 induit un remous de 0,70 m à 0,85 m qui rend très difficile à interpréter la lecture de l'échelle pour cette crue,

- la future digue prévue, différente de celle de 1987, induira à l'avenir un remous différent qui rend encore plus hypothétique l'interprétation des indications futures de la station.

L'ensemble des inconvénients explicités ci-dessus rend très délicat l'utilisation de la station du pont de la Ouenghi actuellement et dans l'avenir.

On donne cependant à titre indicatif les hauteurs maximales enregistrées suivantes :

Année	Hauteur lue à l'échelle (m)*
1954-55	6,96 - 0,62 = 6,34 ancienne
1957	6,40 - 0,62 = 5,78 échelle
1970-71	6,22
1971-72	6,10
1973-74	6,70
1974-75	7,04 (Allison)
1975-76	6,42
1980-81	6,44
1981-82	6,75 (Gyan)
1987	6,76 (Anne)

Pour la deuxième partie de l'étude de la Ouenghi, concernant l'amélioration des aménagements privés envisagés, il importe d'avoir une idée, même imprécise, des débits de période de retour donnée.

La méthode très grossière utilisée est une simple moyenne des transpositions à partir des données connues du bassin versant de la rivière Boguen (station aval Arémo) d'une part, et du bassin versant de la rivière Dumbéa Est d'autre part.

Ces deux bassins sont situés sur la côte Ouest et sont respectivement au Nord et au Sud du bassin étudié.

Ils ne sont cependant pas contigus.

On dispose aux stations des rivières Boguen et Dumbéa Est de séries de débits assez longues. Ces stations sont par ailleurs de bonne qualité.

Selon une formulation classique en hydrologie on écrit la transposition des débits d'un bassin connu (Q_T) à un autre inconnu (Q'_T) comme suit :

$$Q'_T = Q_T \left(\frac{S'}{S}\right)^{\alpha}$$

S' superficie bassin inconnu

S superficie bassin connu

T période de retour

coefficient de transportation variant généralement entre 0,5 et 0,8.

Une étude précédente de SOGREAH sur les rivières Boguen, Néra et Foa pour la crue du cyclone Gyan a permis d'estimer le coefficient α de l'ordre de 0,6.

Avec les débits fournis aux stations précédentes par l'ORSTOM, SOGREAH a réalisé un ajustement de Gumbel graphique.

La figure 1 présente les ajustements réalisés, pour Dumbéa Est (on a réalisé deux ajustements dont a retenu les valeurs ci-dessous).

Le tableau ci-dessous indique les débits de période de retour donnée et les transpositions obtenues sur la rivière Ouenghi.

		Débit m3/s					
Station	Bassin versant (km²)	T = 2	T = 5	T = 10	T = 20	T = 50	Durée des observations
Boguen aval Aremo	114	500	950	1200	1620	2330	1955-1983
Dumbéa Est	56	280	650	900	1150	1500	1962-1988
Ouenghi RT1 (depuis Boguen)	240	780	1485	1875	2530	3640	
Ouenghi RT1 (depuis Dumbéa)	240	670	1555	2155	2750	3590	
Ouenghi RT1 (moyenne des estimations précédentes)	240	725	1520	2015	2640	3615	

Remarquons que le cyclone Anne en 1988 est la deuxième plus forte valeur enregistrée sur la Dumbéa Est (1120 m³/s) après le cyclone Collen en 1969 (1200 m³/s). La période de retour de l 'événement Anne est alors, selon notre ajustement de Gumbel, de 18 ans. L'ORSTOM propose de son côté, selon son propre ajustement, la valeur de 28 ans (ajustement selon une loi Pearson). Cependant avec un ajustement de Galton, l'ORSTOM trouve T = 18 ans et avec un ajustement de Fréchet, T = 17 ans.

Le calcul hydraulique (cf. chapitre 2) conduit à estimer la valeur de la crue de Anne sur la Ouenghi au niveau de la RT1 à 2000 m³/s. Dans ces conditions, la période de retour de cette crue est de l'ordre de 8 à 11 ans (cf. figure 2). L'ORSTOM avance de son côté la valeur de 8 ans.

1.2 RIVIERE COULEE

Le bassin versant total est de 91 km² à l'embouchure. Il est de 72 km² à la confluence entre la Coulée et la Nembi, soit à l'entrée amont de la zone d'étude.

Il n'y a pas de station de mesures des débits sur ce cours d'eau, mais il est prévu d'installer un limnigraphe.

Par reconstitution, à partir du bassin de la Dumbéa Est, le plus proche bassin connu, et avec les coefficients de transposition $\alpha = 0,6$ et $\alpha = 0,75$, on obtient les valeurs suivantes pour la Coulée (b.v. 72 km²).

	Débit m3/s				
	T = 2	T = 5	T = 10	T = 20	T = 50
α = 0, α = 0,75	325 340	755 785	1045 1085	1340 1390	1745 1810

On remarque que l'influence de α n'est pas très importante, les superficies des bassins étant peu différentes.

L'étude hydraulique de la rivière Coulée pour la crue du cyclone Anne conduit à retenir une valeur de débit maximal de 1200 m³/s correspondant à une période de retour d'environ 14 ans.

1.3 RIVIERE DUMBEA

Les superficies des sous-bassins versants de la rivière Dumbéa sont les suivantes (fournies par le SARH) :

- rivière Nondoué ——— 28 km²
- rivière Couvelée ——— 48 km²
- rivière Dumbéa Est ——— 43,5 km²
- rivière Est ——— 72 km²
- rivière Koghis ——— 24,5 km²
- bassin versant à l'embouchure ——— 17,0 km²

A l'amont de la zone d'étude, le bassin de la Dumbéa est de 216 km².

La transposition hydrologique à partir de la station de la Dumbéa Est, avec un coefficient $\alpha = 0,6$ et un coefficient $\alpha = 0,75$ conduit aux valeurs suivantes :

	Débit (m3/s)					
	α	T = 2	T = 5	T = 10	T = 20	T = 50
Débit Dumbéa à la RT1 (m3/s)	0,6 0,75	630 770	1460 1790	2020 2480	2580 3165	3370 4130

L'étude hydraulique (cf. chapitre 4) conduit à estimer le débit de la crue du cyclone Anne sur la Dumbéa au niveau de la Savexpress et de la RT1 à 3300 m³. Cela conduit, avec une loi de Gumbel, à une période de retour de 45 ans (α = 0,6) ou 23 ans (α = 0,75).

On voit que la différence est grande, mais on ne dispose pas d'élément pour trancher. Le bassin versant est constitué de plusieurs bassins de superficies voisines et confluant ensemble : les problèmes de concomitance sont prépondérants.

1.4 RIVIERES DE PAITA

Les rivières qui passent à Païta sont proches du bassin de la Dumbéa. On estimera une transposition à partir de la Dumbéa Est avec un coefficient α = 0,6 et α = 0,75.

Le bassin de la Katiramona est nettement plus bas que les bassins des rivières Caricouie et Carignan qui s'élèvent à une altitude comparable à celle du bassin de la Dumbéa Est.

La transposition est plus délicate (on s'est limité à α = 0,75).

		Débit (m3/s)				
Rivière	Superficie bassin versant (km²)	T = 2	T = 5	T = 10	T = 20	T = 50
Carignan (α = 0,6)	25	170	400	555	710	920
Caricouïé (α = 0,6)	31,2	200	460	630	810	1055
Katiramona (α = 0,75)	18,8	120	285	395	510	660
Carignan + Caricouïé (α = 0,6 et 0,75)	56,2	280	650	900	1150	1500
Carignan (α = 0,75)	25	150	355	490	630	820
Caricouïé (α = 0,75)	31,2	180	420	580	740	970

L'étude hydraulique a permis d'obtenir les valeurs de débits suivants pour la crue du cyclone Anne.

. Caricouïé	680 m³/s
. Carignan + Caricouïé	1030 m³/s
. Katiramona	340 m³/s

Cela conduit aux périodes de retour suivantes :

. Caricouïé (amont confluence)	11 à 14 ans
. Caricouïé (aval confluence)	15 ans
. Katiramona	7 ans

En ce qui concerne la Katiramona, le bassin versant étant bas, il est possible que la transposition adoptée soit mauvaise.

Par ailleurs du fait de la présence de la Savexpress, il y a eu report de débit de la Caricouïé vers la Katiramona à l'amont et à l'aval immédiat de cette route. A l'amont immédiat de la RT1, la période de retour correspondant au débit total est alors de l'ordre de 15 ans.

Dans l'ensemble, on considérera que la période de retour de phénomènes observés à Païta est de l'ordre de 15 ans.

oOo

Chapitre 2

RIVIERE OUENGHI - ETUDE DE L'IMPACT DES DIGUES CREEES EN LIT MAJEUR ET DE L'AMELIORATION DE CES AMENAGEMENTS

-

2.1 SITUATION GENERALE DU PROBLEME

Le plan au 1/5000 donné en pochette (annexe A) situe la zone d'étude.

A l'amont de la RT1, en rive droite, le propriétaire de l'hôtel-restaurant "les Paillotes de la Ouenghi", M. SACILOTTO, a édifié une digue en terre d'environ 2 km de long (dont 1 km le long du cours d'eau) pour protéger ses installations est éviter l'érosion des terrains lors des crues. Cette digue en terre surplombait le terrain naturel de 1,0 m à 1,50 m environ lors de la crue du cyclone Anne.

Elle se ferme à l'amont sur un point haut dans une partie assez rétrécie du lit majeur. Puis elle longe le cours d'eau en lit majeur sur environ 1050 m et oblique vers la droite traversant le lit majeur rive droite (550 m), dans le but d'empêcher une inondation par l'aval. Elle se ferme en bordure du lit majeur sur un point haut, en remontant légèrement vers l'amont.

Lors de la crue consécutive au cyclone Anne, dont la pointe s'est produite durant la nuit du 13 au 14 janvier 1988, la digue s'est rompue sur environ 30 mètres dans la partie amont longeant la rivière, suite à une surverse due à la montée importante des eaux.

La digue aval de fermeture a aussi été submergée sur une grande longueur et érodée.

A l'aval immédiat de la RT1, en rive droite, le propriétaire du terrain, M. GALLIOT a édifié une digue, parallèle à la RT1, c'est-à-dire transversale à l'écoulement. Cette digue n'était pas continue lors de la crue de 1987 : une ouverture de 140 m existait dans l'ouvrage. Par ailleurs, cette digue ne commence pas à même la berge du cours d'eau laissant libre un passage d'environ 125 m. La longueur de digue était 925 m.

La digue de M. GALLIOT a pour but d'empêcher l'érosion des terres lors des crues. L'efficacité de cet ouvrage est toutefois limitée à la "zone d'ombre" que la digue induit pour l'écoulement qui se développe à l'aval. On peut supposer en première approximation, que les débordements en rive droite à l'aval de la digue, s'étalent en lit majeur, en formant un angle de l'ordre de 45° avec celle-ci.

Lors du cyclone Anne, la crue a ouvert une brèche de 180 m environ dans la digue vers son extrémité en bordure du lit majeur et a agrandi de 10 m l'ouverture centrale existante. Les laisses de crue relevées sur le site par les services du SARH témoignent de l'existence d'une dénivelée qui a atteint 0,70 m à 0,75 m entre l'amont et l'aval de l'ouvrage avant sa rupture.

La digue de M. GALLIOT est située à environ 100 mètres à l'aval de la RT1.

Signalons par ailleurs qu'il n'existe aucune habitation à l'aval de la digue de M. GALLIOT et que l'hôtel "les Paillotes de la Ouenghi" est situé sur un tertre qui ne le met pas hors d'eau complètement mais a permis que l'inondation ne dépasse pas 0,20 m à 0,30 m au rez-de-chaussée.

En ce qui concerne la chronologie des événements, il semble d'après les récits faits séparément par chacun des propriétaires que les ruptures de digue se soient produites de la façon suivantes. D'abord la digue amont, puis la digue aval des "Paillotes de la Ouenghi" se sont rompues. Enfin, c'est la digue de M. GALLIOT qui a cédé.

En effet, selon M. SACILOTTO, la crue aurait atteint son niveau maximal vers 1 heure du matin, pour le conserver jusque vers 4 h à 4 h 20', moment où le niveau aurait brutalement baissé. Selon M.GALLIOT, la digue aurait été rompue vers 5 heures du matin, suite à une brutale augmentation de débit, matérialisée par trois vagues successives.

Les digues de ces deux propriétaires étaient récentes et donc très sensibles à l'érosion régressive du à un déversement en raison d'une faible végétalisation des talus.

Chaque propriétaire met en cause les endiguements réalisés par son voisin et le rend responsable de la rupture de ses propres digues.

L'objet de l'étude est de déterminer les responsabilités réciproques si elles existent et, comme ces riverains souhaitent rétablir leurs protections, de préconiser des dispositions pour limiter, dans la mesure du possible et pour une certaine période de retour du phénomène, les risques d'une autre rupture.

2.2 DONNEES DISPONIBLES

On dispose des données topographiques suivantes :

- fond de plan au 1/5000 situant la rivière, les aménagements, la RT1 et présentant le lit majeur du cours d'eau avec quelques points nivelés (restitution photogrammétrique),
- quelques cotes sur les endiguements des deux propriétaires en nombre suffisant pour en apprécier le profil en long,
- le profil en long de la RT1 dans toute sa traversée du lit majeur de la rivière Ouenghi,
- neufs profils en travers du lit majeur du cours d'eau. Le lit majeur a une extension d'environ 1500 à 1800 m sauf dans la zone amont où il se rétrécit à 800 m,
- quatorze profils en travers du lit mineur plus le profil en travers du pont de la RT1,
- des laisses de crue nombreuses (25) identifiées par les traces laissées par la crue sur les arbres : les eaux chargées de stérils latéritiques rouges d'extractions minières de nickel laissent des marques facilement reconnaissables sur des arbres. Ces valeurs sont homogènes entre elles. Les incohérences éventuelles peuvent s'expliquer par l'existence de remous locaux créés par des embâcles d'arbres.

2.3 METHODOLOGIE DE L'ETUDE

Pour déterminer d'éventuelles responsabilités, il faut comprendre l'impact de chaque aménagement sur l'écoulement des crues à l'état naturel avant aménagement.

On procédera donc à l'étude successive de :

- l'état dit "naturel" avant construction des endiguements de M. SACILOTTO et de M. GALLIOT et même avant présence de la RT1,
- l'état dit "RT1" avec présence de la seule route en lit majeur,
- l'état dit "endiguement aval" avec présence de la RT1 et des endiguements de M. GALLIOT seulement,
- l'état dit "endiguement amont" avec présence de la RT1 et des endiguements de M. SACILOTTO seulement,
- l'état dit "1988" avec présence de la RT1 et des endiguements de M. GALLIOT et de M. SACILOTTO tels qu'il existaient lors du cyclone Anne.

On sera ainsi capable de mesurer l'impact de chaque aménagement.

