

Direction du Développement  
et de l'Economie Rurale  
Service des Aménagements Ruraux  
et de l'Hydraulique

ETUDE HYDRAULIQUE DU FRANCHISSEMENT  
DE LA RIVIERE LA FOA  
PAR LA ROUTE TERRITORIALE N° 1

R 6 0011



**SOGREAH**  
Ingénieurs Conseils  
GRENOBLE - FRANCE

Novembre 1987

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

|                                                                                                                                           |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| OBJET DE L'ETUDE                                                                                                                          | I  |
| SYNTHESE ET CONCLUSIONS                                                                                                                   | II |
| CHAPITRE 1 - ETUDE HYDROLOGIQUE                                                                                                           | 1  |
| 1.1 Bassins versants                                                                                                                      | 1  |
| 1.2 Etude hydrologique des débits de crue                                                                                                 | 1  |
| 1.3 Conclusion                                                                                                                            | 4  |
| CHAPITRE 2 - ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL                                                                                           | 7  |
| 2.1 Modélisation                                                                                                                          | 7  |
| 2.2 Calage du modèle                                                                                                                      | 8  |
| 2.3 Submersion de la RT1 dans l'état actuel                                                                                               | 12 |
| CHAPITRE 3 - ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT AMENAGE (1ère phase)                                                                             | 15 |
| 3.1 Aménagements envisageables                                                                                                            | 15 |
| 3.2 Etude de la mise hors d'eau de la RT1 pour la crue biennale                                                                           | 16 |
| CHAPITRE 4 - ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT AMENAGE (2e phase)                                                                               | 23 |
| 4.1 Position du problème                                                                                                                  | 23 |
| 4.2 Impact de la coupure de boucle aval                                                                                                   | 24 |
| 4.3 Impact de l'augmentation d'ouverture de l'ouvrage principal et de la création d'un<br>chenal de décharge de crue en rive droite amont | 25 |

|                                                             |        |
|-------------------------------------------------------------|--------|
| CHAPITRE 5 - ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT AMENAGE (3e phase) | 27     |
| 5.1 Position du problème                                    | 27     |
| 5.2 Effet d'un élargissement du lit mineur aval             | 27     |
| 5.3 Etude des ouvrages de décharge                          | 28     |
| 5.4 Etude de l'impact du chenal de crue rive droite amont   | 28     |
| 5.5 Conclusion                                              | 30     |
| <br>Annexe A - Calcul des pertes de charge                  | <br>35 |
| Annexe B - Calcul des lignes d'eau                          | 37     |

LISTE DES FIGURES

1. Relation débit-superficie (région Nera/Foa)
2. Profil en long de la rivière la Foa
3. Loi hauteur-débit du barrage anti-sel
4. Loi hauteur-débit à l'aval de la RT1
5. Portion de la RT1 submergée lors du cyclone GYAN
6. Remous en fonction de la section d'ouvrages de décharge
7. Schéma entonnement - restitution d'un ouvrage de décharge



## OBJET DE L'ETUDE

-

La route territoriale n° 1 franchit la rivière la Foa à l'entrée Sud de la Commune de la Foa. En période de crue, la route est souvent coupée sur une distance pouvant atteindre 1000 m.

Il est envisagé de rehausser le profil en long de la RT1 dans cette zone et de refaire le pont sur la rivière la Foa.

La présente étude a pour but de préciser l'hydrologie de la rivière la Foa à partir des données disponibles, d'estimer les cotes d'écoulement dans l'état actuel, puis de donner les éléments nécessaires au calage de la future RT1 et au dimensionnement des ouvrages de franchissement.

-

## SYNTHESE ET CONCLUSIONS

-

### 1. ETUDE HYDROLOGIQUE

A partir de reconstitutions depuis les bassins versants voisins et de calculs de lignes d'eau locales comparées aux laisses de crue disponibles, on propose la fourchette d'estimation suivante :

| Période de retour | Débit rivière Foa au franchissement<br>de la RT1 (m <sup>3</sup> /s) |
|-------------------|----------------------------------------------------------------------|
| 2                 | 810 < Q < 970                                                        |
| 5                 | 1540 < Q < 1850                                                      |
| 10                | 1940 < Q < 2335                                                      |
| 20                | 2620 < Q < 3155                                                      |

### 2. ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

#### 2.1 CALAGE DU CYCLONE GYAN

Une modélisation du cours d'eau a été réalisée sur une longueur de 8 km environ à l'amont du barrage anti-sel actuel.

Le modèle a été calé sur la crue du cyclone GYAN pour laquelle on dispose de quelques cotes de niveau. C'est ainsi que le débit de cette crue a été estimé à 1650 m<sup>3</sup>/s au droit de la RT1 et à 2150 m<sup>3</sup>/s au droit du barrage anti-sel. La crue a submergé la RT1. Le débit de surverse en rive gauche correspondant est estimé à 925 m<sup>3</sup>/s environ.

## 2.2 IMPACT DU BARRAGE ANTI-SEL

On a vérifié que le barrage n'avait aucun impact hydraulique sur les niveaux de crue au droit de la RT1 dans l'état actuel. Cependant, à terme, un tel ouvrage est susceptible de créer une sédimentation (pouvant atteindre 0,60 m) qui relèvera la loi hauteur-débit à l'aval de la RT1. Un curage du lit mineur pourrait compenser cet effet.

## 2.3 CRUES DE PERIODE DE RETOUR 2,5 ET 10 ANS

On a calculé dans l'état actuel les lignes d'eau des crues de période de retour 2, 5 et 10 ans. Au droit de la RT1, on obtient les résultats suivants :

| Période de retour<br>(an) | Débit<br>(m <sup>3</sup> /s) | Cote à l'aval du pont<br>de la RT1 (P15)<br>NGNC |
|---------------------------|------------------------------|--------------------------------------------------|
| 2                         | 810                          | 5,60                                             |
|                           | 970                          | 5,85                                             |
| 5                         | 1540                         | 6,55                                             |
|                           | 1850                         | 6,85                                             |
| 10                        | 1940                         | 7,00                                             |

Le débit de surverse sur la RT1 varie entre 40 % et 60 % du débit total quand on passe de la crue biennale à la crue décennale.

## 3. ETUDE DE L'ETAT AMENAGE

Cette étude a été réalisée en plusieurs étapes et ajustée en fonction des remarques du SARH.

Il ressort de l'étude que :

- Des aménagements à l'aval de la RT1 pour abaisser le niveau aval et donc la cote de calage de la future route, tels que des recalibrages ou coupures de boucle, n'apportent pas d'amélioration notable sauf à entreprendre des travaux disproportionnés avec le problème posé et qui nécessiteraient des travaux d'entretien importants (curage). Cependant la coupure de boucle aurait un effet intéressant de compensation partielle de la sédimentation créée par le seuil (de l'ordre de 25 %) et elle est conseillée.



- . Il n'est pas possible d'envisager un ouvrage de franchissement unique si on veut mettre hors d'eau la RT1 pour des crues de période de retour supérieure ou égale à 2 ans. Le remous créé atteint en effet au minimum 1,0 m, valeur très élevée, qui tient à l'excentricité de l'ouvrage principal obligeant l'écoulement à un cheminement très rallongé par rapport à l'état actuel.
- . L'ouvrage principal proposé pourrait être constitué de trois travées de 35 m à culées verticales en lit majeur et piles cylindriques en rivière ( $d = 0,80$  m). Le lit mineur sous l'ouvrage serait agrandi avec une largeur au plafond de 50 m et des talus à 2/1. Dans ces conditions, les vitesses sous l'ouvrage restent dans tous les cas très acceptables (1,6 à 2,2 m/s selon la crue et le remous envisagés pour des crues de 970 à 1940 m<sup>3</sup>/s et des remous de 0,40 m à 0,80 m). Cependant selon le cas des protections de berge peuvent s'avérer nécessaires.

Le calage de la cote sous-poutre sera réalisé en ajoutant à la cote de la crue de projet dans l'état actuel, le remous admissible et une revanche de 1,0 m.

- . La section d'ouvrage de décharge à mettre en place varie beaucoup selon la crue de projet et le remous toléré. La figure 6 permet de calculer cette section pour une gamme de débit allant de 970 à 1940 m<sup>3</sup>/s ( $T = 2$  à 10 ans) et des remous allant de 0,40 m au remous maximal obtenu sans aucune décharge.
- . La réalisation d'un chenal de décharge de crue en rive droite à l'amont de la RT1, en utilisant une dépression naturelle permettrait d'abaisser les niveaux amont et d'améliorer l'amenée des eaux vers l'ouvrage principal. Le chenal pourrait avoir une largeur de 30 m au plafond et des cotes amont et aval telles que le fond du chenal soit toujours hors d'eau (par exemple + 3,65 NGNC à l'amont profil PS et +2,0 NGNC à l'aval profil PE). Il ne devrait être utilisé que par des crues supérieures à la capacité actuelle du lit mineur (voire supérieure à la crue annuelle) pour éviter toute sédimentation dans le lit mineur.
- . Le calage du profil en long des points hauts de la RT1 sera réalisé selon la ligne de charge de l'écoulement de la Foa entre les profils P15 et P19 dans l'état futur. Le talus aval de la RT1 devra être protégé par des enrochements pour éviter l'érosion lors des surverses. On donne des exemples dans le tableau page suivante.
- . Divers éléments utiles pour la réalisation des ouvrages de décharge sont donnés au § 5.5 : modelage de l'entonnement et de la restitution, protection en enrochements à la sortie. Les points A, B, C (figure 5) sont prioritaires pour l'installation d'ouvrages de décharge. L'ouvrage A devra être, si possible, privilégié en section par rapport aux autres.

| Crue        | Débit<br>(m <sup>3</sup> /s) | Remous*<br>(m) | Section<br>totale<br>décharge<br>(m <sup>2</sup> ) | Cote<br>sous-poutre<br>principal | Cotes RTL    |            |        | Ouvrages de décharge      |                           |  |
|-------------|------------------------------|----------------|----------------------------------------------------|----------------------------------|--------------|------------|--------|---------------------------|---------------------------|--|
|             |                              |                |                                                    |                                  | Près du pont | Aval NATNA | Nombre | Hauteur<br>moyenne<br>(m) | Largeur<br>moyenne<br>(m) |  |
| Biennale    | 970                          | 0,41           | 75                                                 | 7,25                             | 6,40         | 7,00       | 3      | 3,50                      | 7,15                      |  |
| Biennale**  | 970                          | 0,51           | 50                                                 | 7,35                             | 6,50         | 7,00       | 3      | 3,50                      | 4,75                      |  |
| Décennale** | 1940                         | 0,69           | 200                                                | 8,70                             | 7,90         | 8,35       | 4      | 3,50                      | 14,30                     |  |

\* Remous à l'amont immédiat de la RTL par rapport à l'état actuel

\*\* Chenal amont de crue rive droite approfondi par rapport au cas précédent.

L'étude d'amortissement des remous vers l'amont donne les résultats suivants pour les cas précédents :

| Débit<br>(m <sup>3</sup> /s) | Remous à<br>l'amont du<br>franchissement (P15) | Remous résiduels |      |       |
|------------------------------|------------------------------------------------|------------------|------|-------|
|                              |                                                | P17              | P19  | P22   |
| 970                          | 0,41                                           | 0,35             | 0,22 | -0,03 |
| 970**                        | 0,51                                           | 0,43             | 0,23 | -0,10 |
| 1940**                       | 0,69                                           | 0,74             | 0,55 | 0,12  |

\*\* Chenal amont de crue rive droite approfondi par rapport au cas précédent.

Les remous résiduels tiennent compte du débit déchargé par le chenal rive droite d'une part, et du débit évacué vers les ouvrages de décharge sous la RT1, d'autre part.



## Chapitre 1

### ETUDE HYDROLOGIQUE

#### 1.1 BASSINS VERSANTS

Le bassin versant de la rivière la Foa est proche de celui de la rivière Nera et situé comme ce dernier sur la cote Ouest de Nouvelle-Calédonie. Les deux bassins sont seulement séparés par celui, étroit, de la rivière Moindou.

Comme on ne dispose que de peu de données hydrologiques sur la rivière la Foa, on pourra utiliser les observations disponibles sur le bassin de la rivière Nera.

Le bassin versant de la rivière la Foa est de 260 km<sup>2</sup> au droit du franchissement. Il faut signaler, par ailleurs, à l'aval du franchissement, la présence de deux affluents :

- . Fö Nimoulou en rive gauche : 38 km<sup>2</sup>
- . Fonwhary en rive droite : 86 km<sup>2</sup>

#### 1.2 ETUDE HYDROLOGIQUE DES DEBITS DE CRUE

##### 1.2.1 DONNEES DISPONIBLES

Les données disponibles pour cette analyse sont les suivantes :

- . observations de la station limnigraphique de la rivière Boguen, affluent de la rivière Nera (période 1955-1983),
- . observations de la station limnigraphique de la rivière Foa (bassin amont, période 1981-1984),
- . calcul du débit du cyclone GYAN sur la rivière Nera (aval) et Foa (aval) à partir des laisses de crue observées, à l'aide d'une modélisation des cours d'eau.

A partir des observations de la station de la rivière Boguen, on peut tenter une transposition des débits de fréquence donnée.

Cette analyse peut être complétée grâce aux observations du cyclone GYAN sur les bassins de la Nera et de la Foa pour lesquels on dispose :

- . d'une observation du débit de pointe à la station de la Boguen (amont du bassin, 113 km<sup>2</sup> de bassin versant) et d'une estimation par le calcul du débit de pointe à l'aval du bassin (bassin versant de 485 km<sup>2</sup>),
- . d'une observation du débit de pointe à une station récente située en amont du bassin de la Foa (La Pierra, 115 km<sup>2</sup> de bassin versant) et d'une estimation par le calcul du débit de pointe à l'aval du bassin (bassin versant 260 km<sup>2</sup>).

#### 1.2.2 TRANSPOSITION DIRECTE DES DEBITS DEPUIS LE BASSIN DE LA BOGUEN

Soient  $Q_T$  et  $Q'_T$ , les débits de période de retour T sur deux bassins voisins et semblables du point de vue climatique et géologique, et pour ce qui concerne la couverture végétale.

Soient S et S', les superficies respectives de ces deux bassins.

On admet en hydrologie qu'une relation de la forme suivante existe entre les deux bassins :

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

$\alpha$  est souvent pris égal à 0,8.

Cette méthode très grossière conduit aux valeurs suivantes :

| Cours d'eau                      | Bassin versant (km <sup>2</sup> ) | Débits de pointe (m <sup>3</sup> /s) de période de retour T |       |        |        |
|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------------------------|-------|--------|--------|
|                                  |                                   | T = 2                                                       | T = 5 | T = 10 | T = 20 |
| Boguen (aval AREMO)              | 113                               | 500                                                         | 950   | 1200   | 1620   |
| La FOA (Franchissement RT1)      | 260                               | 970                                                         | 1850  | 2335   | 3155   |
| Fö Nimoulou                      | 38                                | 210                                                         | 395   | 500    | 675    |
| Fonwhary                         | 86                                | 400                                                         | 760   | 965    | 1300   |
| La Foa (aval confluent Fonwhary) | 384                               | 1330                                                        | 2530  | 3190   | 4310   |



En pratique, cette méthode surestime les débits de pointe des bassins versants plus grands que le bassin connu.

### 1.2.3 TRANSPOSITION DES DEBITS DEPUIS LE BASSIN DE LA BOGUEN PRENANT EN COMPTE LES OBSERVATIONS RELATIVES AU CYCLONE GYAN

La méthode de transposition adoptée au paragraphe précédent fournit une valeur maximale des débits.

On peut tenter de mieux cerner l'estimation des débits de pointe à la Foa en utilisant les données disponibles pour le cyclone GYAN. On dispose, en effet, pour cet événement de :

- . Deux observations à des stations limnigraphiques :
  - une observation sur la rivière Boguen (station aval AREMO),
  - une observation sur la rivière la Foa (station Pierra).
- . Quatre estimations par calcul hydraulique calées sur des laisses de crue observées.

On obtient le tableau suivant :

| Rivière                      | Superficie<br>(km <sup>2</sup> ) | Débit<br>(m <sup>3</sup> /s) | Nature de la<br>donnée |
|------------------------------|----------------------------------|------------------------------|------------------------|
| Boguen<br>(aval AREMO)       | 113                              | 1130                         | Observé                |
| Boguen<br>(à la confluence)  | 290                              | 1900                         | Calculé                |
| Nera<br>(franchissement RT1) | 485                              | 2700                         | Calculé                |
| Foa<br>(franchissement RT1)  | 260                              | 1650                         | Calculé                |
| Foa<br>(barrage anti-sel)    | 384                              | 2150                         | Calculé                |
| Foa<br>(Pierra)              | 119                              | 1200                         | Observé                |

On remarque que les ruissellements observés sur la Foa (Pierra) et la Boguen (aval AREMO) sont très voisins. On peut donc supposer que l'événement GYAN a créé une crue de période de retour T identique sur les bassins voisins des rivières Nera et la Foa.

On peut relier le débit de période de retour T à la superficie de bassin versant contrôlée par la formule :

$$Q(T) = A(T) S^{\alpha}$$

où, A(T) est une constante pour une période de retour donnée. A et  $\alpha$  sont des caractéristiques régionales.

