

NOUVELLE CALEDONIE PROVINCE SUD

SECAL

COMMUNE DU MONT DORE

ETUDE DES ZONES INONDABLES DU CREEK LUCKY

RAPPORT D'ETUDE

JUIN 2001

81 0106 R1



SOGREAH
CONSULTANTS

IDR

SOMMAIRE

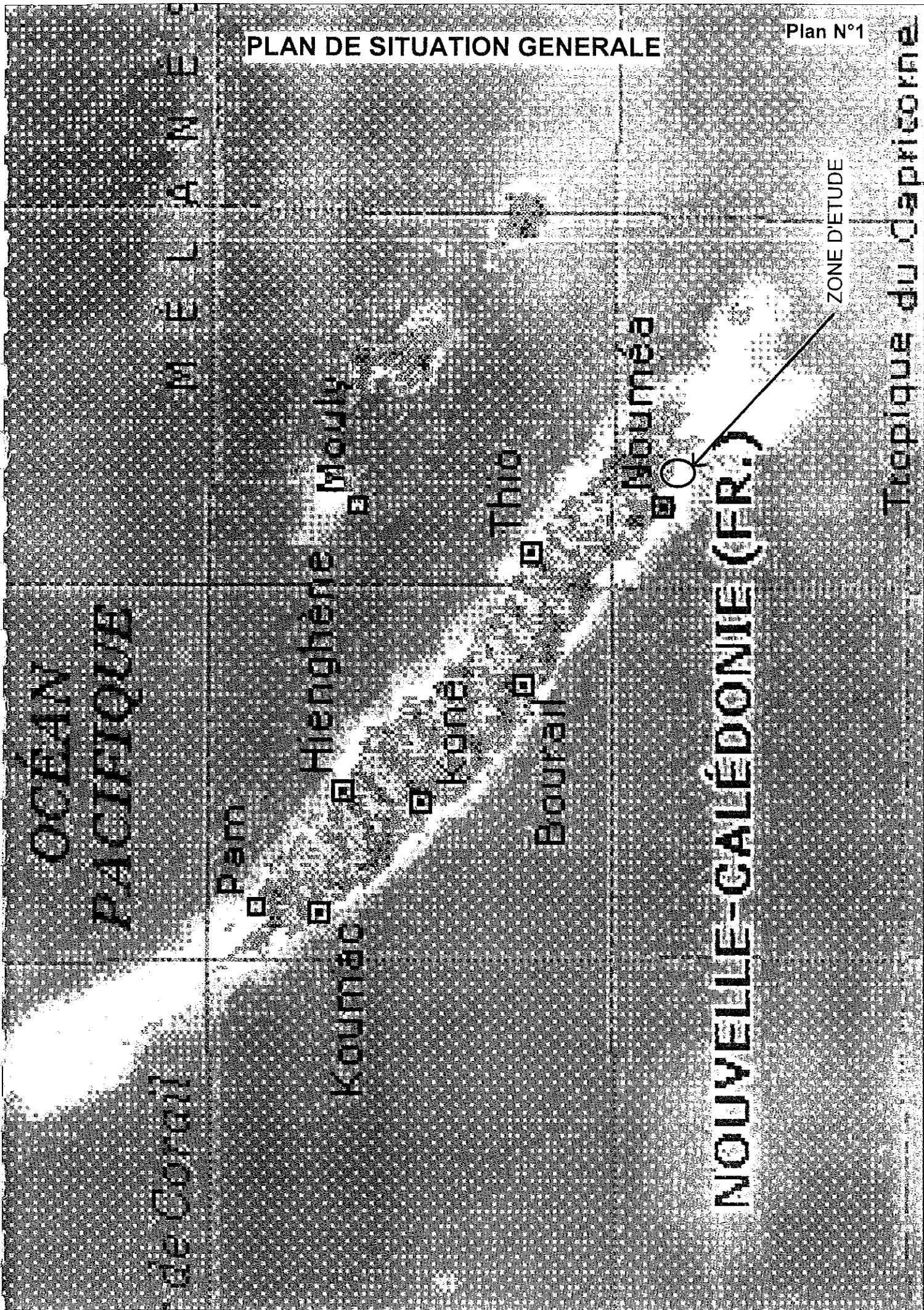
LISTE DES PLANS ET FIGURES	B
OBJET DE L'ÉTUDE	I
1. HYDROLOGIE	1
1.1. PRÉAMBULE	1
1.2. LES STATIONS HYDROMETRIQUES	1
1.3. ANALYSE DES DONNEES	2
1.4. APPLICATION	2
1.4.1. LE CREEK LUCKY	2
1.4.2. LE BASSIN EST	3
2. MODÉLISATION DES ÉCOULEMENTS	4
2.1. LA MODÉLISATION MATHÉMATIQUE	4
2.1.1. PRÉAMBULE	4
2.1.2. PRINCIPES GÉNÉRAUX	4
2.1.3. LES LOIS D'ÉCOULEMENT	5
2.1.4. MODÉLISATION DES ÉCOULEMENTS	5
2.1.5. LIMITES ET TOPOLOGIE DU MODÈLE	5
2.2. LES CALCULS	6
2.2.1. CONDITIONS AUX LIMITES	6
2.2.2. RÉSULTATS DE CALCUL	6
2.2.3. TESTS DE SENSIBILITÉ	7
3. CARTOGRAPHIE DES ZONES INONDABLES	8
3.1. PRÉAMBULE	8
3.2. CRUE DÉCENNALE	8
3.3. CRUE TRENTENNALE	9
3.4. CRUE CENTENNALE	9
ANNEXES	10
ANNEXE A	
DESCRIPTION DE LA MÉTHODE SPEED	11
ANNEXE B	
HYDROLOGIE	16
ANNEXE C	
CALCULS HYDRAULIQUES	17

LISTE DES PLANS ET FIGURES

- Plan 1 : Plan de situation général (en tête du rapport).
- Plan 2 : Plan du bassin versant au 1/50000 (annexe B).
- Fig. 3 : Ajustement statistique des débits réduits (annexe B).
- Fig. 4 : Profil en long du creek Lucky (annexe C).
- Fig. 5 : Profil en long du thalweg gauche (annexe C).
- Plan 6 : Limite des zones inondables pour la crue décennale (annexe C).
- Plan 7 : Limite des zones inondables pour la crue trentennale (annexe C).
- Plan 8 : Limite des zones inondables pour la crue centennale (annexe C).