Les études précédentes seront réalisées sur un modèle mathématique de la Ouenghi. Pour être sûr de la validité de ce modèle, il faut pouvoir le caler sur un événement connu. La crue du cyclone Anne servira de référence puisque on dispose de nombreuses laisses de crue. Cette crue sera d'ailleurs la crue de "projet" pour laquelle on étudiera les divers "états" définis ci-dessus puisque c'est pour cette crue que le litige est apparu.

On établira donc successivement la construction du modèle de la rivière Ouenghi dans la zone d'étude et son calage pour la crue du cyclone Anne puis les divers états identifiés précédemment avant de conclure sur les causes des ruptures des digues observées. On indiquera ensuite les mesures principales à prendre dans l'optique d'une éventuelle reconstruction des ouvrages.

2.4 CONSTRUCTION ET CALAGE DU MODELE DE LA RIVIERE OUENGHI

2.4.1 CONSTRUCTION DU MODELE

L'écoulement de la rivière Ouenghi est modélisé à l'aide du programme ECOPERM, mis au point par SOGREAH, qui résoud l'équation de l'écoulement permanent de l'eau (équation de Bernouilli) le long d'un cours d'eau de section quelconque variable en prenant en compte les pertes de charge singulières éventuelles par divergence-convergence et les pertes de charge par frottement en lit mineur et en lit majeur en fonction de l'état du lit.

Les profils en travers levés par le SARH ont été utilisés à cet effet. Les profils retenus pour le calcul sont reportés sur le plan joint en annexe (10 profils en travers pour une longueur d'écoulement d'environ 3600 m en lit majeur et 4750 m en lit mineur).

2.4.2 REFLEXION GENERALE SUR LES ECOULEMENTS

L'observation des profils en travers du lit majeur montre que la plaine de la Ouenghi est "en toit" c'est-à-dire que les sommets de berge rive gauche et rive droite du cours d'eau sont plus hauts que les lits majeurs rive gauche et rive droite qui présentent chacun une pente latérale descendant depuis la berge du cours vers l'extrémité du lit : la différence de niveau peut atteindre 1 à 2,50 m, parfois plus du fait de la présence d'anciens chenaux d'écoulements, au pied des coteaux qui enserrent la vallée, en rive gauche et en rive droite.

Ce type de profil en travers est classique, surtout en fin de parcours des cours d'eau : les vitesses d'écoulement étant beaucoup plus faibles qu'en amont, le cours d'eau dépose les éléments transportés venant d'amont. Il ne creuse pas son lit comme en amont mais le construit par élévation des berges.

L'écoulement des crues a lieu ainsi de la façon suivante :

. Jusqu'à un débit Q_m l'écoulement reste dans le lit mineur,

. Pour un débit compris entre Q_m et Q_M, il y a débordement et on peut observer alors des écoulement distincts en lit mineur, en lit majeur rive gauche et en lit majeur rive droite. Dans une même section transversale perpendiculaire à la vallée, on observera des niveaux d'eau différents : le niveau en lit mineur sera généralement plus haut que les niveaux en lit majeur.

  L'écoulement est complexe, présente des courants de direction perpendiculaire ou oblique par rapport à l'axe de la vallée, dans les zones de débordement. On ne peut pas le modéliser par un unique modèle de calcul unidimensionnel comme ECOPERM. Il faudrait pour une résolution exacte un modèle bidimensionnel très sophistiqué, lourd d'emploi (nombreuses données topographiques nécessaires), cher en exploitation et, finalement inadapté eu égard aux problèmes posés. Une approche suffisante du phénomène peut être réalisée par la modélisation de plusieurs écoulements unidimensionnels (lit mineur, lit majeur rive gauche et rive droite).

. Pour un débit supérieur à Q_M, le niveau en lit majeur rive gauche et rive droite devient proche du niveau en lit mineur, c'est-à-dire dépasse systématiquement les cotes de sommet de berges. On retrouve alors approximativement un écoulement unique modélisable par ECOPERM.

En dehors de la caractéristique précédente propre à la morphologie du cours d'eau, l'écoulement d'une crue comme celle du cyclone Anne a été perturbée par les aménagements dus à l'homme.

. La RT1 fait obstacle à l'écoulement en traversant tout le lit majeur. Pour les petites crues faiblement débordante elle crée un remous, tant qu'elle n'est pas submergée. Dès qu'elle est submergée, ce remous diminue jusqu'à devenir très faible (quelques centimètres) pour les fortes crues.

. La digue de M. GALLIOT barre la majeure partie du lit majeur rive droite à l'aval de la RT1. Plus haute que la RT1, elle crée un remous certainement important (de l'ordre de 0,70 m pour le cyclone Anne) pour les crues moyennes et fortes.

  Elle est alors submergée par l'amont et doit encaisser une chute importante. Elle est donc a priori pratiquement condamnée à subir des dégâts importants à chaque crue susceptible de la submerger. Le remous créé par cet ouvrage remonte à une certaine distance en amont qu'il est possible d'apprécier par le calcul.

. La digue de M. SACILOTTO a pour effet de resserrer le lit majeur rive droite de l'écoulement sur une longueur d'environ 1200 m ce qui provoque une surélévation des niveaux par rapport à l'état naturel le long de l'endiguement et en amont. On peut apprécier par le calcul cette surélévation. Si le niveau de crue dépasse en un point la crête de digue il y a surverse avec une chute importante, puisque, le casier endigué étant fermé, il n'y a pas d'eau à l'intérieur. Là encore, la rupture est obligatoire dès qu'il y a possibilité de surverse, à moins d'aménagement spécifique de cette surverse.

2.4.3 CALAGE DU MODELE POUR LA CRUE DU CYCLONE ANNE

Le calage recherché n'en est pas véritablement un. Pour cela il faudrait que le débit de crue sot précisément connu. On vérifierait alors que la modélisation fournit la ligne d'eau observée. Or l'analyse hydrologique n'indique que de façon très grossière le débit supposé de la crue.

En pratique, le calage réalisé consiste plutôt à rechercher le débit qui permet d'obtenir la ligne d'eau observée. Si on réussit avec un débit donné à ajuster la ligne d'eau calculée à la ligne d'eau observée qui comprend de nombreux points, on s'estimera satisfait par le réglage du modèle.

On divise la modélisation en deux parties :

. une partie à l'aval de la RT1 et de la digue de M. GALLIOT,

. une partie à l'amont de la RT1.

La cote aval de chacun des deux modèles est connue par les laisses de crues observées.

Les coefficients de Strickler adoptés du lit mineur (K = 25) et du lit majeur (K = 12 en zone dégagée, K = 8 en zone de taillis non dense, K = 6 en zone de taillis dense) sont des valeurs classiques raisonnables pour le type de lit observé.

Après plusieurs essais avec des débits croissants, on a retenu une valeur de débit de 2000 m³/s. On donne ci-dessous les valeurs calculées sur chaque modèle aval et amont avec les valeurs des laisses de crue observée. Il faut comparer la laisse de crue non avec la ligne d'eau mais avec la ligne de charge.

(modèle DUEN2)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)	laisses (m)
S6	2.870	2000.00	8.09	0.97	8.14	8.0/8.16
S4	4.260	2000.00	6.20	3.44	6.80	6.90
S3	4.760	2000.00	5.55	2.26	5.81	5.70/5.80

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)	laisses (m)
S13	0.000	2000.00	13.49	1.50	13.60	13.67/13.96
S12	0.450	2000.00	11.95	4.08	12.79	12.89/13.00
S11	0.870	2000.00	10.90	3.93	11.69	11.50
S101	1.165	2000.00	10.43	2.63	10.78	
S10	1.550	2000.00	9.97	1.71	10.12	9.69/10.45
S9	2.250	2000.00	9.31	1.76	9.47	9.52
S8	2.730	2000.00	8.95	1.08	9.01	8.95/9.02

On observe une concordance très satisfaisante des niveaux de charge et des laisses de crue. En comparant par ailleurs les niveaux de crue et les cotes de sommet de berge, on remarque que:

- à l'aval de la RT1, les niveaux de crue sont supérieurs aux sommets de berges, l'hypothèse d'un écoulement unidimensionnel unique est donc correcte,

- à l'amont de la RT1 par contre entre les profils S10 et S12, on remarque que les cotes de berge sont généralement plus hautes que les niveaux de crue. L'hypothèse d'un écoulement unique n'est pas vérifiée.

Pour mieux cerner l'écoulement, on peut effectuer un calcul en ne prenant en compte le lit majeur (rive gauche ou rive droite) que dans la mesure où le niveau de crue dépasse le sommet de berge (rive gauche ou rive droite) correspondant.

On obtient les résultats ci-dessous :

(modèle OUENA)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2000.00	13.57	1.46	13.68
S12	0.450	2000.00	12.40	3.57	13.05
S11	0.870	2000.00	11.88	2.75	12.26
S101	1.165	2000.00	11.71	1.18	11.78
S10	1.550	2000.00	10.32	4.00	11.13
S9	2.250	2000.00	9.31	1.76	9.47
S8	2.730	2000.00	8.95	1.08	9.01

On remarque alors que la ligne d'eau obtenue est plus haute que les berges rive gauche et rive droite. Cela signifie que l'écoulement de la crue déborde en tout point du lit mineur en rive gauche et rive droite. On est donc assuré que les lits majeurs rive gauche et rive droite se remplissent et que le calcul effectué dans le premier cas (prise en compte des lits moyens rive gauche et rive droite dans leur totalité pour la cote de la crue) est proche de la réalité.

Par ailleurs, l'enquête de terrain confirme l'existence de zones de débordements possibles en rive gauche et en rive droite.

En conclusion, on retiendra les résultats de ce premier calcul en sachant qu'entre les profils S10 et S12, on a des écoulements lit majeur rive gauche, lit mineur et lit majeur rive droite dissociés avec des possibilités d'obtention de niveaux différents. Le cas est sans doute le plus net vers le profil P10 : on observe d'ailleurs des laisses de crue notablement différentes sur ce profil, soit de la rive gauche vers la rive droite : 10,45, ~~10,80~~ 10,80 ok et 9,69.

Le calage précédent concerne l'écoulement à l'aval et à l'amont de la RT1. Au niveau de la digue de M. GALLIOT et de la RT1 existe une perte de charge singulière créée par la convergence-divergence que subit l'écoulement, par rapport au passage direct avant création de la digue. Remarquons que la RT1 seule créait déjà une perte de charge avant création de la digue. On étudiera plus loin la modélisation de ces pertes de charge locales, connues précisément par la crue Anne.

La figure 4 présente le profil en long de la ligne de charge.

2.5 ETUDE DE L'ETAT ACTUEL AVANT CONSTRUCTION DE LA RT1

On donne ci-dessous le résultats de calcul de la ligne d'eau pour 2000 m³/s sans présence d'aucun aménagement dans le lit du cours d'eau.

(modèle OUENN2)

Ligne d'eau n° 1

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2000.00	13.16	1.67	13.30
S12	0.450	2000.00	11.55	4.01	12.37
S11	0.870	2000.00	10.82	2.73	11.20
S101	1.165	2000.00	10.39	2.71	10.76
S10	1.550	2000.00	9.88	1.80	10.05
S9	2.250	2000.00	8.83	2.41	9.12
S8	2.730	2000.00	8.14	1.82	8.31
S6	2.870	2000.00	8.09	0.97	8.14
S4	4.260	2000.00	6.20	3.44	6.80
S3	4.760	2000.00	5.55	2.26	5.81

On remarque que le niveau au profil P8 (amont RT1) vaut 8.14 au lieu de 8.95 observé lors du cyclone Anne. Le remous dû à l'ensemble digue de M. GALLIOT et remblai RT1 vaut donc 0,80 m environ. On remarque que le remous résiduel au profil S101, c'est-à-dire à l'aval immédiat de l'endiguement des Paillottes ne vaut plus que 0,04 m (10,43 - 10,39).

La répartition des débits au droit du franchissement de la RT1 serait approximativement :

- lit mineur ———————————— 970 m³/s
- lit majeur rive gauche ———————————— 250 m³/s
- lit majeur rive droite ———————————— 780 m³/s

On remarque par ailleurs que l'endiguement du restaurant les "Paillottes" crée une surélévation de niveau de :

- 0,08 m au profil S11 à l'aval de l'endiguement,
- 0,40 m au profil S12, c'est-à-dire à pratiquement au droit de l'hôtel et des paillottes,
- 0,33 m au profil S13, c'est-à-dire à l'amont de l'endiguement.

La pente de l'écoulement naturel entre les profils S10 et S8 vaut 1,47 ‰.

Au moment de Anne, elle était réduite à 0,86 ‰.

La dénivelée dans l'état naturel entre le profil S8 (amont RT1) et l'aval de l'endiguement de M. SACILOTTO (Prof. S101) vaut 10,30 - 8,14 = 2,25 m.

Dans l'état de la crue de Anne, cette dénivelée était encore de 10,43 - 8,95 = 1,48 m.

2.6 ETUDE DE L'ETAT AVEC RT1 SANS AUTRES AMENAGEMENTS

La RT1 barre le lit majeur de l'écoulement. Elle crée donc un remous à l'amont de remblai. Il est intéressant d'estimer approximativement la valeur de ce remous dans le cas de la crue Anne.

Le franchissement de la RT1 s'effectue :

- par l'ouvrage sur le lit mineur,
- par surverse sur la route en rive gauche,
- par surverse sur la route rive droite.

Dans l'étude de répartition des débits en lit mineur et majeur dans l'état naturel, on a obtenu une répartition approximative des débits conduisant à 780 m³/s en lit majeur rive droite.

Un tel débit peut franchir le RT1 en rive droite avec une cote amont de 8,42 NGNC correspondant à un remous de 0,33 m. C'est une estimation maximale du remous créé par le RT1, en effet, une partie du débit du lit majeur rive droite va se redistribuer dans le lit mineur d'une part, et vers la rive gauche d'autre part. Or la RT1 en rive gauche peut passer un débit très important sous une faible charge.

Pratiquement, si on prend en compte l'ensemble du déversement possible en rive gauche et rive droite, on trouve que la crue de 2000 m³/s est évacuée avec un remous de 0,04 m.

En réalité, le transfert de débit du lit majeur rive droite vers le lit majeur rive gauche conduira à des pertes de charge par frottement.

On peut en première approximation supposer un remous dû à la RT1 de l'ordre de 0,20 m. On remarque qu'un tel remous est complètement amorti dès le profil S10 (cf. calcul ci-dessous) :

(modèle OUENN2)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2000.00	13.16	1.67	13.30
S12	0.450	2000.00	11.55	4.01	12.37
S11	0.870	2000.00	10.82	2.73	11.20
S101	1.165	2000.00	10.39	2.71	10.76
S10	1.550	2000.00	9.89	1.80	10.05
S9	2.250	2000.00	8.93	2.25	9.19
S8	2.730	2000.00	8.34	1.59	8.47

2.7 ETUDE DE L'ETAT AMENAGE AVEC LA DIGUE DE M. GALLIOT SEULE

L'impact maximal provoqué par cet ouvrage est obtenu pour une crue à la limite du débordement sur la digue, c'est-à-dire un ouvrage qui oblige la majorité des eaux du lit majeur rive droite à retourner vers le lit mineur et le lit majeur rive gauche. Pour des crues plus élevées, il y a déversement sur cette digue et le remous est moindre.