Cette relation peut s'écrire :

$$\text{Log } Q(T) = A(T) + \alpha \text{ Log } S$$

La figure 1 présente l'alignement des points. La pente de la droite donne le coefficient .

$$\alpha = 0,578$$

Sous l'hypothèse que le cyclone GYAN a généré une crue de période de retour équivalente sur les bassins des rivières Boguen, Nera et Foa, on peut donc estimer la valeur régionale du coefficient  $\alpha$  qui conduit à la transposition suivante :

$$\frac{Q_T}{Q'_T} = \left(\frac{S}{S'}\right)^{0,578}$$

On obtient alors en transposant les débits depuis la rivière Boguen :

| Période de retour | 2   | 5    | 10   | 20   |
|-------------------|-----|------|------|------|
| Débits Foa (RT1)  | 810 | 1540 | 1940 | 2620 |

### 1.3

#### CONCLUSION

Les deux méthodes de transposition utilisées précédemment sont assez arbitraires mais on ne dispose d'aucun autre moyen d'estimer les débits de la rivière la Foa. La dernière méthode est plus séduisante car elle se rattache à des observations. Cependant, un biais peut être introduit par le fait que la crue observée n'avait pas la même période de retour sur les divers bassins versants.

On proposera une fourchette de débits constituée par ces deux estimations :

| Période de retour | Débit Foa<br>(RT1) (m <sup>3</sup> /s) |
|-------------------|----------------------------------------|
| 2                 | 810 < Q < 970                          |
| 5                 | 1540 < Q < 1850                        |
| 10                | 1940 < Q < 2335                        |
| 20                | 2620 < Q < 3155                        |

oOo

## Chapitre 2

### ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

#### 2.1 MODELISATION

Les données topographiques disponibles sont les suivantes :

- . 24 profils en travers du lit mineur,
- . 1 profil en travers du lit majeur en aval de la zone d'étude (P3),
- . la carte 1/50 000 IGN,
- . un plan au 1/10 000 portant des cotes en lit majeur,
- . un levé au 1/2000 (SARH) de la RT1 et de deux dépressions existant dans le terrain naturel (hors rivière la Foa),
- . un levé au 1/500 (Travaux Publics) de la RT1 et du terrain avoisinant avec tracé de l'axe de la future route,
- . un profil en long de la RT1.

Par ailleurs, des laisses de crue ont été nivelées après enquête par le SARH, dans la zone d'étude, pour les événements suivants :

- |                                |   |                                    |
|--------------------------------|---|------------------------------------|
| . crue la plus haute connue    | } | antérieure au barrage              |
| . cyclone GYAN                 |   | anti-sel                           |
| . crue du 14-15 septembre 1985 |   | postérieure au barrage<br>anti-sel |

La RT1 constitue un obstacle à l'écoulement qui crée une perte de charge variable en fonction du débit :

- . avant déversement sur la route, la perte de charge est créée uniquement par l'ouvrage de franchissement,



- . elle est maximale au début du débordement puis diminue peu à peu avec l'accroissement du débit,
- . quand l'écoulement devient noyé au passage de la route, la perte de charge est assez faible.

On a constitué deux modèles du cours d'eau :

- . un modèle aval P1 ———> P14 (aval du franchissement),
- . un modèle amont P15 ———> P24 (amont du franchissement).

La perte de charge complexe du franchissement a été calculée manuellement en fonction des relations hydrauliques classiques.

## 2.2 CALAGE DU MODELE

On a réalisé un calage du modèle pour le cyclone GYAN dont on a une estimation d'ordre de grandeur du débit par l'analyse hydrologique et pour lequel plusieurs laisses de crue sont observées.

### 2.2.1 MODELE AVAL

Sur le modèle aval, on observe la présence de deux affluents Fö Nimoulou et Fonwhary. L'étude hydrologique du chapitre 1 a permis d'estimer des débits de pointe de ces affluents pour diverses périodes de retour. Cependant, les pointes de crue de ces cours d'eau précèdent probablement la pointe de la rivière la Foa.

Les superficies de ces deux affluents représentent environ 30 % de la superficie totale de la Foa après confluence dont 70 % sont sur la rivière Fonwhary.

Le calage le plus satisfaisant a été obtenu avec les valeurs de débits suivantes :

|              |       |                        |
|--------------|-------|------------------------|
| QFoa         | _____ | 1650 m <sup>3</sup> /s |
| QFonwhary    | _____ | 350 m <sup>3</sup> /s  |
| QFö Nimoulou | _____ | 150 m <sup>3</sup> /s  |
| Qtotal       | _____ | 2150 m <sup>3</sup> /s |

Les apports des affluents (répartis a priori entre les deux proportionnellement aux superficies) constituent 23 % du débit total.

Les coefficients de Strickler adoptés pour le calcul sont :

K = 28 dans le lit mineur,

K = 14 dans le lit majeur (12 entre P13 et P14)

Ces valeurs sont normales et mêmes plutôt un peu fortes ce qui va dans le sens de la sécurité. Il n'y a pas lieu de les augmenter pour accroître artificiellement le débit correspondant.

On remarque dans le tableau de calcul ci-dessous que les cotes observées correspondent à peu près aux cotes ou charges calculées.

| POINT | FK<br>(Km) | DÉBIT<br>(m <sup>3</sup> /s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) | LAISSES<br>GYAN |
|-------|------------|------------------------------|---------------|------------------|---------------|-----------------|
| P14   | 4.220      | 1650.00                      | 6.50          | 1.81             | 6.66          | → 6.70          |
| P13   | 4.710      | 1800.00                      | 6.15          | 1.51             | 6.27          |                 |
| P12   | 4.980      | 1800.00                      | 6.00          | 0.78             | 6.03          |                 |
| P8    | 5.230      | 1800.00                      | 5.81          | 1.02             | 5.86          |                 |
| P7    | 5.400      | 1800.00                      | 5.72          | 1.34             | 5.81          |                 |
| P6    | 5.730      | 1800.00                      | 5.54          | 1.10             | 5.61          | → 5.10          |
| P5    | 6.070      | 2150.00                      | 5.39          | 1.18             | 5.46          |                 |
| P4    | 6.540      | 2150.00                      | 5.14          | 1.40             | 5.24          |                 |
| P3    | 6.960      | 2150.00                      | 4.80          | 1.93             | 4.99          |                 |
| P2    | 7.420      | 2150.00                      | 4.31          | 1.95             | 4.51          |                 |
| P1    | 7.820      | 2150.00                      | 3.90          | 1.52             | 4.02          |                 |

### 2.2.2 MODELE AMONT

Le modèle amont a été calé en partant du niveau à l'amont immédiat du franchissement.

L'écoulement au niveau du franchissement et à l'amont est plus complexe qu'à l'aval.

En effet, une partie du débit quitte l'écoulement du lit mineur et du lit majeur proche pour franchir la RT1 et retrouver le lit majeur d'écoulement rive gauche en aval de la RT1, court-circuitant la boucle du lit mineur.

Le problème est de savoir :

- quel débit franchit la RT1 en rive gauche ?
- comment prendre en compte dans le calcul le débit qui quitte l'écoulement axé sur le lit mineur de la Foa pour franchir la RT1.



On suppose que le débit  $Q'$  qui franchit la RTI en rive gauche est le même que celui qui quitte l'écoulement de la Foa axé sur le lit mineur.

a. Estimation du débit de surverse sur la RTI

Pour des débits pas trop importants la RTI constitue un barrage qui renvoie les eaux vers le pont. Lorsque le débit monte, l'eau franchit la RTI qui crée une perte de charge, fonctionnant comme un seuil dénoyé. Lorsque le débit monte encore, le RTI est effacée et se comporte comme un seuil noyé. Le débit qui la franchit alors est indéterminé. Dans le cas du cyclone GYAN, la RTI fonctionnait comme un seuil noyé. On a estimé le débit par différence entre le débit total et le débit estimé du lit mineur et du lit majeur rive droite. On a supposé que le talus de la RTI et le pont ne créait pas de pertes de charge. La pente de la ligne d'eau en aval du franchissement est de 0,77 ‰. La débitance du lit mineur sous la cote 6,70 NGNC au niveau de l'ouvrage est d'environ 25 000, ce qui conduit à un débit d'environ 700 m<sup>3</sup>/s au niveau du pont. En rive droite, la débitance au niveau du franchissement et à l'amont est très faible ( $\approx$  900), ce qui conduit à un débit possible de 25 m<sup>3</sup>/s. Le débit total étant de 1650 m<sup>3</sup>/s, le débit franchissant la RTI en rive gauche peut être estimé à 925 m<sup>3</sup>/s. On vérifie que ce débit franchit la RTI sans perte de charge à la cote 6,70 environ.

Le seuil constitué par la RTI a été discrétisé dans l'état actuel de la façon suivante :

| Cote (NGNC) | Largeur (m) |
|-------------|-------------|
| 5.02        | 100         |
| 5.2         | 62          |
| 5.1         | 72          |
| 5.4         | 65          |
| 5.6         | 100         |
| 5.7         | 50          |
| 5.75        | 40          |
| 5.9         | 40          |
| 6.1         | 40          |
| 6.25        | 100         |
| 6.0         | 140         |

Un coefficient de contraction de 0,7 a été adopté.

b. Calcul de l'écoulement à l'amont du franchissement

La cote à l'amont du franchissement est supposée égale à 6.70 NGNC. c'est-à-dire qu'il n'y a pas de perte de charge au franchissement du talus comme le montre le calcul et comme le laisse supposer une laisse de crue observée à l'amont de la RTI, au Nord de Naïna (6.70 NGNC).

On suppose que l'écoulement peut être divisé en deux parties.

- une partie suit l'axe du lit mineur et franchit la RTI au droit du pont de la RTI et sur une faible distance en rive gauche et rive droite du pont (débit 725 m<sup>3</sup>/s). Cet écoulement dit axial peut grossièrement être délimité en rive droite par la route RM3 et en rive gauche par le CR7,
- l'autre partie quitte cet écoulement principal pour franchir la RTI et former à l'aval de la RTI le lit majeur rive gauche du cours d'eau. Le débit vaut 925 m<sup>3</sup>/s.

Pour schématiser cet écoulement complexe, on a donc enlevé de l'écoulement axial un débit total de 925 m<sup>3</sup>/s qui se répartit grossièrement entre les profils P15 et l'amont du profil P19, d'après l'examen des documents cartographiques disponibles, soit sur une longueur de 900 m ce qui correspond à un débit moyen q' de 1,03 m<sup>3</sup>/s/ml.

Le prélèvement a été rapporté aux points de calcul de la façon suivante :

Tableau 1

| Tronçon du modèle affecté par la perte de débit | Longueur (m) | Profil de calcul | Débit prélevé (m <sup>3</sup> /s) |
|-------------------------------------------------|--------------|------------------|-----------------------------------|
| Amont P19<br>+ demi-tronçon P18-P19             | 205          | P19              | 205 q' = 210                      |
| Demi-tronçon P18-P19<br>+ demi-tronçon P18-P17  | 250          | P18              | 250 q' = 257                      |
| Demi-tronçon P18-P17<br>+ demi-tronçon P17-P15  | 285          | P17              | 285 q' = 293                      |
| Demi-tronçon P17-P15                            | 160          | P16              | 160 q' = 165                      |
| <b>Total</b>                                    | <b>900</b>   |                  | <b>925</b>                        |

Le tableau suivant présente les résultats de calcul.

| POINT | PK (Km) | DEBIT (m <sup>3</sup> /s) | NIVEAU (m) | VITESSE (m/s) | CHARGE (m) | LAISSES GYAN |
|-------|---------|---------------------------|------------|---------------|------------|--------------|
| P24   | 0.000   | 1650.00                   | 9.32       | 0.66          | 9.34       | → 9.30       |
| P23   | 0.810   | 1650.00                   | 8.77       | 2.68          | 9.14       | → 8.90       |
| P22   | 1.300   | 1650.00                   | 8.38       | 1.61          | 8.52       |              |
| P21   | 2.050   | 1650.00                   | 7.88       | 0.77          | 7.91       |              |
| P20   | 2.600   | 1650.00                   | 7.71       | 1.24          | 7.79       |              |
| P19   | 3.000   | 1440.00                   | 7.46       | 1.06          | 7.52       |              |
| P18   | 3.260   | 1193.00                   | 7.22       | 1.94          | 7.41       |              |
| P17   | 3.530   | 890.00                    | 7.04       | 1.49          | 7.16       |              |
| P16   | 3.850   | 725.00                    | 6.88       | 1.29          | 6.96       |              |
| P15   | 4.050   | 725.00                    | 6.70       | 1.94          | 6.89       |              |



Les laisses observées à l'amont du modèle concordent avec les résultats obtenus. La laisse levée en rive droite au niveau du lieu-dit Méaré (entre P19 et P20) est manifestement trop basse. La laisse observée en rive gauche vers Naïna au niveau de P20 paraît aussi un peu basse.

Compte tenu des imprécisions du calcul (définition précise du lit majeur difficile, complexité de l'écoulement bidimensionnel entre la RT1 et la rive gauche du cours d'eau), le calage obtenu nous paraît réaliste et satisfaisant. On ne dispose d'ailleurs d'aucun autre élément permettant d'affiner les calculs précédents.

La figure 2 présente le profil en long de la crue ainsi que les cotes des sommets de berge rive gauche et rive droite du lit mineur et les cotes du fond.

## 2.3 SUBMERSION DE LA RT1 DANS L'ETAT ACTUEL

### 2.3.1 ETUDE DE L'IMPACT DU BARRAGE ANTI-SEL

Le barrage anti-sel réalisé par le SARH après le cyclone GYAN a été introduit dans le modèle d'écoulement.

Cet ouvrage n'a pas d'impact en terme de remous hydraulique sur les niveaux d'eau actuels au droit de la RT1. Cependant, il faut faire ici les mêmes remarques que pour le barrage anti-sel de la rivière Nera. Un tel ouvrage créera à terme une sédimentation remontant vers l'amont ce qui diminuera la capacité du lit mineur, augmentera les débordements, et relèvera la loi hauteur-débit à l'aval de la RT1 augmentant ainsi la fréquence de submersion. Cet effet ne pourra être compensé que par un curage du lit (à moins d'adjoindre un vannage au seuil existant).

La figure 3 présente la loi de fonctionnement du seuil. Si on prend comme référence un débit de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  qui déborde en quelques points dans l'état naturel (vitesse en lit mineur aval dépassant  $1 \text{ m/s}$ ), on peut penser qu'à terme une sédimentation de l'ordre de  $0,60 \text{ m}$  est envisageable à l'amont de l'ouvrage.

Dans la suite de cette étude, on s'est placé dans l'état actuel (1986) sans tenir compte d'une éventuelle sédimentation ultérieure. On suppose ainsi que l'entretien du lit est assuré.

### 2.3.2 LOI HAUTEUR-DEBIT A L'AVAL DE LA RT1

La figure 4 présente la loi hauteur-débit obtenue à l'aval de la RT1 (profil P14). Cette loi dépend de la répartition des apports des affluents d'aval (Fö Nimoulou et Fonwhary).

On a considéré une répartition des débits fonction des superficies relatives des bassins versants comme pour le cyclone GYAN.

Les cotes de la RT1 sont variables selon le profil en long et, dans une section, selon le profil en travers. A la cote +5,0 NGNC, la route commence à être submergée sur environ 135 m.

Le débit est alors de 575 m<sup>3</sup>/s ce qui correspond à une période de retour d'environ 1,5 an.

### 2.3.3 ETUDE DES CRUES DE PERIODE DE RETOUR 2 ET 5 ANS

Deux périodes de retour 2 et 5 ans ont été retenues pour étudier la mise hors d'eau de la RT1 sur toute la zone submergée actuellement. La figure 5 présente la zone submergée observée lors du cyclone GYAN selon les indications recueillies sur le terrain ou auprès des services administratifs.

Les calculs sont donnés en annexe. Les lignes d'eau sont reportées sur la figure 2.

Le tableau ci-dessous indique les cotes atteintes au niveau du pont selon la fourchette des débits estimés dans l'étude hydrologique.

| Période de retour | Fourchette de débit<br>(m <sup>3</sup> /s) (RT1) | Niveaux correspondants<br>au P15 (pont RT1) (NGNC) |
|-------------------|--------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| 2                 | 810 < Q < 970                                    | 5,60 < Z < 5,85                                    |
| 5                 | 1540 < Q < 1850                                  | 6,55 < Z < 6,85                                    |

On remarque que l'imprécision sur les débits a des conséquences relativement peu importantes sur les niveaux.

Dans l'état actuel, les crues de période de retour supérieures à 2 ans franchissent la RT1 avec une faible perte de charge puisque l'écoulement dispose d'une grande longueur déversante et que le déversement s'effectue de façon noyée.

En conséquence, le niveau à l'amont de la RT1 et la répartition des débits sont les suivants (Calcul effectué comme pour le cyclone GYAN).

| Période de retour | Débit sous l'ouvrage<br>(m <sup>3</sup> /s) | Débit franchissant<br>la RT1 (m <sup>3</sup> /s) | Cote amont RT1<br>(NGNC) |
|-------------------|---------------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------------|
| T = 2             | 570                                         | 400                                              | 5,85                     |
| T = 5             | 765                                         | 1085                                             | 6,85                     |

### Chapitre 3

#### ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT AMENAGE (première phase)

##### 3.1 AMENAGEMENTS ENVISAGEABLES

La mise hors d'eau de la RT1 pour une crue de période de retour donnée se traduira par une concentration des débits sous les ouvrages de franchissement et par un remous à l'amont de l'ouvrage. Le remous sera d'autant plus faible que les ouvertures pratiquées dans le talus de la route offriront une plus grande section de passage à l'écoulement.

A priori, les possibilités sont les suivantes :

- pont principal sur le lit mineur de la Foa,
- ouvrages de décharge situés au droit de deux dépressions du terrain naturel.