PLAN DE SITUATION GENERALE

Plan N°1



OBJET DE L'ETUDE

La SECAL intervient pour le compte de la ville du Mont Dore sur l'étude de l'aménagement d'une zone située à Plum en bordure du Creek Lucky.

Elle a souhaité connaître au préalable les éventuels risques d'inondabilité. Elle a donc commandé au bureau d'étude local I.D.R. une étude hydraulique dont l'objectif est de déterminer les limites de la zone inondable ainsi que les conditions d'écoulement des crues.

Cette étude a été sous-traitée à SOGREAH, bureau d'étude spécialisé dans ce genre de prestation et qui connaît déjà plusieurs bassins de Nouvelle Calédonie.

oOo

1. HYDROLOGIE

1.1. PREAMBULE

Cette étude hydrologique a pour but la détermination des débits caractéristiques de crue c'est à dire des débits maximum de crue de période de retour comprise entre 2 et 100 ans.

Cette étude est conduite à partir des mesures effectuées en différentes stations hydrométriques ayant déjà fait l'objet d'analyse.

La démarche suivie se fonde sur la méthode SPEED mise au point à SOGREAH et qui utilise différentes relations associées à la théorie et à l'expérience (théorie de l'hydrogramme unitaire, théorie du gradex, formules de Montana et du temps de concentration). Ces relations conduisent à la formule de base utilisée pour les débits de crues exceptionnelles :

$$Q_T = \frac{S^{0,75}}{12} (P_T - P_0)$$

Cette formule permet de tirer la notion de débit réduit, égal au débit Q_T divisé par la superficie $S^{0,75}$ et multiplié par 12. Ce débit réduit est homogène à une pluie en mm.

Cette étude utilise donc la notion de débits réduits de façon à pouvoir comparer les stations entre elles et s'affranchir au mieux de la superficie. En effet, comme cela est exposé en annexe A, pour des bassins homogènes vis à vis de la géologie, de la couverture végétale et de la pluviométrie, les débits caractéristiques se confondent en terme de débits réduits.

1.2. LES STATIONS HYDROMETRIQUES

Les stations considérées sont récapitulées dans le tableau suivant. Elles ont toutes fait l'objet d'une étude de la part du cabinet HYDREX, étude visant à compléter le cas échéant les données de hauteur d'eau et à leur associer un débit en déterminant au moyen d'un modèle mathématique d'écoulement la relation niveau-débit au droit de chacune d'elles.

RIVIERE	STATION	CODE	SUPERFICIE	Date de l'étude	Période d'exploitation	Nombre de valeurs
BOGHEN	Aval Aremo	5702600102-9	113 km ²	mars-97	1954 à maintenant	44
FATENAOUE		5704700301	112 km ²	juil-98	1955 à maintenant	30
LA FOA	Pierrat		115 km ²	oct-96	1980 à maintenant	16
POUEMBOUT	Boutana	5703900102	176 km ²	mars-97	1955 à maintenant	33
TONTOUTA	Mine Liliane	5705200101	380 km ²	juin-97	1954 à maintenant	32

1.3. ANALYSE DES DONNEES

L'ensemble des données ont fait l'objet d'un traitement statistique selon une loi de Gumbel.

La figure 3 présente les résultats obtenus.

On constate qu'au delà du phénomène de période de retour 3 ans, il y a un bon alignement des points expérimentaux.

1.4. APPLICATION

La méthode de calcul est appliquée aux deux bassins concernés par l'étude : celui du creek Lucky et celui qui se situe à l'Est et qui alimente le drain s'écoulant sur à peine un kilomètre en aval, parallèlement au Creek Lucky.

Leur caractéristiques ont été déterminées à partir des cartes au 1/10000 numéros 66-53-IV et 67-53-III de la DITTT (Direction des Infrastructures, de la Topographie et des Transports Territoriaux).

1.4.1. LE CREEK LUCKY

Le bassin versant du Creek Lucky offre une superficie de 6,1 km². Il culmine à l'altitude 510 m NGNC et son thalweg principal a une longueur de 3300 m environ à l'amont immédiat de la zone d'étude.

En considérant par sécurité l'ajustement probabiliste médian haut, on obtient les valeurs caractéristiques suivantes :

Période de retour (ans)	Débit réduit (mm)	Débit (m3/s)
2	120	40
5	360	120
10	550	180
20	734	240
30	840	270
50	972	315
100	1150	370

1.4.2. LE BASSIN EST

Il est décomposé en plusieurs sous-bassins (A, B, C, D) pour lesquels le débit est calculé à l'exutoire et additionné à celui de l'amont de la confluence.

Période de retour (ans)	Débit réduit (mm)	Débit (m3/s)				
		Bassin A	Bassin B	Bassin C	Bassin D	TOTAL
		(15,6 ha)	(11,5 ha)	(9,25 ha)	(12,8 ha)	(49,2 ha)
2	120	2.5	2	2	2	8.5
5	360	7.5	6	5	6.5	25
10	550	11	9	8	10	38
20	734	15.5	12	10.5	13	51
30	840	18	14	12	15	59
50	972	20	16	14	18	67
100	1150	24	19	16	21	80

2. MODELISATION DES ECOULEMENTS

2.1. LA MODELISATION MATHEMATIQUE

2.1.1. PREAMBULE

L'analyse de la morphologie des lits d'écoulement des eaux (lit mineur ou lit principal et lit majeur) faite à partir des plans et des profils en travers fournis nous a permis de pressentir les caractéristiques suivantes pour les écoulements généraux :

- Ecoulements à forte pente.

