

Office de la Recherche Scientifique  
et Technique Outre-Mer

---

Institut Français d'Amérique Tropicale

---

CAYENNE

Rapport Hydrologique et Géologique  
sur l'équipement du massif du Mahury  
en vue de l'alimentation en eau de l'Agglomération  
de Cayenne

---

G. HIEZ  
Ingénieur Hydraulicien.

F. LELONG  
Ingénieur Géologue.

## S O M M A I R E

### I - DONNEES DE BASE

Rapport 1937

"Sous-équipement" des aménagements actuels.

"Sur-équipement possible" de l'aménagement projeté de BEAUREGARD

### II - BESOIN EN EAU DE L'AGGLOMERATION DE CAYENNE

Evolution de la population

Evolution de la consommation spécifique

Volume d'eau traitée dans le présent

Prévisions du volume nécessaire en 1965 et 1970

### III - RESSOURCES EN EAU DU PLATEAU DU MAHURY

Exposé de la méthode suivie pour chiffrer les débits disponibles

Evaluation des débits maxima théoriques régularisés

Essai d'évaluation des pertes

Conclusions.

### IV - CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES DU SITE DE BEAUREGARD

Facteurs favorables et défavorables :

point de vue topographique et géologique

Coupe schématique des formations au droit de l'ouvrage projeté

Analyse des matériaux prélevés

Conclusions.

### V - POSSIBILITE D'UNE ALIMENTATION EN EAU D'APPOINT PENDANT LA SAISON SECHE

Urgence d'une alimentation en eau d'appoint

Existence d'une nappe importante à l'aval de l'usine de traitement

Possibilité de pompage dans la nappe.

---

N.B. On trouvera, en annexe, une carte au 1/5.000e du plateau du Mahury (restitution de la couverture aérienne au 1/10.000e) et le graphique de régularisation partielle en année sèche.

## I - DONNEES DE BASE.

Les documents de base concernant l'équipement du Plateau du Mahury pour l'alimentation en eau potable de la ville de Cayenne sont consignés dans le rapport présenté en 1937 par la Société Anonyme des Hauts-Fourneaux et Fonderies de Pont-à-Mousson.

Par convention la Société s'engageait à fournir à la ville de Cayenne une alimentation en eau traitée de 5.000 m<sup>3</sup> par jour pour une population à cette date de 10.000 habitants.

Cet objectif devait être atteint en doublant la capacité de retenue des 3 ouvrages existants (lacs de Rorota, Lalouette et Rémire) par l'aménagement du site de Beauregard. Ainsi, la capacité totale de retenue était portée de 300.000 m<sup>3</sup> à 600.000 m<sup>3</sup>. Cette réserve de 600.000 m<sup>3</sup> devait assurer pendant une sécheresse absolue de 5 mois le débit de 5.000 m<sup>3</sup> par jour.

Avant la mise en application de ce projet, il paraît nécessaire de faire le bilan de la situation présente :

Les bassins versants actuellement aménagés couvrent 190 ha (au droit des barrages) (1),

le bassin versant du site de Beauregard (1) : 54 ha.

On attend de l'ensemble 5.000 m<sup>3</sup> par jour : il s'agit de vérifier dans quelle mesure l'équipement actuel fournit les :

$$\frac{190}{190 + 54}$$
 soit 78 % du débit recherché, c'est-à-dire 3.900 m<sup>3</sup> en année sèche.

(en admettant une répartition homogène des pluies et les conditions d'écoulement analogues).

---

(1) Les superficies ont été mesurées à partir de la restitution des photographies aériennes au 1/10.000e et ne correspondent pas aux chiffres indiqués dans le rapport de 1937 qui donne respectivement 200 ha au droit des prises d'eau pour l'aménagement actuel et 30 ha pour la retenue projetée de Beauregard.

Le bilan que nous allons fournir ci-dessous montre que les débits obtenus n'atteignent pas ce chiffre. On pourrait donc penser a priori qu'il est impossible d'obtenir le débit recherché en saison sèche par le seul aménagement du site de Beauregard.

En fait la grande capacité de la retenue projetée (300.000 m<sup>3</sup> soit 50 % du volant total) permet d'attendre un taux de récupération des eaux de pluie bien supérieur au taux de récupération des installations existantes. Reste à préciser si l'on peut espérer en année sèche un remplissage total de cette vaste retenue.

Le bilan des ressources en eau que nous allons tenter d'établir nous l'indiquera. Auparavant essayons de suivre l'évolution des besoins en eau de l'agglomération de Cayenne, compte tenu de l'augmentation de la population et des progrès de l'hygiène, et d'estimer si le débit de 5.000 m<sup>3</sup> par jour se justifie actuellement.

11 - BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION DE CAYENNE.

La Direction de la Population a bien voulu nous communiquer quelques renseignements concernant l'évolution démographique de la ville de Cayenne.

1824 .....	5.899
1830 /.....	10.961
1946 .....	10.961
1954 .....	13.346
1956 .....	13.500
1958 .....	15.000 (?)