##### 3.1.1 OUVRAGE PRINCIPAL

Il serait constitué selon les indications fournies initialement par le service des Travaux Publics :

- soit de trois travées, avec deux piles en rivière de 0,60 m de large sur 4,0 m de long,
- soit de deux travées avec une pile centrale, fût cylindrique unique de 1,90 m de diamètre.

L'ouverture totale de l'ouvrage serait de 60 à 70 m. Actuellement, la largeur du lit mineur au droit du franchissement est de 36 m d'après la section P15. Il y aurait élargissement du lit mineur au droit du franchissement.



### 3.1.2 OUVRAGES DE DECHARGE

Actuellement, on recense la présence :

- . d'un  $\emptyset$  1000 et d'un  $\emptyset$  600 dans le coude de la RT1 au niveau de la dépression n° 1,
- . de deux  $\emptyset$  800 situés entre les deux dépressions signalées n° 1 et n° 2,
- . d'un pont cadre (1,90 x 1,40) situé au droit de la dépression n° 2,
- . d'un  $\emptyset$  800 situé un peu en amont de l'ouvrage précédent.

Ces ouvrages servent principalement au ressuyage des terres après la crue. Ils n'ont pas été pris en compte dans les calculs de l'état actuel effectués pour les crues de période de retour  $T = 2$  et  $T = 5$  ans, car le débit qu'ils évacuent est négligeable par rapport au débit déversé sur la RT1.

Signalons que la dépression n° 1 rejoint directement la Foa à l'aval du franchissement au niveau du profil Pl4. La dépression n° 2 rejoint la rivière Fö Nimoulou qui se jette dans la Foa en Pl3.

### 3.2 ETUDE DE LA MISE HORS D'EAU DE LA RT1 POUR LA CRUE BIENNALE

On suppose que la RT1 est complètement hors d'eau dans les conditions d'écoulement de la crue biennale. Tout le débit ( $970 \text{ m}^3/\text{s}$ ) doit donc se concentrer sous les ouvrages de franchissement.

#### 3.2.1 OUVRAGE PRINCIPAL UNIQUE

On suppose dans un premier temps que l'ouvrage principal sur le lit mineur est unique. On suppose que la section de la rivière sera élargie de façon à atteindre au niveau du tablier une ouverture de 60 à 70 m comme cela a été précisé par le service des Ponts et Chaussées lors d'une réunion tenue à Nouméa en mai 1986.

Le calage de la sous-poutre peut-être réalisé selon des conditions de période de retour de mise hors d'eau différentes de celles retenues pour la RT1. On peut, en effet, souhaiter que l'ouvrage n'ait pas à souffrir trop souvent de chocs de troncs d'arbres, etc. Le tableau ci-dessous indique les cotes de niveau à l'aval immédiat de l'ouvrage susceptibles d'être observées pour diverses périodes de retour (on se place toujours du côté pessimiste de la fourchette de débits estimés).



| Période de retour | Cote à l'aval de l'ouvrage<br>(NGNC) |
|-------------------|--------------------------------------|
| 2                 | 5,85                                 |
| 5                 | 6,85                                 |
| 10                | 7,30                                 |
| 20                | 8,00                                 |

En pratique, il nous paraît raisonnable de caler la sous-poutre de l'ouvrage à 1,0 m au-dessus de la cote de calage retenue pour la RTI. On s'assure ainsi que pour la période de retour choisie pour la RTI, on n'aura à la limite de débordement sur la RTI, c'est-à-dire, lorsque les vitesses seront les plus élevées sous l'ouvrage, aucun risque de heurt de tronc d'arbre contre le tablier, ni d'accrochage.

La perte de charge créée par le talus de la RTI se compose de deux termes :

- .  $\Delta H_c$  : perte de charge dynamique due à la convergence-divergence sous l'ouvrage.
- .  $\Delta H_F$  : perte de charge par frottement due à l'allongement du parcours des filets liquides qui doivent converger vers l'ouvrage, puis diverger après l'ouvrage au lieu de franchir tout droit la RTI comme dans l'état actuel.

La perte de charge totale  $H$  vaut  $\Delta H = \Delta H_c + \Delta H_F$

Le remous créé par l'ouvrage est assimilé à  $\Delta H$ , à l'amont de l'ouvrage.

Par ailleurs, il faut tenir compte de l'écoulement qui se crée le long du talus de la RTI, en amont du franchissement : cet écoulement à une certaine pente  $i$  de sorte qu'en un point le long de la RTI, situé à une distance  $L$  du pont, le remous  $R$  vaut :

$$R = \Delta H + iL$$

La RTI doit donc être calée en tenant compte de  $R$ .

La perte de charge dynamique est de la forme :

$$\Delta H_c = k \frac{V_s^2}{2g}$$

où :

$V_s$  est la vitesse sous l'ouvrage

$K$  est un coefficient expérimental fonction des paramètres suivants :

$$M = \frac{Q_1}{Q}$$

$Q_1$  débit passant dans l'état naturel sous la section du futur ouvrage,  $Q$  débit total de crue  $\longrightarrow K_1$ ,

• nombre, forme et dimension des piles  $\longrightarrow K_p$ ,

• excentricité de l'ouvrage dans le lit total d'écoulement naturel  $\longrightarrow K_e$

$$K = K_1 + K_p + K_e$$

La perte de charge par frottement est exprimée sous la forme suivante :

$$H_f = 2,5 J B \left( \frac{D_o}{D_s} - 1 \right)$$

où :

$J$  pente de la ligne d'énergie de l'écoulement naturel

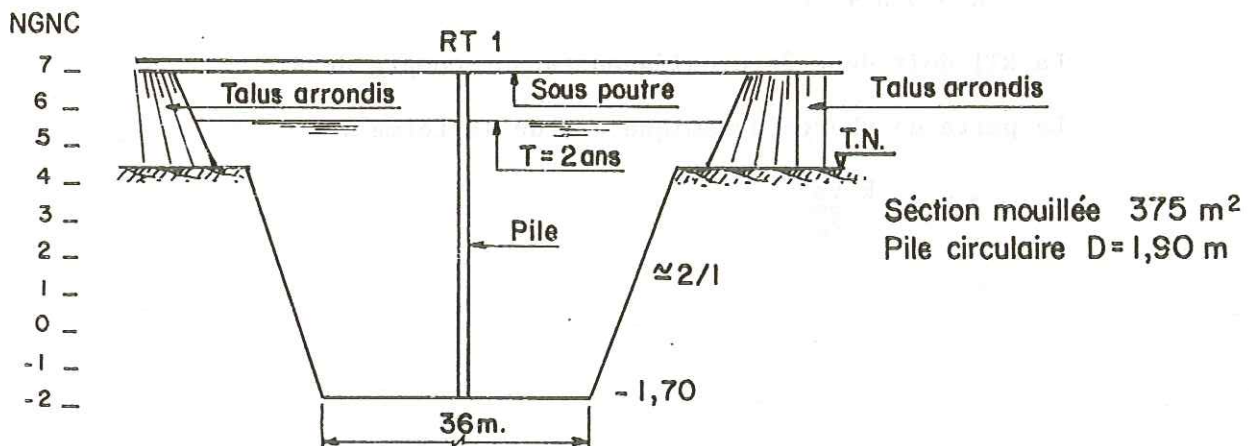
$B$  largeur de l'écoulement en lit majeur rive gauche (P14)

$D_o$  Débitance dans l'état naturel,

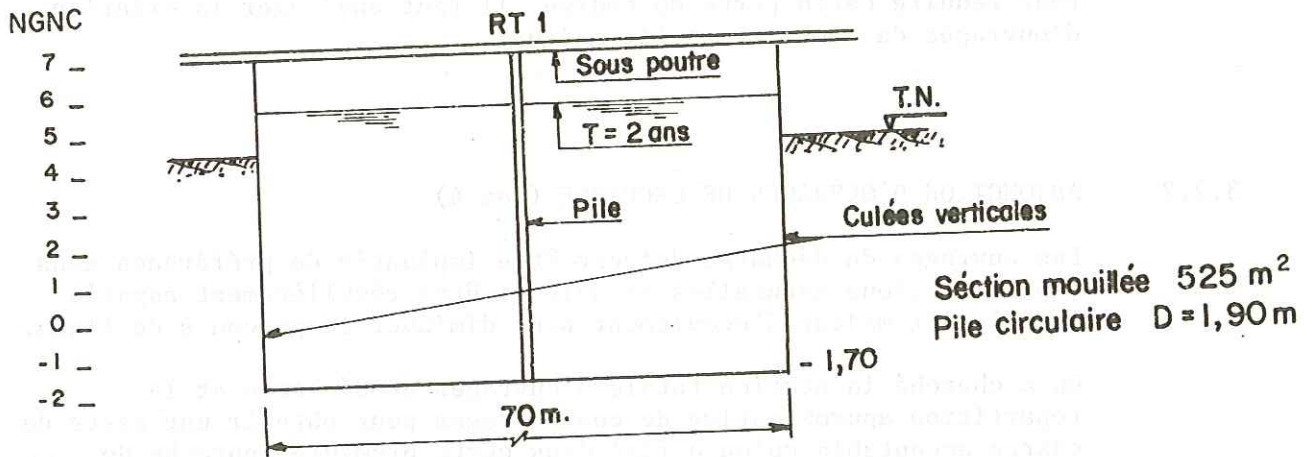
$D_s$  Débitance moyenne du lit mineur sur le tronçon du franchissement.

Les calculs ont été effectués dans les trois cas suivants envisageables explicités par les schémas ci-dessous :

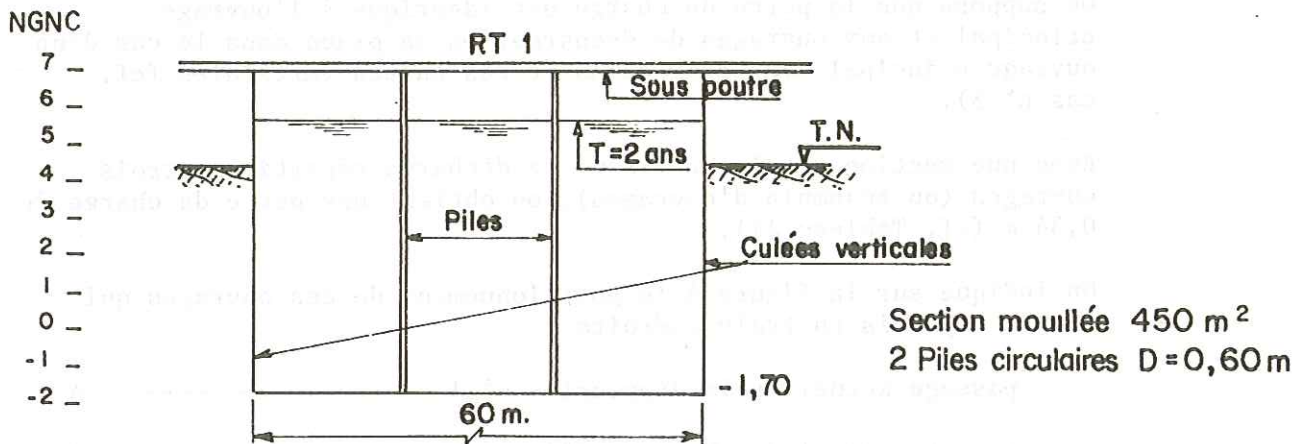
#### Cas 1



Cas 2



Cas 3





Les résultats obtenus sont donnés au tableau A1 de l'annexe A.

On remarque que la perte de charge est très élevée (de l'ordre de 1 m) et en grande partie créée par l'allongement du parcours de l'écoulement dû à l'excentricité de l'ouvrage.

Pour réduire cette perte de charge, il faut envisager la création d'ouvrages de décharge en lit majeur.

### 3.2.2 ADJONCTION D'OUVRAGES DE DECHARGE (cas 4)

Les ouvrages de décharge doivent être implantés de préférence dans les dépressions naturelles et doivent être régulièrement espacés dans le lit majeur d'écoulement pour diminuer le parcours de l'eau.

On a cherché la section totale d'ouvrages de décharge et la répartition approximative de ces ouvrages pour obtenir une perte de charge acceptable qu'on a fixé dans cette première approche de l'ordre de 0,30 m. La perte de charge créée par un ouvrage de décharge se compose comme pour l'ouvrage principal :

. d'un terme dynamique

$$DHC = 1,5 \frac{V^2}{2g} \text{ (valable pour un dalot)}$$

V : vitesse sous l'ouvrage

. d'un terme de frottement évalué selon le même principe que pour l'ouvrage principal.

On suppose que la perte de charge est identique à l'ouvrage principal et aux ouvrages de décharge. On se place dans le cas d'un ouvrage principal avec deux piles et des culées verticales (cf. cas n° 3).

Avec une section totale de 118 m<sup>2</sup> de décharge répartie en trois ouvrages (ou ensemble d'ouvrages), on obtient une perte de charge de 0,34 m (cf. Tableau A1).

On indique sur la figure 4 le positionnement de ces ouvrages qui seront répartis en trois endroits :

passage actuel de la dépression n° 1 \_\_\_\_\_ A

passage actuel des buses Ø 800 \_\_\_\_\_ B

passage actuel de la dépression n° 2 \_\_\_\_\_ C

Les cotes de calage de fond de ces ouvrages qui seraient surcreusés par rapport au terrain naturel et les ouvertures totales pourraient être les suivantes :

| Ouvrages | Cote de fond | Ouverture (m) | Hauteur (m) |
|----------|--------------|---------------|-------------|
| A        | 1,65         | 15            | 4,0         |
| B        | 2,15         | 8             | 3,50        |
| C        | 2,45         | 9             | 3,20        |

Les ouvrages A, B, C seraient des ponts cadres ou des groupes de dalots de 3,0 m d'ouverture chacun réalisés sur place.

Ces ouvrages peuvent paraître importants, mais il faut souligner que le talus de la route, rendu insubmersible pour la crue décennale, force, sans ouvrage de décharge, 400 m<sup>3</sup>/s à revenir vers l'ouvrage principal complètement excentré par rapport au franchissement naturel. Les ouvrages prévus acceptent 190 m<sup>3</sup>/s soit 50 % du débit franchissant la RTI dans l'état actuel, le reste, soit 780 m<sup>3</sup>/s passant sous l'ouvrage principal à deux piles et 60 m d'ouverture.

Pour avoir une idée de l'impact du remous créé vers l'amont, on a calculé la propagation d'un remous de 0,34 m, compte tenu d'un débit de l'ordre de 200 m<sup>3</sup>/s évacué par les ouvrages de décharge (c'est-à-dire quittant le lit d'écoulement conformément à la procédure développée pour le calcul du cyclone GYAN § 2.2.2 b).

| Profil | Remous (n) |                                                                                                                           |
|--------|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| P15    | 0,34       |                                                                                                                           |
| P16    | 0,25       | Effet des décharges latérales plus faibles par les ouvrages de décharge que par déversement sur la RTI dans l'état actuel |
| P17    | 0,30       |                                                                                                                           |
| P18    | 0,29       |                                                                                                                           |
| P19    | 0,26       |                                                                                                                           |
| P20    | 0,22       |                                                                                                                           |
| P21    | 0,17       |                                                                                                                           |
| P22    | 0,11       |                                                                                                                           |
| P23    | 0,09       |                                                                                                                           |
| P24    | 0,05       |                                                                                                                           |

### 3.2.3 CONCLUSION

Ce premier essai de calage hydraulique de la RTI pour une mise hors d'eau de la route avec une période de retour de 2 ans est le suivant, pour un remous admissible de l'ordre de 0,30 m à 0,35 m par rapport à l'état actuel :

- Ouvrage principal constitué d'une ouverture rectangulaire de 60 m comportant deux piles en rivière de 0,60 m de largeur (tête arrondie), et muni de murs en aile à 60° à l'amont (angle compté par rapport à l'axe de la route). La cote sous-poutre serait calée à 6,19 + 1 m, soit 7,20 NGNC.
- Trois groupes d'ouvrages de décharge situés aux points A, B, C (cf. figure 4) et totalisant une section de 118 m<sup>2</sup> sous la cote au 5,65 NGNC (cote crue biennale, aval RTI ou P14).
- La RTI pourrait être calée selon la ligne de charge future entre les profils P15 et P19, c'est-à-dire entre les cotes 6,30 près du pont et 7,00 à l'aval de Naïna (point D).

Le calage adopté garantit que les crues de débit supérieur à la crue biennale créeront une perte de charge à peu près identique ou inférieure à celle obtenue pour la crue biennale (au maximum 0,38 m pour la crue quinquennale de 1850 m<sup>3</sup>/s).

Selon le calage adopté, on a trouvé les résultats suivants pour la crue quinquennale.

| Débit total<br>(m <sup>3</sup> /s) | Niveau aval<br>RTI<br>(NGNC) | Perte de<br>charge<br>(m) | Débit sous<br>l'ouvrage<br>principal<br>(m) | Vitesse<br>sous l'ouvrage<br>principal<br>(m/s) | Débit<br>sur la RTI<br>(m <sup>3</sup> /s) | Débit sous les<br>ouvrages se<br>décharge<br>(m <sup>3</sup> /s) | Vitesse dans<br>les ouvrages<br>de décharge<br>(m/s) |
|------------------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------------------------|--------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| 1850                               | 6,69                         | 0,37                      | 1170                                        | 2,3                                             | 400                                        | 280                                                              | 2,1                                                  |

Pour limiter le remous, il faut caler la RTI au plus près de la ligne d'eau biennale calculée le long du talus amont de la RTI. Il faut éviter de prendre une revanche car on augmenterait alors le remous pour certaines crues plus fortes, tant que le débit de surverse ne serait pas suffisamment important.



