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).

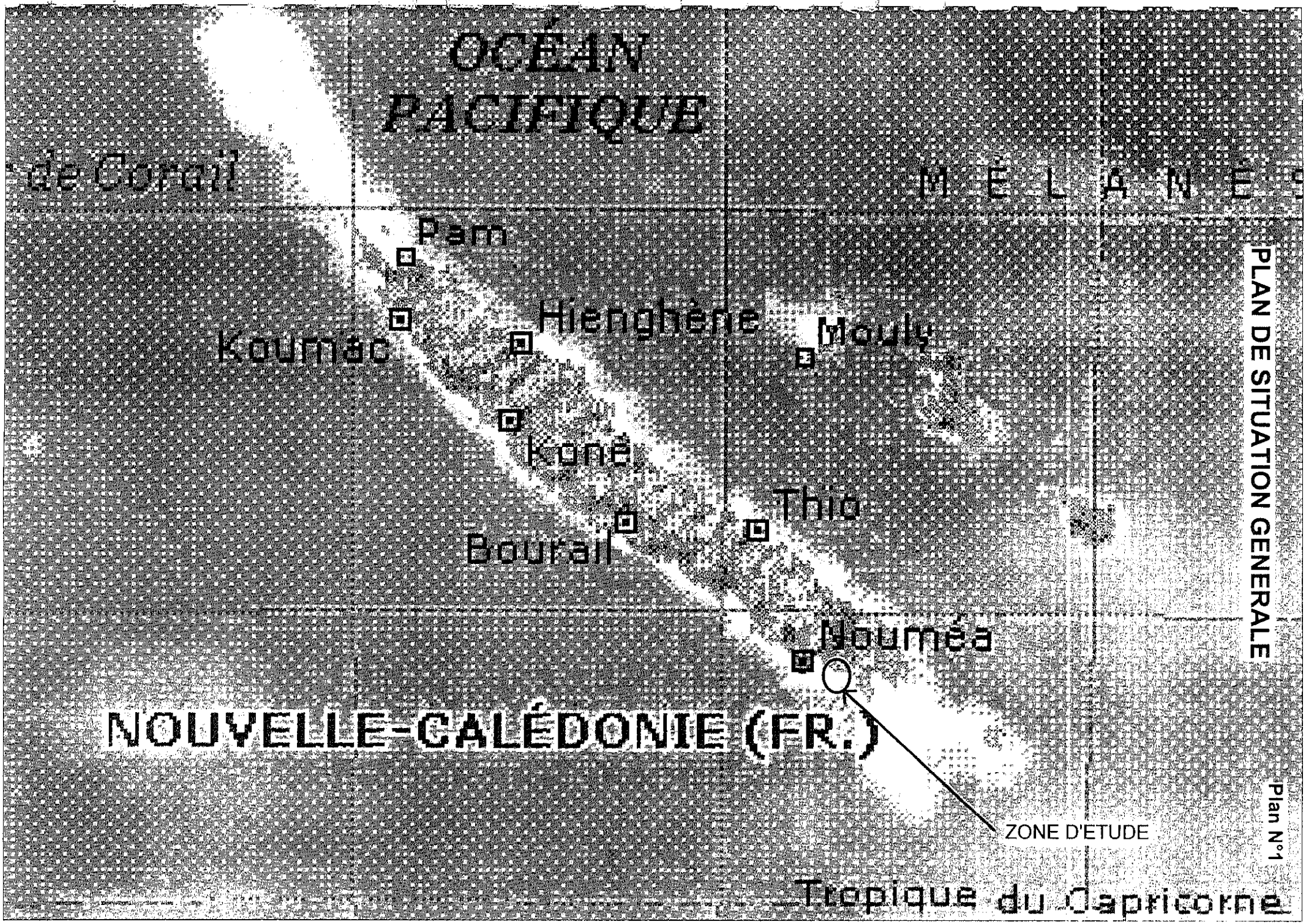
Fig. 4 : Profil en long du creek Lucky (annexe C).

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 km² | mars-97 | 1954 à maintenant | 44 |
| FATENAOUE | | 5704700301 | 112 km² | juil-98 | 1955 à maintenant | 30 |
| LA FOA | Pierrat | | 115 km² | oct-96 | 1980 à maintenant | 16 |
| POUEMBOUT | Boutana | 5703900102 | 176 km² | mars-97 | 1955 à maintenant | 33 |
| TONTOUTA | Mine Liliane | 5705200101 | 380 km² | 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 (15,6 ha) | Bassin B (11,5 ha) | Bassin C (9,25 ha) | Bassin D (12,8 ha) | TOTAL (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'ECOULEMENT

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 ECOULEMENTS

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 MODELE

#### 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 par 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 Evènements 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 évènements 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 (Pj) suivent une loi de Gumbel. Cet ajustement des pluies observées sur graphique de Gumbel se traduit par une droite définie par :

- Y0, 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 Pj = 0.

  Il est démontré que $n=e^{-Y0}$ est le nombre d'évènements 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 Y0, pour des phénomènes de même origine.

- La moyenne PJm, qui est plus caractéristique du régime de pluie dont dépend le secteur.

  Elle peut varier spatialement au contraire du paramètre Y0 (pour une même famille d'évènements), cette variation étant liée à des raisons géographiques (un même évènement 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 PJm et le pivot Y0 qui sont utilisés pour caractériser les pluies sur le secteur d'étude. Dans l'étude qui suit nous considèrerons la pluie de période de retour 2 ans (PJ2) 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 Tb (en heures),
- la pluie journalière $Pj_T$ (en mm) telle que mesurée au pluviomètre,
- la pluie de durée te, $P_T(te)$ (en mm), mesurée au pluviographe,
- le temps de concentration tc 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) : $R_T = 1000 \cdot V_T/S$

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

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 te, le bassin répond par un accroissement proportionnel des débits de la crue, sans changement du temps de base Tb.

- $T_B = t_e + t_c$ 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 :

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

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 :

$P_T(t) = a.\ Pj_T.t^{0,4}$ (a vaut souvent 1/3).

Où

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

$Pj_T$ = 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 :

$$T_B = k.S^{0,417}$$

Cette dernière formule n'est pas classique, mais peut être rapprochée de la formule de Kirpich donnant le temps de concentration $t_c = K.(L/\sqrt{S})^{0,77}$ , 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 :

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

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 $12.Q/S^{0,75}$ : 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 < To, 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 sols, 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 $\alpha$ 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)**