Ceci induit que les vitesses d'écoulement peuvent être importantes et approcher les vitesses propres au régime d'écoulement dit « Critique ». Ce régime est celui qui constitue la limite entre l'écoulement fluvial et l'écoulement torrentiel.

- Rôle important de la route et du radier.

Le radier submersible et la route qui le prolonge constituent des points de déversement qu'il est nécessaire de modéliser très finement en jouant sur la perte de charge générée.

- Pas d'amortissement potentiel.

Compte tenu de l'importance des débits transitant dans chacun des chenaux et du volume de l'onde de crue associée, le rôle d'amortissement de l'onde de crue que peut jouer le lit majeur est insignifiant. On peut donc effectuer les calculs en régime permanent : débit constant dans le temps et dans l'espace sauf si apports latéraux .

- Pas d'échange complexe entre les deux thalwegs ou entre différents points du lit majeur.

Compte tenu de toutes ces caractéristiques, il nous est apparu plus simple et efficace de modéliser les écoulements à l'aide d'un outil mono-dimensionnel, filaire et calculant les écoulements en régime permanent.

2.1.2. PRINCIPES GENERAUX

Deux modèles mathématiques sont créés et exploités à l'aide du logiciel ECOPERM mis au point par SOGREAH.

Ce logiciel permet de calculer les niveaux, débits et vitesses d'écoulement en régime permanent.

Il traite simultanément les écoulements en lit ordinaire (lit mineur) et les écoulements dans les champs d'inondation (lit majeur) quand ceux-ci ne sont pas fortement différenciés.

2.1.3. LES LOIS D'ÉCOULEMENT

Les lois d'écoulement utilisées sont :

- ♦ Le frottement rugueux avec prise en compte de la vitesse d'écoulement et de sa variation entre sections (phénomène d'inertie).
- ♦ Des lois de seuil ou d'orifice au droit des obstacles tels que ponts, radier, déversoir, vannes etc...

Ces lois caractérisent aussi bien l'écoulement noyé (avec influence aval) que dénoyé (sans influence aval) et l'écoulement en charge pour les orifices.

2.1.4. MODELISATION DES ÉCOULEMENTS

Le lit complet est représenté par une série de points de calcul délimitant des tronçons élémentaires de rivière.

Chaque point correspond à un profil en travers dont la géométrie a été relevée ou estimée (par interpolation par exemple).

On associe à chaque section un ou plusieurs coefficients de rugosité (Strickler) qui résulte de l'examen des lieux ou des photographies disponibles.

Dans un tronçon, l'écoulement est conditionné par une section qui est une moyenne pondérée des sections des extrémités du tronçon.

Aux phénomènes d'inertie (dissipation de l'énergie cinétique dans les secteurs divergents ou convergents) sont associés des coefficients de pertes de charge par divergence ou convergence.

Le niveau de charge (énergie totale = niveau + énergie cinétique) est identique en tout point du profil en travers ce qui signifie que celui-ci doit être défini sur une équipotentielle. On admet ensuite, pour la cartographie, que le niveau réel de l'eau peut varier entre le niveau d'eau calculé et le niveau de la charge, compte tenu du fait que la vitesse varie en fait entre le lit mineur et le lit majeur.

NOTA BENE : Le modèle représente l'état actuel des lits mineur et majeur tels que définis par les documents topographiques fournis. Ses résultats ne sauraient être utilisés pour estimer des niveaux ou vitesses d'écoulement dans un état différent.

En particulier, l'impact de futurs aménagements devra être évalué à l'aide de nouvelles simulations faites à partir de ce modèle, modifié.

2.1.5. LIMITES ET TOPOLOGIE DU MODÈLE

2.1.5.1. LE CREEK LUCKY

Le modèle du creek Lucky s'étend sur 1200 m en amont de l'océan.

Il est composé de 9 points de calcul constitués d'après les profils en travers levés pour les besoins de l'étude ainsi que d'après le plan au 1/2000 du secteur.

A noter qu'il existe un écart de 3,6 m en moyenne entre les cotes du plan et les cotes NGNC des profils en travers. Nous en avons tenu compte.

Ces points de calcul sont positionnés sur les plans n° 6 et 7.

2.1.5.2. LE THALWEG ADJACENT

Le modèle de ce chenal d'écoulement s'étend sur environ 1 km en amont de l'océan.

Il est composé de 15 points de calcul. Ces points permettent de représenter les obstacles que constituent chaque franchissement pourvu ou non de buse ainsi que les affluents.

Ils sont construits à partir des profils en travers et du plan au 1/2000 ainsi que d'après l'enquête de terrain effectuée et rapportée par IDR.

2.2. LES CALCULS

2.2.1. CONDITIONS AUX LIMITES

Les conditions imposées aux limites du modèle sont d'une part les débits déterminés par l'étude hydrologique et, d'autre part, le niveau de l'océan.

Pour chacune des conditions de débit, le niveau aval considéré correspond au niveau maximum de l'océan soit 1,39 m NGNC.

Il intègre le niveau maximum de la marée astronomique (1,07 m NGNC) et la surcote liée au vent et à la dépression.

2.2.2. RESULTATS DE CALCUL

Les calculs sont conduits pour des débits de crue de période de retour comprise entre 2 et 100 ans.

Les résultats figurent dans les tableaux fournis en annexe ainsi que, pour les débits décennaux et centennaux, sur les profils en long n° 4 et 5.

Sur ces profils en long sont portés d'une part le niveau de l'eau en lit mineur et, d'autre part, le niveau de la charge (en pointillés).

La charge correspond à l'énergie totale de l'écoulement c'est à dire à la somme du niveau d'eau et de l'énergie cinétique (liée à la vitesse d'écoulement). La charge est le niveau que peut atteindre l'eau en cas de ralentissement progressif sans dissipation d'énergie. Ce peut être le cas face à un obstacle (pile de pont) ou bien en lit majeur où la vitesse d'écoulement est en principe plus faible que dans le lit mineur.