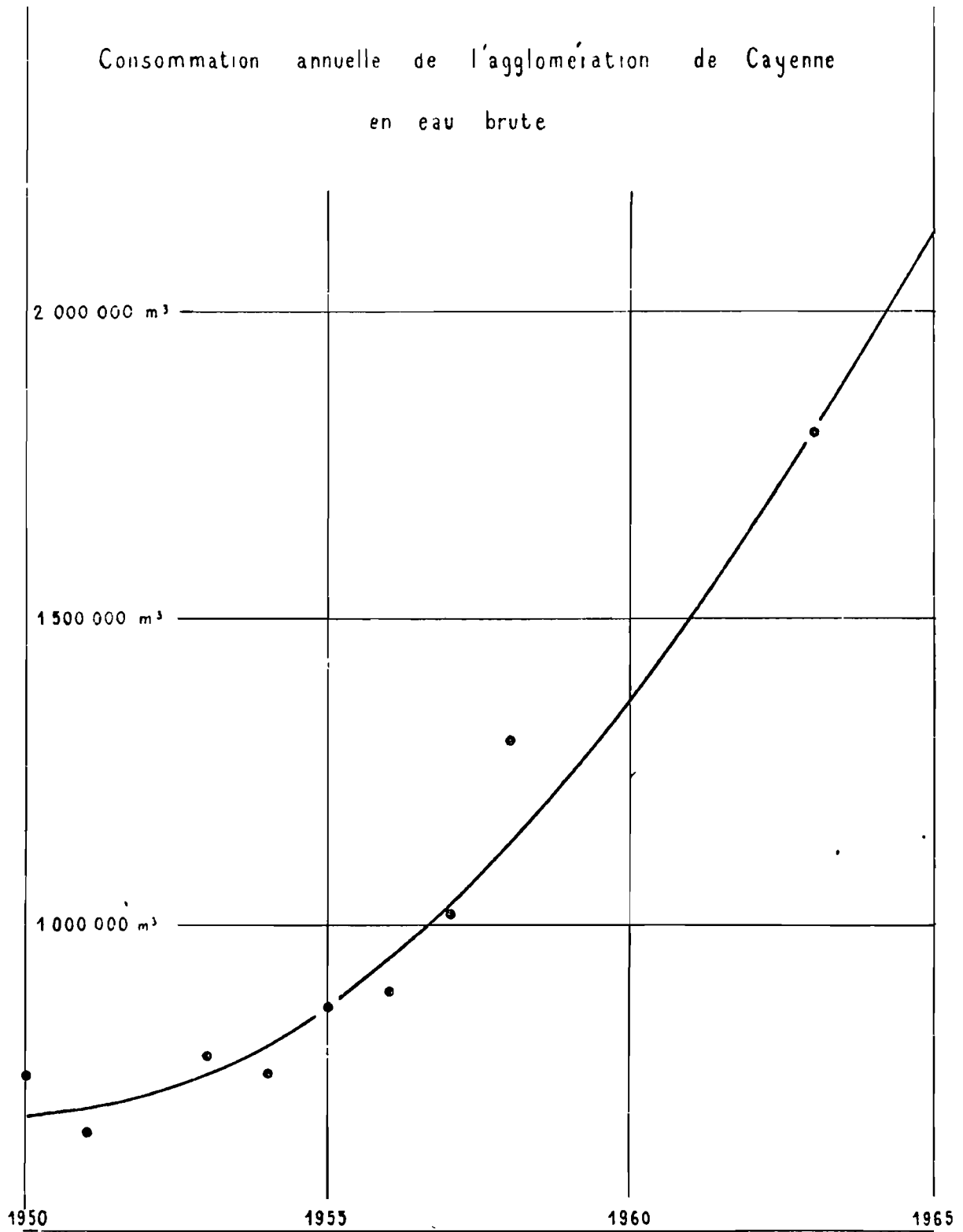
Il est hasardeux de prévoir à partir de ces seuls chiffres l'évolution précise de la population de Cayenne. Néanmoins on peut remarquer que, si le nombre d'habitants est resté stationnaire pendant près d'un siècle, nous assistons, depuis une décade, à une progression très marquée qui doit normalement aller en s'accroissant.

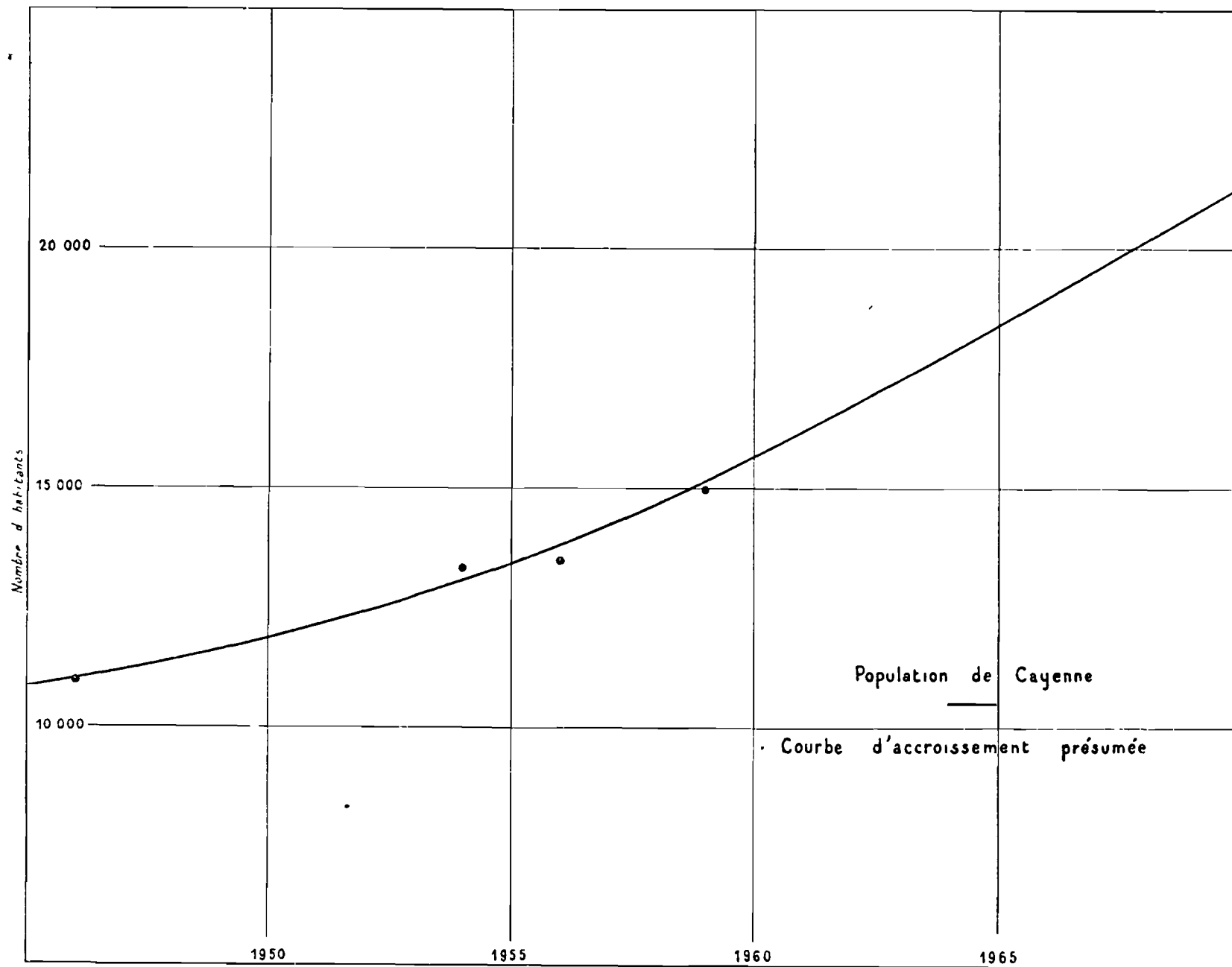
Il ne semble pas exagéré de prévoir pour 1965 - c'est à dire dans 5 ans - un peu plus de 18.000 habitants (voir courbe en annexe) et en 1970 environ 21.000.

De son côté, la courbe de consommation en eau, bien qu'irrégulière, est nettement croissante. La Compagnie Commerciale de Distribution d'Eau et d'Electricité a bien voulu nous communiquer les consommations annuelles en eau brute (avant traitement) suivantes:

1950 .....	750.718 m <sup>3</sup>
1951 .....	660.371 m <sup>3</sup>
1952 .....	718.570 m <sup>3</sup>
1953 .....	783.710 m <sup>3</sup>
1954 .....	754.920 m <sup>3</sup>
1955 .....	865.150 m <sup>3</sup>
1956 .....	889.500 m <sup>3</sup>

Consommation annuelle de l'agglomération de Cayenne  
en eau brute





1957 .....	1016.860 m <sup>3</sup>
1958 .....	957.200 m <sup>3</sup> (coupures)
-----	
prévu en 1963 .....	1800.000 m <sup>3</sup>

Ceci nous donne les valeurs suivantes de la consommation journalière par habitant :

en 1950 .....	175 litres/jour/habitant
1955 .....	177 litres/jour/habitant
1960 .....	240 litres/jour/habitant
1965 .....	315 litres/jour/habitant

Comme on le voit, la consommation spécifique croit fortement et tendra vraisemblablement vers les 500 litres par jour par habitant normalement prévus pour une agglomération moderne d'une certaine importance.