On peut considérer que la crue du cyclone Anne représente presque le cas le plus défavorable puisqu'il y a déversement à un certain moment mais de façon localisée.

La crue de 2000 m³/s crée selon les laisses de crues une dénivelée de 0,70 m à 0,85 m (cote 7,95 à 8,16 à l'aval, cote 8,71 à 8,85 NGNC à l'amont).

On retiendra la valeur 0,75 m la plus probable au droit de l'ouvrage.

Dans ces conditions, le remous propre dû à la RT1 est très faible : de l'ordre de 0,10 m d'après les laisses de crue dans la zone de débordement de rive droite. C'est ce que confirme le calcul si on essaie de transiter 780 m³/s sur la RT1, rive droite, avec une cote aval de l'ordre de 8,70 à 8,85 NGF : on trouve une dénivelée de l'ordre de 5 à 6 cm.

En conséquence, pour une crue du type Anne, on peut conclure que :

. la digue de M. GALLIOT crée un remous de 0,70 m à 0,85 m à son amont immédiat,

. auquel s'ajoute un remous de l'ordre de 0,10 m dû à la RT1,

. ce qui donne à l'amont de la RT1 un remous total de 0,80 m par rapport à l'état naturel sans RT1 et un remous de 0,60 m par rapport à la situation avec RT1 précédent les aménagements,

. ce remous par rapport à l'état avec RT1 sans la digue de M. GALLIOT est amorti rapidement, il reste de l'ordre de 0,05 m maximum au niveau de l'endiguement aval des Paillottes de la Ouenghi.

2.8 ETUDE DE L'ETAT AMENAGE AVEC LA DIGUE DE M. SACILOTTO SEULE

La digue de M. SACILOTTO considérée seule par rapport à l'état naturel ou à l'état avec RT1 (voir calcul ci-dessous) crée un remous de :

. 0,05 m en S11
. 0,39 m en S12
. 0,33 m en S13

c'est-à-dire un remous équivalent à celui de l'état actuel (crue ANNE). Les cotes obtenues en S12 et S13 sont identiques avec ou sans présence de la RT1 et de la digue de M. GALLIOT.

(modèle OUEN2)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2000.00	13.49	1.50	13.60
S12	0.450	2000.00	11.94	4.09	12.79
S11	0.870	2000.00	10.87	3.97	11.68
S101	1.165	2000.00	10.39	2.71	10.76
S10	1.550	2000.00	9.89	1.80	10.05
S9	2.250	2000.00	8.93	2.25	9.19
S8	2.730	2000.00	8.34	1.59	8.47

2.9 ETUDE DE L'ETAT AMENAGE AU MOMENT DU CYCLONE ANNE

Le calcul a été effectué en 2.4.3. En comparant avec les cas de calcul sans aménagement (mais avec présence de la RT1), on retient les conclusions principales suivantes :

- Impact propre à la digue M. GALLIOT : remous de 0,70 m à 0,85 m à l'amont de la digue, remous résiduel de 0,05 m à l'aval immédiat de l'endiguement de M. SACILOTTO.

- Impact propre à la digue M. SACILOTTO : remous de 0,05 m dans la partie aval (S11) et 0,35 m à 0,40 m au centre et à l'amont de l'endiguement (S12 à S13).

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus :

Etats d'aménagement comparés	Amont digue M. GALLIOT	Amont RT1	S101 Aval digue M. SACILOTTO	S11	S12	S13 Amont digue M. SACILOTTO
Etat avec RT1/ Etat naturel	-	0,20	0	0	0	0
Etat avec digue GALLIOT/Etat RT1	0,70 à 0,85	0,60	0,04	0,02	0,01	0
Etat avec digue SACILOTTO/Etat RT1	-	-	0	0,05	0,39	0,33
Etat avec digue SACILOTTO+digue GALLIOT/Etat RT1	0,70 à 0,85	0,60	0,04	0,08	0,40	0,33

2.10 CONCLUSION SUR LES RESPONSABILITES

Pour conclure sur les responsabilités, il suffit de comparer les éléments suivants obtenus par les levés de terrain et par les calculs précédents.

a. Digue de M. GALLIOT

- Cote de la digue avant rupture variant entre 9,40 vers la Ouenghi et 8,80 vers l'extrémité du lit majeur avec des passages à 8,75 selon le levé du SARH.

- Cote de l'eau au droit de la digue si celle-ci n'avait pas été réalisée : 8,09,

. Cote de l'eau à l'amont de la digue due au remous de celle-ci (0,70 à 0,85) : 8,70 à 8,85 en tenant compte du déversement, sans cela le niveau serait monté un peu plus haut.

Conclusion : la rupture de la digue de M. GALLIOT est due au propre remous qu'elle a créée dans la partie où elle est la plus basse.

Ajoutons d'ailleurs que c'est une chance pour M. GALLIOT que sa digue n'ait pas été terminée lors de la crue sans quoi elle eût été très probablement complètement détruite étant donné le remous excessif qu'elle eût créé (≈ 1,10 m, cf. & 2.11.1, soit 0,20 m à 0,25 m au-dessus de la cote de crête de la majorité de l'ouvrage).

b. Digue de M. SACILOTTO

. Cote de la digue avant la rupture :

- Partie aval perpendiculaire au lit majeur : 10,50 à 9,20 (en pente descendante de la berge vers l'extrémité du lit majeur car la crête de digue était selon toute vraisemblance parallèle au T.N).

  La digue ayant été emportée ou arasée par la crue, il est difficile de connaître son profil. Cependant, on connaît avec certitude les points d'extrémité qui n'ont pas été submergés (10,50 NGNC ver la Ouenghi et 9,20 NGCN à l'autre extrémité). De plus, selon M. GALLIOT, cette digue était 0,30 m au-dessus de la sienne dans la zone de rupture (soit 8,80 + 0,30 = 9,20 NGNC) Il y a donc assez bonne concordance.

- Partie longeant le lit mineur variant de 10,50 à l'aval à 14,20 à l'amont avec 11,50 en S11, 12,80 en S12 et 14,20 en S13.

. Cote de l'eau lors de la crue :

- De l'ordre de 10,40 à 10,80 à l'aval immédiat de l'endiguement aval, au minimum 10,05 NGNC si on se réfère à une laisse de crue située bien en aval à 9,69 NGNC avec une pente faible de 0,9 ‰ de la ligne de charge (9,69 - 8,95/825) depuis la RT1.

- Variant entre 10,40 - 10,80 à l'aval de l'endiguement et 13,50 - 13,70 vers l'amont de l'endiguement avec les valeurs approximatives suivantes :

  10,75 vers S101
  11,70 vers S11
  12,80 vers S12 (laisse 12,89)
  13,60 vers S13 (laisse 13,67)

En conclusion la rupture de l'endiguement de M. SACILOTTO le long de la Ouenghi est dus au propre remous de cet ouvrage occasionné par la restriction du lit majeur (en effet sans la surélévation de niveau de 0,35 m due à cette restriction il n'y aurait sans doute pas eu surverse).

Dans la partie aval, perpendiculaire au lit majeur, la rupture peut avoir deux causes initiales.

- soit elle est survenue à la suite des ruptures de la digue latérale par surverse de l'intérieur vers l'extérieur une fois rempli le casier constitué par l'endiguement,
- soit elle est survenu par surverse de l'extérieur vers l'intérieur étant donné que la cote de l'eau à l'aval de l'endiguement dépasse notablement la crête de digue lors de la pointe de crue (et ceci indépendamment des 0,05 m de remous créés par la digue de M. GALLIOT).

On ne peut dire a priori laquelle des deux causes est intervenue la première dans le temps. Mais l'une comme l'autre condamnait cette digue aval.

En conclusion, il s'avère indubitable que chacun des endiguements est, vis-à-vis de la crue du cyclone Anne,le responsable de son propre endommagement et que l'interaction entre les endiguements est négligeable.

En effet, les 5 cm de remous créés par la digue de M. GALLIOT sur l'aval de l'endiguement de M. SACILOTTO sont négligeables comparés au niveau de l'eau dépassant de 0,85 m à 1 m les parties basses de cette digue. D'autre part, dans l'hypothèse d'une rupture brutale de la digue de M. SACILOTTO due à une surverse venant del 'intérieur de l'endiguement (ce qui n'est pas prouvé, M. SACILOTTO prétendant au contraire que la rupture se serait produite de l'extérieur vers l'intérieur selon la deuxième hypothèse envisagée), il est évident que le lit majeur rive droite aval avait déjà un niveau d'eau élevé.

Si comme l'affirme M. GALLIOT, sa digue a été submergée lors de l'arrivée à l'aube par une petite vague de 0,20 à 0,30 m (appréciée à l'oeil nu), rien ne permet d'avancer que cette vague provienne d'une rupture brusque de la digue aval de M. SACILOTTO.

Trois raisons peuvent en faire douter :

a. Le phénomène observé est assez classique en période de crue et n'est pas nécessairement lié à la rupture brusque d'un ouvrage. La concentration du ruissellement sur le bassin versant conduit à des phénomènes non permanents de ce type.
Le phénomène peut aussi être lié au brusque déversement sur une berge. Les causes possibles en sont donc multiples.

b. Compte tenu des niveaux observés, le lit majeur rive droite était nécessairement plein à l'aval de la digue de M. SACILOTTO lorsque celle-ci s'est rompue, si l'on suppose qu'elle a été submergée de l'intérieur vers l'extérieur de l'endiguement.

Supposons en effet l'existence d'une vague de 0,30 m au droit de la digue de M. GALLIOT, qui entraîne la rupture de celle-ci. Le maximum de niveau observé à l'amont de la RT1 est 8,95 NGNC. Cela donnerait un niveau avant rupture de 8,95 - 0,30 = 8,65 NGNC. La pente de la ligne d'eau en lit mineur est à ce moment, entre la RT1 (S8) et l'aval de la digue de M. SACILOTTO (S101) de 0,945 ‰. Le lit mineur fait plusieurs coudes et sa longueur est supérieure à celle du lit majeur. Cependant, l'écoulement de lit majeur doit retourner au lit mineur avant la rupture.

On a les valeurs suivantes :

- dénivelée ligne d'eau entre les profils S101 et S8 ≃ 1,18 m,
- longueur d'écoulement en lit mineur 1250 m,
- longueur d'écoulement au lit majeur rive droite correspondante 1175 m,
- retour des eaux vers le lit mineur ≃ 750 m (valeur maximale).

La pente avant rupture de la digue de M. GALLIOT, en lit majeur rive droite, ne peut donc être inférieure à 1,18 m/1925 m = 0,61 ‰.

Compte tenu d'une cote aval de 8,65 NGNC à l'amont immédiat de la RT1, la cote à l'aval de la digue de M. SACILOTTO (distance de 1225 m de la RT1) aurait été de 8,65 + 0,75 = 9,40 NGNC.

Or on a vu que le crête de digue ne devait pas dépasser 9,20 NGNC dans la zone de rupture. Même si ces calculs ont une part d'imprécision, il ne permettent pas de comprendre comment une rupture de la digue de M. SACILOTTO aurait pu entraîner la création du vague.

c. Cette raison concerne le volume et le remplissage du casier délimité à l'amont de la digue latérale aval de M. SACILOTTO.

La partie basse de la digue de M. SACILOTTO est supposée calée à la cote probable 9,20 NGNC.

Le volume alors stockable à l'amont de cet ouvrage à la cote 9,25 NGNC vaut environ 120 000 m³, compte tenu de la topographie disponible.

La rupture de digue amont de l'endiguement longitudinal de M. SACILOTTO a permis l'introduction d'un débit important dans la propriété : soit une rupture sur 30 m (valeur inférieure à la réalité certainement). La berge a été à ce niveau creusée jusqu'à la cote 10,0 NGNC (relevé SARH) alors qu'initialement elle devait avoisiner la valeur 13,0 NGNC, soit 3,0 m. Supposons un déversement avec seulement 1,50 de charge.

Le débit introduit dans le casier seraient alors de l'ordre de 90 m^3/s .

La durée de remplissage du casier aval serait dans ces conditions de l'ordre de 25 minutes.

Le niveau maximal dans la propriété des Paillotes a été observé entre 1 h et 4 h - 4 h 20' du matin. Ce niveau (avec 0,20 m d'eau dans le restaurant des Paillottes) n'a pu être obtenu que parce qu'il y a eu rupture de digue amont.

En effet, s'il n'y avait pas eu rupture de digue, il n'y aurait pas eu d'eau dans les Paillottes et s'il y avait seulement rupture de digue aval le niveau s'aurait pas excédé 9,20 NGNC (contre environ 12,35 NGNC dans les Paillottes). Si donc la rupture de digue aval a eu lieu par surverse de l'intérieur vers l'extérieur, ce ne peut-être que dans 1/2 h à 1 h après la rupture de la digue amont. La vague observée par M. GALLIOT s'est produite à l'aube vers 5 h du matin. Elle ne peut pas, selon cette analyse volumétrique, être liée à une rupture de la digue aval de M. SACILOTTO.

Remarque :

L'enregistrement limnigraphique de la crue du cyclone Anne situe la pointe de crue entre 5 h 30 et 6 h (à 1/2 heure). Le niveau est resté en effet maximal durant 1 h 30 à 6 cm (autour de 6,70 NGNC). Remarquons que le niveau est resté supérieur à 6,60 NGNC pendant deux heures et supérieur à 6,55 NGNC pendant 3 h 45'.

La pointe la plus forte du limnigraphe dans la période maximale entre 5 h 30 et 6 h apparait vers 5 h 30'. On ne peut être catégorique sur ces heures car il y a pu y avoir un décalage dans le déroulement du papier.

2.11 ETUDE DE L'AMENAGEMENT DE M. GALLIOT

2.11.1 ETUDE DE LA PERTE DE CHARGE CREEE PAR LA DIGUE

Il importe de bien comprendre le phénomène de remous créé par la digue de M. GALLIOT dans le but d'en tirer des conclusions pour son aménagement.

Lors du cyclone Anne, la digue a été submergée et s'est rompue dans la zone la plus basse. Une ouverture de 120 mètres environ existait au préalable, la digue s'étant pas terminée lors de la crue.

On peut tenter de caler par le calcul la perte de charge observée. Cette perte de charge est due :

- à un ensemble de pertes de charge cinétique dues aux variations de vitesses dans les coudes que l'écoulement est obligé de faire pour revenir la rive droite vers la rive gauche (ΔHC_1) et à la variation d'énergie cinétique lors du passage de la section limitée par la digue à la section aval plus large (ΔHC_2),
- aux pertes de charge par frottement consécutives à l'allongement du parcours de l'eau qui doit contourner la digue (ΔH_F),
- aux pertes de charge par frottement spécifiques à l'écoulement dans la zone rétrécie puisque la digue de M. GALLIOT fait un retour sur environ 175 m.