## Chapitre 4

### ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT AMENAGE (deuxième phase)

#### 4.1 POSITION DU PROBLEME

Après étude des résultats de première phase (chapitre 3) le SARH, en concertation avec les services des Ponts et Chaussées, a proposé l'étude des aménagements suivants :

- . élargissement de l'ouvrage principal,
  - pile unique en rivière cylindrique de 1,70 m de diamètre,
  - culées "boîte" à parements verticaux et murs en retour à 90° posés en lit majeur,
  - nettoyage du lit mineur entre les sections P13 et P19 (ou P20),
  - création d'un chenal de crue de 20 à 30 m de large entre les profils P16 et P23, correspondant à une dépression naturelle en rive droite,
  - éventuellement, coupure de la boucle entre les profils P8 et P10.

Dans ces conditions, le SARH espère que les ouvrages de décharge pourront être diminués en section.

Par ailleurs, les Travaux Publics souhaitent caler la RT1 au plus bas possible.

Pour analyser le problème, il faut prendre en compte trois éléments distincts :

- . ce qui dépend de l'aval de la RT1 (capacité du lit),
- . ce qui dépend de la RT1 elle-même (talus et ouvrages de franchissement),
- . ce qui dépend de l'amont de la RT1 (capacité du lit).



Le calage de la RT1, pour être le plus bas possible, implique à la fois un niveau aval bas et un remous minimal.

Le niveau aval bas est indépendant de la RT1 : il ne dépend que de la capacité d'écoulement du lit à l'aval. Pour abaisser les niveaux, il faut augmenter la débitance ce qui peut être obtenu par un recalibrage. Mais le seuil anti-sel s'oppose à l'efficacité à terme d'une telle mesure. De plus, le SARH n'envisage pas un recalibrage important de l'aval (sauf peut-être une coupure de boucle). La diminution des niveaux amont peut être obtenue par divers moyens dont ceux proposés par le SARH et les Travaux Publics qui ont pour but de limiter l'importance des ouvrages de décharge (nettoyage du lit amont, chenal de décharge latéral).

Il est par ailleurs possible selon les Travaux Publics de jouer sur l'ouvrage principal en augmentant son ouverture pour limiter au maximum le remous.

Il n'est pratiquement pas envisageable de tenir compte de l'effet d'un nettoyage du cours d'eau car on ne peut pas être sûr de l'entretien à terme. Une telle mesure serait certainement efficace mais à condition qu'elle soit suivie dans le temps. Mais on ne peut pas raisonnablement retenir une telle hypothèse.

En conclusion, on étudiera :

- . l'impact de la coupure de boucle sur les niveaux aval,
- . l'impact cumulé d'un élargissement du pont et de la réalisation du chenal de décharge rive droite sur les niveaux amont.

#### 4.2 IMPACT DE LA COUPURE DE BOUCLE

On a supposé que la boucle située entre les profils P8 et P10 était coupée ce qui raccourcit la largeur d'écoulement en lit mineur. Le calcul montre que cette mesure n'a qu'un effet minime à l'aval de la RT1 (de l'ordre de 2 centimètres), insuffisant pour contribuer à l'aménagement envisagé. Cependant il faut souligner l'intérêt de cette coupure de boucle pour les petites crues à la limite du débordement ou avant débordement qui transportent des sédiments. En effet, l'abaissement de niveau créé par la coupure améliorera le transport solide et viendra compenser en partie l'effet contraire du seuil anti-sel.

Ainsi pour une crue de  $105 \text{ m}^3/\text{s}$  sous la RT1 l'abaissement à l'amont de la coupure de boucle, avec présence du barrage anti-sel, est de 0,18 m. La sédimentation possible de 0,60 m créée par le barrage pourrait être réduite à 0,45 m environ par cette mesure.

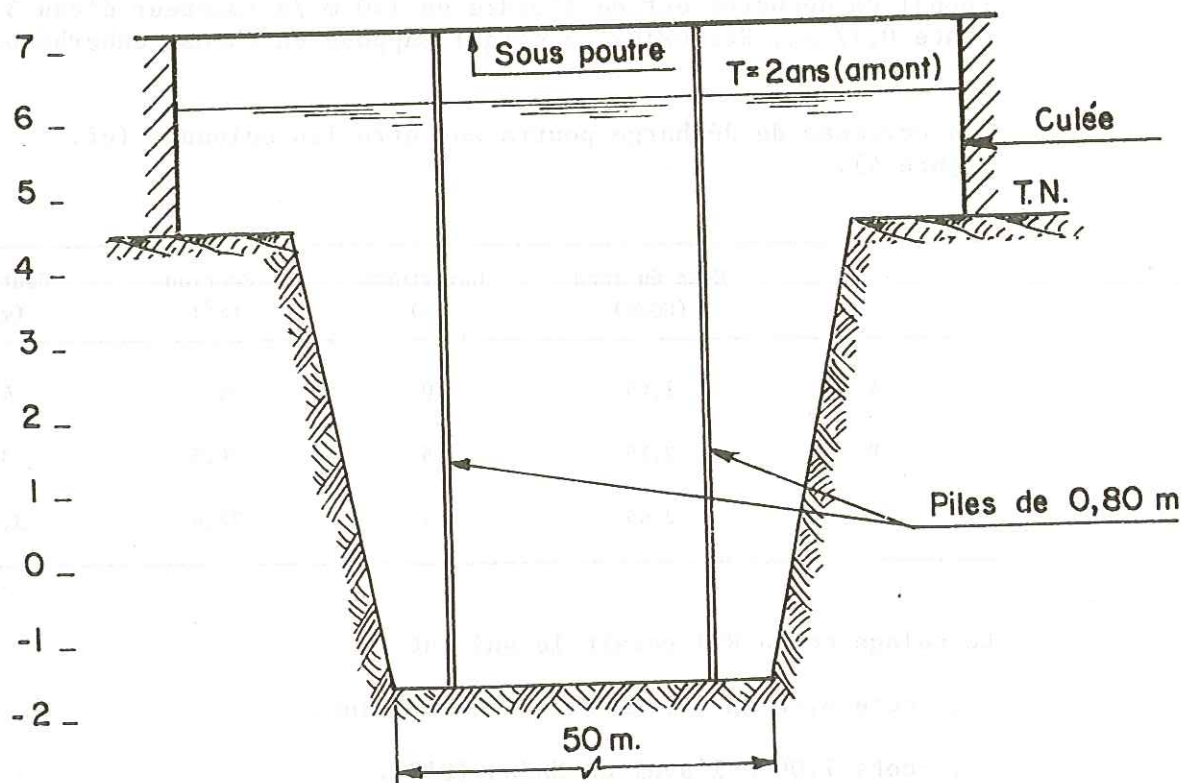
4.3

IMPACT DE L'AUGMENTATION D'OUVERTURE DE L'OUVRAGE PRINCIPAL ET DE LA  
CREATION D'UN CHENAL DE DECHARGE DE CRUE EN RIVE DROITE AMONT  
(cas 5)

Compte tenu des indications fournies par le SARH sur les travées types envisageables, on a retenu l'ouvrage dessiné ci-dessous.

Il est constitué de trois travées de 35 m avec deux piles circulaires en rivière de 0,80 m de diamètre. Les culées béton sont en lit majeur. Les murs d'entonnement et de restitution sont à 90° (c'est-à-dire perpendiculaires à l'axe de la RT1).

On a supposé que le chenal de crue rive droite amont avait une largeur à la base de 30 m et des talus à 2/1. Le fond du chenal est supposé tracé en première approximation entre les cotes +5 à l'amont (profil P5) et +3,40 NGNC à l'aval (profil PE). Sa longueur est d'environ 1400 m.



Avec 75 m<sup>2</sup> d'ouvrages de décharge en rive gauche, on obtient un remous de 0,41 m à l'amont immédiat de la RT1 (cf. tableau A3). Par ailleurs, la création du chenal de crue en rive droite de la Foa amont permet d'atténuer le remous vers l'amont comme le montre l'exemple suivant où on a propagé un remous de 0,41 m.

| Profil | Remous par rapport à l'état naturel<br>(m) |
|--------|--------------------------------------------|
| P15    | 0,41                                       |
| P16    | 0,32                                       |
| P17    | 0,35                                       |
| P18    | 0,29                                       |
| P19    | 0,22                                       |
| P20    | 0,14                                       |
| P21    | 0,07                                       |
| P22    | -0,03                                      |
| P23    | -0,04                                      |
| P24    | -0,02                                      |

Les valeurs obtenues sont admissibles. On retrouve dès le P18, le remous obtenu dans le cas 4 avec  $118 \text{ m}^2$ . Le débit évacué par le chenal de décharge est de l'ordre de  $140 \text{ m}^3/\text{s}$  (hauteur d'eau 3,20 m, pente 0,77 ‰, Strickler 23 ce qui suppose un chenal enherbé bien entretenu).

Les ouvrages de décharge pourraient être les suivants (cf. figure 4).

|   | Cote du fond<br>(NGNC) | Ouverture<br>(m) | Section<br>( $\text{m}^2$ ) | Hauteur<br>(m) |
|---|------------------------|------------------|-----------------------------|----------------|
| A | 1,65                   | 10               | 28                          | 4              |
| B | 2,15                   | 5                | 24,5                        | 3,5            |
| C | 2,45                   | 5                | 22,4                        | 3,2            |

Le calage de la RT1 serait le suivant :

- . cote 6,40 au niveau du franchissement,
- . cote 7,00 à l'aval de Naïna (P19).

On rappelle qu'il ne faut pas prendre de revanche vis-à-vis de ces cotes pour éviter un remous plus important pour des crues plus élevées.

La cote sous-poutre de l'ouvrage principal serait à 7,25 NGNC.



## Chapitre 5

### ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ETAT AMENAGE (troisième phase)

#### 5.1 POSITION DU PROBLEME

Après étude des résultats de deuxième phase (chapitre 4) le SARH a demandé quelques calculs complémentaires à SOGREAH de façon à mieux cerner les possibilités d'aménagement.

Les points à envisager sont les suivants :

- . effet d'un élargissement du lit mineur aval sur 10 m de large et 1500 m de long environ,
- . calcul des ouvrages de décharge nécessaires pour deux valeurs de remous acceptables de l'ordre de 0,40 m et 0,60 m dans le cas des crues de période de retour  $T = 2$  ans et  $T = 5$  ans,
- . effet d'un approfondissement du chenal rive droite amont.

#### 5.2 EFFET D'UN ELARGISSEMENT DU LIT MINEUR AVAL

On a calculé l'effet d'un élargissement de 10 m de la section aval à la cote -1,0 NGNC, sur 1500 m environ à l'aval du franchissement (soit un volume de 60 000 m<sup>3</sup> environ) dans le cas des crues de période de retour 2 et 5 ans. On obtient les résultats suivants au P14 :

- .  $T = 2$  ans, abaissement de 0,07 m par rapport à l'état actuel.
- .  $T = 5$  ans, abaissement de 0,06 m par rapport à l'état actuel.

Cette mesure ne paraît donc pas très intéressante puisqu'elle demande un investissement important pour des résultats faibles. De plus un entretien sera nécessaire car l'effet conjugué du barrage anti-sel et de l'élargissement conduira à des dépôts qui tendront à diminuer l'effet atteint.

### 5.3 ETUDE DES OUVRAGES DE DECHARGE

On a supposé en accord avec le SARH que l'ouvrage principal proposé convenait. Il crée en effet une perte de charge dynamique raisonnable. La perte de charge par frottement est fonction des ouvrages de décharge mis en place et ne dépend pratiquement pas de l'ouverture de cet ouvrage principal.

On a donc calculé pour divers cas d'insubmersibilité et de remous acceptables les sections d'ouvrage de décharge nécessaire (tableaux A3 et A4).

Les cas suivants ont été étudiés pour des remous variant entre 0,40 m et 0,80 m :

|                                     |       |                        |
|-------------------------------------|-------|------------------------|
| crue biennale                       | _____ | 970 m <sup>3</sup> /s  |
| crue quinquennale (hypothèse basse) | _____ | 1540 m <sup>3</sup> /s |
| crue quinquennale (hypothèse haute) | _____ | 1850 m <sup>3</sup> /s |
| crue décennale (hypothèse basse)    | _____ | 1940 m <sup>3</sup> /s |

On a aussi calculé le remous qui serait observé si tout le débit était concentré sous l'ouvrage principal (tableau A5).

La figure 6 résume les résultats obtenus.

### 5.4 ETUDE DE L'IMPACT DU CHENAL DE CRUE RIVE DROITE AMONT

On a supposé que le chenal pouvait être plus profond que dans l'hypothèse retenue au § 4.3.

Le chenal aurait une largeur de 30 m au plafond avec des talus à 2/1. Le fond varierait entre les cotes +2,0 NGNC à l'aval (profil PE) et +3,65 NGNC à l'amont (profil PS). Cependant le déversement à l'amont dans le chenal ne devrait pas commencer avant un débit suffisamment élevé (par exemple 250 à 300 m<sup>3</sup>/s) de façon à conserver la capacité d'autocurage du lit mineur.

Il ne paraît pas par ailleurs souhaitable d'avoir un chenal plus profond de façon à conserver le fond hors d'eau en temps normal et à éviter ainsi le développement de végétation.

Dans ces conditions, on a réalisé deux calculs dans des cas nettement différents.

- a. Mise hors d'eau de la RT1 (ouvrage principal cas 5) pour la crue biennale de  $970 \text{ m}^3/\text{s}$ , remous maximal accepté à l'amont immédiat de la RT1 0,51 m, ce qui correspond aux conditions suivantes :
  - . section d'ouvrage de décharge  $50 \text{ m}^2$  (trois ouvrages)
  - . débit dans les ouvrages de décharge  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- b. Mise hors d'eau de la RT1 (ouvrage principal cas 5) pour la crue décennale de  $1940 \text{ m}^3/\text{s}$  (hypothèse basse), remous maximal accepté à l'amont immédiat de la RT1, 0,69 m ce qui correspond aux conditions suivantes :
  - . section d'ouvrage de décharge  $200 \text{ m}^2$  (soit 4 groupes d'ouvrage),
  - . débit sous les ouvrages de décharge  $545 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Remarquons que dans ce cas le remous pour la crue de  $1540 \text{ m}^3/\text{s}$  serait de 0,44 m et le remous pour la crue biennale serait inférieur à 0,30 m.

L'évolution des remous par rapport à l'état naturel dans les deux cas précédents sont donnés ci-dessous. Les débits dérivés dans le chenal de crue rive droite sont :

- . cas a)  $220 \text{ m}^3/\text{s}$
- . cas b)  $350 \text{ m}^3/\text{s}$

| Profil | Remous cas a) | Remous cas b) |
|--------|---------------|---------------|
| P15    | 0,51          | 0,69          |
| P16    | 0,42          | 0,71          |
| P17    | 0,43          | 0,74          |
| P18    | 0,34          | 0,67          |
| P19    | 0,23          | 0,55          |
| P20    | 0,14          | 0,42          |
| P21    | 0,05          | 0,33          |
| P22    | -0,10         | 0,12          |
| P23    | -0,11         | 0,06          |
| P24    | -0,06         | 0,02          |



Dans le cas a), le remous décroît rapidement à 0,40 m puis 0,30 m. Dans le cas b), le remous se maintient à 0,70 m jusqu'au P18 avant de décroître rapidement.

## 5.5 CONCLUSION

A l'issue de cette étude, on s'oriente donc vers un ouvrage principal avec deux piles de 0,80 m de diamètre en rivière et des culées béton en lit majeur. Le lit mineur serait élargi de façon à offrir une largeur de 50 m au plafond (talus à 2/1).

L'ouvrage serait constitué de trois travées de 35 m.

La sous-poutre sera calée à la cote  $Z_p$  telle que :

- .  $Z_p = Z_o + DH + R$
- .  $Z_o$  Cote de la crue, pour laquelle on veut rendre la RT1 insubmersible, dans l'état actuel, au droit de l'ouvrage futur (P15).
- .  $DH$  Remous créé par le talus de la RT1
- .  $R$  Revanche de sécurité contre les corps flottants ( $R = +1,0$  m conseillé).

La future RT1 (points hauts de la route) sera calée grâce à la ligne de charge de la crue retenue pour l'insubmersibilité de la route, entre les profils P15 et P17, dans l'état futur. On ne prendra pas de revanche pour ne pas accroître le remous de crues plus fortes, à moins que l'on admette une telle configuration.

La méthodologie est la suivante :

- . choix d'une crue (débit  $Q_o$ ) contre laquelle on veut se prémunir,
- . calcul du niveau  $Z_o$  dans l'état actuel au profil P15 (figure 4),
- . choix d'un remous admissible  $DH$ ,
- . calcul de la section  $S'$  et du débit de décharge  $Q'$  correspondant au débit  $Q_o$  et au remous  $DH$  (figure 6),
- . calcul de la ligne de charge future en amont du profil P15 (modèle mathématique FOAC) à partir du niveau aval  $Z_o + DH$ , pour le débit aval  $Q_o - Q'$ , sachant que le débit  $Q'$  quitte le lit majeur rive gauche d'écoulement de la rivière conformément à la répartition linéaire donnée au tableau 1 § 2.2.2 et que le chenal de crue rive droite prélève un débit  $Q''$  en rive droite amont (profil P22) et le restitue près du pont (P16).  $Q''$  est calculé par itérations successives,

la ligne rouge de la RT1 est alors calée selon la ligne de charge précédente c'est-à-dire :

- cote  $Z_0 + DH$  près du pont principal,
- cote de charge du P19 au point D (figure 5).