Cette consommation spécifique comprend évidemment outre les services privés, les services publics (voirie, incendie etc...), les pertes de distribution et les pertes de traitement.

Nous voyons que la station doit traiter :

dans le présent, une moyenne de 3.000 m<sup>3</sup> par jour,  
dès 1965, environ 6.000 m<sup>3</sup> par jour.

Dans cette perspective, il faudrait prévoir en 1970 un débit approximatif de 10.000 m<sup>3</sup> par jour.



### III - RESSOURCES EN EAU DU PLATEAU DU MAHURY

Il est, encore actuellement, extrêmement difficile de se faire une idée exacte des ressources en eau du plateau du Mahury ; le régime hydrologique d'une région particulière ne peut se préciser qu'à la suite de mesures systématiques des variations du débit, portant sur une période d'une année, au minimum.

Comme toute science de la nature l'hydrologie est, jusqu'à nouvel ordre, soumise aux lois des probabilités : une période d'observation beaucoup plus longue est donc nécessaire si l'on veut connaître toutes les caractéristiques du régime : module interannuel, crue annuelle, crue décennale, étiage normal, étiage minimum pour une période donnée etc...

Or, jusqu'à maintenant, il n'a pu être procédé qu'à des mesures de débit instantané effectuées principalement en étiage, ne fournissant que des données très sommaires, insuffisantes pour établir un bilan complet d'écoulement.

Seules nos expériences en cours sur bassin versant élémentaire pourront permettre, dans un avenir proche, de définir le régime d'un cours d'eau de petite ou moyenne importance d'après les seules caractéristiques géologiques, topographiques et climatiques.

Dans le cas présent, nous avons dû recourir à un calcul entièrement théorique du régime hydrologique des ruisseaux du Mahury.

Un aménagement hydraulique doit comporter une marge de sécurité importante dans son fonctionnement ; l'établissement d'un projet doit donc tenir compte des conditions d'exploitation les plus défavorables :

ici, alimentation en eau de Cayena pendant les mois les plus secs d'une année de faible hydraulicité.

Pour l'établissement du bilan hydrologique annuel des cours d'eau du Mahury, notre choix s'est porté sur l'année 1958

CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES DE L'ANNEE 1958

	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Jun	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année	Jan.	Fév.
Pluie (mm)	(208.0)	187.8	266.2	805.7	297.8	159.3	128.1	100.2	9.7	36.9	24.8	181.8	2406.3	389.4	310.2
Température (°C)	25.92	25.93	26.32	26.56	25.80	25.54	25.34	25.68	26.14	26.00	25.56	25.64	25.87	25.28	24.86
Tension de vapeur partielle (mb)	28.36	27.89	28.30	29.55	29.37	28.26	27.56	27.81	27.13	27.10	25.89	27.78		28.27	27.22
Pression (mb)	1009.5	1011.5	1009.7	1009.2	1010.8	1012.4	1012.5	1011.7	1011.5	1010.8	1010.4	1010.5		1010.5	1010.6
Vitesse du vent (m/sec)	2.1	2.4	3.0	2.3	1.8	1.9	1.8	1.9	2.5	2.6	2.6	2.4		3.0	3.0
Evaporation sur nappe d'eau libre (mm)	83.5	89.1	121.1	86.9	58.1	66.8	71.9	80.2	118.5	120.8	123.3	90.8	1111	80.3	76.9
Déficit (mm)	96.9	103.4	168.0	120.6	80.6	92.7	99.8	111.3	164.3	111.2	24.8	126.0	1299.6	111.4	106.7
Lame d'eau écoulée (mm)	63.5	74.0	86.1	385.6	301.4	184.0	106.2	60.6	37.8	26.4	20.7	17.8	1364.1	18.3	110.9

Si l'on se réfère aux précipitations tombées sur la station météorologique de "Cayenne-Rochambeau" - la seule fonctionnant régulièrement depuis 1946 - on constate que l'année 1958 est la plus sèche des treize dernières années, avec 2.358,1 mm.

Pendant la même période, il est tombé à la station de traitement 2.406,3 mm de pluie.

Cette année 1958 est loin d'être la plus sèche connue ; si l'on tient compte des observations faites à Cayenne depuis 1928, on peut calculer (Loi de Gauss) que, dans 20 % des cas environ, les précipitations seront inférieures à celles de l'année 1958. Autrement dit, nous devons nous attendre, tous les cinq ans en moyenne, à une sécheresse au moins comparable à celle de 1958.

Ce choix d'une année type étant fait, il faut déterminer la part des précipitations qui s'écoulent effectivement par les émissaires des lacs ; les seules mesures de débit instantané sont - nous l'avons dit - insuffisantes pour faire une telle estimation.

En nous inspirant de la méthode de C.W. Thornthwaite, nous avons donc calculé pour chaque mois de l'année (voir tableau ci-joint), un "déficit d'écoulement" - différence entre la hauteur de pluie et la lame d'eau effectivement écoulée - tenant compte de la température moyenne mensuelle, de la tension de vapeur, de la pression atmosphérique à l'altitude du plateau du Mahury et de la vitesse moyenne du vent. Les valeurs utilisées sont celles fournies par le Service Météorologique pour la station de Rochambeau ; il est probable que les conditions climatiques du plateau du Mahury ne sont guère différentes.

A partir de ces mêmes données, nous avons pu établir, au moyen d'une formule empirique, l'évaporation mensuelle sur "nappe d'eau libre" (lacs) différent sensiblement de l'évaporation mesurée par la Météorologie mais suivant les mêmes variations et en corrélation étroite avec les mesures que nous avons pu effectuer en forêt sur bacs évaporatoires.