2.2.3. TESTS DE SENSIBILITE

Les niveaux précédemment présentés résultent de la prise en compte de coefficients de perte de charge par frottement (coefficients de rugosité de Strickler) définis en fonction des photographies et observations faites par IDR et communiquées avec l'ensemble des données ou suite à une interrogation particulière de notre part.

Nous avons effectué des calculs complémentaires en considérant des coefficients majorés ou minorés de 2 points c'est à dire compris dans les limites du possible compte tenu de l'incertitude et de l'absence de laisses de crue associées à des débits connus.

Les résultats, exprimés en écart par rapport au calcul initial, sont les suivants :

CREEK LUCKY		
CRUE	Rugosité plus faible	Rugosité plus forte
10 ans	-7 à -13 cm	+ 9 à 17 cm
100 ans	-12 à -19 cm	+ 13 à 25 cm

On peut donc considérer que les niveaux sont calculés à 20 cm près sur le Creek.

THALWEG GAUCHE		
CRUE	Rugosité plus faible	Rugosité plus forte
10 ans	-2 à -5 cm	+ 2 à 5 cm
100 ans	-3 à -8 cm	+ 3 à 7 cm

Sur le thalweg adjacent, l'imprécision est plus faible et reste inférieure à 10 cm.

3. CARTOGRAPHIE DES ZONES INONDABLES

3.1. PREAMBULE

La cartographie est établie pour les crues de période de retour 10, 30 et 100 ans.

Nous avons pu vérifier qu'elle était relativement cohérente avec les observations et témoignages recueillis sur le terrain.

Il demeure cependant quelques incertitudes pour les crues les plus faiblement débordantes en certains points où la topographie cartographiée est imprécise ou insuffisante.

Nous avons tenu compte du fait que dans les coudes le niveau d'eau a tendance à s'apparenter à celui de la charge à l'extérieur du coude (extrados) et reste celui calculé à l'intérieur (intrados).

Les limites de la zone inondable sont indiquées ainsi que les hauteurs d'eau moyennes en différents points particuliers.

NOTA BENE :

L'enquête de terrain a révélé que l'école située en rive gauche du thalweg gauche a déjà subi des inondations. Or, la cartographie des zones inondables n'en rend pas compte. Il s'avère en effet que ces inondations sont dues à l'affluent qui longe l'école et non au creek Lucky ou au thalweg principal.

D'une façon générale, la présente étude de zone inondable ne peut rendre compte de phénomènes d'inondations ponctuels résultant de particularités très localisées de la topographie.

3.2. CRUE DECENNALE

La crue décennale est contenue dans le lit du creek Lucky jusqu'au radier.

Il existe cependant deux points particuliers où l'eau peut déborder avec de faibles hauteurs d'eau. Il s'agit du coude très brutal situé entre P5 et P4 et du coude moins prononcé situé en aval de la station d'épuration.

En revanche, en aval du radier, les écoulements s'étalent largement et vont rejoindre les eaux du thalweg gauche.

Sur le thalweg gauche, entre P4B et P3, le lit majeur droit est quelque peu inondé.

3.3. CRUE TRENTENNALE

Le coude prononcé entre P5 et P4 génère un fort débordement en lit majeur rive droite. Les eaux débordantes s'évacuent vers la station d'épuration puis poursuivent vers la route du radier avec une hauteur d'eau moyenne de l'ordre de 65 cm.

En rive gauche, des débordements ont lieu dans le coude situé entre P4 et P3. Ces eaux débordantes s'écoulent dans le thalweg situé en extrémité des terrains de sport et rejoignent les eaux qui débordent au droit du radier.

En ce qui concerne le thalweg gauche, les limites sont peu différentes de celles de la crue décennale avec en plus un risque de prolongement des inondations vers le sud-est. Les hauteurs d'eau sont de l'ordre de 25 cm plus élevées que pour la crue décennale.

3.4. CRUE CENTENNALE

Le creek Lucky déborde largement dès la sortie du secteur encaissé (profil P5).

La hauteur de la lame d'eau peut atteindre 2.30 m par endroits.

ANNEXES

ANNEXE A
DESCRIPTION DE LA METHODE SPEED

La méthode SPEED (Système Probabiliste d'Etude par Evénements Discrets), développée par SOGREAH, est fondée d'une part sur une analyse particulière et régionale des pluies et, d'autre part, sur la relation mise en évidence par SOGREAH, en France et dans le monde entier, entre pluie et débit de crue.

SPEED est un système probabiliste mis au point à partir de la théorie du Processus de Poisson et de la théorie de l'échantillonnage.

A1.1 L'ANALYSE REGIONALE DES PLUIES JOURNALIERES

A1.1.1 BASES THEORIQUES

La théorie adoptée est le processus de Poisson. Il est considéré que la pluie (comme d'autres événements météorologiques accidentels - coups de vent, cyclones, orages etc.) satisfait aux axiomes de base de cette théorie.

Ceci implique en particulier que les maximums annuels (ou saisonniers) de la pluie journalière (P_j) suivent une loi de Gumbel. Cet ajustement des pluies observées sur graphique de Gumbel se traduit par une droite définie par :

- Y_0 , qui est le pivot de la distribution, c'est à dire la valeur de la variable de Gumbel pour laquelle la droite de Gumbel coupe l'axe $P_j = 0$.

Il est démontré que $n=e^{-Y_0}$ est le nombre d'événements indépendants d'où sont tirés les maximums annuels. Ce nombre n est proportionnel au nombre de perturbations météorologiques et on peut s'attendre à son invariance dans une région géographique, donc à l'invariance de Y_0 , pour des phénomènes de même origine.

- La moyenne P_{jm} , qui est plus caractéristique du régime de pluie dont dépend le secteur.

Elle peut varier spatialement au contraire du paramètre Y_0 (pour une même famille d'événements), cette variation étant liée à des raisons géographiques (un même événement pluvieux peut évoluer au cours de son déplacement). On démontre mathématiquement que la moyenne est associée à une variable de Gumbel de 0.5772 (variable d'Euler) soit une période de retour de 2,3 ans.