Dans les cas a) et b) on obtient les résultats figurant dans le tableau page suivante :

Il est impératif que le profil en long redescende après le pont principal pour remonter progressivement vers le point D. On assure ainsi le déversement des crues supérieures à la crue de projet.

#### Ouvrages de décharge

Les ouvrages de décharge seront choisis préférentiellement aux points A et C, puis B. On donne dans les chapitres précédents des exemples de calage. Ces ouvrages de décharge ont été calculés en supposant que l'entonnement et la restitution étaient soignés.

L'entonnement à l'amont est réalisé grâce à un seuil en arc de cercle dirigeant les eaux vers l'ouvrage. La longueur L de ce seuil est à peu près égal à 3,5 à 4 fois l'ouverture de l'ouvrage.

A l'aval, une bonne restitution des eaux est obtenue en prolongeant la surprofondeur de l'ouvrage par rapport au terrain naturel sur une longueur équivalente à L. La figure 7 présente le schéma d'un tel ouvrage pour une ouverture de 10 m.

Les abords ainsi que les zones de convergence et divergence doivent être tenus sans végétation autre que de l'herbe basse. Si un fossé poursuit l'ouvrage vers l'aval (ce qui est souhaitable), le nettoyage, voire l'élargissement de ce fossé ne peuvent qu'améliorer le fonctionnement de l'ouvrage et un ressuyage en fin de crue.

Comme la mise hors d'eau de la RT1 conduit à dériver plus de débit vers l'ouvrage principal et donc à diminuer le débit qui transitait sur le lit majeur au droit du franchissement, il est possible que sous certaines conditions de fonctionnement (fonction de la crue de l'affluent aval Fö Nimoulou, de l'état de surface du lit majeur à l'aval de la RT1) une dénivelée supérieure à celle calculée (avec un souci de sécurité) pour le dimensionnement des ouvrages de décharge soit observée.

Dans ces conditions, un débit et une vitesse plus importante se produiront sous l'ouvrage (par exemple une dénivelée de 0,60 m au lieu de 0,40 m supposés).

Si on admet une dénivelée possible supérieure de 50 % à celle choisie pour le dimensionnement des ouvrages de décharge, les vitesses sous l'ouvrage seront majorées d'environ 25 %. Il faut en tenir compte pour protéger par des enrochements adaptés le débouché de l'ouvrage sur quelques mètres.

Par ailleurs le report de débit du lit majeur RG vers l'ouvrage principal conduit à envisager de privilégier dans le dimensionnement les ouvrages de décharge situés plus près de l'ouvrage principal. Ainsi on a intérêt à avoir plus de section au point A, qu'en B et C.

Enfin le chenal de crue de RD aménagé en amont de la RTI devra avoir un entonnement soigné permettant la dérivation du débit de crue au-dessus de la capacité actuelle du lit mineur et pas avant.

Le talus aval de la RTI sera protégé dans les zones de déversement préférentielles situées près du pont principal.



| Crue                           | Q<br>(m <sup>3</sup> /s) | Z <sub>0</sub> (P15)<br>(NGNC) | DH<br>(m) | S'<br>(m <sup>2</sup> ) | Q'<br>(m <sup>3</sup> /s) | Q''<br>(m <sup>3</sup> /s) | Cote<br>sous-poutre<br>Z <sub>p</sub> * NGNC | Cotes RTL    |            |
|--------------------------------|--------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------------------------|--------------|------------|
|                                |                          |                                |           |                         |                           |                            |                                              | Près du pont | au point D |
| Biennale                       | 970                      | 5,85                           | 0,51      | 50                      | 110                       | 220                        | 7,35                                         | 6,50         | 7,00       |
| Décennale<br>(Hypothèse basse) | 1940                     | 7,00                           | 0,69      | 200                     | 545                       | 350                        | 8,70                                         | 7,90         | 8,35       |

\* Revanche + 1,0 m

Annexe A

CALCUL DES PERTES DE CHARGE

A1 - CAS 1 à 4 (Chapitre 3)

Mise hors d'eau crue biennale ( $970 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Calcul du remous pour plusieurs ouvrages principaux sans et avec ouvrages de décharge.

A2 - CAS 4 (Chapitre 3)

Mise hors d'eau crue biennale ( $970 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Impact d'une crue quinquennale ( $1850 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

A3 - CAS 5 (Chapitres 4 et 5)

Mise hors d'eau pour une crue biennale ( $970 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et pour une crue quinquennale (hypothèse basse  $1540 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Détermination des ouvrages de décharge pour divers remous admissibles de 0,40 m, 0,50 m, 0,60 m et 0,80 m.

A4 - CAS 5 (Chapitre 5)

Mise hors d'eau pour une crue quinquennale (hypothèse haute  $1850 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et pour une crue décennale (hypothèse basse  $1940 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Détermination des ouvrages de décharge pour divers remous admissibles de 0,40 m, 0,60 m et 0,80 m.

A5 - CAS 5 (chapitre 5)

Calcul des remous sans ouvrages de décharge pour les crues de  $970 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $1540 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $1850 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $1940 \text{ m}^3/\text{s}$ .

FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE LA FOA PAR LA RT1 A LA FOA  
=====

|                                                 | CAS 1  | CAS 2  | CAS 3  | CAS 4  |
|-------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| DEBIT DE CRUE (M3/S)                            | 970,00 | 970,00 | 970,00 | 970,00 |
| DEBIT SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M3/S)           | 970,00 | 970,00 | 970,00 | 780,00 |
| DEBIT DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)        |        |        |        | 190,00 |
| SECTION SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M2)           | 376,00 | 525,00 | 450,00 | 450,00 |
| SECTION TOTALE D OUVRAGES DE DECHARGE RG (M2)   |        |        |        | 118,00 |
| NOMBRE D OUVRAGES DE DECHARGE RG                |        |        |        | 3,00   |
| LARGEUR MOYENNE D UN OUVRAGE DE DECHARGE RG (M) |        |        |        | 11,20  |
| ENFONCEMENT/T.N.DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M) |        |        |        | 2,50   |
| VITESSE SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M/S)          | 2,58   | 1,85   | 2,16   | 1,73   |
| VITESSE SOUS LES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S) |        |        |        | 1,61   |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE CINETIQUE (M)           | 0,34   | 0,17   | 0,23   | 0,10   |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE PAR FROTTEMENT (M)      | 0,83   | 0,83   | 0,87   | 0,24   |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE CINETIQUE (M)        | neant  | neant  | neant  | 0,20   |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE PAR FROTTEMENT (M)   | neant  | neant  | neant  | 0,14   |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE DE CHARGE TOTALE (M)    | 1,17   | 0,99   | 1,10   | 0,34   |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE DE CHARGE TOTALE (M) | neant  | neant  | neant  | 0,33   |

legende:

- cas 1: ouvrage principal unique ouverture 70m; culees noyees;  
pile centrale circulaire d=1,9m;
- cas 2: ouvrage principal unique ouverture 70m; culees verticales;  
pile centrale circulaire d=1,9m; murs en ailes a 45 ou 60 degres
- cas 3: ouvrage principal unique ouverture 60m; culees verticales;  
2 piles centrales circulaires d=0,6m; murs en ailes a 45 ou 60 degres
- cas 4: ouvrage principal ouverture 60m; culees verticales;  
2 piles centrales circulaires d=0,6m; murs en ailes a 45 ou 60 degres



## FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE LA FOA PAR LA RT1 A LA FOA

=====

## CAS 4

|                                                  |         |
|--------------------------------------------------|---------|
| DEBIT DE CRUE (M3/S)                             | 1850,00 |
| DEBIT SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M3/S)            | 1170,00 |
| DEBIT DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)         | 280,00  |
| SECTION SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M2)            | 510,00  |
| SECTION TOTALE D OUVRAGES DE DECHARGE RG (M2)    | 135,00  |
| NOMBRE D OUVRAGES DE DECHARGE RG                 | 3,00    |
| LARGEUR MOYENNE D UN OUVRAGE DE DECHARGE RG (M)  | 12,85   |
| ENFONCEMENT/T.N. DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M) | 2,50    |
| VITESSE SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M/S)           | 2,29    |
| VITESSE SOUS LES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)  | 2,07    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE CINETIQUE (M)            | 0,20    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE PAR FROTTEMENT (M)       | 0,18    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE CINETIQUE (M)         | 0,33    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE PAR FROTTEMENT (M)    | 0,04    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE DE CHARGE TOTALE (M)     | 0,38    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE DE CHARGE TOTALE (M)  | 0,37    |

## legende:

cas 4: ouvrage principal ouverture 60m; culées verticales;  
2 piles centrales circulaires d=0,6m; murs en ailes

FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE LA FOA PAR LA RT1 A LA FOA

|                                                 | CAS 5  | CAS 5  | CAS 5  | CAS 5  | CAS 5   | CAS 5   | CAS 5   |
|-------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| DEBIT DE CROZ (M3/S)                            | 970,00 | 970,00 | 970,00 | 970,00 | 1540,00 | 1540,00 | 1540,00 |
| DEBIT SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M3/S)           | 830,00 | 860,00 | 890,00 | 938,00 | 1260,00 | 1190,00 | 1110,00 |
| DEBIT DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)        | 140,00 | 110,00 | 80,00  | 32,00  | 280,00  | 350,00  | 430,00  |
| SECTION SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M2)           | 529,00 | 529,00 | 529,00 | 529,00 | 603,00  | 603,00  | 603,00  |
| SECTION TOTALE D OUVRAGES DE DECHARGE RG (M2)   | 75,00  | 50,00  | 31,50  | 10,50  | 95,00   | 142,00  | 210,00  |
| NOMBRE D OUVRAGES DE DECHARGE RG                | 3,00   | 3,00   | 3,00   | 2,00   | 3,00    | 3,00    | 4,00    |
| LARGEUR MOYENNE D UN OUVRAGE DE DECHARGE RG (M) | 7,15   | 4,75   | 3,00   | 1,50   | 9,04    | 12,85   | 15,00   |
| ENFONCEMENT/T.N.DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M) | 2,50   | 2,50   | 2,50   | 2,50   | 2,50    | 2,50    | 2,50    |
| VITESSE SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M/S)          | 1,57   | 1,63   | 1,68   | 1,77   | 2,09    | 1,97    | 1,84    |
| VITESSE SOUS LES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S) | 1,87   | 2,20   | 2,54   | 3,05   | 2,95    | 2,46    | 2,05    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE CINETIQUE (M)           | 0,10   | 0,12   | 0,14   | 0,17   | 0,24    | 0,20    | 0,15    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE PAR FROTTEMENT (M)      | 0,31   | 0,39   | 0,48   | 0,65   | 0,55    | 0,41    | 0,26    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE CINETIQUE (M)        | 0,27   | 0,37   | 0,49   | 0,71   | 0,66    | 0,46    | 0,32    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE PAR FROTTEMENT (M)   | 0,13   | 0,13   | 0,12   | 0,09   | 0,15    | 0,15    | 0,09    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE DE CHARGE TOTALE (M)    | 0,41   | 0,51   | 0,61   | 0,81   | 0,80    | 0,60    | 0,41    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE DE CHARGE TOTALE (M) | 0,40   | 0,50   | 0,61   | 0,80   | 0,81    | 0,62    | 0,41    |

legende:

cas 5: ouvrage principal ouverture 105m ;culees verticales en lit majeur ; 2 piles circulaires d=0,60m

## FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE LA FOA PAR LA RTI A LA FOA

=====

|                                                 | CAS 5   | CAS 5   | CAS 5   | CAS 5   | CAS 5   | CAS 5   |
|-------------------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| DEBIT DE CRUE (M3/S)                            | 1850,00 | 1850,00 | 1850,00 | 1940,00 | 1940,00 | 1940,00 |
| DEBIT SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M3/S)           | 1400,00 | 1320,00 | 1220,00 | 1440,00 | 1350,00 | 1250,00 |
| DEBIT DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)        | 450,00  | 530,00  | 630,00  | 500,00  | 590,00  | 690,00  |
| SECTION SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M2)           | 640,00  | 640,00  | 640,00  | 650,00  | 650,00  | 650,00  |
| SECTION TOTALE D OUVRAGES DE DECHARGE RG (M2)   | 152,00  | 203,00  | 290,00  | 165,00  | 230,00  | 320,00  |
| NOMBRE D OUVRAGES DE DECHARGE RG                | 3,00    | 4,00    | 5,00    | 4,00    | 4,00    | 5,00    |
| LARGEUR MOYENNE D UN OUVRAGE DE DECHARGE RG (M) | 14,50   | 14,50   | 16,60   | 11,80   | 16,40   | 18,30   |
| ENFONCEMENT/T.N.DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M) | 2,50    | 2,50    | 2,50    | 2,50    | 2,50    | 2,50    |
| VITESSE SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M/S)          | 2,19    | 2,06    | 1,91    | 2,22    | 2,08    | 1,92    |
| VITESSE SOUS LES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S) | 2,96    | 2,61    | 2,17    | 3,03    | 2,57    | 2,16    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE CINETIQUE (M)           | 0,27    | 0,22    | 0,17    | 0,28    | 0,23    | 0,17    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE PAR FROTTEMENT (M)      | 0,53    | 0,39    | 0,24    | 0,52    | 0,37    | 0,23    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE CINETIQUE (M)        | 0,67    | 0,52    | 0,36    | 0,70    | 0,50    | 0,36    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE PAR FROTTEMENT (M)   | 0,14    | 0,10    | 0,06    | 0,11    | 0,09    | 0,06    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE DE CHARGE TOTALE (K)    | 0,80    | 0,61    | 0,41    | 0,80    | 0,60    | 0,40    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE DE CHARGE TOTALE (M) | 0,81    | 0,62    | 0,42    | 0,81    | 0,60    | 0,41    |

## legende:

cas 5: ouvrage principal ouverture 105m ;culees verticales en lit majeur ; 2 piles circulaires d=0,60m



## FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE LA FOA

=====

|                                                  | CAS 5  | CAS 5   | CAS 5   | CAS 5   |
|--------------------------------------------------|--------|---------|---------|---------|
| DEBIT DE CRUE (M3/S)                             | 970.00 | 1540.00 | 1850.00 | 1940.00 |
| DEBIT SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M3/S)            | 970.00 | 1540.00 | 1850.00 | 1940.00 |
| DEBIT DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)         | 0.00   | 0.00    | 0.00    | 0.00    |
| SECTION SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M2)            | 529.00 | 603.00  | 640.00  | 650.00  |
| SECTION TOTALE D OUVRAGES DE DECHARGE RG (M2)    | 0.00   | 0.00    | 0.00    | 0.00    |
| NOMBRE D OUVRAGES DE DECHARGE RG                 | 0.00   | 0.00    | 0.00    | 0.00    |
| LARGEUR MOYENNE D UN OUVRAGE DE DECHARGE RG (M)  | 0.00   | 0.00    | 0.00    | 0.00    |
| ENFONCEMENT/T.N. DES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M) | 0.00   | 0.00    | 0.00    | 0.00    |
| VITESSE SOUS L OUVRAGE PRINCIPAL (M/S)           | 1.83   | 2.55    | 2.89    | 2.98    |
| VITESSE SOUS LES OUVRAGES DE DECHARGE RG (M3/S)  |        |         |         |         |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE CINETIQUE (M)            | 0.19   | 0.45    | 0.63    | 0.69    |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE PAR FROTTEMENT (M)       | 0.77   | 1.38    | 1.72    | 1.83    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE CINETIQUE (M)         | neant  | neant   | neant   | neant   |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE PAR FROTTEMENT (M)    | neant  | neant   | neant   | neant   |
| OUVRAGE PRINCIPAL PERTE DE CHARGE TOTALE (M)     | 0.96   | 1.83    | 2.36    | 2.52    |
| OUVRAGES DECHARGE RG PERTE DE CHARGE TOTALE (M)  | neant  | neant   | neant   | neant   |

## legende:

cas 5: ouvrage principal ouverture 105m poutres verticales en lit majeur ;

Annexe B

CALCUL DE LIGNES D'EAU

ETAT ACTUEL - (modèle FOA) Chapitre 2

- B1 Calage crue GYAN (aval RT1)
- B2 Calage crue GYAN (amont RT1)
- B3 à B6 Calcul des écoulements dans la Foa aval pour divers débits
- B7 Calcul crue biennale (970 m<sup>3</sup>/s) Foa aval RT1
- B8 Calcul crue biennale (970 m<sup>3</sup>/s) Foa amont RT1
- B9 Calcul crue quinquennale (1850 m<sup>3</sup>/s) Foa aval RT1
- B10 Calcul crue quinquennale (1850 m<sup>3</sup>/s) Foa amont RT1
- B11 Calcul crue décennale (1940 m<sup>3</sup>/s Foa) amont RT1

ETAT PROJET - Cas 4 (modèle FOA1) chapitre 3

- B 12 Calcul crue biennale (970 m<sup>3</sup>/s) - Remous 0,34 m

ETAT PROJET - Cas 5, chenal rive droite (modèle FOAC), chapitre 4

- B 13 Calcul crue biennale (970 m<sup>3</sup>/s) - Remous 0,41 m

ETAT PROJET - Impact élargissement Foa aval de 10 m sur 1500 m (modèle FOAA)  
chapitre 5

B 14      Calcul crues biennale et quinquennale - Foa aval RT1

ETAT PROJET - Cas 5 chenal rive droite (modèle FOAC) chapitre 5

B 15      Calcul crue biennale (970 m<sup>3</sup>/s) - Remous 0,51 m

B 16      Calcul crue décennale (1940 m<sup>3</sup>/s) - Remous 0,69 m.