BILAN HYDROLOGIQUE

	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année	Jan.	Fév.
<b>I - EQUIPEMENT</b>															
ACTUEL. S=190ha															
Volume écoulé (10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> )	120.7	140.6	163.6	732.6	572.7	349.6	201.8	115.1	71.8	50.2	39.3	33.8	2591.8	34.8	210.7
Débit (L/sec)	45.1	58.2	61.1	282.6	213.8	134.9	75.3	43.0	27.7	18.7	15.2	12.6	82.2	13.0	87.1
Volume évaporé par les lacs (S=5,25ha) (10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> )	4.4	4.7	6.4	4.6	3.1	3.5	3.8	4.2	6.2	6.3	6.5	4.8	58.5	4.2	4.0
Volume utile (10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> )	116.3	135.9	157.2	728.0	569.6	346.1	198.0	110.9	65.6	43.9	32.8	29.0	2533.3	30.6	206.7
Volume cumulé	116.3	252.2	409.4	1137.4	1707.0	2053.1	2251.1	2362.0	2427.6	2471.5	2504.3	2533.3		2563.9	2770.6
<b>II - AMENAGEMENT</b>															
PROJETE S=54ha															
Volume écoulé (10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> )	34.3	40.0	46.5	208.2	162.8	99.4	57.3	32.7	20.4	14.3	11.2	9.6	736.7	9.9	59.9
Debit (L/sec)	12.8	16.5	17.4	80.3	60.8	38.3	21.4	12.2	7.9	5.3	4.3	3.6	23.4	3.7	24.8
Volume évaporé par le lac (S=3,75 ha)	3.1	3.3	4.5	3.3	2.2	2.5	2.7	3.0	4.4	4.5	4.6	3.4	41.5	3.0	2.9
Volume utile	31.2	36.7	42.0	204.9	160.6	96.9	54.6	29.7	16.0	9.8	6.6	6.2	695.2	6.9	57.0
Volume cumulé	31.2	67.9	109.9	314.8	475.4	572.3	626.9	656.6	672.6	682.4	689.0	695.2		702.1	759.1
<b>III - EQUIPEMENT</b>															
COMPLET S=244ha															
Volume écoulé (10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> )	154.9	180.6	210.1	940.9	735.4	449.0	259.1	147.9	92.2	64.4	50.5	43.4	3323.8	44.7	270.6
Débit (L/sec)	57.8	74.7	78.4	363.0	274.6	173.2	96.7	55.2	35.6	24.0	19.5	16.2	105.4	16.7	111.9
Volume évaporé par les lacs (S=9ha)	7.5	8.0	10.9	7.8	5.2	6.0	6.5	7.2	10.7	10.9	11.1	8.2	100.0	7.2	6.9
Volume utile	147.4	172.6	199.2	933.1	730.2	443.0	252.6	140.7	81.5	53.5	39.4	35.2	3228.4	37.5	263.7
Volume cumulé	147.4	320.0	519.2	1452.3	2182.5	2625.5	2878.1	3018.8	3100.3	3153.8	3193.2	3228.4		3265.9	3529.6

Les résultats des calculs figurent dans le tableau ci-joint.

Appliquées respectivement à l'aménagement actuel puis à celui projeté, les valeurs nous fournissent les volumes d'eau écoulée mensuellement ainsi que les débits moyens mensuels en litres/sec. Ces derniers semblent concorder de façon assez précise avec les observations qui ont pu être effectuées sur le terrain au cours des premiers mois de l'année 1959.

Le tracé de la courbe des débits cumulés (voir en annexe) donne le volume d'eau écoulée en fonction du temps, compté ici depuis le mois de janvier ; nous avons, en fait, retranché les volumes évaporés à la surface des lacs (1).

On peut constater que le débit est, à chaque instant, proportionnel à la pente de la tangente à cette courbe.

Si l'on porte en ordonnée positive au-dessus du mois le plus sec la valeur du volume destocké, représentant la capacité totale des retenues on en déduit, en menant de ce point la tangente à la courbe, le débit théorique maximum qui aurait pu être maintenu régulièrement pendant la saison sèche (régularisation partielle).

---

(1) Les superficies des lacs sont celles indiquées dans le rapport 1937, elles sont probablement différentes de la superficie réelle des lacs.

Ainsi, le lac de Lalouette est donné pour une superficie de 0,75 ha et un volume de 35.000 M<sup>3</sup> ; en supposant le lac rigoureusement cylindrique (?), sa profondeur de 4 m. nous donnerait une capacité de 30.000 m<sup>3</sup> ;

si le volume indiqué est exact, il est bien évident que la superficie ne l'est pas.

- compte non tenu des pertes autres que celles dues à l'évaporation
- en supposant les réserves complètement asséchées avant la reprise des pluies
- en supposant que les retenues n'ont subi aucun engravement,

on aurait pu compter pendant l'année 1958 sur les débits régularisés maxima suivants, à l'aval des barrages :

Aménagement actuel : 3.280 m<sup>3</sup>/jour

(du mois de septembre au mois de janvier 1959 inclus).

Retenue projetée de Beauregard : 2.000 m<sup>3</sup>/jour

(du mois de juillet au mois de janvier 1959 inclus).

Equipement complet : 5.370 m<sup>3</sup>/jour

(du mois d'août au mois de janvier 1959 inclus). (1)

---

(1) Si l'on admet que 10 % de la capacité totale des retenues doivent rester en réserve, ce qui constitue une sécurité minimum, les débits journaliers se trouvent ramenés aux valeurs suivantes :

- Aménagement actuel	:	3.100 m <sup>3</sup> /jour
·	:	·
- Retenue de Beauregard	:	1.900 m <sup>3</sup> /jour
·	:	·
- Equipement complet	:	5.050 m <sup>3</sup> /jour.

## ESSAI D'EVALUATION DES PERTES

Les débits "régularisés" obtenus par le calcul sont :

- pour les installations actuelles : 3.280 m<sup>3</sup>/jour
- pour l'installation projetée de Beauregard : 2.000 m<sup>3</sup>/jour.

Ces chiffres, nous l'avons vu, sont obtenus sans tenir compte des pertes qui nous sont apparues considérables d'après les observations effectuées sur le terrain.

Ces pertes peuvent se diviser de la façon suivante :

- a) pertes irrécupérables dues aux infiltrations profondes de haut en bas à partir des bassins de retenue,
- b) pertes récupérables : ce sont sensiblement les pertes dues au défaut d'étanchéité des digues de Rorota, de Lalouette et de Rémire. Ces pertes contribuent à l'alimentation des ruisseaux à l'aval des retenues et sont récupérées en partie aux stations de captage.

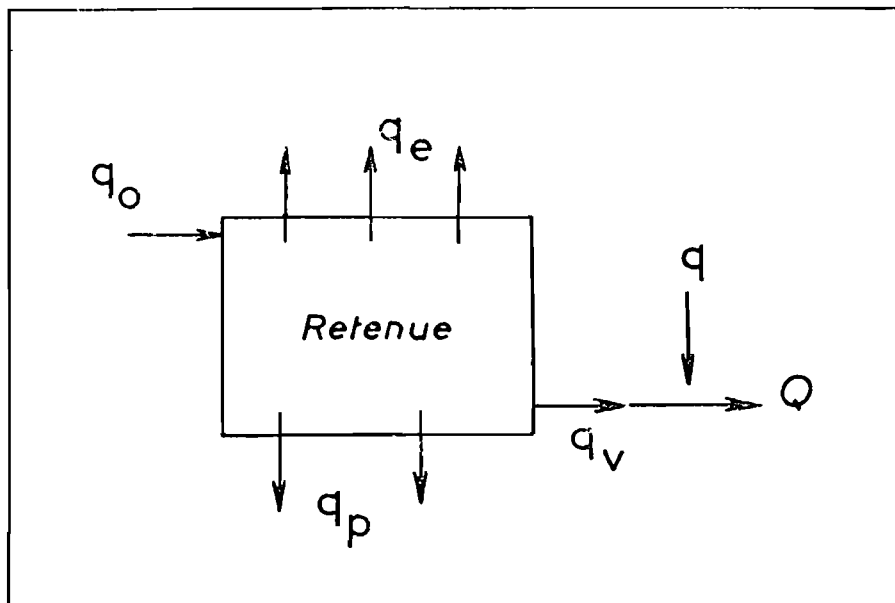
Nous avons essayé de chiffrer ces pertes ; à cette fin, nous avons utilisé deux méthodes dont les résultats coïncident de façon assez satisfaisante.