C'est cette moyenne P_{jm} et le pivot Y_0 qui sont utilisés pour caractériser les pluies sur le secteur d'étude. Dans l'étude qui suit nous considérerons la pluie de période de retour 2 ans (P_{j2}) très proche de la moyenne (période de retour 2,3 ans).

Le Gradex est la pente de la droite de Gumbel utilisée pour évaluer les débits de crues rares.

A1.2 RELATION PLUIE-DEBIT

A1.2.1 BASES THEORIQUES

La relation pluie-débit à l'échelle d'une crue de période de retour T fait intervenir les variables suivantes :

- le débit de pointe Q_T (en m^3/s) de la crue,
- le volume de la crue V_T (en millions de m^3),
- le temps de base de la crue T_b (en heures),
- la pluie journalière P_{jT} (en mm) telle que mesurée au pluviomètre,
- la pluie de durée t_e , $P_T(t_e)$ (en mm), mesurée au pluviographe,
- le temps de concentration t_c du bassin (qui est une constante, en heures),
- la superficie S du bassin versant (en km^2),
- la lame ruissellée en crue R_T (en mm) : $R_T = 1000 V_T/S$

Physiquement, une pluie $P(t_e)$ provoque une crue de volume V et de débit de pointe Q : t_e est le temps de pluie efficace, c'est à dire qu'il y a ruissellement sur le bassin pendant la durée t_e .

Les relations ci-dessous sont toutes très classiques :

a) Théorie de l'hydrogramme unitaire :

- Il existe un temps caractéristique du bassin versant, le temps de concentration t_c .
- $T_B = 1000 V/1,8Q$ est le temps de base de la crue triangulaire équivalente.

Ce qui signifie qu'à un accroissement de la pluie de durée efficace t_e , le bassin répond par un accroissement proportionnel des débits de la crue, sans changement du temps de base T_b .

- $T_B = t_e + t_c$ ne dépend pas de la quantité de pluie efficace $P(t_e)$
- $T_B = 2 t_c$ pour les phénomènes exceptionnels ($t_e = t_c$).

Il existe donc un hydrogramme type des crues exceptionnelles.

a) Théorie du Gradex

Elle relie les forts volumes de crue aux fortes pluies par :

$$R_t = P_T(t_c) - P_0(t_c) \text{ si } T > T_0$$

la loi probabiliste des lames d'eau ruisselées est parallèle à celle des pluies dès que le temps de retour est supérieur à T_0 (alors $t_e = t_c$).

c) Loi intensité-durée-fréquence

Pour des pluies cycloniques pures (dépressions océaniques ou cyclones tropicaux) on observe :

$$P_T(t) = a \cdot P_{JT} \cdot t^{0,4} \quad (a \text{ vaut souvent } 1/3).$$

Où

$P_T(t)$ = pluie de durée t et de période de retour T .

P_{JT} = pluie journalière de même période de retour.

Remarques :

- *Le dépouillement des pluviogrammes pour l'étude des relations intensité-durée-fréquence est une tâche particulièrement délicate: beaucoup d'études basées sur des dépouillements faux donnent des résultats erronés.*
- *D'autre part, il convient dans certaines régions de séparer les pluviogrammes de pluies cycloniques des enregistrements de pluies d'origine convective. Quand un régime de pluies cycloniques existe dans une région (c'est le cas de la France), c'est ce régime qui provoque les crues de forts temps de retour, quelle que soit la taille du bassin versant, sauf en cas de bassin imperméabilisé (hydrologie urbaine).*

d) Formule de temps de base :

$$T_B = k \cdot S^{0,417}$$

Cette dernière formule n'est pas classique, mais peut être rapprochée de la formule de Kirpich donnant le temps de concentration $t_c = K \cdot (L/\sqrt{S})^{0,77}$, avec L = longueur du thalweg principal en km. Le calcul de T_B par les deux formules (avec $T_B = 2 t_c$) fournit des résultats extrêmement proches.

La combinaison de ces différentes formules conduit à :

$$Q_T = \frac{S^{0,75}}{12} (P_T - P_0) \quad \text{si } T > T_0$$

Cette formule est extrêmement stable d'un bassin à l'autre bien que les paramètres d'ajustement des formules 1 à 4 soient très variables suivant les régions.

Quand on dispose de données concomitantes de pluies journalières sur le bassin et de débits de pointe de crue à l'exutoire, on compare graphiquement les quantités P et $12 \cdot Q/S^{0,75}$: on trouve systématiquement (dès que T dépasse une certaine valeur T_0) une droite des crues parallèle à celle des pluies (ce qui justifie le coefficient $1/12$) et décalée de P_0 . Cette relation probabiliste permet de déterminer P_0 bassin par bassin.

On a vérifié expérimentalement que cette formule est valable pour des bassins versants tout petits (à condition qu'ils soient "naturels") et jusqu'à des bassins de 500 à 1000 km², voire plus (comme pour la méthode du Gradex).

Il faut remarquer que, dans cette formule, P_T est la pluie journalière afférente à un pluviomètre particulier, dit pluviomètre caractéristique du bassin.

Enfin, pour $T < T_0$, on effectue l'ajustement direct à partir des observations (après correction des erreurs d'échantillonnage). En effet, pour ces épisodes de période de retour relativement faible, une partie de la pluie tombée sert à remplir la nappe et les flaques de surface (théorie des "aires contributives").

On a pu déterminer que le paramètre P_0 prend, en France, une valeur souvent proche de 60 mm, hors bassins karstiques. P_0 dépend de la nature du sol, de son degré d'altération et de l'épaisseur de la couche altérée.

On voit que l'on obtient une formulation probabiliste du débit de pointe Q_T en fonction de la superficie qui :

- est très proche de l'ancienne formulation SOGREAH ($Q = A.S^\alpha$ avec α compris entre 0,75 et 0,8),
- fait intervenir directement la pluie journalière P_T ,

est compatible avec les deux théories les plus vraisemblables en hydrologie, Gradex et hydrogramme unitaire.