oOo



SOGREAH 08-12-1987 - 12:29:18

Programme EDOFERM - Modèle FCA

Calcul n° 55 GYAN

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(km) | DEBIT<br>(m <sup>3</sup> /s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|------------------------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 1650.00                      | 6.50          | 1.81             | 6.66          |
| P13   | 4.710      | 1800.00                      | 6.15          | 1.51             | 6.27          |
| P12   | 4.980      | 1800.00                      | 6.00          | 0.78             | 6.03          |
| P8    | 5.230      | 1800.00                      | 5.81          | 1.02             | 5.86          |
| P7    | 5.400      | 1800.00                      | 5.72          | 1.34             | 5.81          |
| P6    | 5.730      | 1800.00                      | 5.54          | 1.10             | 5.61          |
| P5    | 6.070      | 2150.00                      | 5.39          | 1.18             | 5.46          |
| P4    | 6.540      | 2150.00                      | 5.14          | 1.40             | 5.24          |
| P3    | 6.960      | 2150.00                      | 4.80          | 1.93             | 4.99          |
| P2    | 7.420      | 2150.00                      | 4.31          | 1.95             | 4.51          |
| P1    | 7.820      | 2150.00                      | 3.90          | 1.52             | 4.02          |

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P1

DEBIT NIVEAU

2150.00 3.900

DEBIT INTRODUIT AU POINT P5

350.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P13

150.00

SOBREA 08-12-1987 - 18:46:56

Programme ECOMPERM - Modèle foa

Calcul n° 58 FOA AMONT RT1 GYAN

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 1650.00         | 9.32          | 0.66             | 9.34          |
| P23   | 0.810      | 1650.00         | 8.77          | 2.68             | 9.14          |
| P22   | 1.300      | 1650.00         | 8.38          | 1.61             | 8.52          |
| P21   | 2.050      | 1650.00         | 7.88          | 0.77             | 7.91          |
| P20   | 2.600      | 1650.00         | 7.71          | 1.24             | 7.79          |
| P19   | 3.000      | 1440.00         | 7.46          | 1.06             | 7.52          |
| P18   | 3.260      | 1183.00         | 7.22          | 1.94             | 7.41          |
| P17   | 3.530      | 890.00          | 7.04          | 1.49             | 7.16          |
| P16   | 3.850      | 725.00          | 6.88          | 1.29             | 6.96          |
| P15   | 4.050      | 725.00          | 6.70          | 1.94             | 6.89          |

CONDITIONS AUX LIMITES , Point aval P15

DEBIT NIVEAU

725.00 6.700

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

-165.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-293.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-257.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-210.00

SOGREAH 04-16-1987 - 11:02:58

Programme ECOPERM - Modèle FOA

Calcul n° 35 FGA AVAL

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P1

| DEBIT   | NIVEAU |
|---------|--------|
| 300.00  | 1.850  |
| 500.00  | 2.400  |
| 800.00  | 2.850  |
| 1200.00 | 3.200  |
| 1500.00 | 3.400  |
| 2000.00 | 3.800  |
| 2400.00 | 4.050  |
| 2930.00 | 4.350  |

DEBIT INTRODUIT AU POINT P5

50.00  
80.00  
130.00  
195.00  
245.00  
325.00  
390.00  
480.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P13

20.00  
35.00  
55.00  
80.00  
105.00  
140.00  
165.00  
200.00

PARAMETRES DU CALCUL :

Option en cas de non convergence : régime critique  
 Nbre de cycles maximum = 10 Précision absolue = .001 mètres  
 Nom du point amont = P14 Nom du point aval = P1  
 Calcul des charges  
 Résultats stockés sur fichier  
 Fichier résultat conservé  
 PONT : coefficient A = .237 coefficient B = 1.93



SOGREAH 04-16-1987 -- 11:04:17

Programme ECOFERM -- Modèle FOA

Calcul n° 35

FOA AVAL

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 230.00          | 3.84          | 1.28             | 3.93          |
| P13   | 4.710      | 250.00          | 3.62          | 1.37             | 3.72          |
| P12   | 4.980      | 250.00          | 3.51          | 0.86             | 3.55          |
| P8    | 5.230      | 250.00          | 3.20          | 0.76             | 3.23          |
| P7    | 5.400      | 250.00          | 3.14          | 1.14             | 3.20          |
| P6    | 5.730      | 250.00          | 2.98          | 0.91             | 3.02          |
| P5    | 6.070      | 300.00          | 2.84          | 1.11             | 2.90          |
| P4    | 6.540      | 300.00          | 2.62          | 1.18             | 2.69          |
| P3    | 6.960      | 300.00          | 2.41          | 1.14             | 2.48          |
| P2    | 7.420      | 300.00          | 2.13          | 1.28             | 2.22          |
| P1    | 7.820      | 300.00          | 1.85          | 1.50             | 1.96          |

Ligne d'eau n° 2

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 385.00          | 4.50          | 1.56             | 4.62          |
| P13   | 4.710      | 420.00          | 4.18          | 1.83             | 4.35          |
| P12   | 4.980      | 420.00          | 4.03          | 0.74             | 4.05          |
| P8    | 5.230      | 420.00          | 3.79          | 0.77             | 3.82          |
| P7    | 5.400      | 420.00          | 3.73          | 1.09             | 3.79          |
| P6    | 5.730      | 420.00          | 3.59          | 0.82             | 3.62          |
| P5    | 6.070      | 500.00          | 3.47          | 0.92             | 3.52          |
| P4    | 6.540      | 500.00          | 3.24          | 1.52             | 3.36          |
| P3    | 6.960      | 500.00          | 2.99          | 1.27             | 3.07          |
| P2    | 7.420      | 500.00          | 2.70          | 1.30             | 2.79          |
| P1    | 7.820      | 500.00          | 2.40          | 1.67             | 2.54          |

Ligne d'eau n° 3

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 615.00          | 5.05          | 1.80             | 5.21          |
| P13   | 4.710      | 670.00          | 4.71          | 1.71             | 4.86          |
| P12   | 4.980      | 670.00          | 4.55          | 0.71             | 4.57          |
| P8    | 5.230      | 670.00          | 4.33          | 0.84             | 4.37          |
| P7    | 5.400      | 670.00          | 4.26          | 1.15             | 4.33          |
| P6    | 5.730      | 670.00          | 4.11          | 0.86             | 4.15          |
| P5    | 6.070      | 800.00          | 4.00          | 0.94             | 4.04          |
| P4    | 6.540      | 800.00          | 3.76          | 1.49             | 3.88          |
| P3    | 6.960      | 800.00          | 3.49          | 1.45             | 3.60          |
| P2    | 7.420      | 800.00          | 3.15          | 1.44             | 3.26          |
| P1    | 7.820      | 800.00          | 2.85          | 1.55             | 2.97          |

SOGREAH 04-16-1987 - 11:04:34

Programme ECOPERM - Modèle FOA

Calcul n° 35 FOA AVAL

Ligne d'eau n° 4

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 925.00          | 5.57          | 1.84             | 5.75          |
| P13   | 4.710      | 1005.00         | 5.23          | 1.61             | 5.36          |
| P12   | 4.980      | 1005.00         | 5.07          | 0.73             | 5.09          |
| P8    | 5.230      | 1005.00         | 4.86          | 0.91             | 4.91          |
| P7    | 5.400      | 1005.00         | 4.78          | 1.23             | 4.86          |
| P6    | 5.730      | 1005.00         | 4.62          | 0.94             | 4.66          |
| P5    | 6.070      | 1200.00         | 4.49          | 1.02             | 4.54          |
| P4    | 6.540      | 1200.00         | 4.25          | 1.44             | 4.35          |
| P3    | 6.960      | 1200.00         | 3.95          | 1.63             | 4.09          |
| P2    | 7.420      | 1200.00         | 3.55          | 1.65             | 3.69          |
| P1    | 7.820      | 1200.00         | 3.20          | 1.57             | 3.32          |

Ligne d'eau n° 5

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 1150.00         | 5.89          | 1.80             | 6.06          |
| P13   | 4.710      | 1255.00         | 5.55          | 1.56             | 5.68          |
| P12   | 4.980      | 1255.00         | 5.40          | 0.76             | 5.43          |
| P8    | 5.230      | 1255.00         | 5.19          | 0.95             | 5.24          |
| P7    | 5.400      | 1255.00         | 5.11          | 1.28             | 5.19          |
| P6    | 5.730      | 1255.00         | 4.94          | 1.00             | 4.99          |
| P5    | 6.070      | 1500.00         | 4.79          | 1.08             | 4.85          |
| P4    | 6.540      | 1500.00         | 4.55          | 1.42             | 4.65          |
| P3    | 6.960      | 1500.00         | 4.24          | 1.75             | 4.39          |
| P2    | 7.420      | 1500.00         | 3.79          | 1.79             | 3.95          |
| P1    | 7.820      | 1500.00         | 3.40          | 1.60             | 3.53          |

Ligne d'eau n° 6

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 1535.00         | 6.36          | 1.76             | 6.52          |
| P13   | 4.710      | 1675.00         | 6.02          | 1.51             | 6.14          |
| P12   | 4.980      | 1675.00         | 5.87          | 0.77             | 5.90          |
| P8    | 5.230      | 1675.00         | 5.68          | 1.01             | 5.73          |
| P7    | 5.400      | 1675.00         | 5.59          | 1.32             | 5.68          |
| P6    | 5.730      | 1675.00         | 5.41          | 1.08             | 5.47          |
| P5    | 6.070      | 2000.00         | 5.26          | 1.15             | 5.33          |
| P4    | 6.540      | 2000.00         | 5.01          | 1.40             | 5.11          |
| P3    | 6.960      | 2000.00         | 4.69          | 1.89             | 4.87          |
| P2    | 7.420      | 2000.00         | 4.21          | 1.91             | 4.39          |
| P1    | 7.820      | 2000.00         | 3.80          | 1.52             | 3.92          |



SOGREAH 04-16-1987 - 11:04:53

Programme ECOPERM - Modèle FOA

Calcul n° 35

FOA AVAL

Ligne d'eau n° 7

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 1845.00         | 6.69          | 1.75             | 6.84          |
| P13   | 4.710      | 2010.00         | 6.36          | 1.49             | 6.47          |
| P12   | 4.980      | 2010.00         | 6.21          | 0.79             | 6.24          |
| P8    | 5.230      | 2010.00         | 6.02          | 1.05             | 6.08          |
| P7    | 5.400      | 2010.00         | 5.93          | 1.36             | 6.02          |
| P6    | 5.730      | 2010.00         | 5.75          | 1.14             | 5.81          |
| P5    | 6.070      | 2400.00         | 5.59          | 1.21             | 5.66          |
| P4    | 6.540      | 2400.00         | 5.33          | 1.40             | 5.43          |
| P3    | 6.960      | 2400.00         | 4.99          | 2.00             | 5.19          |
| P2    | 7.420      | 2400.00         | 4.48          | 2.02             | 4.69          |
| P1    | 7.820      | 2400.00         | 4.05          | 1.53             | 4.17          |

Ligne d'eau n° 8

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 2250.00         | 7.08          | 1.73             | 7.23          |
| P13   | 4.710      | 2450.00         | 6.75          | 1.48             | 6.87          |
| P12   | 4.980      | 2450.00         | 6.61          | 0.82             | 6.65          |
| P8    | 5.230      | 2450.00         | 6.43          | 1.10             | 6.49          |
| P7    | 5.400      | 2450.00         | 6.33          | 1.41             | 6.43          |
| P6    | 5.730      | 2450.00         | 6.15          | 1.21             | 6.22          |
| P5    | 6.070      | 2930.00         | 5.98          | 1.29             | 6.07          |
| P4    | 6.540      | 2930.00         | 5.72          | 1.42             | 5.82          |
| P3    | 6.960      | 2930.00         | 5.35          | 2.14             | 5.58          |
| P2    | 7.420      | 2930.00         | 4.80          | 2.16             | 5.04          |
| P1    | 7.820      | 2930.00         | 4.35          | 1.55             | 4.47          |

Dep

SOGREAH 04-16-1987 - 11:59:00

Programme ECOMPERM - Modèle FOA

Calcul n° 37 FOA AVAL T=2

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 970.00          | 5.65          | 1.82             | 5.82          |
| P13   | 4.710      | 1060.00         | 5.31          | 1.59             | 5.43          |
| P12   | 4.980      | 1060.00         | 5.15          | 0.73             | 5.18          |
| P8    | 5.230      | 1060.00         | 4.95          | 0.91             | 4.99          |
| P7    | 5.400      | 1060.00         | 4.86          | 1.24             | 4.94          |
| P6    | 5.730      | 1060.00         | 4.70          | 0.95             | 4.75          |
| P5    | 6.070      | 1265.00         | 4.57          | 1.03             | 4.62          |
| P4    | 6.540      | 1265.00         | 4.33          | 1.42             | 4.43          |
| P3    | 6.960      | 1265.00         | 4.04          | 1.64             | 4.18          |
| P2    | 7.420      | 1265.00         | 3.64          | 1.64             | 3.78          |
| P1    | 7.820      | 1265.00         | 3.30          | 1.49             | 3.41          |

Calcul n° 37 FOA AVAL T=2

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P1

DEBIT NIVEAU

1265.00 3.300

DEBIT INTRODUIT AU POINT P5

205.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P13

90.00



CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

570.00 5.850

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

-71.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-127.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-111.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-91.00

SOGREAH 04-30-1987 - 10:53:38

Programme ECDPERM - Modèle foa

Calcul n° 52 FOA T=2 ANS ETAT NATUREL

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 970.00          | 8.34          | 0.68             | 8.37          |
| P23   | 0.810      | 970.00          | 7.87          | 2.13             | 8.10          |
| P22   | 1.300      | 970.00          | 7.57          | 1.44             | 7.67          |
| P21   | 2.050      | 970.00          | 7.11          | 0.73             | 7.14          |
| P20   | 2.600      | 970.00          | 6.93          | 1.11             | 7.00          |
| P19   | 3.000      | 879.00          | 6.73          | 0.97             | 6.77          |
| P18   | 3.260      | 768.00          | 6.49          | 1.94             | 6.68          |
| P17   | 3.530      | 641.00          | 6.29          | 1.68             | 6.43          |
| P16   | 3.850      | 570.00          | 6.07          | 1.55             | 6.19          |
| P15   | 4.050      | 570.00          | 5.85          | 2.15             | 6.08          |

SOGREAH 04-16-1987 - 12:01:59

Programme ECOPERM - Modèle FOA

Calcul n° 38 FOA AVAL T=5

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m <sup>3</sup> /s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|------------------------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 1850.00                      | 6.69          | 1.74             | 6.85          |
| P13   | 4.710      | 2020.00                      | 6.36          | 1.50             | 6.48          |
| P12   | 4.980      | 2020.00                      | 6.22          | 0.80             | 6.25          |
| P8    | 5.230      | 2020.00                      | 6.03          | 1.05             | 6.08          |
| P7    | 5.400      | 2020.00                      | 5.93          | 1.37             | 6.03          |
| P6    | 5.730      | 2020.00                      | 5.76          | 1.14             | 5.82          |
| P5    | 6.070      | 2410.00                      | 5.60          | 1.22             | 5.67          |
| P4    | 6.540      | 2410.00                      | 5.34          | 1.40             | 5.44          |
| P3    | 6.960      | 2410.00                      | 4.99          | 2.00             | 5.20          |
| P2    | 7.420      | 2410.00                      | 4.48          | 2.03             | 4.69          |
| P1    | 7.820      | 2410.00                      | 4.05          | 1.54             | 4.17          |

Calcul n° 38 FOA AVAL T=5

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P1

DEBIT NIVEAU

2410.00 4.050

DEBIT INTRODUIT AU POINT P5

390.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P13

170.00

SOGREAH 10-29-1987 - 13:29:03

Programme ECOFERM - Modèle foa

Calcul n° 59 FOA ETAT NATUREL T=5

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 1850.00         | 9.56          | 0.67             | 9.53          |
| P23   | 0.810      | 1850.00         | 8.99          | 2.78             | 9.38          |
| P22   | 1.300      | 1850.00         | 8.58          | 1.65             | 8.72          |
| P21   | 2.050      | 1850.00         | 8.07          | 0.79             | 8.11          |
| P20   | 2.600      | 1850.00         | 7.89          | 1.28             | 7.98          |
| P19   | 3.000      | 1657.00         | 7.64          | 1.12             | 7.70          |
| P18   | 3.260      | 1314.00         | 7.39          | 1.97             | 7.59          |
| P17   | 3.530      | 1012.00         | 7.20          | 1.56             | 7.33          |
| P16   | 3.850      | 765.00          | 7.03          | 1.28             | 7.11          |
| P15   | 4.050      | 765.00          | 6.85          | 1.93             | 7.04          |

Calcul n° 59 FOA ETAT NATUREL T=5

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

765.00 6.850

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

-247.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-302.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-343.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-193.00



## Programme ECOPERM - Modèle FOA

Calcul n° 67 FOA ACTUEL 1940 M3/S

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 1940.00         | 9.67          | 0.68             | 9.69          |
| P23   | 0.810      | 1940.00         | 9.08          | 2.83             | 9.49          |
| P22   | 1.300      | 1940.00         | 8.67          | 1.67             | 8.82          |
| P21   | 2.050      | 1940.00         | 8.16          | 0.80             | 8.20          |
| P20   | 2.600      | 1940.00         | 7.98          | 1.29             | 8.07          |
| P19   | 3.000      | 1678.00         | 7.73          | 1.09             | 7.79          |
| P18   | 3.260      | 1358.00         | 7.49          | 1.93             | 7.68          |
| P17   | 3.530      | 994.00          | 7.32          | 1.45             | 7.43          |
| P16   | 3.850      | 790.00          | 7.17          | 1.24             | 7.25          |
| P15   | 4.050      | 790.00          | 7.00          | 1.89             | 7.18          |