  Par ailleurs, il faut prendre en compte qu'une partie du débit passe directement dans l'ouverture existante (Q_1).

Pour une perte de charge de 0,70 m, on trouve Q_1 = 300 m³/s environ.

- Pertes de charge cinétique

  Le débit dans la section rétrécie vaut :

$$Q' = Q_o - Q_1 = 1700 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q_o : débit total (2000 m³/s)

Q_1 : débit par l'ouverture de la digue

V' : vitesse moyenne dans la section rétrécie S' (1056 m²)

$$\Delta HC_2 = K_2 V'^2/2g$$

K_2 : coefficient fonction de la contraction de l'écoulement évaluée selon la formulation de Bradley par le coefficient de contraction :

$M = D'/Do$ où :

D' : débitance de la section rétrécie (61 640)

Do : débitance de la section totale (99 690)

$M = 0,60$

Les abaques de Bradley donnent pour $M = 0,60$ $K_2 \simeq 0,75$

$V' = 1,6$ m/s

$\Delta HC_2 = 0,10$ m

Les autres pertes de charge cinétiques dans les coudes et dues aux perturbations diverses de l'écoulement au voisinage de l'ouverture de la digue sont évaluées sous la forme :

$$\Delta HC_1 = K_1 V'^2/2g$$

. pertes de charge par frottement dans l'allongement du parcours de l'eau :

$$\Delta H_F = 2,5\ B\ \frac{Q'^2}{Do^2}\left(\frac{Do}{D'} - 1\right)$$

B : longueur lit majeur rive droite que l'endiguement oblige à contourner ($\simeq$ 1000 m).

$$\Delta H_F = 0,45 \text{ m}$$

. pertes de charge par frottement dans la section rétrécie :

$$\Delta H_d = L(J'-J)$$

L : longueur de la section rétrécie ($\simeq$ 175 m)

J : pente de la ligne d'énergie dans l'état naturel,

J' : pente de la ligne d'énergie dans l'état endigué,

$$\Delta H_d = L\left(\frac{Q'^2}{Do^2} - \frac{Q^2}{Do^2}\right) = 0,06 \text{ m}$$

Au total la perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \Delta H_{c1} + \Delta H_{c2} + \Delta H_f + \Delta H_d$$

Or on sait par l'observation que $\Delta H = 0,75$ m

il vient : $K_1 = 1,06$ et $\Delta H_{c1} = 0,14$ m

On a donc :

$\Delta H_{c1} = 0,14$

$\Delta H_{c2} = 0,10$

$\Delta H_f = 0,45$

$\Delta H_d = 0,06$

Les pertes de charge par frottement dans l'allongement du parcours représentent ainsi 60 % des pertes de charge totales.

L'idée initiale de M. GALLIOT était de réaliser une digue complète sans passe et sans déversement : le remous créé aurait été alors :

$\Delta H = \Delta H_c + \Delta H_f$

$\Delta H_c = 1,81\ (Q_o/S')^2/2g = 0,33$

$\Delta H_f = 2,5\ B\ (Q_o/D_o)^2 \left(D_o/D' - 1 \right) = 0,62$

$\Delta H = L\ Q^2 \left(\frac{1}{D'^2} - \frac{1}{D_o^2}\right) = 0,11$

S'il n'y avait pas eu la passe avec décharge de 300 m³/s environ, le remous aurait atteint 1,06 m, soit environ 0,35 m de plus que dans l'état actuel.

Le remous résiduel au niveau de la digue de M. SACILOTTO serait alors de 0,11 m (au lieu de 0,04 m)

2.11.2 REFLEXION SUR LES AMENAGEMENTS ENVISAGEABLES

L'étude d'un aménagement cohérent de la propriété de M. GALLIOT doit partir des considérations rationnelles suivantes :

- définition précise des objectifs recherchés,
- limitation des impacts négatifs de l'aménagement à des valeurs admissibles,
- analyse économique.

A notre connaissance, l'objectif du propriétaire selon les avis exprimés par celui-ci est double :

. prioritairement, limiter l'érosion des terres en crue,

. secondairement, empêcher le dépôts de sédiments fins latéritiques impropres à la fertilisation des sols, provenant de stérils miniers du haut bassin.

Les apports de tels sédiments ne semblent pas systématiques et uniquement liés à des glissements de remblais non stabilisés. Une reconnaissance de terrain du haut bassin permettrait seule d'estimer les risques futurs d'apports de ces sédiments indésirables.

Du point de vue de la protection complète de la propriété vis-à-vis de ces dépôts, la seule garantie est l'endiguement complet.

Mais un endiguement peut un jour être submergé, en fonction de la cote de crue de période de retour donnée pour laquelle il est protégé. Dans ce cas, les digues rompent, à moins qu'un système de déversement préférentiel protégé ait été prévu.

Une digue non fermée est du point de vue de la sédimentation plutôt nuisible puisqu'elle favorise cette sédimentation dans son ombre.

Du point de vue de la lutte contre l'érosion, trois possibilités sont envisageables :

. endiguement complet aménagé (pour la surverse éventuelle par une crue exceptionnelle),

. diguettes transversales à l'écoulement réduisant la vitesse d'écoulement,

. digue partielle créant une zone d'ombre non affectée par le courant à son aval.

La digue actuelle de M. GALLIOT entre dans ce cas. Elle n'a qu'un effet limité vis-à-vis de l'érosion des terres, concernant la zone d'ombre de la digue qu'on peut estimer approximativement en traçant une droite à 45° de l'axe de l'écoulement passant par son musoir. Ceci représente déjà un avantage non négligeable. Cependant si la digue se rompt, l'avantage obtenu est détruit. Enfin, à la décrue, selon la pente de l'écoulement des érosions peuvent être observées.

Seule une étude avantages/coûts permettrait de déterminer de façon certaine la meilleure solution.

A ce stage d'étude, on ne peut qu'envisager les conditions que doivent remplir les divers solutions évoquées.

a. Endiguement complet

Il faut étudier les points suivants :

. Impacts de l'endiguement

- Volume soustrait à la crue - Si ce volume est important par rapport au volume de la crue, l'endiguement créera une surélévation importante de la ligne d'eau vis-à-vis de riverains d'aval (augmentation du débit de pointe). Une approche transitoire et non plus permanente du phénomène est alors nécessaire. Le problème ne se pose que si l'endiguement est très important.

- Remous créé par l'aménagement sur la rive opposée et à l'amont. Ce remous doit être acceptable.

- Accroissement des vitesses dans la section rétrécie par l'endiguement. Cet accroissement ne doit pas créer de nuisances.

. Caractéristiques de la protection

- Calage de la protection - Il faut définir un débit de période de retour donné jusqu'auquel on veut se protéger.

  Au-delà, il y aura déversement dans le casier.

- Ce déversement, pour ne pas rompre les digues, devra être réalisé sur des zones aménagées à cet effet. Cela nécessite donc, en fonction du volume du casier et de la ligne d'eau, de dimensionner des déversoirs protégés (enrochements, engazonnement selon la chute) ou des parties fusibles.

- Calage des digues - Les digues seront calées en fonction de la ligne d'eau, avec une revanche de sécurité et de façon que lors de la submersion la chute ne dépasse pas 0,20 m (digues enherbées).

- Ouvrage de vidange - Des ouvrages de vidange doivent être dimensionnés pour effectuer la vidange de casier.

b. Endiguement partiel

. Impact de l'endiguement :

- Etude du remous créé par l'endiguement vis-à-vis des riverains d'amont.

- Etude de la zone d'ombre de l'endiguement pour apprécier son intérêt économique.

- Etude des vitesses le long de l'endiguement pour apprécier les risques d'érosion.

. Caractéristiques de l'endiguement :

- Calage de la crête de façon à assurer la protection cherchée jusqu'à une certaine période de retour, compte tenu de la ligne d'eau le long de la digue, et appréciation des risques de surverse et de la dénivelée maximale.

- Si cette dénivelée est inacceptable ($\Delta H > 0,20$ à $0,30$ m maxi), étude d'un déversement protégé ou d'une zone fusible si c'est plus économique.

c. Diguettes anti-érosion

. Impact

Il faut seulement vérifier que les remous créés sont acceptables pour les autres riverains.

. Caractéristiques

- Calage

L'objectif est de réduire la pente de ligne d'eau sur la zone à protéger de façon à diminuer les vitesses d'écoulement tant au remplissage qu'à la vidange. Le travail à réaliser consiste donc à caler en hauteur et en espacement les diguettes pour atteindre entre chaque diguette la pente voulue tout en obtenant une chute acceptable sur les diguettes (0,20 m à 0,30 m).

- Constitution

Il faut trouver le matériau constitutif des diguettes qui permettra leur tenue en fonction de la dénivelée maximale possible.

- Vidange

Il faut s'assurer que la vidange des casiers, théoriquement ouverts latéralement, s'effectue bien lors de la décrue ou assurer cette vidange par la création d'un chenal latéral éventuel. Ce problème se pose d'autant plus dans une plaine en toit.

2.11.3 ETUDE DE LA SOLUTION DIGUE PARTIELLE

Compte tenu de l'état existant, des discussions avec M. GALLIOT, cette solution paraît la plus réaliste sur le plan économique.

Cependant, suite aux observations consécutives au cyclone Anne et aux calculs hydrauliques de cette étude, une amélioration des ouvrages existants peut être apportée.

En effet, la digue telle que prévue lors du cyclone présente les défauts de conception suivants :

- elle est insuffisamment haute dans son ensemble vis-à-vis des crues de période de retour supérieures ou égales à quelques années (peut-être 4 ou 5 ans, une fois la digue fermée) et donc condamnée à des destructions répétées et fréquentes,

- sa pente longitudinale n'est pas adaptée et elle risque d'être systématiquement submergée à son extrémité amont.

Un tel aménagement ne paraît présenter d'intérêt que s'il a une certaine pérennité homogène avec la rentabilité des investissements économiques qu'il accompagne pour la mise en valeur agricole. On retiendra une période de retour de 20 ans correspondant au débit estimé de 2600 m³/s sur la Ouenghi.

a. Etude de la reconstruction de la digue dans son emprise initiale

Dans un premier temps, il importe de voir l'impact et les contraintes d'une reconstruction de l'ouvrage dans sa dimension originelle mais avec un calage approprié pour résister à la crue vingtennale.

On donne ci-dessous le calcul à l'aval de la RT1 et de la future digue du débit de 2600 m³/s.

(modèle OUEN2)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S6	2.870	2600.00	8.55	0.95	8.59
S4	4.260	2600.00	6.59	3.43	7.19
S3	4.760	2600.00	5.75	2.61	6.10

Reprenant la modélisation de la perte de charge réalisée au § 2.11.1, pour un débit de 2600 m³/s (niveau 8,55 NGNC dans l'état naturel) on obtient une perte de charge totale de 1,10 m. Il n'y a alors ni surverse, ni ouverture sous la digue.

$S' = 1352\ m^2$ $V' = 1,92\ m/s$

$Do = 133\ 430$ $D' = 80\ 000$ $M = 0,60$ $K = 0,75$ $K' = 1,06$

$L = 175\ m$ $B = 1000\ m$

$\Delta H_{c1} = 0,20\ m$ $\Delta H_{c2} = 0,14\ m$ $\Delta H_f = 0,63\ m$

$\Delta H_d = 0,12\ m$ $\Delta H = 1,09\ m$

Le calage du profil en long de la digue est donné par :

$Z_d = Z_o + \Delta H + R + i\ x$

Z_o = niveau naturel de la crue (8,55 NGNC)

ΔH = surélévation due à la digue (1,10 m)

R = revanche de sécurité vis-à-vis des vagues créées par le vent (on retiendra R = 0,50 m ce qui n'est pas très élevé).

i = pente de la ligne d'eau le long de la digue - Cette pente ne devrait pas dépasser la valeur de la pente de la ligne de charge en lit mineur. Pour le débit de 2600 m³/s le niveau à l'amont de la RT1 $Z(S8) = 8,55 + \Delta H_1 + \Delta H_2$ où ΔH_1 est la perte de charge due à la digue (1,10 m) et ΔH_2 la perte de charge supplémentaire due à la RT1 (0,10 m), vaut Z(S8) = 9,75 NGNC.

Le calcul ci-dessus montre que la pente de la ligne de charge entre la RT1 et la digue de M. SACILOTTO vaut 0,9 ‰.

x = abscisse de la section de ligne considérée (x = 0, au droit de la section rétrécie amont), x varie donc entre - 175 m et + 925 m

En conclusion, Z_d variera entre :

. 10,0 NGNC à l'aval (tête de la digue),

. 11,0 NGNC à l'amont (enracinement de la digue).

Cela conduirait à un relèvement de la digue actuelle de 1,10 m à 2,10 m environ selon les zones :

Cette solution conduit :

. à un terrassement très important et donc très côuteux,

. à un remous élevé à l'amont de l'ouvrage (1,10 m) qui est amorti à environ 0,15 m au niveau de la digue de M. SACILOTTO. Cette valeur n'est plus négligeable. En réalité ce remous pourrait être même plus élevé en raison de la revanche de sécurité R prise.

Le remous créé ne paraît pas admissible car il hypothèque l'avenir du développement à l'amont de cette zone (propriétés riveraines situées en amont rive gauche et rive droite de la RT1 jusqu'à la propriété de M. SACILOTTO). De plus, la digue longeant entièrement la RT1, elle empêche toute ouverture future sous le talus de l'ouvrage en cas de rehaussement pour une mise hors d'eau plus fréquente. Enfin l'examen précis de la protection recherchée par M. GALLIOT laisse penser qu'un ouvrage plus court lui apporterait une protection suffisante en utilisant la topographie locale qui présente quelques points hauts sur lesquels une digue plus courte pouvoir s'appuyer.

L'ensemble des raisons évoquées ci-dessus (coût élevé, impact négatif trop fort) conduit à envisager la solution d'un endiguement plus court.

On a donc étudié deux cas (voir plan A1) d'ouvrages plus courts de longueurs respectives suivantes :

Cas 1

Digue de 750 m le long de la RT1 avec un retour de 200 m parallèlement à l'écoulement.

Cas 2

Digue de 550 m le long de la RT1 avec un retour de 275 m le long d'écoulement.

b. Aménagement 1 (digue de 750 + 200 m)

On obtient dans ce cas le calcul de remous suivant :

$S' = 1500\ m^2$

$D' = 85\ 670$

$M = D'/Do = 0,64$

$K \simeq 0,60$

On peut supposer que les pertes de charge singulières sont un peu réduites par rapport au cas initial (Anne) l'écoulement étant facilité dans son accès à l'aval. On supposera un gain de 25 % sur K'.