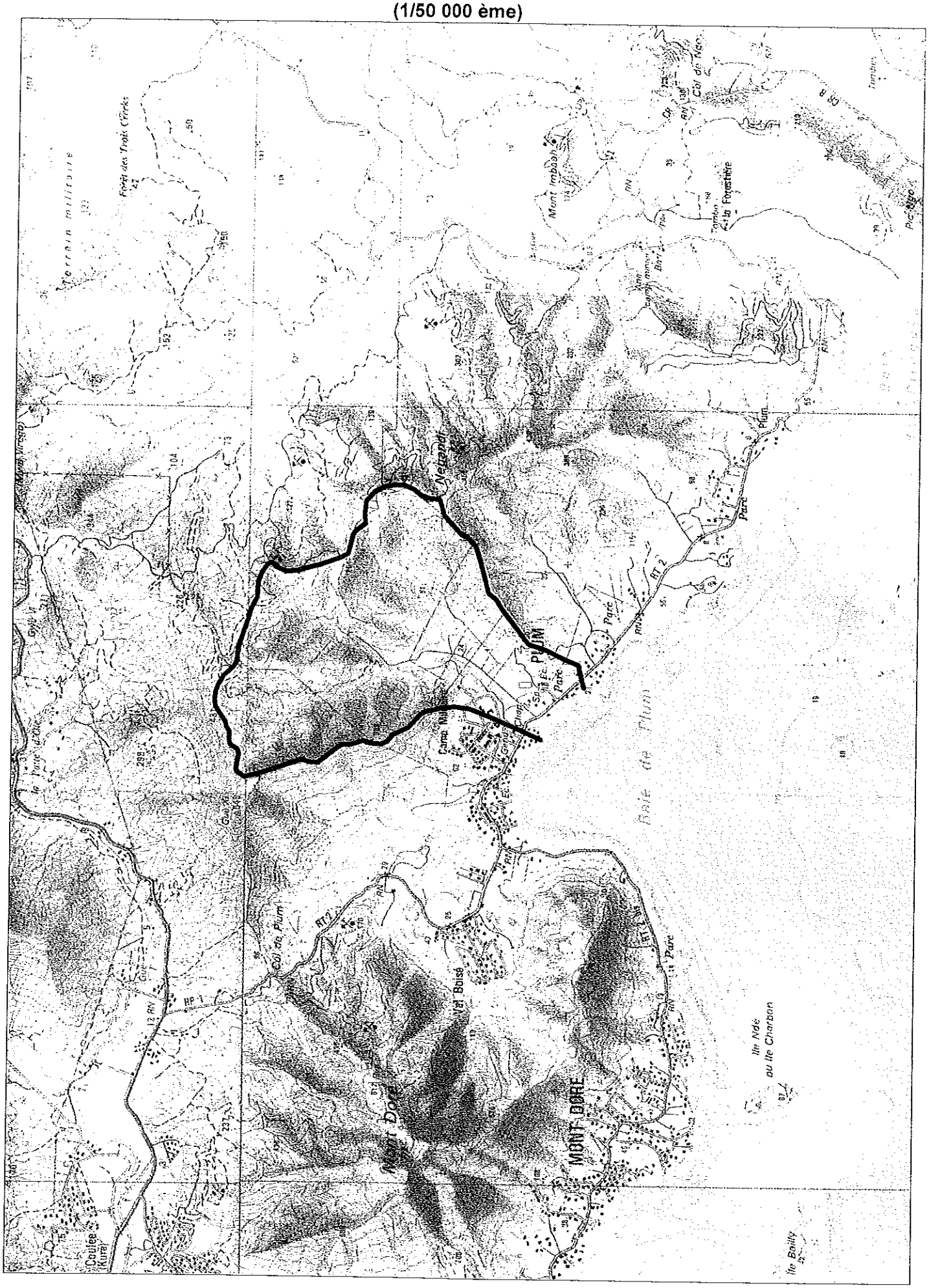
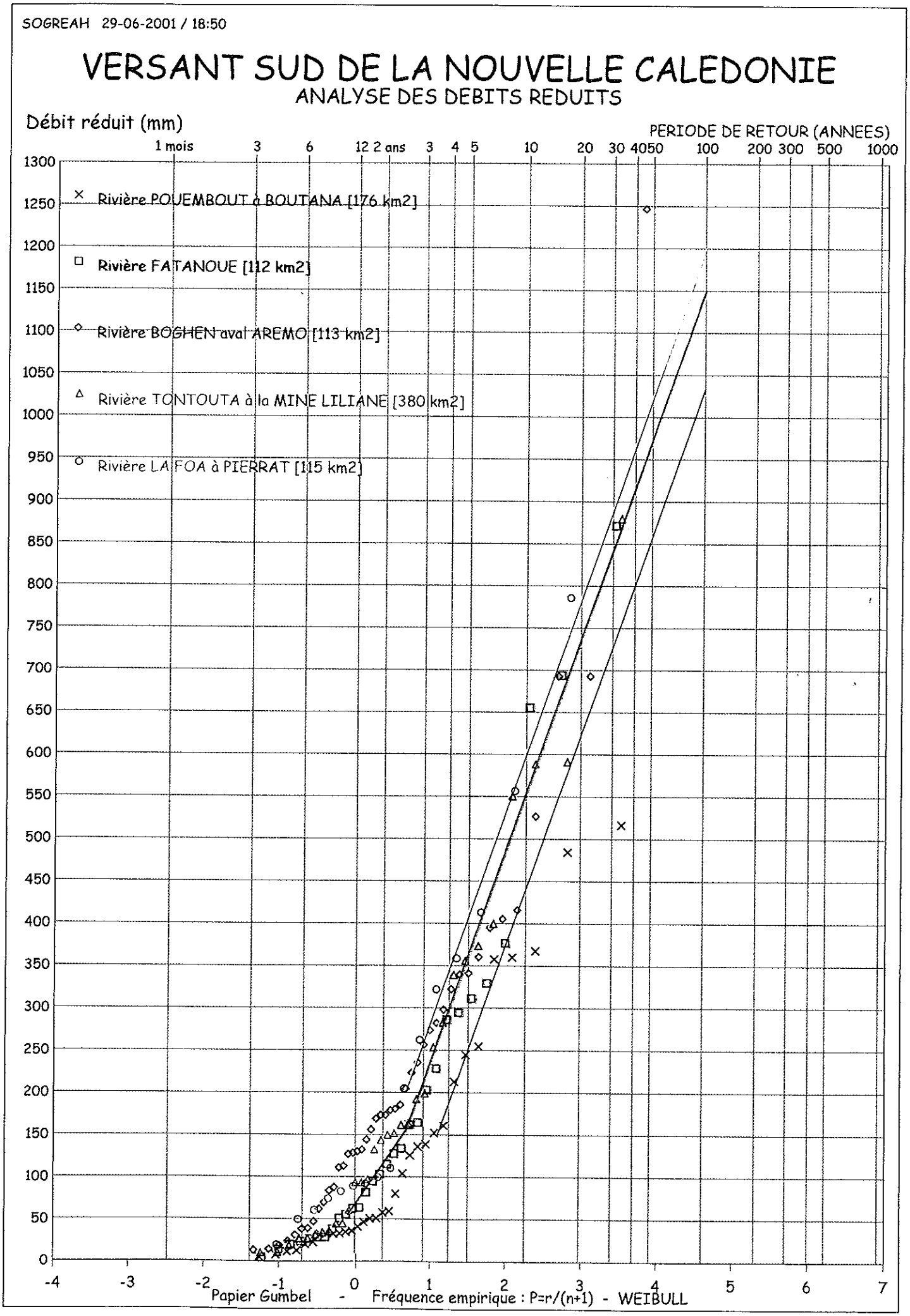