**ANNEXE B
HYDROLOGIE**

PLAN DU BASSIN VERSANT

Plan n°2

(1/50 000 ème)

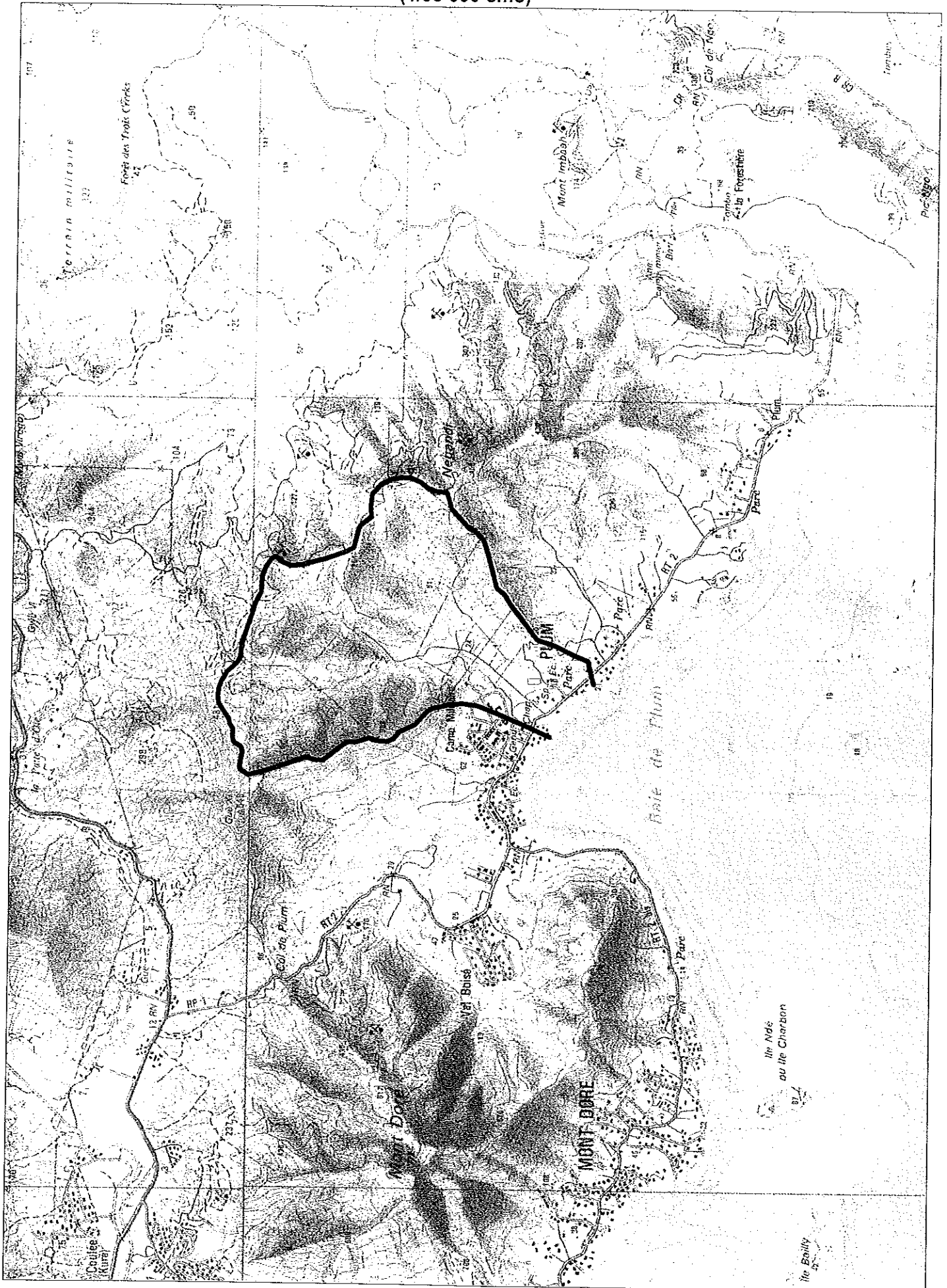


FIGURE 3

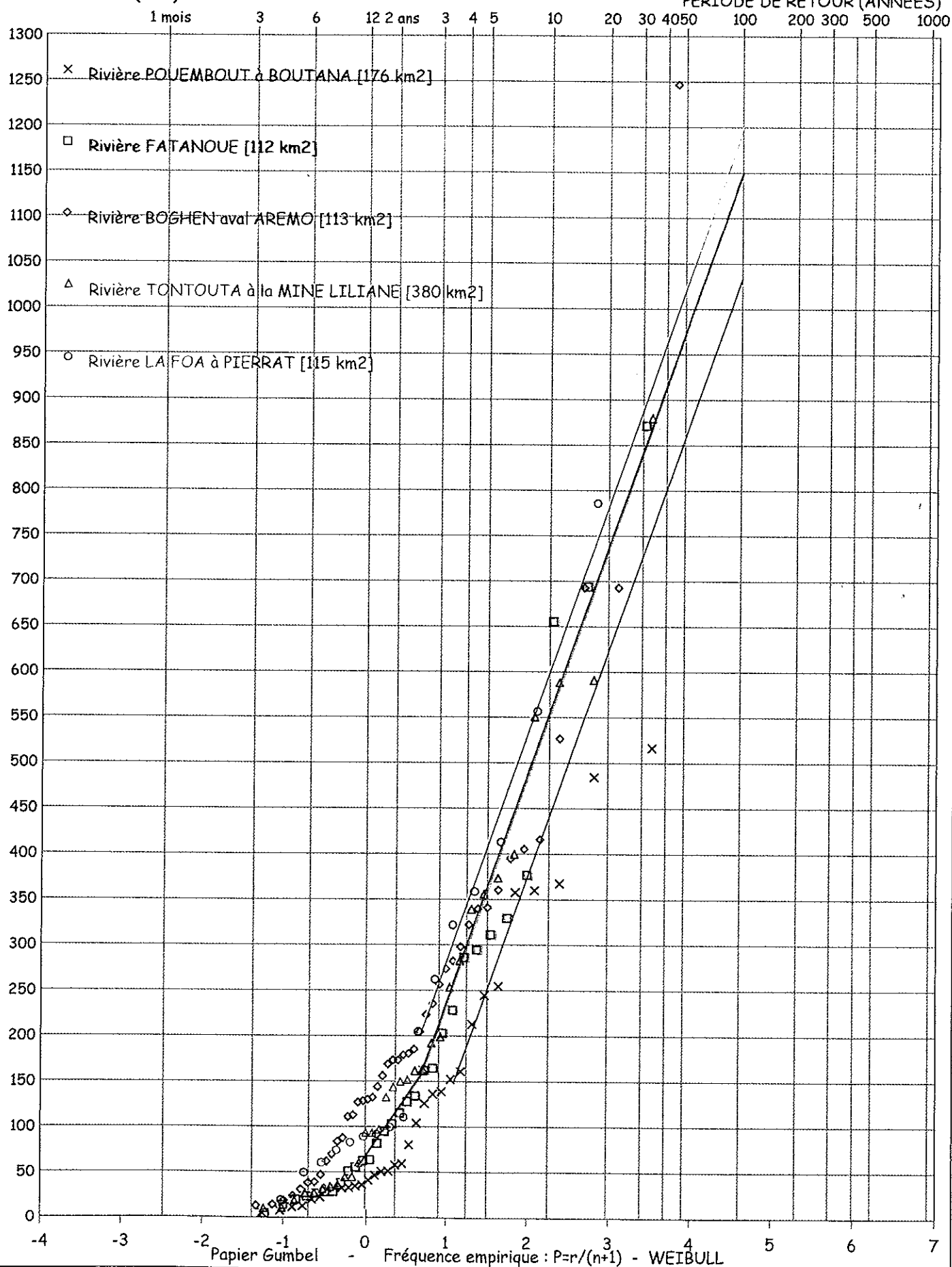
SOGREAH 29-06-2001 / 18:50

VERSANT SUD DE LA NOUVELLE CALEDONIE

ANALYSE DES DEBITS REDUITS

Débit réduit (mm)

PERIODE DE RETOUR (ANNEES)



ANNEXE C
CALCULS HYDRAULIQUES

Programme ECOPERM - Modèle CREEK

Calcul n° 34 ETAT ACTUEL - REFERENCE

Ligne d'eau n° 1 - Débit Q2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6	0.000	40.00	14.23	2.40	14.52
P5	0.248	40.00	11.60	2.87	12.02
P4	0.452	40.00	8.45	2.57	8.79
P3	0.707	40.00	5.69	2.03	5.90
P2S	0.936	40.00	3.28	1.17	3.35
P2s	0.960	40.00	3.03	1.08	3.09
P2-1	1.050	40.00	2.03	1.95	2.22
P1	1.201	40.00	1.41	0.54	1.42
MER	1.230	40.00	1.39	0.07	1.39

Ligne d'eau n° 2 - Débit Q5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6	0.000	120.00	15.17	2.79	15.57
P5	0.248	120.00	12.63	3.81	13.37
P4	0.452	120.00	9.43	3.54	10.06
P3	0.707	120.00	6.45	3.04	6.92
P2S	0.936	120.00	4.04	1.28	4.12
P2s	0.960	120.00	3.72	1.06	3.77
P2-1	1.050	120.00	2.75	1.06	2.80
P1	1.201	120.00	1.51	1.43	1.61
MER	1.230	120.00	1.39	0.22	1.39

Ligne d'eau n° 3 - Débit Q10

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6	0.000	180.00	15.63	3.07	16.12
P5	0.248	180.00	13.13	4.24	14.04
P4	0.452	180.00	9.94	3.65	10.62
P3	0.707	180.00	6.85	3.53	7.48