$K' \simeq 0,80$

$B = 825$ m

$\Delta H_{c1} = 0,12$ m

$\Delta H_{c2} = 0,09$ m

$\Delta H_f = 0,44$ m

$\Delta H_d = 0,10$ m

$\Delta H = 0,75$ m

c. Aménagement 2 (digue de 550 + 275 m)

On obtient le calcul de remous suivant :

$S' = 1617$ m²
$D' = 90\ 050$
$B = 650$ m
$M = 0,67$
$K = 0,50$

On peut supposer encore une amélioration du coefficient K' (50 %) soit $K' = 0,50$.

$V' = 1,60$ m/s

$\Delta H_c = \Delta H_{c1} + \Delta H_{c2} = 0,13$ m

$\Delta H_f = 0,30$ m

$\Delta H_d = 0,08$ m

$\Delta H \simeq 0,50$ m.

d. Choix de l'aménagement

Compte tenu d'un levé de détail de la zone permettant de fixer la position précise de la digue en fonction de la position du canal d'irrigation et de la station de pompage prévus, des points hauts du terrain naturel, on retiendra une solution intermédiaire entre l'aménagement 1 et l'aménagement 2. De préférence on cherchera à se rapprocher de l'aménagement 2, c'est-à-dire d'un remous de 0,50 m acceptable.

Le calage de la crête de digue s'effectuera comme expliqué au & 2.11.3 a), c'est-à-dire selon la formule :

$$Z = Z_o + \Delta H + R + i\ x$$

Z_o = 8,55 NGNC

R = 0,50 m (si nécessaire pour des raisons économiques, on réduira R à 0,30 m)

i ≃ 0,9 ‰

supposons ΔH = 0,60 m

x = 0 à l'intersection des deux parties droites de la digue.

La crête de digue variera entre :

Z_A = 9,50 NGNC à l'aval
Z_B = 10,15 NGNC à l'amont
pour r = 0,50 m

Z_A = 9,30 NGNC à l'aval
Z_B = 9,95 NGNC à l'amont
pour r = 0,30 m

Il est envisageable de concevoir une partie fusible qui protégerait le reste de l'ouvrage. Une longueur de 80 m environ suffirait. Elle serait calée 0,30 m plus bas que le reste de l'ouvrage.

Le reste de l'ouvrage serait soigneusement enherbé de façon dense.

Cette solution nécessite l'arasement de la partie existante de digue située entre la rivière et la digue préconisée. En effet, une dépression existe entre la future digue et la berge haute du cours d'eau qui permettrait le passage des eaux ayant franchit la RT1. Cette dépression devrait absolument rester disponible pour l'écoulement.

Remarque

Un levé de détail complémentaire exécuté par les services du SARH avant le départ du chargé d'étude montre que la digue de M. GALLIOT pourrait venir se refermer en rive gauche du canal d'irrigation, longeant ce canal sur environ 250 m.

2.11.4 ETUDE DE LA SOLUTION DIGUETTES

Actuellement, en lit majeur rive droite, les caractéristiques d'écoulement sont les suivantes (pente de la ligne d'énergie)

. pente moyenne calculée
  S4 - S6 = (8,14 - 6,80)/650 = 2,06 ‰
  S3 - S4 = (6,80 - 5,80)/475 = 2,08 ‰

d'après une laisse de crue disponible entre S3 et S4, la pente de la ligne de charge serait (8,01 - 6,63)/9,00 = 1,5 ‰, ce qui tient compte de la présence de la digue de M. GALLIOT telle qu'elle existait lors de la crue Anne.

Ces pentes élevées conduisent à des vitesses d'écoulement de 0,5 à 0,7 m/s dans les zones dégagées du lit majeur. A l'aval du profil P3, il semble que la pente diminue nettement (à vérifier dans le détail). Les vitesses deviennent suffisamment faible pour qu'il n'y ait pas d'érosion.

On peut penser qu'en période de labour, lorsque la terre n'est pas couverte de végétation, il faut réduire la vitesse à 0,25 à 0,30 m/s pour que le sol ne soit pas emporté.

Pour apprécier le problème, on a modélisé un lit majeur type avec une pente de 1,5 ‰, des diguettes espacées de 200 m et d'une hauteur variant de 0,80 m à 1,40 m.

Le Strickler de l'écoulement est supposé égal à 15 ce qui correspond à un champ en labour. On obtient les résultats suivant (cf. annexe A, ensemble des résultats de calcul).

IMPACT DIGUETTES ESPACEES DE 200 M
EN FONCTION DE LEUR HAUTEUR H (en m)

Débit unitaire (m^3/s/ml)	Débit pour lit majeur de 500 m (m^3/s)	Hauteur d'eau écoulement naturel (m)	Vitesses de l'écoulement selon le projet (m/s)				
			Etat naturel	H = 0,80	H = 1,00	H = 1,20	H = 1,40
0,10	50	0,35	0,29	0,10/0,14	0,09/0,11	0,07/0,07	0,06/0,08
0,20	100	0,53	0,38	0,19/0,24	0,16/0,20	0,14/0,17	0,12/0,14
0,40	200	0,80	0,50	0,32/0,38	0,28/0,33	0,24/0,29	0,22/0,25
0,60	300	1,02	0,59	0,44/0,49	0,38/0,44	0,34/0,39	0,30/0,35
0,80	400	1,21	0,66	0,54/0,58	0,47/0,52	0,42/0,47	0,38/0,43
1,00	500	1,39	0,72	0,62/0,66	0,56/0,60	0,50/0,55	0,45/0,50
1,20	600	1,55	0,78	0,71/0,73	0,63/0,67	0,57/0,62	0,52/0,57

On remarque que l'espacement convient puisque la dénivelée amont-aval des diguettes reste raisonnable (0,25 m à 0,30 m pour 0,10 m³/s/ml et on peut supposer qu'un bon enherbement les protégera.

Selon le débit contre lequel on veut se protéger, on adoptera l'une ou l'autre des solutions. En pratique, si on se fixe comme vitesse à atteindre après aménagement 0,3 à 0,4 m/s maximum, on voit que le choix est le suivant :

- débits de 0,10 à 0,40 m³/s/m : diguettes de 0,80 m,
- débits de 0,40 à 0,50 m³/s/m : diguettes de 1,00 m,
- débits de 0,50 à 0,70 m³/s/m : diguettes de 1,20 m,
- débits de 0,70 à 0,80 m³/s/m : diguettes de 1,40 m.

Pour des débits supérieurs, il n'est pas sûr que le système soit efficace, la vitesse n'étant pas suffisamment réduite. Il faudrait des diguettes plus hautes. Mais ce sont alors de véritables digues.

Une hauteur de 1,00 m paraît raisonnable. Pour les faibles débits en lit majeur la chute sur les diguettes ne dépassera pas 0,30 m étant donné l'espacement retenu. Cependant, il peut être intéressant pour la protection courante des diguettes de transiter ces débits par un fossé latéral qui serviront aussi à la vidange des casiers.

On veillera à ce que la vitesse de vidange ne soit pas trop rapide de façon à ne pas créer d'érosion latérale (plaine en toit).

En pratique un essai en vraie grandeur serait instructif pour la calage du système qui pourrait être généralisé (en l'adoptant aux conditions de pente) sur le territoire.

Il est évident que le choix de pratiques culturales permettant d'éviter les labours à nu en période de risques de crue reste la plus sure et la meilleure méthode de protection.

Remarque :

- dans l'aménagement proposé la diguette aval doit être étudiée à part : en effet, elle encaisse une dénivelée beaucoup plus importante que les autres (pouvant atteindre sa hauteur H). Une protection spécifique est nécessaire,
- les extrémités des diguettes peuvent être aussi sollicitées plus que le corps surtout lors de la vidange.

2.12 ETUDE DE L'AMENAGEMENT DE M. SACILOTTO

2.12.1 GENERALITES

Selon nos informations, cet aménagement consiste en :

- un endiguement de ceinture (déjà reconstruit et surélevé par rapport à l'état antérieur),
- un seuil de prise d'eau et de retenue pour la baignade en amont.

Ces deux aménagements posent des problèmes distincts.

L'endiguement doit être calé de façon homogène pour être insubmersible jusqu'à une certaine période de retour.

A priori on peut penser à retenir la crue vingtennale comme pour l'aménagement aval, étant donné les investissements importants réalisés par le propriétaire pour l'aménagement d'un golf.

En cas de crue plus forte, il faut assurer qu'il n'y aura pas de dégâts trop importants. En tout cas, il faut éviter tout risque pour la population susceptible de se trouver dans les habitations des Paillottes.

On réalisera donc des zones préférentielles de rupture, en cas de submersion, éloignées des habitations et permettant dans la mesure du possible un remplissage par l'aval.

Le seuil amont peut avoir un effet négatif (qu'on peut calculer) sur les niveaux de crue amont. Il faut s'assurer que ce remous n'occasionnera pas de nuisance à des riverains amont éventuels.

Enfin, il faut envisager l'aspect transport solide. Le seuil amont, créant une surélévation peut entraîner un relèvement des fonds, diminuant ainsi la capacité de la retenue de loisir et accroissant le remous amont.

2.12.2 ETUDE DE L'ENDIGUEMENT (sans seuil amont)

On a pris comme hypothèse que le propriétaire d'aval réalisait un endiguement dans une solution intermédiaire entre les aménagements 1 et 2, conduisant à un remous de 0,70 m à l'amont de son ouvrage (pour aller dans le sens de la sécurité).

La cote à l'amont de la RT1 serait alors (en supposant un remous supplémentaire de 0,10 m dû à la RT1).

$$8,55 + 0,70 + 0,10 = 9,15 \text{ NGNC.}$$

Le calcul de ligne d'eau est indiqué au tableau ci-dessous (sans présence du seuil amont).

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2600.00	14.49	1.46	14.60
SE	0.120	2600.00	13.75	3.62	14.42
SEAV	0.125	2600.00	13.75	3.59	14.40
S12	0.450	2600.00	12.56	4.42	13.56
S11	0.870	2600.00	11.36	4.33	12.31
S101	1.165	2600.00	10.85	2.55	11.18
S10	1.550	2600.00	10.37	1.74	10.53
S9	2.250	2600.00	9.60	1.93	9.79
S8	2.730	2600.00	9.15	1.26	9.23

La charge indique la cote minimale de la crête de digue. En pratique, il faut prévoir une revanche de 0,30 m sur la partie de digue longeant le cours d'eau (cependant située en lit majeur). De plus, pour assurer que la zone du restaurant et des Paillottes sera protégée en cas de surverse, on adoptera une revanche de 0,60 m le long de cette zone (au lieu de 0,30 m). La digue aval aura soit un niveau horizontal, sans revanche (et non descendant comme actuellement) par rapport à la charge, soit sera simplement arasée.

On obtient ainsi le calage suivant :

Situation	Cote préconisée pour protection vingtennale (2600 m3/s) (NGNC)
Digue aval transversale	11,20 minimum sur toute la longueur (sauf 11,50 sur une vingtaine de mètres côté rivière) ou 11,50 pour un déversement contrôlé à 11,0 (cf. ci-dessous)
S11	12,60
Paillottes	13,70 (à vérifier en fonction de la position précise sur le profil en long)
S12	13,85
SE	14,70
S13*	14,90 + 0,20 = 15,10

* Vu l'orientation du profil S13, il faut prendre en compte le fait qu'au droit de la digue le niveau est celui imposé par la charge à environ 85 m en amont du profil S13 (soit 0,20 m en plus compte tenu de la pente de la ligne de charge.

Si le propriétaire souhaite une protection pour une crue de période de retour inférieure, le calage devra respecter les mêmes principes que ceux indiqués ci-dessus.

En ce qui concerne la digue aval, deux options sont envisageables :

. soit la reconstruire en la calant au niveau requis,
. soit la supprimer.

On envisage ci-dessous chacun des deux cas.

a. Reconstruction de la digue aval

Le volume d'eau qui peut être stocké à l'amont de la digue aval calée à la cote 11,20 NGNC peut s'élever à 660 000 m³.

En cas de crue exceptionnelle (> 2600 m³/s) il faut assurer un remplissage correct du casier en minimisant les dégâts.

Pour cela on propose d'établir une partie de digue fusible à l'aval. Le remplissage par l'aval permettra de noyer la majorité du terrain de golf avec des vitesses limitées donc en évitant l'érosion.

La cote du niveau aval (11,20 NGNC maximum) montre que les Paillotes resteront hors d'eau (d'au moins 0,80 m).

La longueur de la zone fusible doit être théoriquement telle qu'elle permette un remplissage du casier avant qu'il puisse y avoir débordement sur le reste de la digue.

La plus forte montée de l'hydrogramme de la crue Anne présente une vitesse de 0,70 m en 1 h 30', soit 0,47 m/heure.

On concevra donc une zone fusible plus basse que le reste de la digue de 0,50 m qui devra permettre le remplissage du volume du casier en 1 heure. On pourrait placer cette zone dans la partie extrême du lit majeur rive droite qui est déjà très basse. La cote de digue serait par exemple à positionner à 11,0 NGNC sur une longueur L. Le reste de la digue serait à 11,50 NGNC.

On suppose que la zone fusible est emportée sur la moitié de sa hauteur. On suppose le TN à 7,90 NGNC en moyenne dans cette zone. La nouvelle crête de digue détériorée serait alors 9,45 NGNC. Le débit de remplissage est estimé par :

$$Q = m\ L\ \sqrt{2g}\ H^{3/2}$$

$m = 0,308$

$H = 11 - 9,45 = 1,55$ m

Le temps de remplissage vaut $T = \frac{V}{Q}$

Pour $T = 3600$ s, $L = 63$ m

La zone fusible aura par mesure de précaution une longueur de 90 m. Elle sera maintenue sans couverture végétale.

Si c'est la digue amont qui se rompt, elle remplira le casier et déversera en premier lieu par la zone fusible ce qui épargnera le reste de l'ouvrage.

La digue de M. GALLIOT n'aura pas à souffrir d'une éventuelle rupture de ce type qui aura lieu alors que le niveau aval de la digue de M. SACILOTTO sera haut (au moins 10,80 NGNC). Cependant les matériaux constitutifs de la digue emportée pourront se déposer dans la zone d'ombre de la digue de M. GALLIOT.

L'aénagement présenté ci-dessus est possible. Cependant, il faut attirer l'attention sur le fait qu'on aura alors une digue qui surplombera le TN de 3,0 à 4,0 m dans les zones basses. Cela correspond à un relèvement de 2,0 m à 2,50 m par rapport à l'état actuel de la digue.

Un tel ouvrage ne paraît pas réaliste et présente un danger potentiel et important en cas de remplissage du casier par rupture de la digue amont (érosion latérale, surverse).

b. Enlèvement de la digue aval

Il paraît plus réaliste de ne pas mettre en placé de digue aval. Le remplissage par l'aval du casier évitera tout risque d'érosion. La remontée du plan d'eau est de plus limitée vers l'amont étant donné la pente des terrains. Le seul risque est celui des dépôts de sédiment qu'on peut estimer limité dans la mesure où l'eau aura eu la possibilité de réaliser des dépôts plus en aval : la zone de débordement du lit mineur est en effet située en aval de propriété de M. SACILOTTO.