FIGURE 3


SOGREAH 29-06-2001 / 18:50
VERSANT SUD DE LA NOUVELLE CALEDONIE
ANALYSE DES DEBITS REDUITS
Débit réduit (mm)
PERIODE DE RETOUR (ANNEES)
1 mois
3
6
12
2 ans
3
4
5
10
20
30
40
50
100
200
300
500
1000
Rivière POUEMBOUT à BOUTANA [176 km2]
Rivière FATANOUE [112 km2]
Rivière BOGHEN aval AREMO [113 km2]
Rivière TONTOUTA à la MINE LILIANE [380 km2]
Rivière LA FOA à PIERRAT [115 km2]
Papier Gumbel - Fréquence empirique : P=r/(n+1) - WEIBULL

# ANNEXE C
# CALCULS HYDRAULIQUES

SOGREAH 07-25-2001 - 09:10:24

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 | C |
| 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 | C |
| P4 | 0.452 | 180.00 | 9.94 | 3.65 | 10.62 | C |
| 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 | |

SOGREAH 07-25-2001 - 09:10:24

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 | C |
| P4 | 0.452 | 272.00 | 10.48 | 3.66 | 11.16 | C |
| P3 | 0.707 | 272.00 | 7.40 | 2.93 | 7.84 | C |
| 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 | C |
| P4 | 0.452 | 315.00 | 10.68 | 3.68 | 11.37 | C |
| 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 | C |
| P4 | 0.452 | 370.00 | 11.03 | 3.18 | 11.55 | C |
| 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 | |