P2S	0.936	180.00	4.38	1.35	4.47
P2s	0.960	180.00	4.02	1.02	4.08
P2-1	1.050	180.00	3.03	0.95	3.07
P1	1.201	180.00	1.59	1.82	1.76
MER	1.230	180.00	1.39	0.32	1.40

Programme ECOPERM - Modèle CREEK

Calcul n° 34

Ligne d'eau n° 4 - Débit Q30

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6	0.000	272.00	16.22	3.43	16.82
P5	0.248	272.00	13.76	4.70	14.88
P4	0.452	272.00	10.48	3.66	11.16
P3	0.707	272.00	7.40	2.93	7.84
P2S	0.936	272.00	4.77	1.44	4.87
P2s	0.960	272.00	4.38	1.06	4.44
P2-1	1.050	272.00	3.35	0.99	3.40
P1	1.201	272.00	1.73	2.09	1.95
MER	1.230	272.00	1.39	0.49	1.40

Ligne d'eau n° 5 - Débit Q50

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6	0.000	315.00	16.47	3.58	17.12
P5	0.248	315.00	14.02	4.87	15.22
P4	0.452	315.00	10.68	3.68	11.37
P3	0.707	315.00	7.54	2.91	7.97
P2S	0.936	315.00	4.92	1.48	5.03
P2s	0.960	315.00	4.53	1.10	4.59
P2-1	1.050	315.00	3.47	1.02	3.53
P1	1.201	315.00	1.78	2.19	2.03
MER	1.230	315.00	1.39	0.57	1.41

Ligne d'eau n° 6 - Débit Q100

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6	0.000	370.00	16.76	3.74	17.47
P5	0.248	370.00	14.32	5.06	15.63
P4	0.452	370.00	11.03	3.18	11.55
P3	0.707	370.00	7.76	2.74	8.14
P2S	0.936	370.00	5.09	1.53	5.21
P2s	0.960	370.00	4.70	1.14	4.76
P2-1	1.050	370.00	3.62	1.06	3.68
P1	1.201	370.00	1.85	2.33	2.12
MER	1.230	370.00	1.39	0.67	1.41