Il paraît aussi intéressant d'araser complètement la totalité de la digue plutôt que de l'araser à 0,50 m du TN par exemple.

En effet, en cas de surverse (obligatoire à brève échéance dans ce cas) toute la terres constitutive de l'ouvrage se retrouvera sur le terrain de golf et le remède aura été pire que le mal.

Par ailleurs, ajoutons que la solution "sans digue aval" élimine le problème du ressuyage des eaux de pluies.

c. Conclusion sur l'aménagement de l'endiguement

En conclusion, SOGREAH conseille :

- de rehausser la digue longitudinale selon les cotes indiquées dans le tableau ci-dessus,
- d'araser la digue latérale aval.

La digue longitudinale devra être très soigneusement enherbée.

Au droit des Paillotes, elle sera surélevée par rapport au reste du calage pour éviter tout risque de rupture à cet endroit. Dans un premier temps, on ne réalisera pas de protection particulière de la digue qui se trouve en retrait du lit mineur vif. Le coût d'un enrochement généralisé serait prohibitif. Par contre, après chaque crue, une visite du talus extérieur sera nécessaire pour observer si des zones d'érosion dues au cours d'eau apparaissent ou si des glissements du talus de la digue se produisent.

S'il y a des érosions dues au courant, il faudra protéger le talus par des enrochements sur la zone en cause.

Si la digue a été correctement compactée et enherbée, il ne devrait pas être observé de glissements.

Par rapport à la digue longitudinale actuelle, le rehaussement préconisé varie entre 0,30 m et 0,60 m en moyenne selon les zones.

2.12.3 ETUDE DU SEUIL AMONT

A priori, cet ouvrage peut avoir un impact :

- sur les niveaux d'eau amont,
- sur le niveau des fonds amont.

Il serait situé d'après les informations disponibles 125 m à l'aval du profil P13, à l'aval immédiat de l'élargissement du cours d'eau, dans une zone rétrécie. La cote approximative du fond moyen est estimée par recoupement entre les profils S12 et S13 disponibles, et un levé local non rattaché à environ 5,70 NGNC. L'ouvrage ayant 2 m de haut, la crête serait alors à 7,70 NGNC et la longueur serait de 51 m.

La section au droit de l'ouvrage a été introduite dans le modèle ainsi que l'ouvrage lui-même.

Les lois hauteur-débit amont et aval du seuil sont données à la figure 5.

On note les points suivants :

- l'effet du seuil est négligeable sur le plan hydraulique à 2600 m³/s (seuil totalement noyé),

- par contre l'ouvrage crée un remous de 1,0 m à 200 m³/s et de 0,40 m à 500 m³/s.

On suppose que la rivière est en charriage établi pour un débit de 300 m³/s (vitesse d'écoulement en lit mineur V = 2,3 m/s).

Dans ces conditions, une pelle sera observée à l'amont du seuil mais la surélévation des fonds majeurs pourra atteindre 0,80 m.

Le calcul de la crue de 2600 m³/s a donc été repris en introduisant une surélévation des fonds majeurs de 0,80 m en lit mineur à l'amont du seuil (c'est-à-dire en pratique en cherchant à retrouver une vitesse moyenne d'écoulement équivalent à celle de l'état actuel pour le débit de charriage). Cela est obtenu avec un fond moyen à 7,30 à l'amont du seuil et à 8,00 en S13.

On donne ci-dessous les calculs obtenus dans l'état sans seuil et dans l'état avec seuil, sans sédimentation et avec sédimentation pour 300 m³/s puis pour 2600 m³/s.

. Etat naturel (300 m³/s)

(modèle MIN)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	300.00	9.32	1.33	9.41
SE	0.120	300.00	8.89	2.29	9.16
SEAV	0.125	300.00	8.88	2.30	9.15
S12	0.450	300.00	8.15	2.27	8.42
S11	0.870	300.00	7.68	1.49	7.80
S101	1.165	300.00	7.43	1.93	7.62
S10	1.550	300.00	6.73	2.18	6.97
S9	2.250	300.00	5.67	1.87	5.85
S8	2.730	300.00	5.02	1.48	5.13
SRT1	2.760	300.00	4.99	1.52	5.11
S6	2.870	300.00	4.74	1.83	4.91
S4	4.260	300.00	2.97	1.52	3.09
S3	4.760	300.00	2.45	1.76	2.61

. Etat avec seuil non engravé (300 m³/s)

(modèle MIN)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	300.00	9.85	1.01	9.90
SE	0.120	300.00	9.65	1.66	9.79
SEAV	0.125	300.00	8.87	2.30	9.14
S12	0.450	300.00	8.15	2.28	8.41

. Etat avec seuil engravé (300 m³/s)

(modèle MINS)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	300.00	10.02	1.26	10.10
SE	0.120	300.00	9.52	2.30	9.79
SEAV	0.125	300.00	8.87	2.30	9.14
S12	0.450	300.00	8.15	2.28	8.41

. Etat avec seuil non engravé (2600 m³/s)

(modèle OUEN2S)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2600.00	14.49	1.46	14.60
SE	0.120	2600.00	13.75	3.62	14.42
SEAV	0.125	2600.00	13.75	3.59	14.40
S12	0.450	2600.00	12.56	4.42	13.56
S11	0.870	2600.00	11.36	4.33	12.31
S101	1.165	2600.00	10.85	2.55	11.18
S10	1.550	2600.00	10.37	1.74	10.53
S9	2.250	2600.00	9.60	1.93	9.79
S8	2.730	2600.00	9.15	1.26	9.23

. Etat avec seuil engravé (2600 m³/s)

(modèle OUEN2SA)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S13	0.000	2600.00	14.52	1.49	14.63
SE	0.120	2600.00	13.71	3.72	14.42
SEAV	0.125	2600.00	13.75	3.59	14.40
S12	0.450	2600.00	12.56	4.43	13.56

On remarque que le seuil n'a plus d'effet sur un débit de 2600 m³/s quelque soit l'état engravé ou non (3 cm de remous dans l'état engravé en S13).

Par contre, il faut signaler que l'engravement aura tendance à remonter dans la Ouenghi ce qui pourrait causer des nuisances s'il y a des riverains proches du cours d'eau.

Il faut signaler un point important pour la pérennité de l'ouvrage :

. cote de la crête : 7,70 NGNC,

. cote des berges proches : 9,40 NGNC en rive droite,

. le débit de débordement naturel à cette cote est de 410 m³/s,

. avec le seuil, le débit de débordement passera à 230 m³/s,

. on observera donc des débordements du lit mineur fréquents. Mais surtout ces débordements auront lieu avec une dénivelée amont-aval de 0,90 m.

Le seuil a donc toutes les chances d'être contourné par la rive droite par érosion régressive de la berge, à la montée et à la descente des crues.

Pour remédier à ce problème, on peut par exemple élargir l'ouvrage de façon à diminuer la chute. En même temps, on diminuera la sédimentation amont ce qui est très souhaitable. Cela revient à positionner l'ouvrage plus en amont dans l'évasement pour ne pas avoir à réaliser de déblais.

On gagnera aussi puisque le retenue s'engravera moins.

Un ouvrage de 71 m rabaisserait de 0,30 m environ le remous. La surélévation des fonds moyens serait réduite à 0,50 m et la dénivelée au débordement (pour un débit de 300 m^3/s) serait de 0,50 m.

C'est encore assez élevé. Mais si on peut pas augmenter plus la longueur du seuil, on pourra essayer de remédier à cette chute par un renforcement des berges sur une vingtaine de mètres (20 à 30 mètres) à l'aval de l'ouvrage avec de l'enrochement (deux couches sur bidim avec sabot de pied).

Le curage de la retenue sera à charge du propriétaire de façon à éviter tout remous solide vers l'amont.

Remarque :

Dans l'optique d'une simple prise d'eau, il est intéressant de chercher un site plus en amont qui permettrait une alimentation gravitaire. La prise d'eau serait réalisée en rive droite sans création de barrage.

oOo

Chapitre 3

RIVIERE COULEE

-

3.1 POSITION DU PROBLEME

L'étude réalisée sur la rivière Coulée consiste à caler la ligne d'eau du cyclone Anne sur le tronçon de cours d'eau compris entre l'embouchure et le confluent avec la rivière Lembi.

Le SARH souhaite en effet définir les possibilités et les risques du développement de l'habitat dans cette zone en fonction des caractéristiques des inondations (hauteur et fréquence de submersion).

3.2 CALAGE DE LA CRUE DU CYCLONE ANNE

Le tableau ci-dessous indique le calage obtenu pour un débit de 1200 m³/s. On remarque que la ligne de charge s'ajuste bien aux laisses de crue observées sur le terrain après la crue. La figure 6 présente le profil en long obtenu.

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)	laisses de crue (m)
C9	0.000	1200.00	6.19	1.37	6.29	6.30
C8	0.400	1200.00	5.70	1.54	5.82	
C8	0.840	1200.00	5.27	1.00	5.32	5.45
C7	1.290	1200.00	4.72	1.60	4.86	
C6	1.660	1200.00	4.37	1.10	4.43	4.45
C4	2.260	1200.00	3.46	1.87	3.63	
C3	2.800	1200.00	2.73	1.20	2.80	2.70
C2b	3.220	1200.00	2.29	1.15	2.36	2.35
C2	3.520	1200.00	1.70	1.61	1.83	1.82

Le débit du cyclone Anne correspond, selon l'étude hydrologique sommaire réalisée au chapitre 1, a une période de retour de l'ordre de 14 ans.

On constate que les vitesses d'écoulement sont faibles en lit majeur (0,5 à 0,6 m/s).

Pour la crue de Anne, la RT1 est largement submergée. Le talus de la route ne crée pas de pertes de charge. Pour des crues plus faiblement débordantes, ce talus crée par contre un remous.

3.3 AMENAGEMENTS POUR L'URBANISATION

La vallée de la Coulée est soumise à une pression d'urbanisation.

Des habitations existent déjà en aval rive gauche qui sont inondées par les fortes crues.

Comme principe général d'aménagement, on retiendra les conseils suivants :

. Les endiguements sont en général à proscrire car ils risquent d'être submergés et deviennent alors dangereux pour les populations qui se croient à l'abri.

  Par ailleurs, si on ne veut pas que de tels endiguements soient détruits lors de la submersion, il faut prévoir des zones de déversement privilégiées. Il faut aussi prévoir des organes de vidange munis de clapets antiretour pour assurer l'évacuation des eaux pluviales. Au total, l'aménagement devient vite assez onéreux. Il ne se justifie réellement que dans des zones à forte densité de population lorsqu'il n'y a pas d'autres solutions possibles ou lorsqu'un petit endiguement permet un gain très appréciable. Ces deux cas se rencontrent rarement en Nouvelle-Calédonie, pays peu peuplé et où les crues montent haut. Cependant localement, on peut accepter d'améliorer une situation (diminution de la fréquence de submersion (de 1,5 à 2 ou 3 ans par exemple) par des digues basses (0,50 m à 0,80 m au maximum). Il faut alors toujours se préoccuper :

  - du déversement (pentes très douces engazonnées par exemple et remplissage par l'aval),

  - de l'assainissement et de la vidange.

. Le remblaiement d'une zone à construire à une cote calculée pour une mise hors d'eau pour une période de retour choisie est une solution intéressante. Il faut s'assurer que les talus des remblais sont bien stabilisés et ne risquent pas d'attaques de courants ce qui est rarement le cas en lit majeur. Il faut surtout se préoccuper de l'impact du remblai sur les niveaux si celui-ci barre une partie de lit majeur actif de façon à ne pas pénaliser les riverains situés en amont proche ou sur l'autre rive par effet de remous. Cette solution est vivement préconisée en Nouvelle-Calédonie car ses impacts et ses risques peuvent être facilement limités.

3.4 AMENAGEMENTS POUR LA NAVIGATION

Le SARH se préoccupe de maintenir la possibilité de la navigation entre l'embouchure et la RT1 pour de petits bateaux de faible tirant d'eau, à marée haute. Un chenal a déjà était réalisé dans le passé, d'une vingtaine de mètres de large pour une largeur de cours d'eau de 70 m environ du moins jusqu'au profil P4. Entre le profil P3 et l'embouchure, on observe une chenalisation du cours d'eau.

Les berges du cours d'eau sont constituées d'éléments très fins et sont rongées (faciès vertical) probablement par le clapotis dû au vent.

Le maintien d'un chenal central de profondeur suffisante peut être obtenu par les moyens suivants :

. barrage des bras latéraux (par cordon d'enrochement) à une cote voisine des pleines mers moyennes. En crue l'écoulement pourra emprunter ces bras. Cependant, ces bras auront tendance à s'envaser et la capacité totale en crue peut diminuer conduisant localement à des débordements plus fréquents. Ces barrages de bras latéraux devront être conçus pour les cas défavorables de déversement en crue à marée basse,

. maintien d'un chenal par création de petits épis de navigation. Ces épis ne doivent pas gêner l'écoulement des crues (et donc ne créer ni pertes de charge excessives, ni sédimentations importantes).

oOo

Chapitre 4

RIVIERE DUMBEA

-

4.1 SITUATION

La rivière Dumbéa se jette dans la baie de Dumbéa après avoir franchit une route à péage la Savexpress qui est en surélévation par rapport au terrain naturel. Plus en amont, la rivière Dumbéa traverse un parc par une large boucle, franchit la RT1 qui, sauf au niveau du pont, n'est pas en surélévation par rapport au terrain naturel et ne crée donc pas de perte de charge. A 275 m en amont de la RT1 existait lors de la crue de Anne un talus en rive gauche et rive droite avec d'anciennes piles en rivière, d'une voie de chemin de fer qui reliait Nouméa à Païta.

Récemment, le talus a été arasé. Cet ouvrage créait un remous important vu sa grande hauteur sur le terrain naturel.

Certains riverains ont accusé la voie Savexpress de créer un remous occasionnant des nuisances à leurs propriétés.

Par ailleurs, le SARH s'interroge sur l'intérêt de la coupure de la boucle du parc de Dumbéa et souhaite connaître l'impact de la suppression du talus de la voie de chemin de fer. Enfin, un barrage antisel est envisagé en amont de la Savexpress dont le SARH pourra étudier l'impact avec le modèle construit pour représenter les écoulements de la Dumbéa, calé avec la crue du cyclone Anne.

4.2 MODELISATION

Le modèle est construit sur la base des profils en travers levés par le SARH. Le tableau ci-dessous présente le résultat des calculs à l'aval et à l'amont du talus de la voie de chemin de fer. Le débit convenant au calage est de 3300 m^3/s.