SOGREAH 07-25-2001 - 09:14:55

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 |

SOGREAH 07-25-2001 - 09:14:55

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 |

SOGREAH 07-25-2001 - 09:14:55

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 |

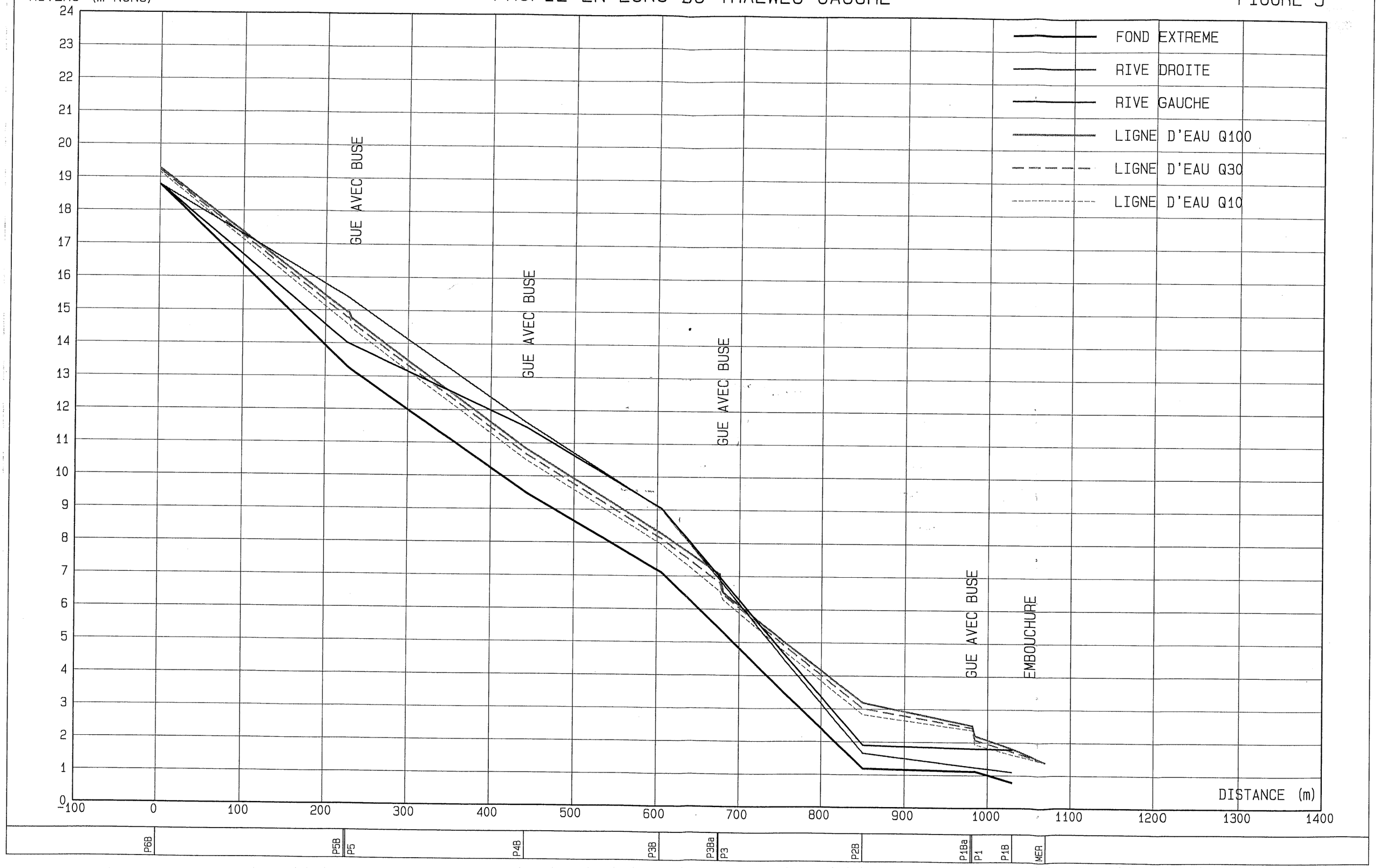
Ligne d'eau n° 6 - Débit Q100

| 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 |

SOGREAH

# PROFIL EN LONG DU THALWEG GAUCHE

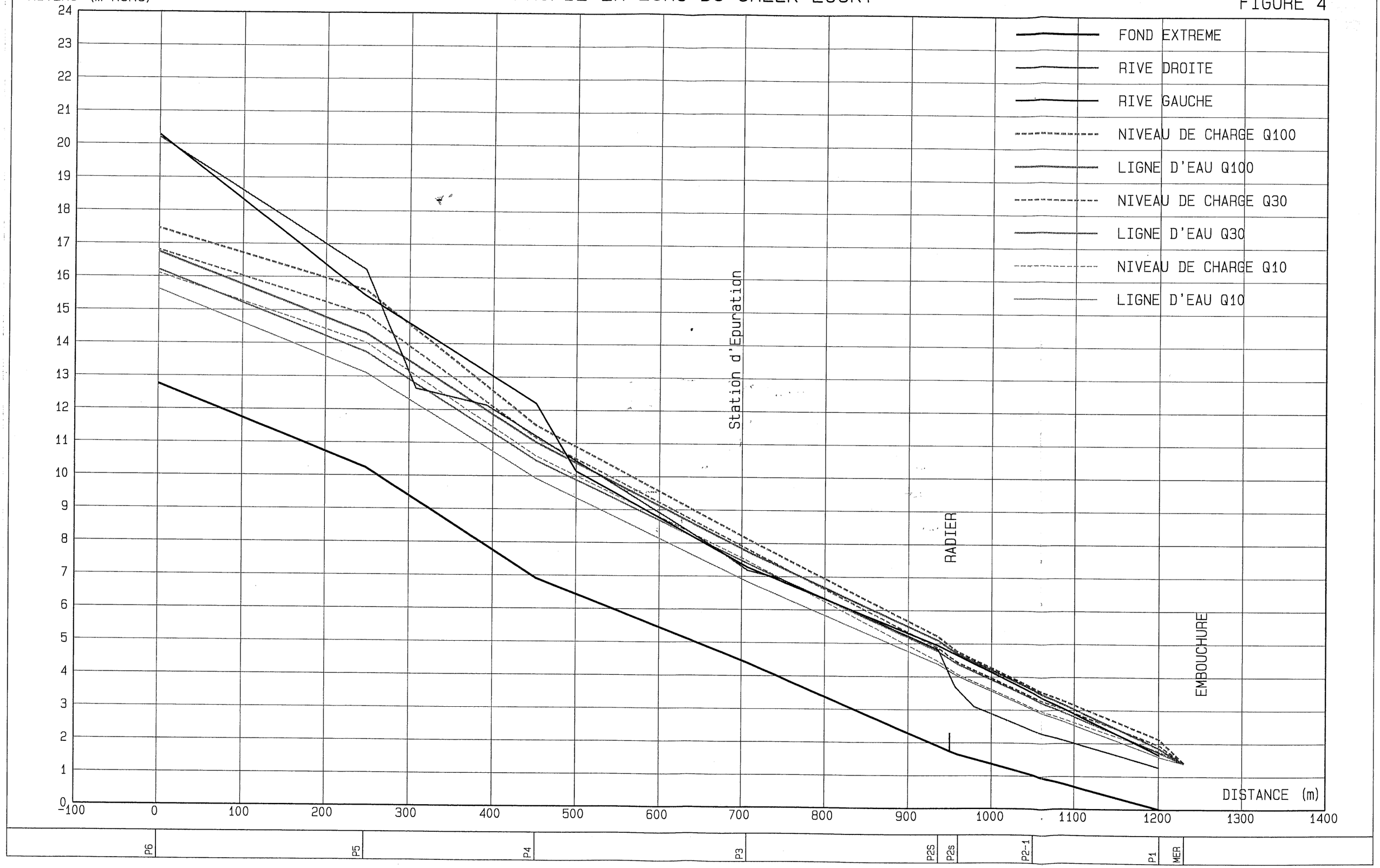
FIGURE 5

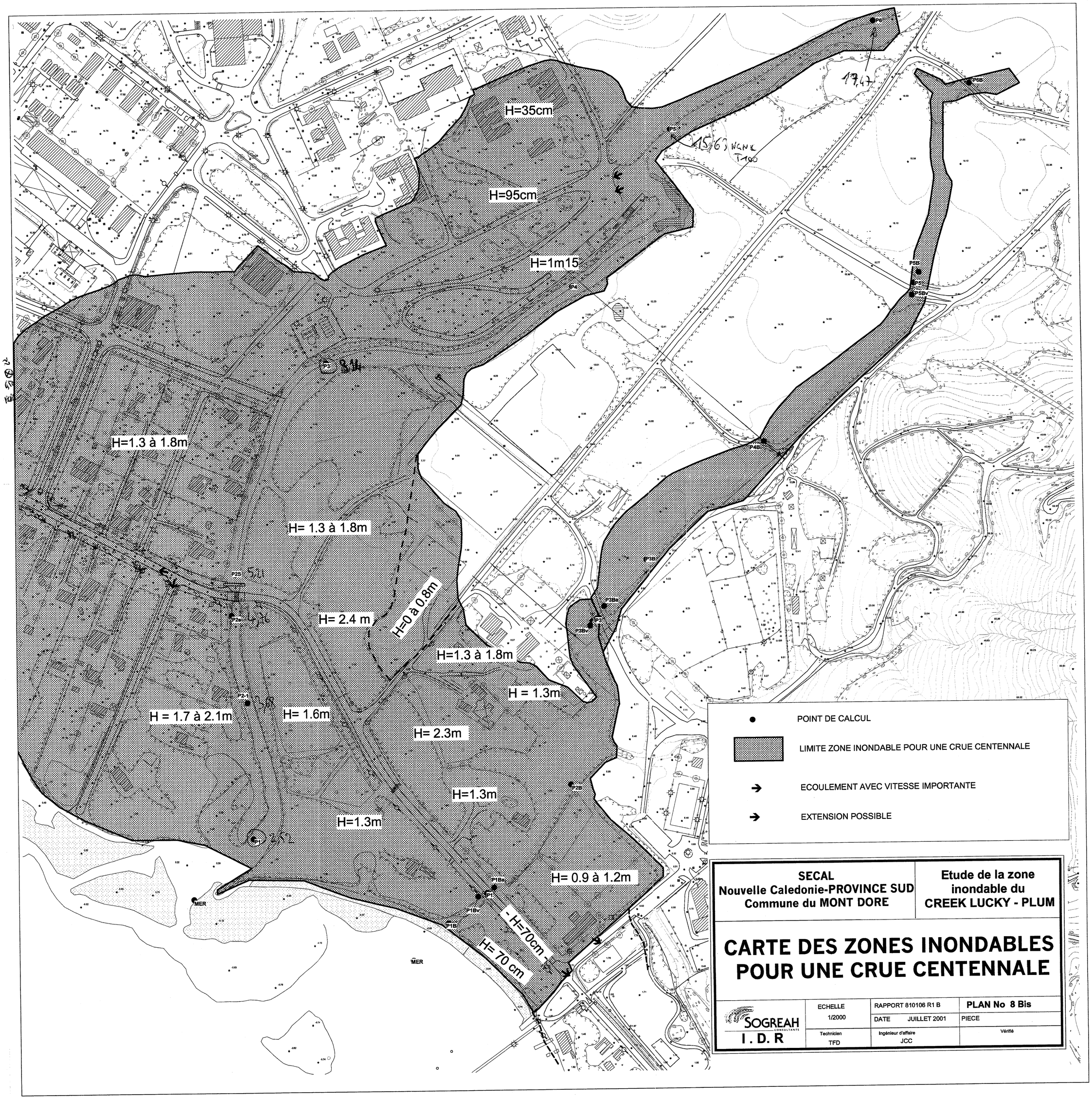


SOGREAH

# PROFIL EN LONG DU CREEK LUCKY

FIGURE 4




H=35cm
H=95cm
H=1m15
H=1.3 à 1.8m
H= 1.3 à 1.8m
H=0 à 0.8m
H= 2.4 m
H=1.3 à 1.8m
H = 1.3m
H = 1.7 à 2.1m
H= 1.6m
H= 2.3m
H=1.3m
H=1.3m
H= 0.9 à 1.2m
H=70cm
H= 70 cm
MER
MER
P6
P6B
P5
P5B
P5Bv
P4
P4B
P3B
P3Bs
P3
P3Bv
P2S
P2s
P2-1
P2B
P1
P1Bs
P1
P1Bv
P1B
POINT DE CALCUL
LIMITE ZONE INONDABLE POUR UNE CRUE CENTENNALE
ECOULEMENT AVEC VITESSE IMPORTANTE
EXTENSION POSSIBLE
SECAL
Nouvelle Caledonie-PROVINCE SUD
Commune du MONT DORE
Etude de la zone inondable du CREEK LUCKY - PLUM
CARTE DES ZONES INONDABLES POUR UNE CRUE CENTENNALE
SOGREAH CONSULTANTS
I. D. R
ECHELLE 1/2000
RAPPORT 810106 R1 B
PLAN No 8 Bis
DATE JUILLET 2001
PIECE
Technicien TFD
Ingénieur d'affaire JCC
Vérifié

ETUDE DE LA ZONE INONDABLE DU CREEK LUCKY- VALLEE DES PIROGUIERS

Etude hydraulique complémentaire des aménagements dans le cadre du projet du collège

COMMUNE DU MONT DORE

# NOTE COMPLEMENTAIRE AU RAPPORT SOGREAH 81 0106 R2

## OBJET DE LA PRESENTE NOTE

Une première étude de zone inondable du creek Lucky avait été commandée à IDR/SOGREAH (rapport 81 0106 R1).