1ère METHODE : Elle nous a permis d'évaluer les pertes totales maxima, (pertes récupérables plus pertes irrécupérables) au moment où les lacs présentent leur remplissage maximum, c'est-à-dire au moment où la surface mouillée est la plus considérable.

Nous avons calculé les quantités d'eau perdues par l'ensemble des lacs pendant la semaine du 1er au 6 juin 1958 ; pendant cette période les vannes des retenues sont restées rigoureusement fermées.

En négligeant les apports des émissaires pendant cette semaine et la hauteur de pluie tombée directement à la surface des lacs, mais en tenant compte du volume d'eau évaporée,

nous obtenons des pertes totales de l'ordre de 2.600 m<sup>3</sup>/jour.

2ème METHODE :

Elle nous permet d'évaluer les pertes irrécupérables " $q_p$ " en analysant la façon dont se sont vidées les retenues pendant les saisons sèches 1957 et 1958.

Comme il est bien évident que la quantité d'eau alimentant les retenues est égale à celle qui en sort d'une manière quelconque, nous pouvons écrire :

$$q_p + q_v + q_e = q_e + P + \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (1)$$

$$q_v + q = Q \quad (2)$$

avec :

- $q_e$  = débit moyen journalier des émissaires
- $P$  = Pluie tombée à la surface des lacs
- $\frac{\Delta V}{\Delta t}$  = débit moyen journalier fourni par la vidange des retenues
- $q_p$  = débit moyen journalier des pertes irrécupérables
- $q_v$  = pertes récupérables et débits fournis par les vannages
- $q_e$  = débit moyen journalier des pertes par évaporation
- $q$  = débit moyen journalier fourni par les petits bassins versants compris entre les retenues et les stations de captage
- $Q$  = consommation moyenne journalière.



En résolvant ces deux équations où seuls  $q_p$  et  $q_v$  sont inconnus on trouve :

$$q_p = \underline{\text{pertes irrécupérables}} = 2000 \text{ m}^3/\text{J}.$$

Les chiffres obtenus pour 1957 et pour 1958 sont du même ordre.

-----

## CONCLUSIONS

L'importance des pertes évaluées est si considérable que les chiffres demandent discussion et confirmation.

Les débits réels fournis par les installations actuelles se ramèneraient ainsi à 1.280 m<sup>3</sup>/jour pour l'année 1958 prise comme année sèche type chiffre non dénué de vraisemblance puisqu'on sait que les captages à l'aval des retenues permettent de récupérer à l'étiage environ 20 litres/sec. soit 1.690 m<sup>3</sup>/jour.

On obtient ainsi un débit journalier de  $1.280 + 1.690 = 2.970$  m<sup>3</sup>/jour qui correspond sensiblement au débit traité quotidiennement par l'usine. En admettant que les pertes existent dans la même proportion, compte tenu de la surface mouillée et de la charge moyenne, dans la future retenue de Beauregard (la nature géologique du substratum semble analogue), on doit se poser le problème de savoir si le remplissage de l'aménagement prévu est possible en année sèche.

En tout état de cause, il nous apparaît absolument nécessaire, avant tout travail complémentaire, de faire l'étude expérimentale du régime des émissaires alimentant les retenues du Mahury. Seule cette étude expérimentale nous montrera si le régime de ces émissaires correspond exactement à celui que nous avons estimé par le calcul. En quel cas nous pourrions apporter une confirmation de chiffres de pertes que nous avançons et donner un avis définitif sur l'opportunité du projet d'aménagement de Beauregard.

Dans le même ordre d'idée et compte tenu du fait que le projet de Beauregard ne comporte pas a priori de captage permettant de récupérer les pertes par défaut d'étanchéité de la digue, il est également indispensable de prévoir dans quelle mesure on peut espérer que la future digue de Beauregard sera absolument étanche. Le paragraphe suivant consacré à la géologie du site de Beauregard s'efforce de préciser toutes les précautions à prendre et les travaux préliminaires à envisager.

#### IV - CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES DU SITE DE BEAUREGARD.

La géologie du massif du Mahury a été étudiée en détails depuis 1950, à l'occasion de nombreuses recherches pétrographiques de M. B.Choubert et des prospections de bauxites, effectuées par le Bureau Minier Guyanais.

De nouvelles observations sur le terrain dans le secteur de Beauregard et l'examen des fouilles effectuées par la Société "Eaux et Assainissement" nous ont en outre permis de préciser les facteurs favorables et défavorables à la construction d'une retenue.

##### A - FACTEURS FAVORABLES ET DEFAVORABLES.

###### 1) Facteurs favorables.

- Du point de vue topographique, la vallée de Beauregard, relativement large à l'amont de l'emplacement projeté, offre une capacité de retenue très satisfaisante. L'emplacement du barrage correspond à un étranglement du vallon qui réduit au maximum le cubage de terre nécessaire à la construction de la digue. Autour du futur plan d'eau deux promontoires d'une altitude de 160 à 170 m. sont suffisamment massifs pour constituer une retenue étanche.




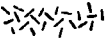
###### 2) Facteurs défavorables.