Le profil en long (figure 7) présente la ligne de charge et les laisses de crues.

modèle (DUMBEA)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
C13	-0.800	3300.00	8.35	1.60	8.48
C12	0.170	3300.00	7.78	0.91	7.82
C11	0.730	3300.00	7.64	0.97	7.69
C10B	1.150	3300.00	7.40	1.67	7.54

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)	laisses (m)
C10	1.420	3300.00	6.66	1.19	6.73	6.72
C9	3.170	3300.00	5.59	2.63	5.95	5.75
C8	3.580	3300.00	5.38	2.42	5.68	5.50
C7	4.150	3300.00	4.95	2.14	5.19	5.10
C6	4.830	3300.00	4.39	2.04	4.60	4.60
C5	5.780	3300.00	3.63	1.88	3.81	3.94
C3+4	6.460	3300.00	3.11	1.47	3.22	3.23

4.3 IMPACT DE LA SAVEXPRESS

Les laisses de crue levées après Anne témoignent d'une dénivelée entre l'aval et l'amont du talus de 0,68 m environ (niveau de charge 3,23 NGNC à l'amont et 2,55 NGNC à l'aval).

Le remous causé par la route et sa propagation peuvent être facilement appréciés par le calcul en utilisant le modèle précédent. Le niveau aval considéré est alors celui de l'aval de la Savexpress qui correspond au niveau de l'état naturel avant construction de la route.

(modèle DUMBÉA)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
C10	1.420	3300.00	6.60	1.21	6.67
C9	3.170	3300.00	5.48	2.70	5.85
C8	3.580	3300.00	5.24	2.49	5.56
C7	4.150	3300.00	4.78	2.25	5.04
C6	4.830	3300.00	4.13	2.25	4.39
C5	5.780	3300.00	3.16	2.22	3.41
C3+4	6.460	3300.00	2.37	1.88	2.55

Le remous s'amortit de la façon suivante selon le profil considéré.

Profil	Perte de charge par rapport à l'état naturel (m)
Amont immédiat Savexpress (C3+4)	0,67
C5 (club des ULM)	0,40
C6	0,21
C7	0,15
C8	0,12
C9 (resserrement)	0,10
C10 (RT1)	0,06
C10 bis (voir chemin de fer)	0,06

La transmission du remous au niveau de la voie de chemin de fer est difficile à apprécier. Le remous est probablement largement amorti. Si on suppose qu'il est intégralement retransmis, ce qui est très pessimiste, on trouve à l'amont du talus de l'ancienne ligne l'amortissement suivant.

Profil	Perte de charge par rapport à l'état naturel (m)
C11	0,05
C12	0,05
C13	0,02

Le remous est donc amorti pratiquement au C13. Lors de la crue de Anne, il a dû s'amortir au niveau du passage de l'ancienne voie de chemin de fer.

4.4 IMPACT D'UNE COUPURE DE BOUCLE DANS LE PARC DE DUMBEA

On a étudié l'intérêt de la coupure de la boucle très marquée de la Dumbéa dans le parc de loisir situé à l'aval de la RT1. L'ouverture d'un chenal de 75 m à 100 m permettrait de raccourcir de près de 750 m le trajet de l'eau en lit mineur.

Le calcul a été effectué pour un ensemble de débits avec et sans coupure de boucle. On présente au tableau ci-dessous les gains obtenus en niveau à l'amont immédiat de la boucle (profil C10B).

Débit (m3/s)	Gain en niveau (m) à l'amont à l'amont de la boucle
50	0,17
100	0,22
200	0,25
300	0,27
400	0,27
500	0,21

Pour les débits de l'ordre de 400 m³/s pour lesquels on peut supposer qu'il y a charriage dans le cours d'eau les vitesses passent de 1,0 m/s à 1,4 m /s soit une augmentation de 40 % ce qui est important. On peut donc penser que les fonds moyens vont s'abaisser dans la coupure à l'amont. Un approfondissement des fonds moyens de l'ordre de 0,30 m est envisageable. Il importe de savoir si le pont de la RT1 qui est ancien a des fondations capables de supporter un tel abaissement.

Remarquons que dès qu'il y a débordement généralisé le gain en niveau est très faible et la coupure de boucle n'a alors pratiquement plus d'effet (0,05 m environ).

En conclusion, la coupure de boucle a un effet limité aux petites crues. Le remous s'amortit de plus très rapidement en amont de la boucle : le remous de l'ordre de 0,30 m à l'amont immédiat de la boucle n'est plus que de 0,10 m environ à la RT1 (si l'on ne prend pas en compte d'effet d'abaissement des fonds).

4.5 IMPACT DE LA SUPPRESSION DU TALUS DE LA VOIE DE CHEMIN DE FER

Le calcul a été effectué pour la crue Anne. On connaît en effet le niveau observé pour cette crue à l'amont du talus (7,54 NGNC) et à l'aval du talus (environ 6,75 NGNC).

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

(modèle DUMBEA)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
C13	-0.800	3300.00	7.97	1.87	8.15
C12	0.170	3300.00	7.15	1.10	7.21
C11	0.730	3300.00	6.93	1.16	7.00
C10B	1.150	3300.00	6.56	2.06	6.77

Le gain obtenu par la suppression du talus est le suivant :

Profil	gain (m)
C10b (amont talus)	0,77
C11	0,69
C12	0,61
C13 (à 1950 m en amont	0,33

On voit l'effet positif important sur les niveaux obtenus pour les forts débits débordants.

4.6 BARRAGE ANTISEL

Le SARH envisage la création d'un barrage antisel en amont de la Savexpress. SOGREAH a exposé la méthodologie d'étude à adopter au cours de la mission sur le territoire.

Deux points importants sont à souligner si l'ouvrage est un barrage sans passe de décharge en crue (clapet abaissé).

Il crée un remous liquide qui conduit à une élévation des fonds de l'ordre de grandeur du remous créé pour le débit de début de transport généralisé. Le remous solide se propage vers l'amont, à moyen terme, diminuant la capacité d'écoulement. La coupure de boucle peut en partie seulement compenser cet effet.

L'ouvrage crée une chute importante aux petites crues susceptibles de détériorer les berges. Un enrochement soigné prolongé assez loin en aval (minimum de 30 à 40 m), associé à un merlon en terre longitudinal prolongé vers l'amont (30 m) et l'aval (50 m) protégera l'ouvrage.

oOo

Chapitre 5

RIVIERES DE PAITA

-

5.1 SITUATION DU PROBLEME

Les cours d'eau qui traversent l'agglomération de Païta sont :

- la rivière Caricouïé qui reçoit à l'aval de l'agglomération la rivière Carignan,
- la rivière Kariramona qui longe un quartier éloigné de l'agglomération.

Ces trois cours d'eau franchissent en amont de Païta la RT1.

A l'aval, les rivières Caricouïé et Katiramona franchissent la Savexpress.

Les principales zones inondées sont :

- le lotissement situé en aval de la RT1 entre les rivières Caricouïé et Carignan,
- le lotissement situé en rive gauche de la Katiramona en amont de la Savexpress,
- des maisons situées en amont de la RT1 le long de la Caricouïé.

Le problème posé est celui de l'impact de la Savexpress sur les inondations et des aménagements éventuels à envisager.

5.2 MODELISATION DES ECOULEMENTS LORS DE LA CRUE ANNE

On dispose d'une vue en plan au 1/10 000 et des profils en travers suivants dans la zone d'étude (entre l'aval de la Savexpress et la RT1) :

- six profils sur la Caricouïé,
- deux profils sur la Carignan,
- cinq profils sur la Katiramona.

La figure 8 présente un schéma des écoulements à Païta.

Trois modèles ont été réalisés pour représenter les trois cours d'eau.

Le calage de la crue Anne conduit aux conclusions suivantes :

- débit sur la Caricouïé (amont confluence) : 680 m³/s,
- débit sur la Carignan (amont confluence) : 350 m³/s (compte tenu du faible nombre de sections et des laisses de crues sur ce cours d'eau l'imprécision sur débit maximal est importante). Un débit plus fort est possible lors de la pointe de ce cours d'eau qui n'est pas nécessairement concomitante avec celle de la Caricouïé,
- débit Caricouïé (aval confluence) : 1030 m³/s,
- débit déchargé de la Caricouïé vers la Karatiramona entre la confluence Caricouïé-Carignan et la Savexpress : 60 m³/s,
- débit franchissant la Savexpress au niveau du franchissement de la Savexpress : 50 m³/s,
- débit déchargé de la Caricouïé vers la Katiramona à l'aval de la Savexpress : 70 m³/s,
- débit de la Katiramona (aval RT1) : 340 m³/s

Les tableaux suivants présentent les résultats de calcul :

- Calage Caricouïé (modèle Caricou)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)	
P13	-0.110	680.00	17.65	2.15	17.88	
P12	0.820	680.00	12.23	3.42	12.83	Crit
P9B	1.310	1030.00	9.96	3.16	10.47	
P9	1.430	970.00	9.66	2.42	9.95	
P6	1.900	970.00	8.75	1.60	8.89	
PONT	1.975	920.00	6.91	6.13	8.83	
P5	2.000	970.00	7.06	4.50	8.09	
P5A	2.100	900.00	6.75	3.53	7.39	
P8	2.650	900.00	4.97	2.74	5.35	
P7	3.330	900.00	3.60	3.23	4.13	

. Calage Carignan (modèle CARIGNAN)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P16	0.000	350.00	14.79	1.86	14.96
P12	0.730	350.00	11.95	2.58	12.28
P9B	1.390	1030.00	9.96	3.16	10.47

. Calage Katiramona (modèle KATIRAM)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
C10	1.200	340.00	11.91	0.91	11.96
C9	1.900	400.00	8.43	1.37	8.52
C5b	2.350	400.00	7.25	0.74	7.28
PONT	2.400	400.00	5.95	5.05	7.25
C5	2.450	470.00	6.35	1.46	6.46
C4	3.400	470.00	4.08	2.40	4.37
C3	4.200	470.00	1.90	2.78	2.29

Les figures 9, 10 et 11 présentent les profils en long correspondant aux calculs.

5.3 IMPACT DE LA SAVEXPRESS

Les calculs précédents ont été repris dans l'état avant création de la Savexpress. On connaît en effet les niveaux de laisses de crue à l'aval de la Savexpress.

A la suite du cyclone Anne les observations suivantes ont été faites par les services du SARH.

. Rivière Caricouïé

- cote amont Savexpress ———— 8,90
- cote aval Savexpress ———— 8,09
- perte de charge ———— 0,81

. Rivière Katiramona

- cote amont Savexpress ———— 7,32
- cote aval Savexpress ———— 6,53
- perte de charge ———— 0,79

La savexpress crée un remous à son amont immédiat de 0,80 m pour la crue Anne.

Dans l'état naturel, avant création de la Savexpress, il n'y a plus d'échange de la Caricouïé vers la Katiramona.

Le tableau ci-dessous donne les résultats de calcul obtenus pour la crue de Anne sur les rivières étudiées :

. rivière Caricouïé (état sans Savexpress), (modèle CARICOUN)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)	
P13	-0.110	680.00	17.65	2.15	17.88	
P12	0.820	680.00	12.23	3.42	12.83	Crit
P9B	1.310	1030.00	9.87	3.38	10.45	
P9	1.430	1030.00	9.47	2.96	9.92	
P6	1.900	1030.00	8.08	2.53	8.40	
P5	2.000	1030.00	7.14	4.57	8.21	
P5A	2.100	950.00	6.84	3.53	7.48	
P8	2.650	950.00	5.06	2.76	5.45	
P7	3.330	950.00	3.70	3.16	4.21	

. rivière Carignan (état sans Savexpress) (modèle CARIGNAN)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P16	0.000	350.00	14.78	1.87	14.96
P12	0.730	350.00	11.86	2.75	12.24
P9B	1.310	1030.00	9.87	3.37	10.45

. rivière Katiramona (état sans Savexpress), (modèle KATIRAMN)

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
C10	1.200	340.00	11.90	0.93	11.94
C9	1.900	340.00	8.11	1.81	8.28
C5b	2.350	340.00	6.16	1.22	6.23
C5	2.450	340.00	5.97	1.39	6.07
C4	3.400	340.00	3.72	2.28	3.98
C3	4.200	340.00	1.65	2.65	2.01

On observe les remous suivants :

Rivière	Profil	Remous avec Savexpress par rapport à l'état avant Savexpress (m)
Caricouïé	P6 (amont Savexpress)	0,49
	P9	0,03
	P9B (confluence avec Carignan)	0,02
Carignan	P12	0,04
Katiramona	C5B (amont Savexpress)	1,05
	C9	0,24
	C10	0,02

Le remous par rapport à l'état naturel à l'amont de la Savexpress sur la Caricouïé (0,50 m) est moins élevé que la dénivelée amont-aval observé (0,80 m) car, en écoulement naturel, il n'y a pas décharge de débit vers la Katiramona.

Les remous importants observés s'atténuent très vite. Le lotissement situé entre la Caricouïé et la Carignan n'a pas subi de remous notable de la Savexpress (plus 5 cm dans la partie aval). Par contre le lotissement situé le long de la Katiramona a subi un impact notable.

5.4 AMENAGEMENTS

On n'imagine ici que des lignes directrices qui seraient à étudier de plus près pour en apprécier l'intérêt technique et économique :

- séparation des écoulements de la Katiramona et de la Caricouïé en amont de la Savexpress. Il faut vérifier que le gain obtenu sur la Katiramona est notable et que la surélévation sur la Caricouïé est par contre rapidement amortie,

- nettoyage et calibrage des cours d'eau. Une visite sur le terrain montre que les cours d'eau sont en très mauvais état. Ils sont très encaissés et un recalibrage aurait un effet très bénéfique sur la débitance. Cependant les vitesses d'écoulement doivent être étudiées de près vis-à-vis de la stabilité de berges nouvelles,

- accroissement de la section de l'ouvrage sous la Katiramona dont le remous à des conséquences notables sur le lotissement.