Cette étude montrait qu'un talweg secondaire au creek Lucky (appelé « bras ») pouvait engendrer des inondations intéressant le futur collège, et en particulier les parkings.

Une étude complémentaire dans cette zone a donc été commandée à IDR/SOGREAH et a fait l'objet du rapport n° 81 0106 R2 de Janvier 2002.

Cette étude, prenant en compte en particulier des levers topographiques plus détaillés, analysait les conditions d'écoulement selon deux variantes :

- Variante 1 : en conservant des écoulements sur la totalité de la largeur du talweg, celui-ci se séparant en deux bras au niveau du collège,
- Variante 2 : en restreignant les écoulements au seul bras le plus éloigné du collège, afin de libérer le maximum de place pour les parkings et la route d'accès.

L'étude concluait que, pour les deux variantes, et y compris pour le débit de retour 100 ans, les écoulements pouvaient être maintenus dans les limites du terrain naturel, sous réserve de certains aménagements des berges et du lit.


I.D.R Sarl au capital de 1.000.000 FCFP
Siège social : 25 Rue DUQUESNE – QUARTIER LATIN
BP 14 324 – 98803 Nouméa Cedex – Nouvelle Calédonie - Tel : (687) 25.42.42 – Fax : (687) 26.90.10
RIDET 546804-001 - BNP 17939 00001 00004138133 83

Néanmoins, le projet du collège envisage la réalisation d'une route d'accès et de parkings situés entre cette route et le collège, dont les cotes de terrassements ne respectaient plus les cotes du terrain naturel.

Il est donc apparu nécessaire de préciser les conclusions de l'étude en tenant compte de ces aménagements. Tel est l'objet de la présente note.

Celle-ci est établie suite à une première réunion de travail le 22/01/02, réunissant un représentant de la commune du Mont Dore, les bureaux d'étude ETEC (route d'accès) BEGC (parkings) et IDR (représentant SOGREAH).

Une deuxième réunion sur site a été organisée le 30/01/02 en présence de représentants de la ville du Mont Dore (dont Mr le Maire du Mont Dore), des bureaux d'étude ETEC et IDR. Cette réunion a permis de préciser les éléments complémentaires résumés dans la présente note.

## RAPPEL DES CONCLUSIONS DU RAPPORT

Seule la variante 2 envisagée dans le rapport a été retenue, dans la mesure où elle permet de libérer le maximum de place.

Le plan des écoulements figurant en annexe du rapport, appelé « Plan n°4 – Variante 2 : réduction du chenal d'écoulement» indique, sur un fond de plan topographique au 1/1000 :

- Les points du lit mineur correspondant aux axes des profils en travers ayant servi au calcul : P4B, P43a, P43b, P43c, P43d, etc…
- Deux lignes bleues indiquant les limites de l'écoulement pour des événements de retour 100 ans, en fonction de la topographie existante et avec les aménagement préconisés dans le rapport.
- Une ligne rouge en rive droite, correspondant à la limite de la zone prise en compte pour les calculs d'écoulement.
  Cette ligne correspond pratiquement à la ligne de crête pour la partie amont, puis s'éloigne de cette ligne pour permettre néanmoins les calculs dans la partie aval.

Les cotes des plus hautes eaux (lignes bleues) sont déterminées notamment à partir du profil en long représenté sur la figure 2 « Profil en long du bras – variante 2 ».


I.D.R Sarl au capital de 1.000.000 FCFP
Siège social : 25 Rue DUQUESNE – QUARTIER LATIN
BP 14 324 – 98803 Nouméa Cedex – Nouvelle Calédonie - Tel : (687) 25.42.42 – Fax : (687) 26.90.10
RIDET 546804-001 - BNP 17939 00001 00004138133 83

Les niveaux d'eau maximum pour un temps de retour de 100 ans sont les suivants au droit de chaque profil en travers :

| N° du profil | Niveau |
|---|---|
| P4B | 11,50 m NGNC |
| P43a | 10,45 m NGNC |
| P43b | 9,45 m NGNC |
| P43c | 8,40 m NGNC |
| P43d | 7,70 m NGNC |

Ces niveaux d'écoulement (charges) ont été représentés sur les profils en travers complémentaires joints en annexe à la présente note.

La plate-forme du collège est prévue à la cote 11m, les parkings à la cote 9,50 m.

Il a été considéré que l'on pouvait admettre, pour des phénomènes exceptionnels, une inondation temporaire de la route d'accès et des parkings, situés entre le collège et le talweg.

L'examen des lignes d'eau et de la topographie autour du collège indique que, malgré la remarque ci-dessus, il sera nécessaire d'implanter la route d'accès en bordure du talweg, à une cote au moins égale à celle des plus hautes eaux : en effet, cette route doit faire digue, de façon non pas à protéger les parkings des inondations, mais à protéger le collège dans la partie amont, là où le niveau d'eau peut atteindre 11 m à 11,50 m.
Il est préconisé de maintenir une revanche de 0,50 m par rapport au niveau des plus hautes eaux (retour 100 ans).

Les parkings pourront éventuellement être implantés à une cote plus basse, en étant situés derrière la route.

Le projet de parkings devra, dans ce cas, préciser les modalités d'évacuation des eaux pluviales vers le talweg, compte tenu de la présence de cette route.

Par ailleurs, l'ensemble de l'étude étant menée pour un temps de retour 100 ans, les dispositions ci-dessus laissent néanmoins la possibilité d'un déversement au dessus de la route dans des cas très exceptionnels (temps de retour supérieur à 100 ans).


I.D.R Sarl au capital de 1.000.000 FCFP
Siège social : 25 Rue DUQUESNE – QUARTIER LATIN
BP 14 324 – 98803 Nouméa Cedex – Nouvelle Calédonie - Tel : (687) 25.42.42 – Fax : (687) 26.90.10
RIDET 546804-001 - BNP 17939 00001 00004138133 83

Si l'on souhaite également protéger les aménagements dans ce cas, le projet devra intégrer :

- La conception d'une route digue résistant aux déversements, notamment en ce qui concerne le pied de talus côté parking (prévoir une pente de talus faible et une protection contre les affouillements),
- La mise en place en partie basse d'une évacuation des eaux après déversement (une ou plusieurs buses munies de clapet vers le talweg).

Enfin, il convient de rappeler que les calculs d'écoulement, et donc les niveaux d'eau qui s'en déduisent supposent, comme précisé dans le rapport SOGREAH , les aménagements suivants :

« *...Les chenaux d'écoulement sont supposés être nettoyés, c'est à dire que les troncs qui s'y développent sont coupés en ne laissant que les souches...*

*Il sera souhaitable de protéger les talus contre l'érosion. Des enrochements de type déchets de carrière (25-100 kg) seront suffisants avec une épaisseur de 70 cm et un sabot de pied formant réserve sur 1 m de largeur et 1 m d'épaisseur. Le fruit du talus d'enrochements sera de 3H/2V...* »

Les protections seront « *disposées sur la partie amont entre les points P4B et P43a ainsi qu'en aval entre les points P43c et P43d...* »

L'implantation de ces protections et une coupe type sont annexées à la présente note.