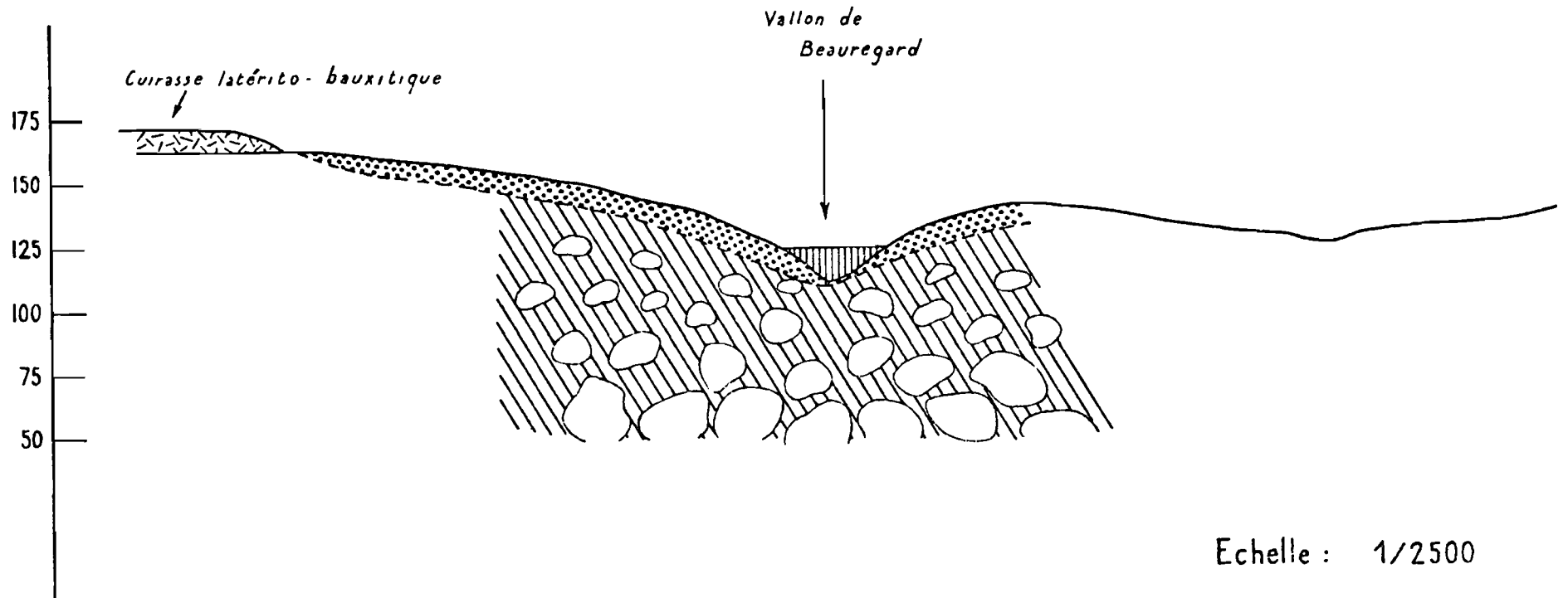
###### a) Du point de vue topographique.

Au sud de la future retenue, le col qui sépare la vallée de Beauregard de celle de Rémire ne sera qu'à quelques mètres du plan d'eau maximum de la future retenue. En conséquence, on doit prévoir une modification du régime d'écoulement de la nappe. Au lieu de s'écouler du Sud au Nord contribuant à grossir le débit du ruisseau de Beauregard, la nappe risque de s'écouler du Nord au Sud venant se déverser dans le bassin de Rémire. L'alimentation de la future retenue de Beauregard pourrait en souffrir d'autant.

passant au droit des fouilles de  
**BEAUREGARD**

**Légende**

-  Blocs de diorites saines en place
-  Arènes dioritiques, en place, (texture souvent conservée)
-  Formations argileuses de pente avec concrétions latéritiques
-  Cuirasse latérito-bauxitique (niveau 170m)



Echelle : 1/2500

Autre facteur topographique défavorable, il apparaît que, lors de la mise en eau de la future retenue, le vallon qui débouche immédiatement en amont de la digue, rive droite, sera immergé. Les levés topographiques montrent que le plan d'eau arrivera à la cote 136 soit à 1,60 mètre au-dessous de l'altitude du col situé au fond du vallon et à 35 mètres en distance horizontale de la cote 136 sur le versant opposé.

Ainsi cette digue naturelle - large seulement de 35 mètres au niveau du plan d'eau - peut localiser des fuites importantes : des essais de perméabilité comme ceux que nous proposons ci-dessous permettront seuls de déterminer s'il est nécessaire de prévoir l'étanchéisation de ce col.

b) Du point de vue géologique.

L'examen du terrain et des fouilles montre qu'on ne peut pas espérer appuyer l'ouvrage sur la roche saine.

La coupe géologique annexée au rapport montre la constitution du sous-sol tel qu'on peut la déduire des observations de surface.

B - COUPE SCHEMATIQUE DES FORMATIONS AU DROIT DE L'OUVRAGE.

- De bas en haut on trouve les formations suivantes :

FORMATION I

Blocs de diorite quartzique saine offrant de bonnes propriétés mécaniques et physiques (imperméabilité) mais fissurés, diaclasés et enveloppés dans des arènes et produits argilo-sableux de décomposition tels que ceux qu'on peut observer en surface. Ces diorites sont recoupées par de nombreux filons de dolérite.

En conséquence l'ensemble de la formation présente des propriétés mécaniques et physiques médiocres et il en est de même probablement jusqu'à plusieurs dizaines de mètres en profondeur.

## FORMATION II

Au fur et à mesure qu'on s'élève en altitude le pourcentage des diorites saines devient de plus en plus faible. Au niveau des fouilles, on rencontre seulement quelques blocs de diorite - de un à plusieurs mètres cubes - littéralement noyés dans des arènes et produits argilo-sableux rubéfiés. Ces blocs sont généralement en place : les processus d'altération superficielle ont transformé peu à peu la roche saine en arènes plus ou moins évoluées (texture de la roche mère conservée ou non, phase argileuse délavée ou non etc...)

Ces arènes constituent un matériau hétérogène si bien que les propriétés physiques de l'ensemble ne peuvent pas être plus favorables que celles des matériaux constituant les plus médiocres. Il y aurait lieu par conséquent de faire des essais de perméabilité sur le terrain à partir de plusieurs sondages courts, ayant toute chance de traverser tous les types de matériaux. Les essais devraient comprendre des injections d'eau sous une pression de l'ordre de celle qui régnera au pied de l'ouvrage ( 1kg,5 à 1 kg,7).

## FORMATION III

Sur les pentes, on trouve des formations sensiblement différentes : il s'agit d'argiles latéritiques plus ou moins sableuses, mêlées à de nombreuses concrétions ferrugineuses et à des débris de cuirasse latérito-bauxitique.

Dans l'ensemble la proportion relativement importante de la phase argileuse dans le matériau laisse prévoir un comportement plus satisfaisant que celui des formations II.

## FORMATION IV

Sur les plateaux enfin, la cuirasse latérito-bauxitique plus ou moins démantelée donne lieu à un sol et à un sous-sol très concrétionnés et relativement pauvres en argiles ce qui explique la grande perméabilité de ces plateaux.

### C - ANALYSE DES MATERIAUX PRELEVES.

- L'ensemble des remarques précédentes sur la nature géologique des formations du site de Beauregard résulte des analyses minéralogiques et granulométriques d'un certain nombre d'échantillons, effectuées au laboratoire de Sédimentologie de l'I.F.A.T.

#### FORMATION I

Diorite quartzite, roche grenue, cohérente, homogène, à propriétés mécaniques et physiques très satisfaisantes quand la roche est saine.