Annexe A

CALCULS DE L'IMPACT DE DIGUETTES EN LIT MAJEUR POUR LUTTER CONTRE L'EROSION

-

Caractéristiques

. Espacement des diguettes 200 m

. Pente de l'écoulement naturel 1,5 ‰

Modèle DIG15

Etat naturel sans diguette

Modèle DIG15A

Etat avec diguettes

. Calcul n° 3 - Hauteur diguettes 0,80 m
. Calcul n° 4 - Hauteur diguettes 1,00 m
. Calcul n° 5 - Hauteur diguettes 1,20 m
. Calcul n° 6 - Hauteur diguettes 1,40 m

oOo

Programme ECOPERM - Modèle DIG15

Calcul n° 2

Ligne d'eau n° 1

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	50.00	4.95	0.29	4.95
P1	0.001	50.00	4.95	0.29	4.95
S2	0.200	50.00	4.65	0.29	4.65
P2	0.201	50.00	4.65	0.29	4.65
S3	0.400	50.00	4.35	0.28	4.36
P3	0.401	50.00	4.35	0.29	4.35

Ligne d'eau n° 2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	100.00	5.13	0.38	5.14
P1	0.001	100.00	5.13	0.38	5.13
S2	0.200	100.00	4.83	0.38	4.84
P2	0.201	100.00	4.83	0.38	4.83
S3	0.400	100.00	4.53	0.38	4.54
P3	0.401	100.00	4.53	0.38	4.54

Ligne d'eau n° 3

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	200.00	5.40	0.50	5.41
P1	0.001	200.00	5.40	0.50	5.41
S2	0.200	200.00	5.10	0.50	5.11
P2	0.201	200.00	5.10	0.50	5.11
S3	0.400	200.00	4.80	0.50	4.81
P3	0.401	200.00	4.80	0.50	4.81

Ligne d'eau n° 4

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	300.00	5.62	0.59	5.64
P1	0.001	300.00	5.62	0.59	5.64
S2	0.200	300.00	5.32	0.59	5.34
P2	0.201	300.00	5.32	0.59	5.34
S3	0.400	300.00	5.02	0.59	5.04
P3	0.401	300.00	5.02	0.59	5.04

Calcul n° 2

Ligne d'eau n° 5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	400.00	5.81	0.66	5.84
P1	0.001	400.00	5.81	0.66	5.83
S2	0.200	400.00	5.51	0.66	5.53
P2	0.201	400.00	5.51	0.66	5.53
S3	0.400	400.00	5.21	0.66	5.23
P3	0.401	400.00	5.21	0.66	5.23

Ligne d'eau n° 6

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	500.00	5.98	0.72	6.01
P1	0.001	500.00	5.98	0.72	6.01
S2	0.200	500.00	5.68	0.72	5.71
P2	0.201	500.00	5.68	0.72	5.71
S3	0.400	500.00	5.38	0.72	5.41
P3	0.401	500.00	5.38	0.72	5.41

Ligne d'eau n° 7

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	600.00	6.14	0.78	6.18
P1	0.001	600.00	6.14	0.78	6.17
S2	0.200	600.00	5.84	0.78	5.87
P2	0.201	600.00	5.84	0.78	5.87
S3	0.400	600.00	5.54	0.78	5.57
P3	0.401	600.00	5.54	0.78	5.57

SOGREAH 09-23-1988 - 17:06:11

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 3 DIGUETTES 0.80M

Ligne d'eau n° 1

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	50.00	5.57	0.10	5.58
P1	0.001	50.00	5.30	0.14	5.30
S2	0.200	50.00	5.27	0.10	5.28
P2	0.201	50.00	5.00	0.14	5.00
S3	0.400	50.00	4.97	0.10	4.98
P3	0.401	50.00	4.35	0.29	4.35

Ligne d'eau n° 2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	100.00	5.68	0.19	5.68
P1	0.001	100.00	5.44	0.24	5.44
S2	0.200	100.00	5.38	0.19	5.38
P2	0.201	100.00	5.14	0.24	5.14
S3	0.400	100.00	5.08	0.19	5.08
P3	0.401	100.00	4.53	0.38	4.54

Ligne d'eau n° 3

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	200.00	5.84	0.32	5.84
P1	0.001	200.00	5.65	0.38	5.66
S2	0.200	200.00	5.54	0.32	5.54
P2	0.201	200.00	5.35	0.38	5.36
S3	0.400	200.00	5.24	0.32	5.24
P3	0.401	200.00	4.80	0.50	4.81

Ligne d'eau n° 4

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	300.00	5.97	0.44	5.98
P1	0.001	300.00	5.83	0.49	5.84
S2	0.200	300.00	5.67	0.44	5.68
P2	0.201	300.00	5.53	0.49	5.54
S3	0.400	300.00	5.37	0.44	5.38
P3	0.401	300.00	5.02	0.59	5.04

SOGREAH 09-23-1988 - 17:06:53

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 3 DIGUETTES 0.80M

Ligne d'eau n° 5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	400.00	6.09	0.54	6.10
P1	0.001	400.00	5.98	0.58	6.00
S2	0.200	400.00	5.79	0.54	5.80
P2	0.201	400.00	5.68	0.58	5.70
S3	0.400	400.00	5.49	0.54	5.50
P3	0.401	400.00	5.21	0.66	5.23

Ligne d'eau n° 6

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	500.00	6.21	0.62	6.23
P1	0.001	500.00	6.12	0.66	6.15
S2	0.200	500.00	5.91	0.62	5.93
P2	0.201	500.00	5.81	0.66	5.84
S3	0.400	500.00	5.59	0.63	5.61
P3	0.401	500.00	5.38	0.72	5.41

Ligne d'eau n° 7

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	600.00	6.34	0.69	6.37
P1	0.001	600.00	6.26	0.72	6.29
S2	0.200	600.00	6.03	0.69	6.05
P2	0.201	600.00	5.94	0.73	5.97
S3	0.400	600.00	5.69	0.71	5.72
P3	0.401	600.00	5.54	0.78	5.57

SOGREAH 09-23-1988 - 17:20:42

H=1,0m

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 4 DIGUETTES 1.00M

Ligne d'eau n° 1

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	50.00	5.77	0.09	5.78
P1	0.001	50.00	5.49	0.11	5.49
S2	0.200	50.00	5.47	0.09	5.48
P2	0.201	50.00	5.19	0.11	5.19
S3	0.400	50.00	5.17	0.09	5.18
P3	0.401	50.00	4.35	0.29	4.35

Ligne d'eau n° 2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	100.00	5.88	0.16	5.88
P1	0.001	100.00	5.61	0.20	5.61
S2	0.200	100.00	5.58	0.16	5.58
P2	0.201	100.00	5.31	0.20	5.31
S3	0.400	100.00	5.28	0.16	5.28
P3	0.401	100.00	4.53	0.38	4.54

Ligne d'eau n° 3

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	200.00	6.04	0.28	6.04
P1	0.001	200.00	5.81	0.33	5.82
S2	0.200	200.00	5.74	0.28	5.74
P2	0.201	200.00	5.51	0.33	5.52
S3	0.400	200.00	5.44	0.28	5.44
P3	0.401	200.00	4.80	0.50	4.81

Ligne d'eau n° 4

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	300.00	6.17	0.38	6.18
P1	0.001	300.00	5.98	0.44	5.99
S2	0.200	300.00	5.87	0.38	5.88
P2	0.201	300.00	5.68	0.44	5.69
S3	0.400	300.00	5.57	0.38	5.58
P3	0.401	300.00	5.02	0.59	5.04

SOGREAH 09-23-1988 - 17:21:23

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 4 DIGUETTES 1.00M

Ligne d'eau n° 5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	400.00	6.29	0.47	6.30
P1	0.001	400.00	6.13	0.52	6.14
S2	0.200	400.00	5.99	0.47	6.00
P2	0.201	400.00	5.83	0.52	5.84
S3	0.400	400.00	5.69	0.47	5.70
P3	0.401	400.00	5.21	0.66	5.23

Ligne d'eau n° 6

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	500.00	6.40	0.56	6.41
P1	0.001	500.00	6.26	0.60	6.28
S2	0.200	500.00	6.10	0.56	6.11
P2	0.201	500.00	5.96	0.60	5.98
S3	0.400	500.00	5.80	0.56	5.81
P3	0.401	500.00	5.38	0.72	5.41

Ligne d'eau n° 7

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	600.00	6.51	0.63	6.53
P1	0.001	600.00	6.39	0.67	6.41
S2	0.200	600.00	6.20	0.63	6.22
P2	0.201	600.00	6.08	0.67	6.11
S3	0.400	600.00	5.90	0.63	5.92
P3	0.401	600.00	5.54	0.78	5.57

SOGREAH 09-23-1988 - 17:25:42

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 5 DIGUTTES 1.20M

Ligne d'eau n° 1

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	50.00	5.97	0.07	5.98
P1	0.001	50.00	5.68	0.09	5.68
S2	0.200	50.00	5.67	0.07	5.68
P2	0.201	50.00	5.38	0.09	5.38
S3	0.400	50.00	5.37	0.07	5.38
P3	0.401	50.00	4.35	0.29	4.35

Ligne d'eau n° 2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	100.00	6.08	0.14	6.08
P1	0.001	100.00	5.80	0.17	5.80
S2	0.200	100.00	5.78	0.14	5.78
P2	0.201	100.00	5.50	0.17	5.50
S3	0.400	100.00	5.48	0.14	5.48
P3	0.401	100.00	4.53	0.38	4.54

Ligne d'eau n° 3

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	200.00	6.24	0.24	6.24
P1	0.001	200.00	5.99	0.29	5.99
S2	0.200	200.00	5.94	0.24	5.94
P2	0.201	200.00	5.69	0.29	5.69
S3	0.400	200.00	5.64	0.24	5.64
P3	0.401	200.00	4.80	0.50	4.81

Ligne d'eau n° 4

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	300.00	6.37	0.34	6.38
P1	0.001	300.00	6.15	0.39	6.15
S2	0.200	300.00	6.07	0.34	6.08
P2	0.201	300.00	5.85	0.39	5.85
S3	0.400	300.00	5.77	0.34	5.78
P3	0.401	300.00	5.02	0.59	5.04

SOGREAH 09-23-1988 - 17:26:23

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 5 DIGUTTES 1.20M

Ligne d'eau n° 5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	400.00	6.49	0.42	6.50
P1	0.001	400.00	6.29	0.47	6.30
S2	0.200	400.00	6.19	0.42	6.20
P2	0.201	400.00	5.99	0.47	6.00
S3	0.400	400.00	5.89	0.42	5.90
P3	0.401	400.00	5.21	0.66	5.23

Ligne d'eau n° 6

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	500.00	6.60	0.50	6.61
P1	0.001	500.00	6.42	0.55	6.43
S2	0.200	500.00	6.30	0.50	6.31
P2	0.201	500.00	6.12	0.55	6.13
S3	0.400	500.00	6.00	0.50	6.01
P3	0.401	500.00	5.38	0.72	5.41

Ligne d'eau n° 7

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	600.00	6.70	0.57	6.72
P1	0.001	600.00	6.54	0.62	6.56
S2	0.200	600.00	6.40	0.57	6.42
P2	0.201	600.00	6.24	0.62	6.26
S3	0.400	600.00	6.10	0.57	6.12
P3	0.401	600.00	5.54	0.78	5.57

SOGREAH 09-23-1988 - 18:12:59

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 6 DIGUETTES 1.40 M

Ligne d'eau n° 1

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	50.00	6.17	0.06	6.18
P1	0.001	50.00	5.88	0.08	5.88
S2	0.200	50.00	5.87	0.06	5.88
P2	0.201	50.00	5.58	0.08	5.58
S3	0.400	50.00	5.57	0.06	5.58
P3	0.401	50.00	4.35	0.29	4.35

Ligne d'eau n° 2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	100.00	6.28	0.12	6.28
P1	0.001	100.00	5.99	0.14	5.99
S2	0.200	100.00	5.98	0.12	5.98
P2	0.201	100.00	5.69	0.14	5.69
S3	0.400	100.00	5.68	0.12	5.68
P3	0.401	100.00	4.53	0.38	4.54

Ligne d'eau n° 3

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	200.00	6.44	0.22	6.44
P1	0.001	200.00	6.17	0.25	6.17
S2	0.200	200.00	6.14	0.22	6.14
P2	0.201	200.00	5.87	0.25	5.87
S3	0.400	200.00	5.84	0.22	5.84
P3	0.401	200.00	4.80	0.50	4.81

Ligne d'eau n° 4

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	300.00	6.57	0.30	6.58
P1	0.001	300.00	6.32	0.35	6.33
S2	0.200	300.00	6.27	0.30	6.28
P2	0.201	300.00	6.02	0.35	6.03
S3	0.400	300.00	5.97	0.30	5.98
P3	0.401	300.00	5.02	0.59	5.04

SOGREAH 09-23-1988 - 18:13:40

Programme ECOPERM - Modèle DIG15A

Calcul n° 6 DIGUETTES 1.40 M

Ligne d'eau n° 5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	400.00	6.69	0.38	6.70
P1	0.001	400.00	6.46	0.43	6.47
S2	0.200	400.00	6.39	0.38	6.40
P2	0.201	400.00	6.16	0.43	6.17
S3	0.400	400.00	6.09	0.38	6.10
P3	0.401	400.00	5.21	0.66	5.23

Ligne d'eau n° 6

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	500.00	6.80	0.45	6.81
P1	0.001	500.00	6.59	0.50	6.60
S2	0.200	500.00	6.50	0.45	6.51
P2	0.201	500.00	6.29	0.50	6.30
S3	0.400	500.00	6.20	0.45	6.21
P3	0.401	500.00	5.38	0.72	5.41

Ligne d'eau n° 7

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
S1	0.000	600.00	6.90	0.52	6.92
P1	0.001	600.00	6.71	0.57	6.73
S2	0.200	600.00	6.60	0.52	6.62
P2	0.201	600.00	6.41	0.57	6.43
S3	0.400	600.00	6.30	0.52	6.32
P3	0.401	600.00	5.54	0.78	5.57

Ajustement de Gumbel graphique aux débits maxima instantanés annuels de la rivière DUMBEA Est

R.

GRAPHIQUE n°

GUMBEL

Lois de Gumbel éstimées par transposition pour la rivière OUENGHI au franchissement de la RT 1

R.

GRAPHIQUE N°

Lois de Gumbel éstimées par transposition pour les rivières COULEE, CARICOUÏE, CARIGNAN, KATIRAMONA et DUMBEA au niveau de la RT 1

R.

GRAPHIQUE n°

GUMBEL

Profil en long de la rivière OUENGHI

PAPETERIES CANSON & MONTGOLFIER S.A. FABRIQUE EN FRANCE

Loi H(Q) au Barrage PAILLOTTES sur l'OUENGHI
5
Q m³/s
2500
2000
1500
1000
500
25
20
15
10
5
Lois Avant
Lois Avec
Cota
Niano

Profil en long de la rivière COULÉE

(Crue ANNE)

CAPL PERRES CANSON & MONTOLIER S.A. FABRIQUÉ EN FRANCE

Profil en long de la rivière DUMBEA

7

Schéma de situation des écoulements à PAITA

Profil en long de la rivière CARICOUÏÉ

(crue ANNE)

LEGENDE

Laisse du cyclone ANNE

Cote NGNC
Profil en long de la rivière CARIGNAN
(crue ANNE)
10
18
17
25
16
15
14
13
12
15
11
10
9
8
7
5
6
5
4
confluence
Ligne de charge CARICOUIE
Ligne de charge CARIGNAN
Ligne d'eau
Berge R.G.
Digue
fond
PSB
PJC
1600
10
0
Km

Profil en long de la rivière KATIRAMONA

REPUBLIQUE FRANCAISE NOUVELLE CALEDONIE ET DEPENDANCES	SERVICE DE L'AMENAGEMENT RURAL ET DE L'HYDRAULIQUE — RIVIERE DE OUENGHI	
PLAN DE SITUATION		
Etude Hydraulique de la rivière Ouenghi et des endiguements		
SOGREAH Ingénieurs Conseils GRENOBLE - FRANCE	ECHELLE 1/5000	RAPPORT 60 367 — PLAN N° 1
	DATE OCTOBRE 1968	PIECE