Pour IDR/SOGREAH,

Ph. COME
Gérant

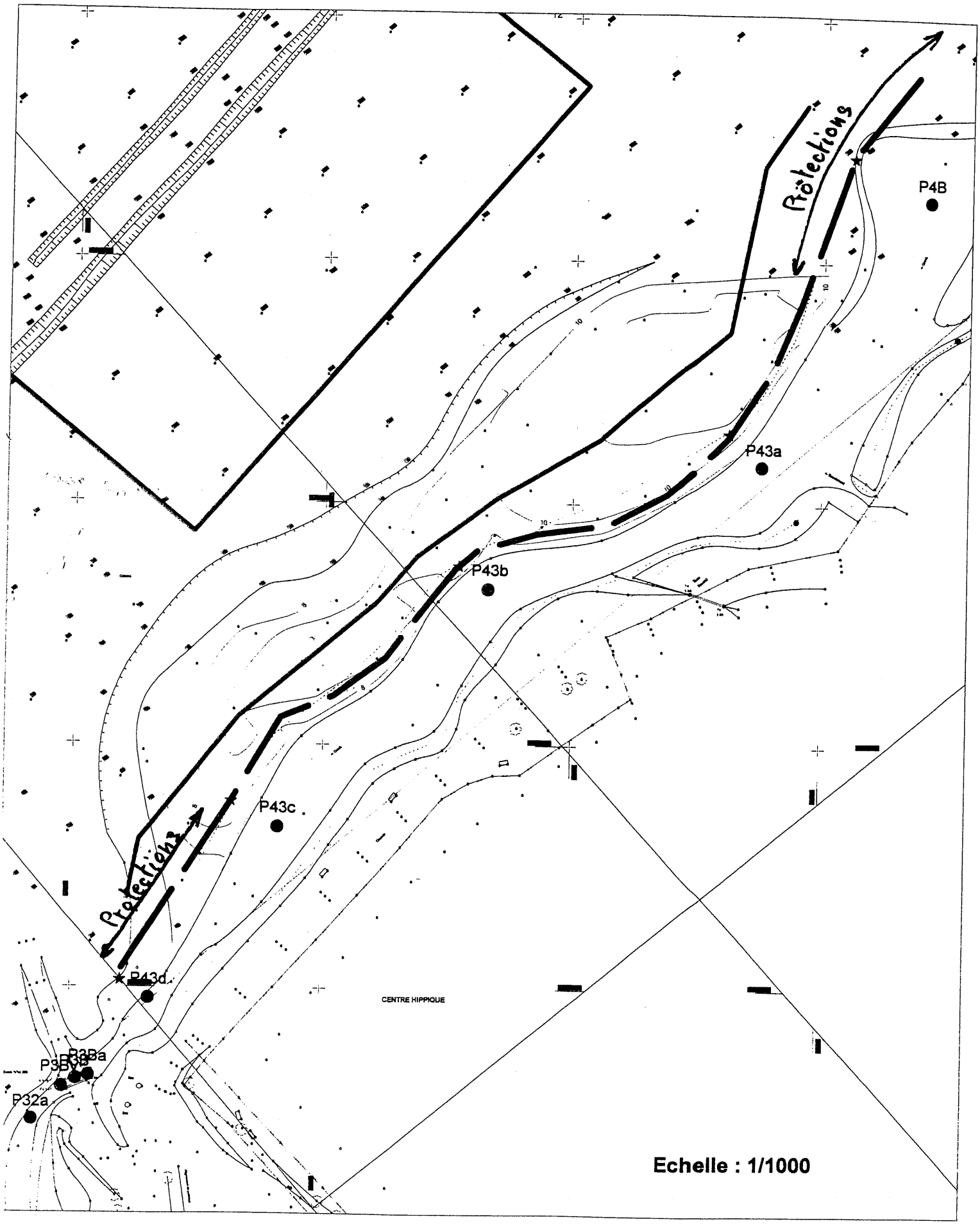
Pièces jointes :

- Variante 2 : réduction du chenal d'écoulement Plan n° 4b : 1/1000
- Profil en travers P4B – PK .421
- Profil en travers P43a – PK .488
- Profil en travers P43b – PK .549
- Profil en travers P43c – PK .613
- Profil en travers P43d – PK .657
- Profil en long du bras – Variante 2


I.D.R Sarl au capital de 1.000.000 FCFP
Siège social : 25 Rue DUQUESNE – QUARTIER LATIN
BP 14 324 – 98803 Nouméa Cedex – Nouvelle Calédonie - Tel : (687) 25.42.42 – Fax : (687) 26.90.10
RIDET 546804-001 - BNP 17939 00001 00004138133 83