#### FORMATION II

Arènes dioritiques, hétérogènes, faiblement cohérentes ou friables porosité et perméabilité notables. Des essais de perméabilité sur le terrain sont nécessaires étant donné l'hétérogénéité du matériau.

cf. échantillon LAS 23 C

concrétions ferrugineuses (fraction > 2mm) .....	18.8 %	
sables .....	2000 $\mu$ > 50 $\mu$ .....	38.8 %
limons et argiles .....	$\mu$ < 50 $\mu$ .....	47.4 %

Notons que la fraction de fines (argiles et limons) représente moins de 50 % de l'échantillon.

#### FORMATION III

Formation argileuse de pente : matériau plastique, très hétérogène mais à perméabilité probablement plus satisfaisante que les formations du type 11.

cf. échantillon LAS 23 A.

concrétions ferrugineuses (fraction > 2mm) .....	8.9 %
sables .....	2000) $\varphi$ > 50 $\mu$ ..... 38.6 %
argiles et limons .....	$\varphi$ < 50 $\mu$ ..... 52.4 %

Echantillon LAS 23 B.

concrétions ferrugineuses (fraction > 2mm) .....	15.8 %
sables .....	2000) $\varphi$ > 50 $\mu$ ..... 28.6 %
argiles et limons .....	$\varphi$ < 50 $\mu$ ..... 55.6 %

On voit que pour ces deux échantillons la fraction des fines (argiles et limons) est sensiblement supérieure à 50 %

FORMATION IV

Latérite-bauxite des plateaux.

Ces latérite-bauxite forment une cuirasse continue de plusieurs mètres d'épaisseur à une altitude moyenne de 160 mètres (un niveau à 155 m. à l'Est et un niveau à 165 m. à l'Ouest). Sur les sommets d'altitude inférieure, cette cuirasse est démantelée et il n'en reste que des témoins sous forme de concrétions plus ou moins volumineuses.

Dans tous les cas ces formations sont très riches en fractions granulométriques grossières et par conséquent très perméables.

Echantillon LAS 10 A (sol de surface)

concrétions .....	( $\varphi$ > 4 mm) .....	42 %
sables .....	fraction (4000) $\varphi$ > 50 $\mu$ ..	29 %
argiles + limons .....	( $\varphi$ < 50 $\mu$ ) .....	29 %



Echantillon LAS IO C (à 3m. de profondeur sur la verticale de A)

concrétions .....	( $\varphi$ ) 4mm) .....	62 %
sables .....	fraction (4000 $\varphi$ ) 50 $\mu$ ) .....	19 %
argiles + limons.....	$\varphi$ ( 50 $\mu$ ) .....	29 %

D - CONCLUSIONS

Si le site de Beauregard présente dans l'ensemble des conditions satisfaisantes pour l'implantation d'un barrage, nous devons relever plusieurs éléments défavorables.

A/ La petite superficie (54 ha environ) du bassin versant permet de prévoir un volume d'eau disponible maximum de 700.000 m<sup>3</sup> en année sèche (année type 1958).

L'examen géologique et topographique de la surface mouillée laisse craindre des pertes proportionnellement du même ordre que celles que nous avons évaluées pour les installations existantes.

Le remplissage de la future retenue s'avère en conséquence problématique. En tout cas, à la fin de la saison sèche les seules pertes pourraient suffire à réduire, dans des proportions importantes, la quantité d'eau retenue.

B/ Les facteurs qui nous font redouter de grosses pertes sont les suivants :

1) Nature relativement poreuse du substratum. Une partie de l'eau de la retenue alimentera une infiltration profonde, constituant des pertes irrécupérables.

Aucun remède ne permet de limiter ces pertes. Seuls des essais de perméabilité sur le terrain nous aideront à les chiffrer de façon approximative et à voir si elles ne prennent pas une importance catastrophique compte tenu des charges assez importantes qui régneront sur le substratum.

- 2) Modification du régime d'écoulement de la nappe au fond du vallon de Beauregard. L'élévation du plan d'eau laisse craindre un écoulement partiel de cette nappe vers le ruisseau de Rémire.
- 3) Ecoulement possible de la nappe associée à la retenue, au fond du vallon qui débouche rive droite immédiatement en amont de la future digue.
- 4) Défaut d'étanchéité inévitable de la digue et contournements sur les rives.

Les écoulements possibles signalés aux points 2 et 3 nécessitent d'envisager des travaux supplémentaires et coûteux. Le défaut d'étanchéité de la digue et d'éventuels contournements obligerait pour leur part à prévoir un bassin de captage à l'aval de la future retenue, comme aux installations de Rémire et du Rorota.

V - POSSIBILITE D'UNE ALIMENTATION EN EAU D'APPOINT PENDANT LA SAISON SECHE.

Les conclusions auxquelles nous avons abouti dans les pages précédentes montrent les difficultés qui restent à vaincre pour augmenter le débit d'eau nécessaire à Cayenne par des aménagements nouveaux sur le massif du Mahury.

On est en face de l'alternative suivante :

- ou bien les études déjà effectuées et d'éventuelles études complémentaires amèneront l'ajournement pur et simple du projet d'aménagement du site de Beauregard,
- ou bien cet aménagement sera entrepris, à plus ou moins brève échéance, toutes les précautions étant prises pour que le débit complémentaire obtenu joint au débit des installations existantes fournisse 5.000 m<sup>3</sup>/jour d'eau brute à étiage. Ainsi Cayenne serait à l'abri d'une pénurie en eau jusqu'aux années 1964 ou 1965. Par la suite il sera nécessaire de toute façon de prévoir d'autres installations puisque - rappelons le encore une fois - la consommation de Cayenne en eau brute pourrait atteindre 5 ou 6.000 m<sup>3</sup> par jour en 1965 et 9 ou 10.000 m<sup>3</sup> par jour en 1970.

En tout état de cause, les délais nécessaires à l'aménagement du site de Beauregard ou à la réalisation de tout autre projet rendent urgente une alimentation en eau d'appoint, permettant de faire la soudure à la fin des saisons sèches à venir.

Nos observations géologiques et hydrologiques sur le massif du Mahury nous ont permis de mettre en évidence une nappe d'eau importante, à proximité immédiate de l'usine de traitement. Cette nappe occupe le sous-sol de la basse vallée issue du lac de Rémire dans le tronçon compris entre l'usine de traitement et la raffinerie Prévot. Elle se manifeste par d'abondantes résurgences au pied des dernières collines là où le torrent se déverse dans la plaine.

L'existence d'un sous-sol gorgé d'eau est déjà suffisamment manifeste par l'abondance de la végétation dans ce secteur et par les nombreux suintements qui existent aussi bien en saison sèche qu'en saison humide au voisinage de la raffinerie Prévot.

Par ailleurs la géomorphologie de cette basse vallée montre bien qu'il s'agit d'un vaste amphithéâtre partiellement comblé par les éboulis et alluvions grossières provenant de la montagne. Ces formations très perméables sont particulièrement favorables à l'accumulation et à la circulation d'eaux souterraines.