Programme ECOPERM - Modèle BRAS

Calcul n° 12 ETAT ACTUEL - REFERENCE

Ligne d'eau n° 1 - Débit Q2

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6B	0.000	2.30	18.97	0.79	19.00
P5B	0.226	2.30	14.11	0.83	14.14
P5	0.228	2.30	14.09	0.87	14.13
P5Bv	0.231	4.30	14.00	1.58	14.13
P4B	0.443	6.30	9.99	1.19	10.07
P3B	0.605	6.30	7.56	1.23	7.64
P3Ba	0.675	6.30	6.01	0.78	6.04
P3	0.676	6.30	6.00	0.79	6.03
P3Bv	0.680	6.30	5.85	1.46	5.95
P2B	0.850	8.30	2.36	0.15	2.36
P1Ba	0.980	8.30	2.21	0.06	2.21
P1	0.982	8.30	2.21	0.06	2.21
P1Bv	0.985	8.30	1.58	0.24	1.58
P1B	1.030	8.30	1.42	0.14	1.42
MER	1.070	8.30	1.39	0.03	1.39

Ligne d'eau n° 2 - Débit Q5

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6B	0.000	7.50	19.08	1.10	19.14
P5B	0.226	7.50	14.43	0.90	14.47
P5	0.228	7.50	14.42	0.93	14.46
P5Bv	0.231	13.50	14.32	1.68	14.46
P4B	0.443	18.50	10.30	1.58	10.43
P3B	0.605	18.50	7.81	1.66	7.94
P3Ba	0.675	18.50	6.33	1.09	6.39
P3	0.676	18.50	6.32	1.10	6.38
P3Bv	0.680	18.50	6.13	1.63	6.27
P2B	0.850	25.00	2.65	0.28	2.65
P1Ba	0.980	25.00	2.31	0.14	2.31
P1	0.982	25.00	2.31	0.14	2.31
P1Bv	0.985	25.00	1.80	0.38	1.81
P1B	1.030	25.00	1.54	0.32	1.54
MER	1.070	25.00	1.39	0.09	1.39

Programme ECOPERM - Modèle BRAS

Calcul n° 12

Ligne d'eau n° 3 - Débit Q10

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6B	0.000	11.00	19.14	1.17	19.21
P5B	0.226	11.00	14.58	0.92	14.62
P5	0.228	11.00	14.57	0.94	14.61
P5Bv	0.231	20.00	14.45	1.79	14.61
P4B	0.443	28.00	10.46	1.80	10.62
P3B	0.605	28.00	7.95	1.85	8.12
P3Ba	0.675	28.00	6.53	1.19	6.60
P3	0.676	28.00	6.52	1.20	6.59
P3Bv	0.680	28.00	6.27	1.85	6.44
P2B	0.850	38.00	2.81	0.35	2.82
P1Ba	0.980	38.00	2.37	0.20	2.37
P1	0.982	38.00	2.36	0.19	2.37
P1Bv	0.985	38.00	1.93	0.44	1.94
P1B	1.030	38.00	1.62	0.41	1.63
MER	1.070	38.00	1.39	0.14	1.39

Ligne d'eau n° 4 - Débit Q30

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6B	0.000	18.00	19.23	1.31	19.32
P5B	0.226	18.00	14.79	1.01	14.85
P5	0.228	18.00	14.78	1.03	14.84
P5Bv	0.231	32.00	14.63	1.99	14.84
P4B	0.443	44.00	10.67	2.09	10.89
P3B	0.605	44.00	8.14	2.08	8.36
P3Ba	0.675	44.00	6.82	1.28	6.90
P3	0.676	44.00	6.82	1.29	6.90
P3Bv	0.680	44.00	6.45	2.12	6.67
P2B	0.850	59.00	3.02	0.44	3.03
P1Ba	0.980	59.00	2.45	0.28	2.45
P1	0.982	59.00	2.44	0.27	2.45
P1Bv	0.985	59.00	2.08	0.50	2.09
P1B	1.030	59.00	1.72	0.51	1.74
MER	1.070	59.00	1.39	0.21	1.39

Programme ECOPERM - Modèle BRAS

Calcul n° 12

Ligne d'eau n° 5 - Débit Q50

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6B	0.000	19.00	19.24	1.32	19.33
P5B	0.226	19.00	14.84	0.98	14.89
P5	0.228	19.00	14.83	1.00	14.88
P5Bv	0.231	35.00	14.67	2.04	14.88
P4B	0.443	49.00	10.73	2.17	10.97
P3B	0.605	49.00	8.19	2.14	8.42
P3Ba	0.675	49.00	6.91	1.29	6.99
P3	0.676	49.00	6.90	1.30	6.99
P3Bv	0.680	49.00	6.49	2.19	6.74
P2B	0.850	67.00	3.09	0.47	3.10
P1Ba	0.980	67.00	2.48	0.31	2.48
P1	0.982	67.00	2.47	0.29	2.47
P1Bv	0.985	67.00	2.13	0.51	2.14
P1B	1.030	67.00	1.76	0.55	1.77
MER	1.070	67.00	1.39	0.24	1.39

Ligne d'eau n° 6 - Débit Q100

POINT	PK (Km)	DEBIT (m3/s)	NIVEAU (m)	VITESSE (m/s)	CHARGE (m)
P6B	0.000	24.00	19.28	1.40	19.38
P5B	0.226	24.00	14.95	1.05	15.01
P5	0.228	24.00	14.94	1.07	15.00
P5Bv	0.231	43.00	14.77	2.14	15.00
P4B	0.443	59.00	10.83	2.32	11.11
P3B	0.605	59.00	8.29	2.23	8.54
P3Ba	0.675	59.00	7.07	1.31	7.16
P3	0.676	59.00	7.07	1.31	7.16
P3Bv	0.680	59.00	6.51	2.57	6.85
P2B	0.850	80.00	3.19	0.52	3.20
P1Ba	0.980	80.00	2.52	0.35	2.52
P1	0.982	80.00	2.51	0.33	2.52
P1Bv	0.985	80.00	2.20	0.53	2.22
P1B	1.030	80.00	1.81	0.59	1.83
MER	1.070	80.00	1.39	0.29	1.39

C