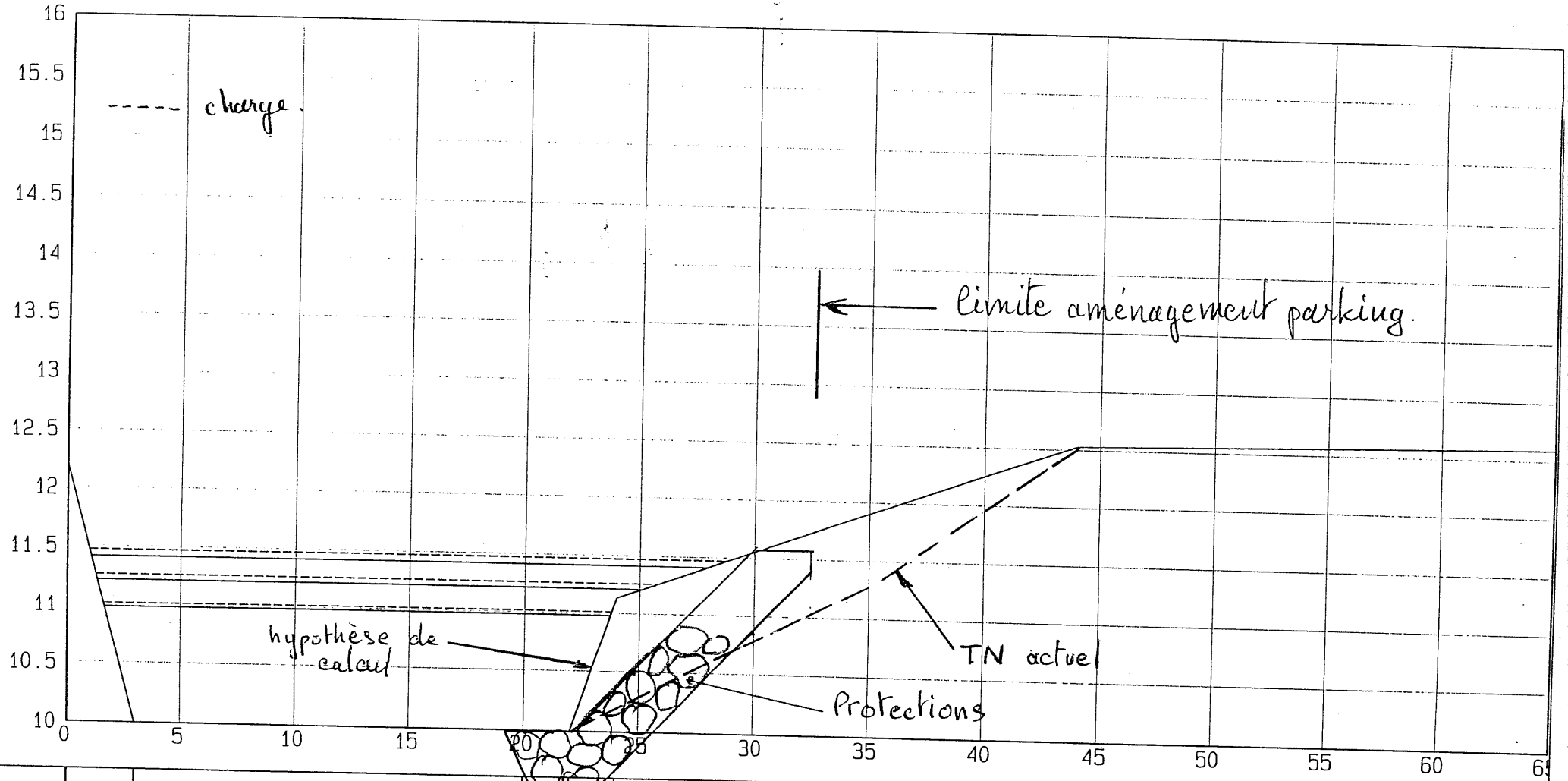
Plan n°4 b

# VARIANTE 2 : REDUCTION DU CHENAL D'ECOULEMENT



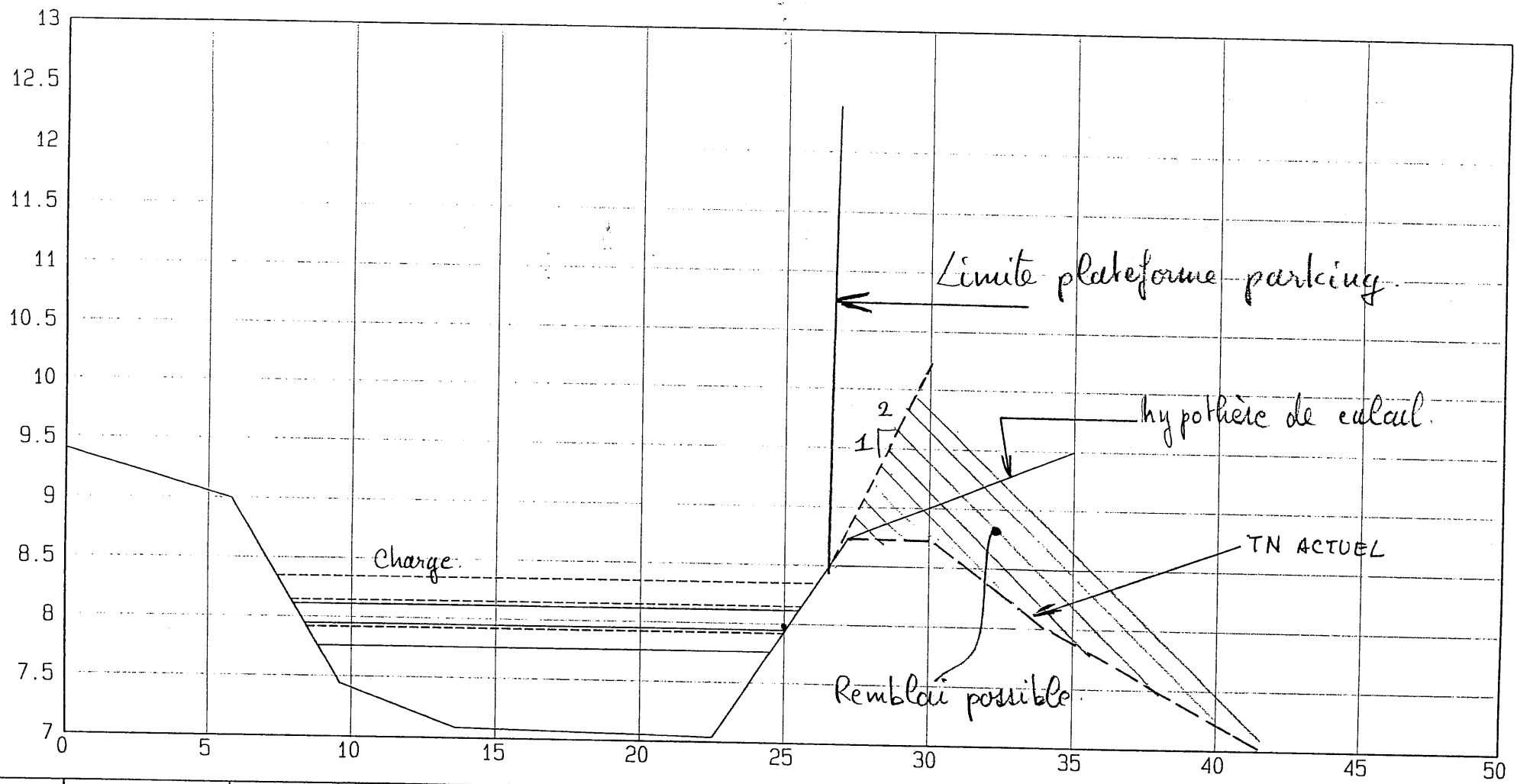
SOGREAH

# PROFIL EN TRAVERS P4B - PK .421




| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DISTANCE | 0 | 3 | | | | 20 | 22 | 24 | | | | 44 | | | | 65 |
| COTE | 12.2 | 10 | | | | 10 | 10 | 11.14 | | | | 12.53 | | | | 12.6 |
| STRICKLER | | | 5 | | | | 18 | | 5 | | | | | | | |