Etant donné la topographie de la montagne du Mahury et sa structure géologique montrant une nette inclinaison du SSE vers le NNW, il est tout à fait vraisemblable de penser que la nappe que nous avons mise en évidence est alimentée en partie par les infiltrations profondes et lointaines provenant du sommet du plateau. Nous avons montré que les pertes "irrécupérables" par infiltration profonde y sont considérables. Le cheminement lent et continu de ces eaux infiltrées s'effectue par conséquent pour une grande part du Sud au Nord et alimente préférentiellement l'amphithéâtre de la basse vallée à l'aval de l'usine de traitement.

Seule cette alimentation privilégiée rend compte des débits très importants observés aux points de résurgence de la nappe. A partir de ces points de résurgence, l'eau est collectée dans le ruisseau dont la puissance augmente considérablement entre l'usine de traitement et la route. Nous avons pu récemment effectuer une mesure de débit très précise de ce ruisseau juste au voisinage de la route. Cette mesure a été exécutée après quelques jours sans aucune précipitation et les eaux du bassin versant de Rémire alimentaient exclusivement le réservoir de captage situé à l'amont de l'usine de traitement. Au droit de cette usine, pas le moindre filet d'eau ne filtrait dans le thalweg.

On doit donc admettre que le débit mesuré plus à l'aval provient seulement de l'écoulement de la nappe, qui représentait, le 6 mars 1959, 55 litres/sec. Il serait naturellement très important de connaître la variation de ce débit au cours de l'année, notamment pendant l'étiage. Nous pensons néanmoins que le mode d'alimentation - en grande partie par filtration lente et profonde, répétons-le - assure un débit relativement continu.

Un point vient encore préciser le caractère relativement privilégié de cette nappe. Compte tenu du bassin versant qui l'alimente directement (130 ha), le débit spécifique se chiffre à 0,40 litre/seconde/hectare.

Il est intéressant de comparer ce débit spécifique à celui qu'on obtient pour l'ensemble de la nappe occupant les versants est, sud et ouest du massif du Mahury.

Les écoulements mesurés au pied de la montagne, le long de la route, entre la plage de Rorota et Rémière, présentent le même jour un débit inférieur à 100 litres/sec. Le débit spécifique correspondant ne dépasse guère 0,2 litre/sec.

On confirme ainsi que les infiltrations profondes qui existent sur le plateau du Mahury alimentent préférentiellement les nappes situées au Nord du massif.

A la prochaine saison sèche des mesures s'imposent. Elles seules confirmeraient si l'on peut attendre de la nappe en question un débit minimum de l'ordre de 20 litres/sec pendant l'étiage.

S'il en est ainsi, il nous semble qu'on pourrait chercher à chiffrer le prix de revient d'une galerie de captage à l'aval de la nappe et

d'une station de pompage fonctionnant - à raison de 0 à 20 litres/sec -  
à la fin de la saison sèche suivant les besoins de la ville de Cayenne. (1)  
Il faudrait en outre tenir compte des frais d'entretien.

Cayenne, le 30 Avril 1959

Signé :

G.Hiez  
Ingénieur-hydraulicien

Signé:

F.LELONG  
Ingénieur-géologue

---

(1) 20 litres/seconde représentent déjà 1728 m<sup>3</sup>/jour, soit plus de la  
moitié de la consommation moyenne actuelle de Cayenne.

VARIATIONS DU NIVEAU DES LACS

DATES	ROROTA	LALOUETTE	REMIRE
1 .2 .58	1,50 m	1,30 m	0,80 m
8 .2 .58	1,25 "	1,10 "	0 m.
14.2 .58	1 m.	1 m.	1,50 "
21.2 .58	0,90 "	1,20 "	2 m.
28.2 .58	1 m.	1,35 "	2,60 "
7 .3 .58	0,80 "	1,40 "	1,70 "
15.3 .58	0,65 "	1,40 "	0,90 "
21.3 .58	1 m.	1,75 "	1,25 "
28.3 .58	1,50 "	2 m.	2,50 "
4 .4 .58	2,10 "	2,75 "	4,60 "
12.4 .58	2,70 "	2,50 "	6,45 "
18.4 .58	4 m.	4 m.	10 m.
25.4 .58	7,50 "	4 m.	10 m.
3 .5 .58	7,50 "	4 m.	10 m.
10.5 .58	7,50 "	4 m.	10 m.
17.5 .58	7,50 "	4 m.	10 m.
24.5 .58	7,50 "	4 m.	10 m.
31.5 .58	7,50 "	4 m.	10 m.
7 .6 .58	7,15 "	3,85 "	9,40 "
13.6 .58	7,20 "	3,90 "	9,35 "
20.6 .58	7,20 "	3,90 "	9,40 "
5 .7 .58	7 m.	3,90 "	8,50 "
11.7 .58	7 m.	3,75 "	8 m.
18.7 .58	6,90 "	3,76 "	7,70 "
25.7 .58	6,85 "	3,70 "	7,50 "
1 .8 .58	6,90 "	3,70 "	7,40 "
8 .8 .58	6,80 "	3,70 "	7,30 "
15.8 .58	6,60 "	3,60 "	7 m.
22.8 .58	6,55 "	3,55 "	6,70 "
29.8 .58	6,50 "	3,45 "	6,50 "
5 .9 .58	6,40 "	3,40 "	6,40 "
12.9 .58	6,10 "	3,20 "	6 m.
19.9 .58	6 m.	3,10 "	5,90 "
26.9 .58	5,90 "	3 m.	5,60 "
31.9 .58	5,70 "	3 m.	5,45 "
10.10.58	5,55 "	2,95 "	5,55 "
12.10.58	Première ouverture des lacs.		
17.10.58	5,50 "	2,90 "	5 m.
24.10.58	5,30 "	2,80 "	4,20 "
30.10.58	5 m.	2,70 "	4 m.
7.11.58	4,90 "	2,55 "	3,85 "
14.11.58	4,70 "	2,50 "	3,20 "

DATES	ROROTA	LALOUPETTE	REIRE
21.II.58	4,60 m.	2,40 m.	2,50 m.
28.II.58	4,40	2,30 "	2,20 "
5 .12 .58	4 m.	2 m.	0,70 "
13.12.58	4,20 "	1,25 "	1,50 "
20.12.58	4,10 "	2,25 "	1,60 "
27.12.58	3,90 "	2 m.	0,50 "
3 .I. 59	3,70 "	1 m.	1 m.
10.I .59	3,50 "	1,27 "	1,20 "
17.I .59	3,25 "	1,10 "	1 m.
24.I .59	3 cm.	1,40 "	1,45 "
31.I .59	3,60 "	2,40 "	3,90 "
7 .2 .59	3,90 "	2,50 "	5 m.
14.2 .59	3,90 "	2,60 "	4,75 "
21.2 .59	3,80 "	2,65 "	5 m.
28.2 .59	4,15 "	2,90 "	6,15 "
7 .3 .59	4,15 "	3 m.	6,90 "
13.3 .59	4,40 "	3,25 m	7,60 "
20.3 .59	4,55 "	3,40 "	7,60 "
27.3 .59	4,45 "	3,40 "	7,60 "