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

790.00 7.000

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

-204.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-364.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-320.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-262.00

SOGREAH 11-04-1987 - 12:12:37

Programme EDOPERM - Modèle FOA1

Calcul n° 64 FOA RT1 CALEE T=2 CAS 4

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 970.00          | 8.39          | 0.65             | 8.42          |
| P23   | 0.810      | 970.00          | 7.96          | 2.07             | 8.17          |
| P22   | 1.300      | 970.00          | 7.68          | 1.35             | 7.77          |
| P21   | 2.050      | 970.00          | 7.28          | 0.64             | 7.30          |
| P20   | 2.600      | 970.00          | 7.15          | 0.98             | 7.20          |
| P19   | 3.000      | 927.00          | 6.99          | 0.87             | 7.03          |
| P18   | 3.250      | 874.00          | 6.78          | 1.85             | 6.96          |
| P17   | 3.530      | 814.00          | 6.59          | 1.75             | 6.75          |
| P16   | 3.850      | 780.00          | 6.32          | 1.84             | 6.50          |
| P15   | 4.050      | 780.00          | 6.19          | 1.65             | 6.33          |

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

780.00 6.190

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

-34.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-60.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-53.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-43.00

SOSREAH 11-04-1987 - 12:15:47

Programme ECOPERM - Modèle FOAC

Calcul n° 74 FOA RT1 CALEE T=2 CAS 5

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 970.00          | 8.32          | 0.69             | 8.34          |
| P23   | 0.810      | 970.00          | 7.83          | 2.18             | 8.07          |
| P22   | 1.300      | 830.00          | 7.54          | 1.26             | 7.62          |
| P21   | 2.050      | 830.00          | 7.18          | 0.59             | 7.20          |
| P20   | 2.600      | 830.00          | 7.07          | 0.87             | 7.11          |
| P19   | 3.000      | 798.00          | 6.95          | 0.80             | 6.98          |
| P18   | 3.260      | 759.00          | 6.78          | 1.61             | 6.92          |
| P17   | 3.530      | 715.00          | 6.64          | 1.53             | 6.76          |
| P16   | 3.950      | 830.00          | 6.39          | 1.89             | 6.57          |
| P15   | 4.050      | 830.00          | 6.26          | 1.55             | 6.38          |

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

830.00 6.260

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

115.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-44.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-39.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-32.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P22

-140.00



## CONDITIONS AUX LIMITES , Point aval P1

DEBIT NIVEAU

|         |       |
|---------|-------|
| 1265.00 | 3.300 |
| 2410.00 | 4.050 |

## DEBIT INTRODUIT AU POINT P5

|        |
|--------|
| 205.00 |
| 390.00 |

## DEBIT INTRODUIT AU POINT P13

|        |
|--------|
| 90.00  |
| 170.00 |

SDGREAH 10-30-1987 - 17:28:53

Programme ECDPERM - Modèle FOAA

Calcul n° 63 FOA AVAL ELARGIE DE 10M

## Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 970.00          | 5.58          | 1.87             | 5.76          |
| P13   | 4.710      | 1060.00         | 5.25          | 1.51             | 5.37          |
| P12   | 4.980      | 1060.00         | 5.11          | 0.72             | 5.14          |
| P8    | 5.230      | 1060.00         | 4.92          | 0.88             | 4.96          |
| P7    | 5.400      | 1060.00         | 4.85          | 1.18             | 4.92          |
| P6    | 5.730      | 1060.00         | 4.70          | 0.95             | 4.75          |
| P5    | 6.070      | 1265.00         | 4.57          | 1.03             | 4.62          |
| P4    | 6.540      | 1265.00         | 4.33          | 1.42             | 4.43          |
| P3    | 6.960      | 1265.00         | 4.04          | 1.64             | 4.18          |
| P2    | 7.420      | 1265.00         | 3.64          | 1.64             | 3.78          |
| P1    | 7.820      | 1265.00         | 3.30          | 1.49             | 3.41          |

## Ligne d'eau n° 2

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m3/s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|
| P14   | 4.280      | 1850.00         | 6.63          | 1.74             | 6.79          |
| P13   | 4.710      | 2020.00         | 6.32          | 1.45             | 6.43          |
| P12   | 4.980      | 2020.00         | 6.19          | 0.78             | 6.22          |
| P8    | 5.230      | 2020.00         | 6.01          | 1.02             | 6.06          |
| P7    | 5.400      | 2020.00         | 5.92          | 1.32             | 6.01          |
| P6    | 5.730      | 2020.00         | 5.76          | 1.14             | 5.82          |
| P5    | 6.070      | 2410.00         | 5.60          | 1.22             | 5.67          |
| P4    | 6.540      | 2410.00         | 5.34          | 1.40             | 5.44          |
| P3    | 6.960      | 2410.00         | 4.99          | 2.00             | 5.20          |
| P2    | 7.420      | 2410.00         | 4.48          | 2.03             | 4.69          |
| P1    | 7.820      | 2410.00         | 4.05          | 1.54             | 4.17          |

## Programme ECOPEAH - Modèle FOAC

Calcul n° 77 FOA RT1 CALEE T=2 REMOUS 0.5M

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m <sup>3</sup> /s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|------------------------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 970.00                       | 8.28          | 0.71             | 8.31          |
| P23   | 0.810      | 970.00                       | 7.76          | 2.24             | 8.02          |
| P22   | 1.300      | 750.00                       | 7.47          | 1.18             | 7.54          |
| P21   | 2.050      | 750.00                       | 7.16          | 0.54             | 7.17          |
| P20   | 2.600      | 750.00                       | 7.07          | 0.79             | 7.10          |
| P19   | 3.000      | 725.00                       | 6.96          | 0.72             | 6.99          |
| P18   | 3.260      | 695.00                       | 6.83          | 1.43             | 6.94          |
| P17   | 3.530      | 660.00                       | 6.72          | 1.35             | 6.81          |
| P16   | 3.850      | 860.00                       | 6.49          | 1.86             | 6.66          |
| P15   | 4.050      | 860.00                       | 6.36          | 1.58             | 6.49          |

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

860.00 6.360

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

200.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-35.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-30.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-25.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P22

-220.00

SOGREAH 11-04-1997 - 19:26:15

Programme EDCPERM - Modèle FOAC

Calcul n° 79 FOA RT1 CALEE T=10 REMOUS 0.7M

Ligne d'eau n° 1

| POINT | PK<br>(Km) | DEBIT<br>(m <sup>3</sup> /s) | NIVEAU<br>(m) | VITESSE<br>(m/s) | CHARGE<br>(m) |
|-------|------------|------------------------------|---------------|------------------|---------------|
| P24   | 0.000      | 1940.00                      | 9.69          | 0.67             | 9.72          |
| P23   | 0.810      | 1940.00                      | 9.14          | 2.74             | 9.52          |
| P22   | 1.300      | 1590.00                      | 8.79          | 1.32             | 8.88          |
| P21   | 2.050      | 1590.00                      | 8.49          | 0.58             | 8.50          |
| P20   | 2.800      | 1590.00                      | 8.40          | 0.89             | 8.44          |
| P19   | 3.000      | 1485.00                      | 8.28          | 0.81             | 8.32          |
| P18   | 3.260      | 1315.00                      | 8.16          | 1.42             | 8.26          |
| P17   | 3.530      | 1142.00                      | 8.06          | 1.29             | 8.15          |
| P16   | 3.950      | 1395.00                      | 7.98          | 1.66             | 8.03          |
| P15   | 4.050      | 1395.00                      | 7.69          | 2.11             | 7.92          |