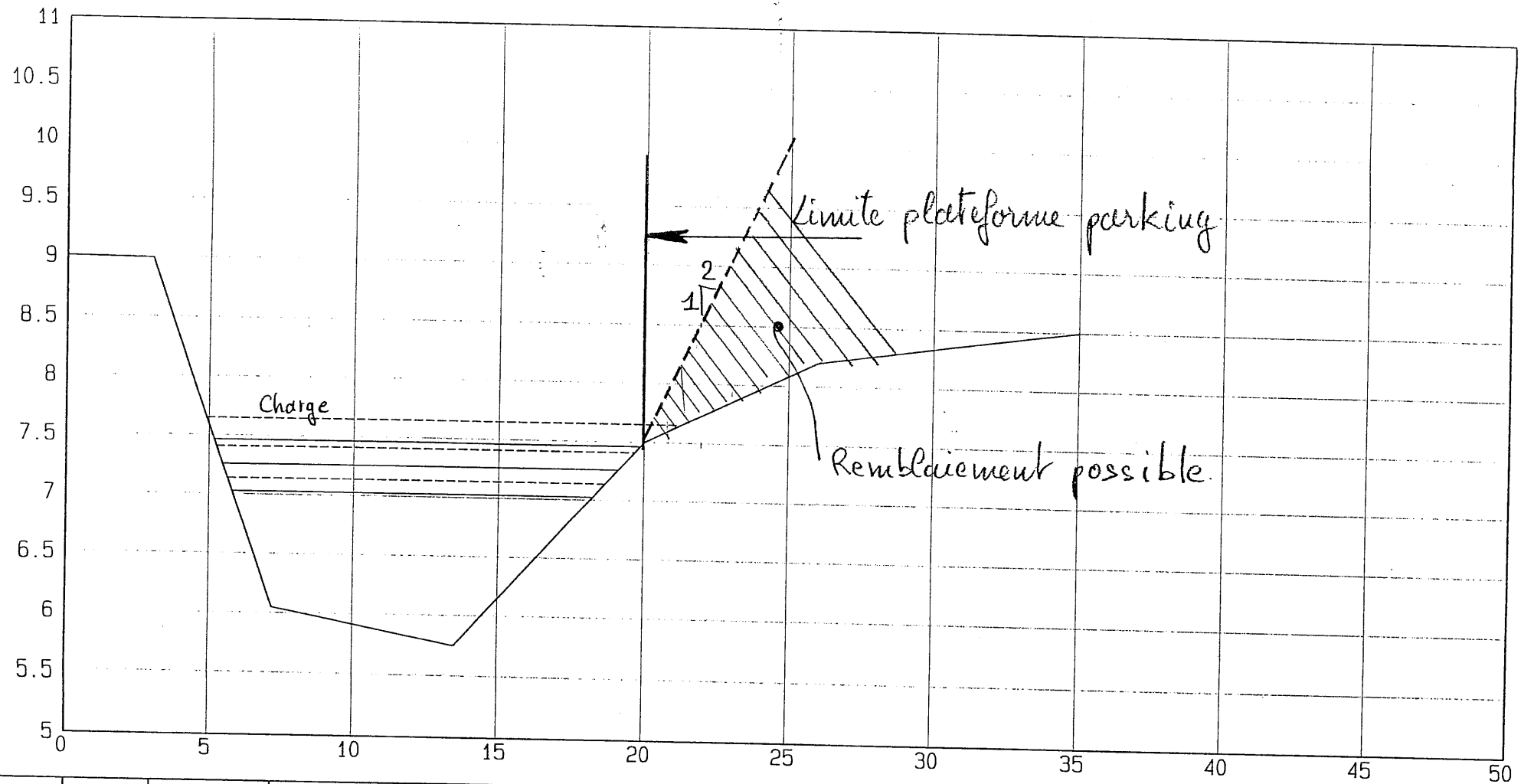
# PROFIL EN TRAVERS P43c - PK .613




| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DISTANCE | 0 | 5.8 | 9.6 | 13.6 | 22.5 | 27.2 | 35 | |
| COTE | 9.41 | 9 | 7.45 | 7.09 | 7.04 | 8.73 | 9.5 | |
| STRICKLER | 5 | | 18 | | | | 5 | |

SOGREAH

# PROFIL EN TRAVERS P43d - PK .657




| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DISTANCE | 0 | 3 | 7.2 | 13.5 | 20 | 26 | 35 | |
| COTE | 9 | 8.99 | 6.05 | 5.75 | 7.5 | 8.2 | 8.5 | |
| STRICKLER | 5 | | 18 | | 5 | | | |

SOGREAH

# PROFIL EN LONG DU BRAS - VARIANTE 2

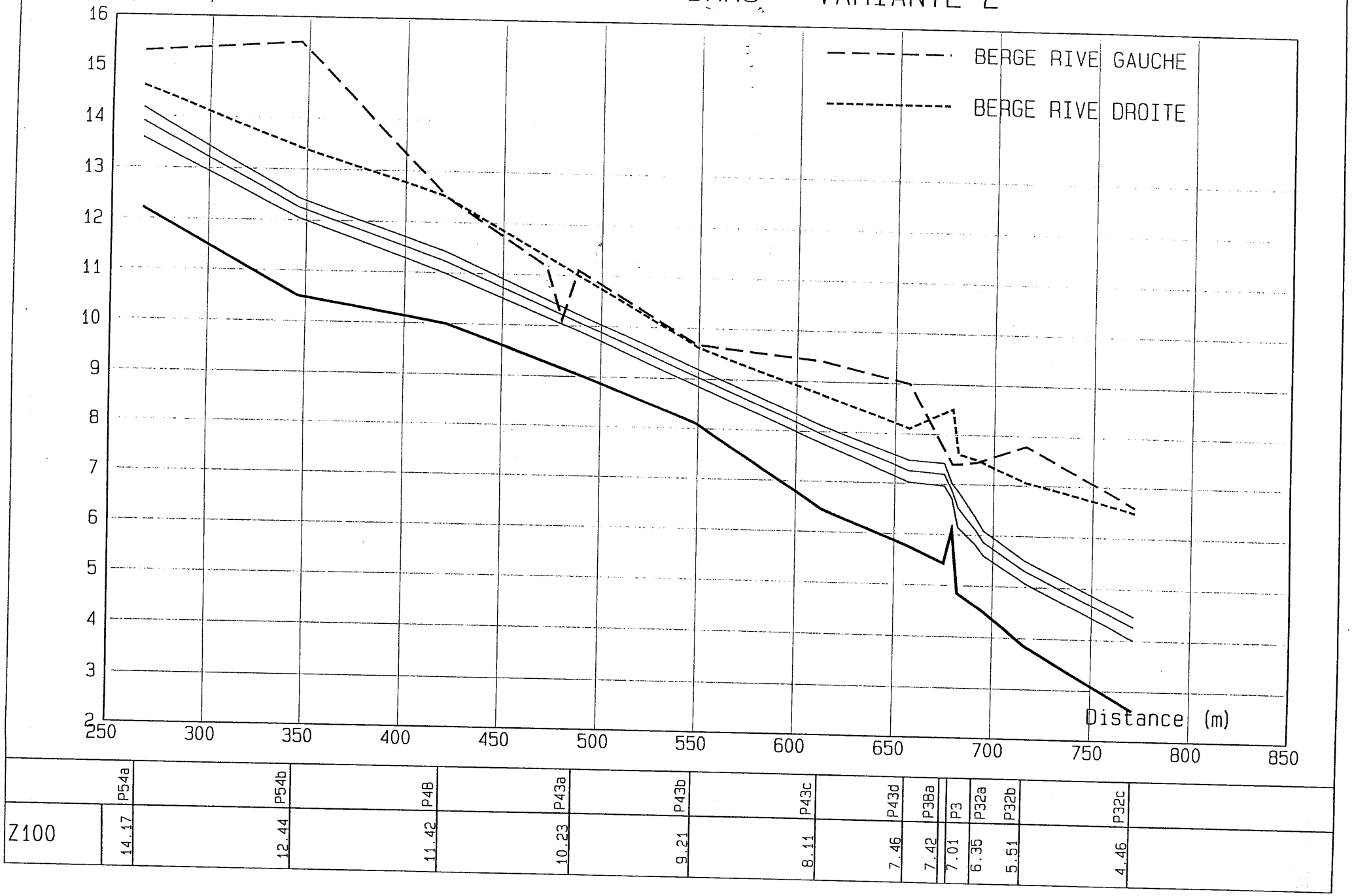



Figure 2