Dep

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval P15

DEBIT NIVEAU

1395.00 7.690

DEBIT INTRODUIT AU POINT P16

253.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P17

-173.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P18

-150.00

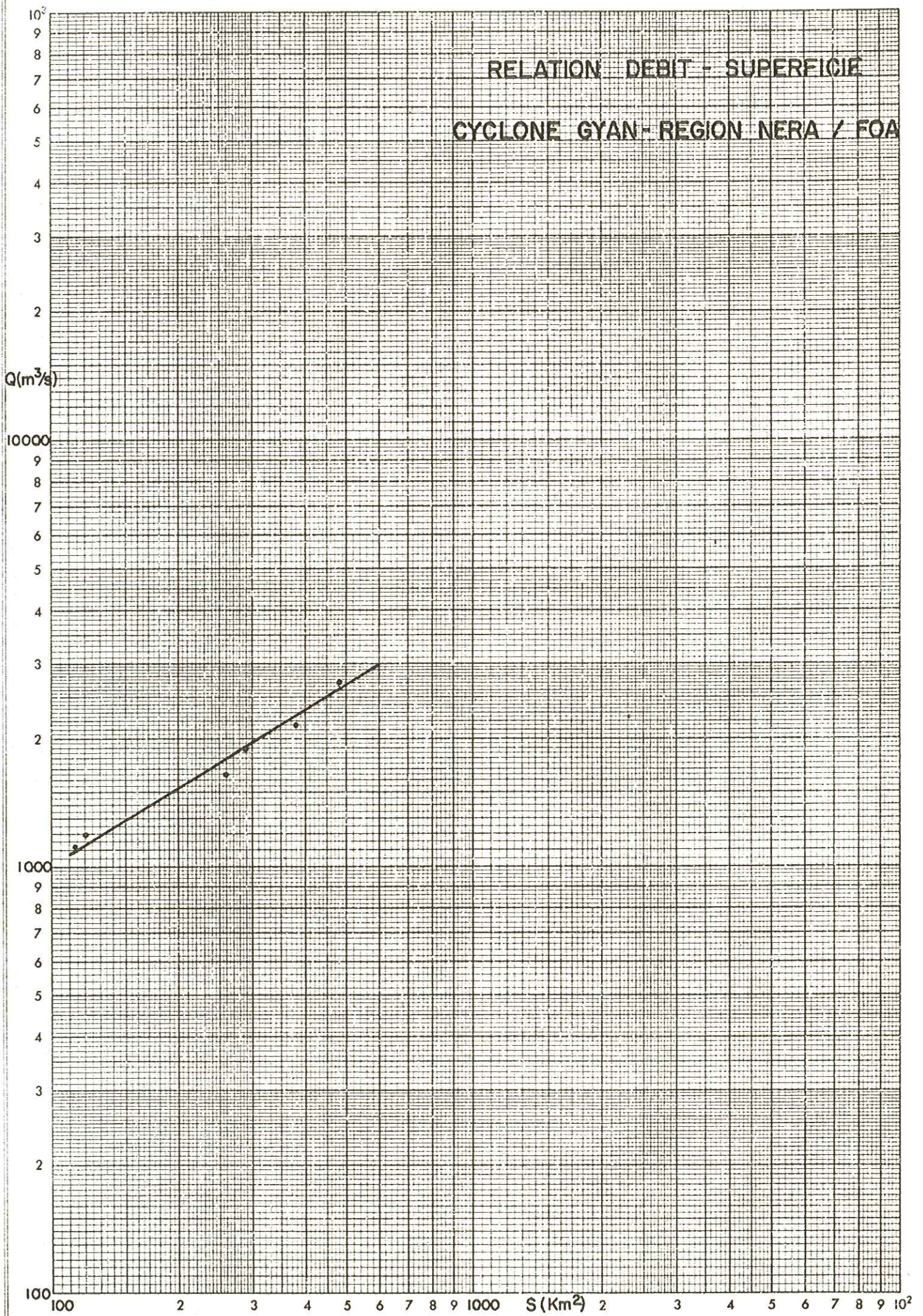
DEBIT INTRODUIT AU POINT P19

-125.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P22

-350.00



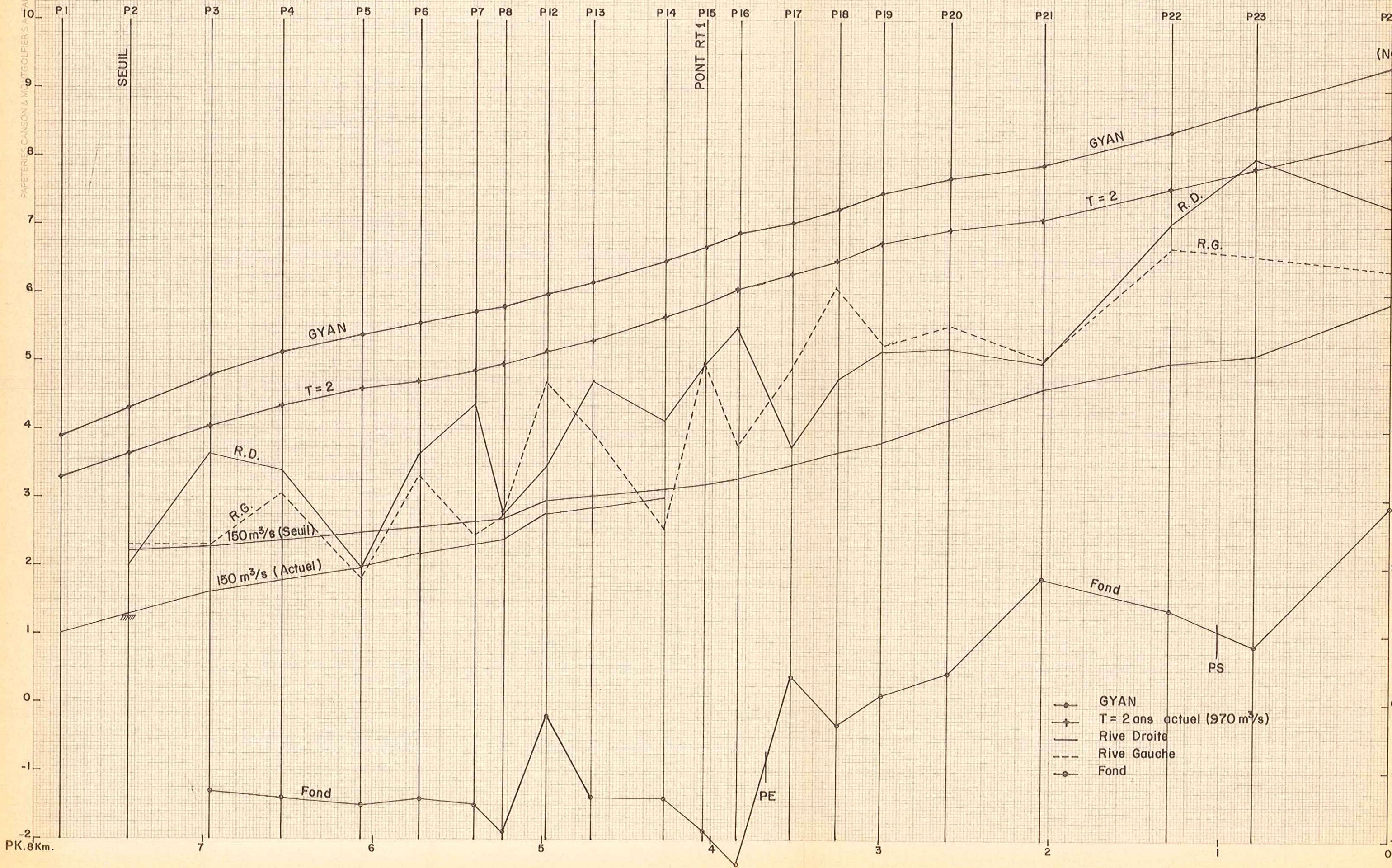




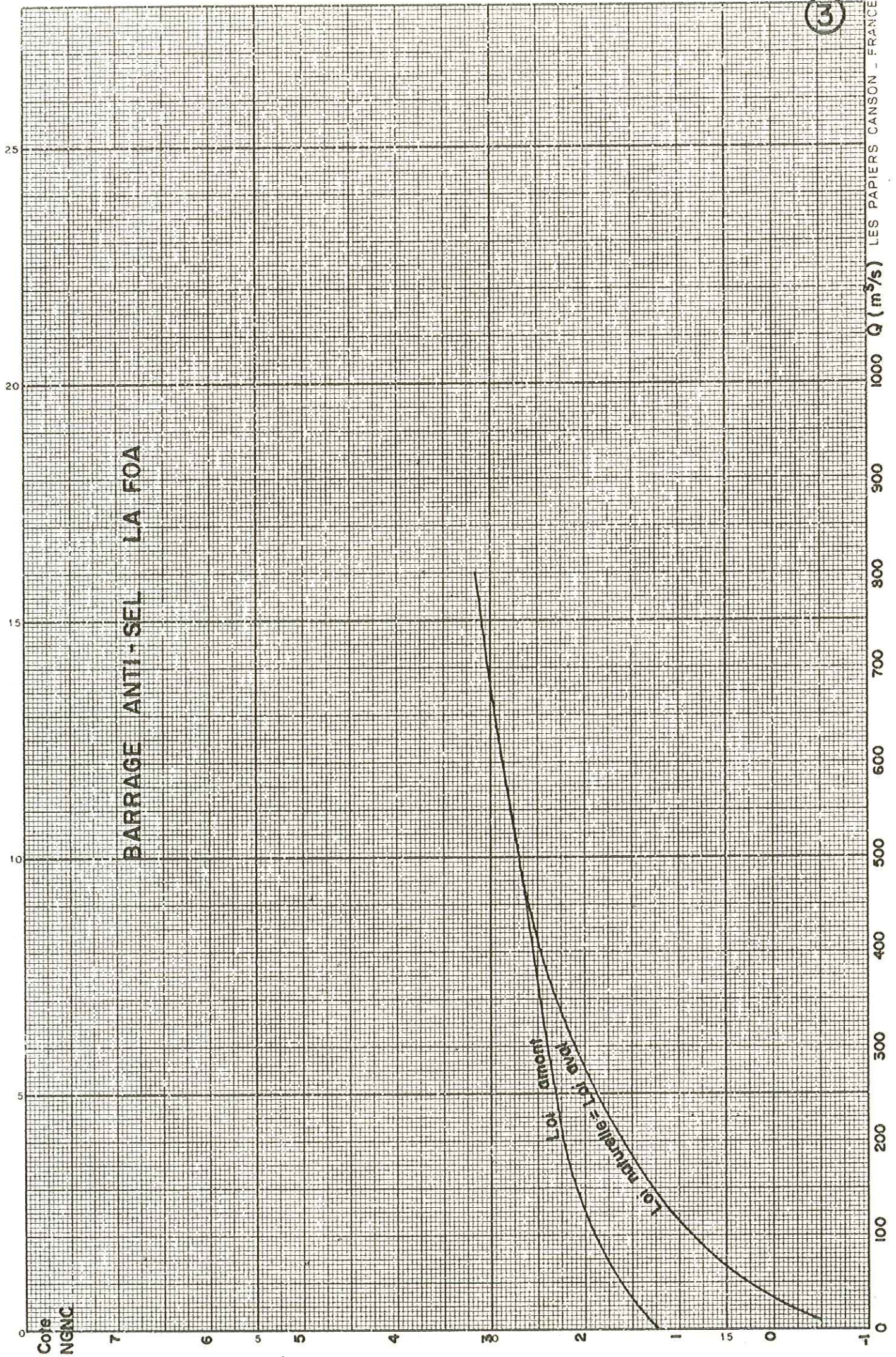
LA FOA

PAPETERIES CANSON & MOUTGOLFIER S.A. FABRIQUEUR EN FRANCE

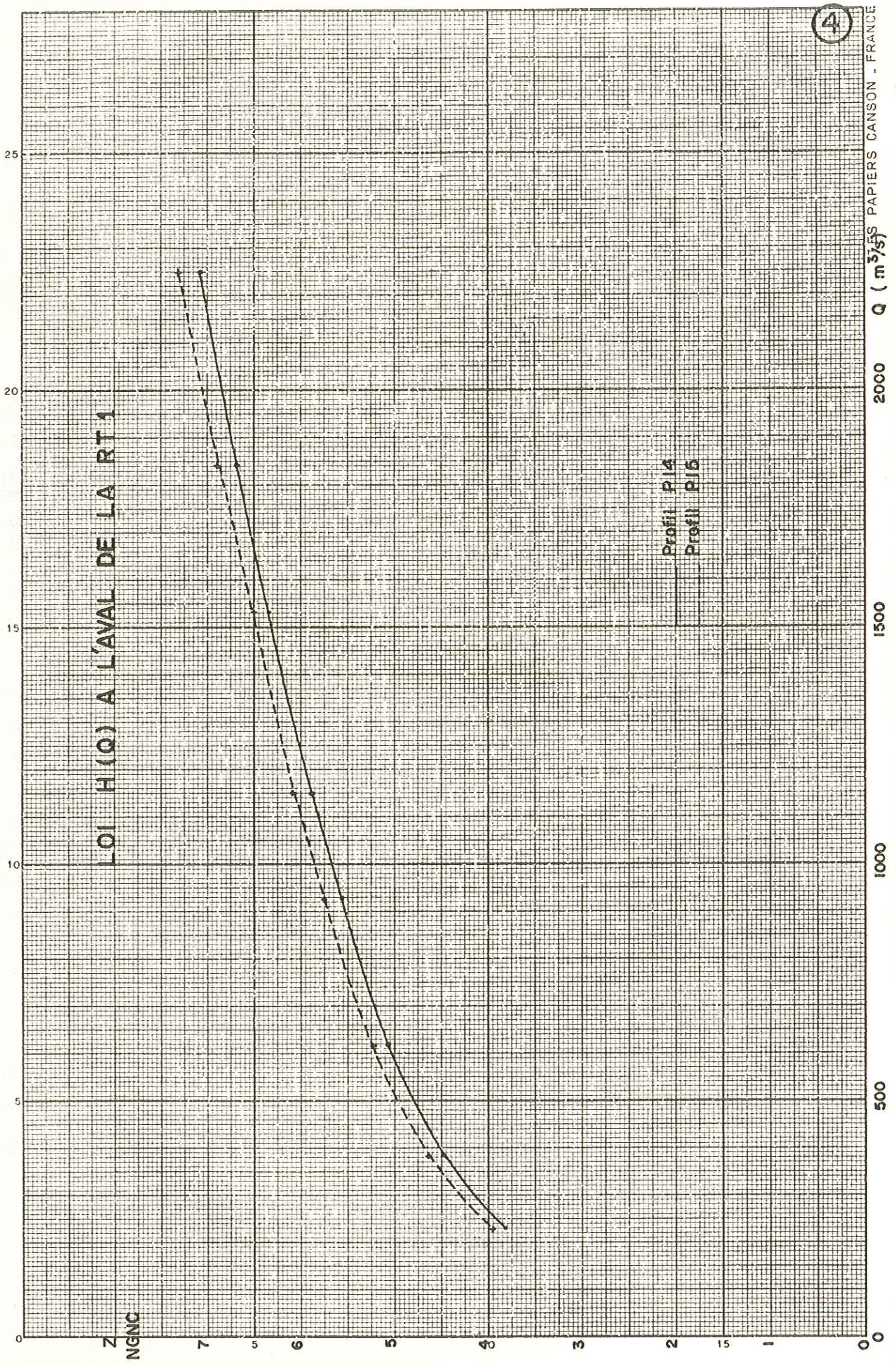
Z (NGNC)



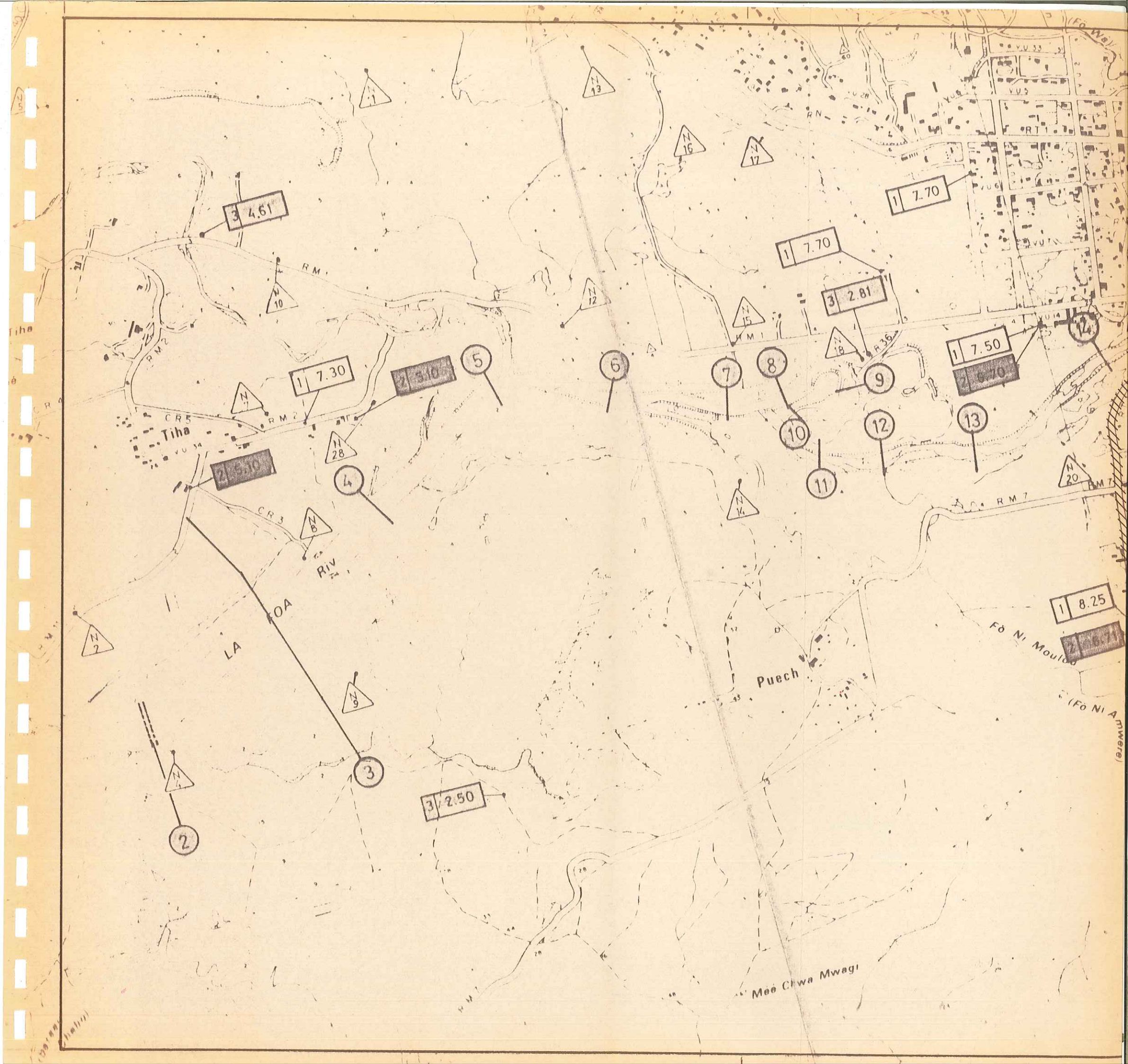




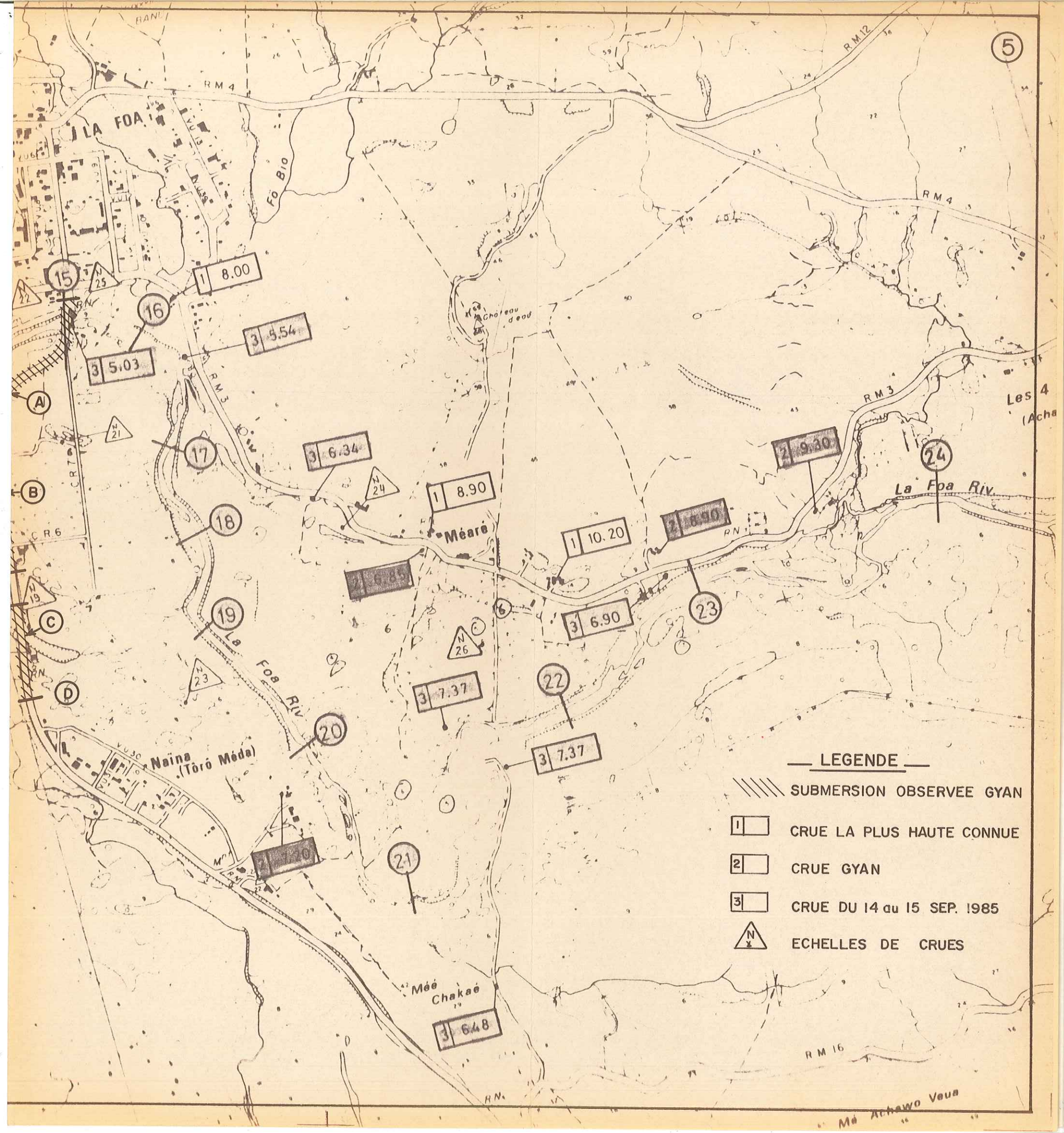








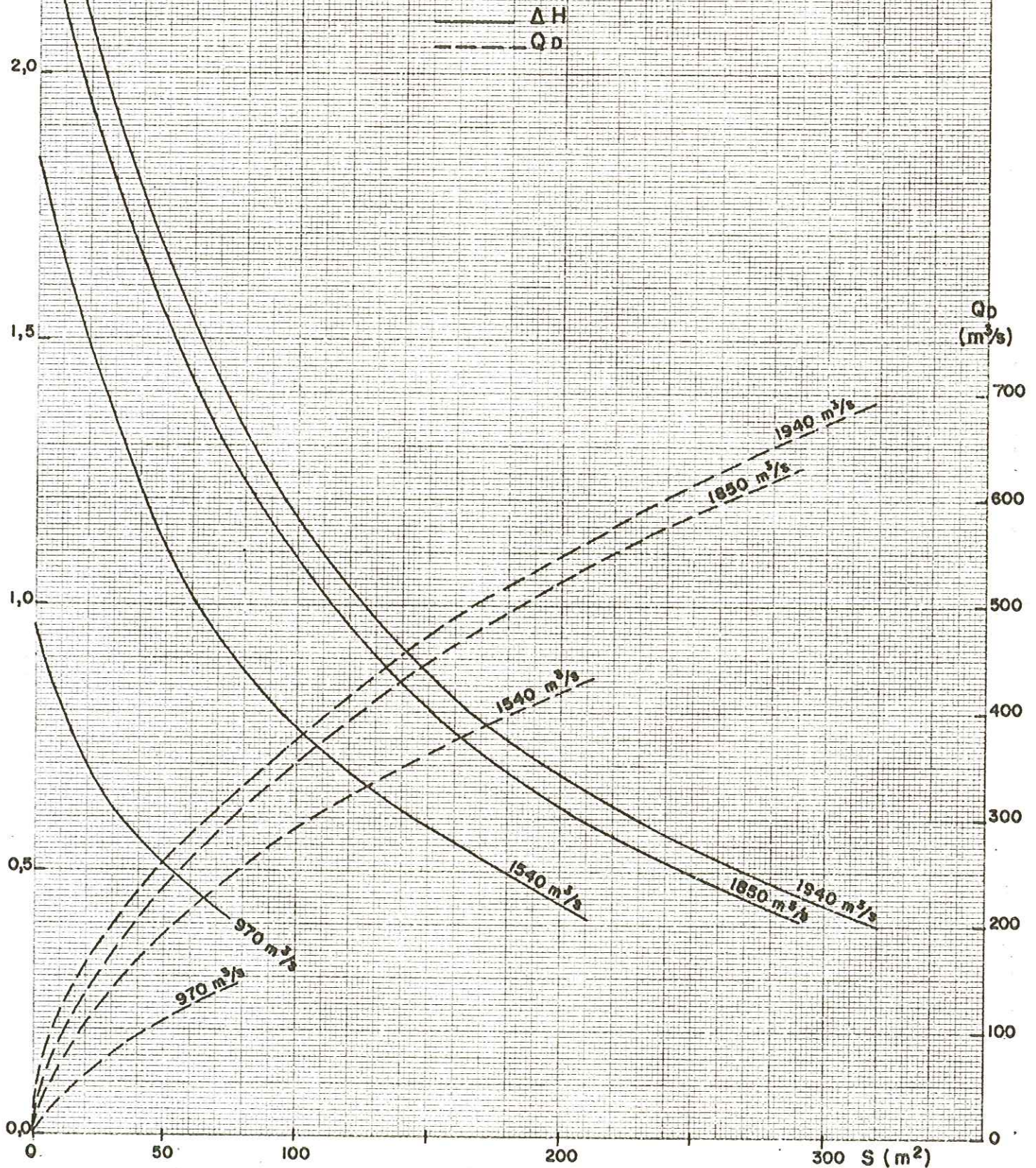






Remous  
à l'amont  
RT 1

# REMOUS A L'AMONT DE LA RT 1 ET DEBIT DE DECHARGE EN FONCTION DE LA SECTION TOTALE D'OUVRAGES DE DECHARGE





SCHEMA ENTONNEMENT RESTITUTION  
OUVRAGE DE DECHARGE  
( PONT CADRE OU DALOT )

T.N. Amont

