

INVENTAIRE DE LA RESSOURCE EN EAU
ET MINI-CENTRALES

ETUDE DE CAS : MALI, MADAGASCAR, MAURICE

Jean-Pierre LAMAGAT

O.R.S.T.O.M.

INSTITUT FRANCAIS DE RECHERCHE SCIENTIFIQUE
POUR LE DEVELOPPEMENT EN COOPERATION

RESUME : L'Auteur a effectué une série de Missions pour le compte du DEPARTEMENT DE COOPERATION TECHNIQUE des NATIONS UNIES (PNUD). Ces Missions qui se sont déroulées au MALI, à MADAGASCAR et à l'ILE MAURICE ont eu pour objet l'assistance technique à ces pays dans le but d'accroître l'utilisation de leurs propres ressources énergétiques renouvelables et à réduire ainsi leurs sujétions aux sources extérieures.

Dans chaque état les études s'intéressent aux ressources hydro-électriques disponibles et à la sélection des implantations de mini-centrales. Les nouvelles installations ont pour but de satisfaire à l'approvisionnement en énergie à un prix raisonnable, compte-tenu de l'augmentation excessive du coût du pétrole. Les critères retenus sont les suivants:

- Existence d'un marché ou d'une demande permettant l'utilisation immédiate et complète de l'énergie produite,
- La solution mini-centrale préconisée doit parvenir à une production d'énergie plus économique que celle produite en utilisant une autre source,
- La puissance installée dans chaque aménagement ne doit pas excéder initialement 10MW,
- Le coût du KW installé, à la date de mise en service ne doit pas dépasser 5000 \$US/KW.

Dans chaque cas les études ont conclu qu'il importe de développer rapidement l'utilisation des ressources énergétiques Nationales dans le double but de:

- Réduire l'utilisation des devises fortes pour l'importation de carburants diesels qui assurent une part excessive des productions d'énergie électrique,
- Réduire l'exploitation en nombre d'heures des groupes diesels en service afin d'augmenter leurs durées de vie.

ORSTOM
HYDROLOGIE
DOCUMENTATION

81 196

27 OCT. 1983

O.R.S.T.O.M. Fonds Documentaire
N° : 3458
Cote : B3458

INTRODUCTION

Je n'entrerai pas dans les détails des divers projets, quelques dix pages seraient bien insuffisantes. Afin de donner une idée générale du déroulement des missions et des études, j'ai joint un plan-type qui décrit le déroulement complet d'un cycle d'étude.

L'équipe est toujours constituée d'un Ingénieur Planificateur en alimentation électrique et d'un Expert Hydrologue en aménagement. Les rapports de chaque membre ont été écrits séparément puis une synthèse, bien obligatoire, a été réalisée.

Les divers cas étudiés sont représentatifs des situations que l'on rencontre dans les Pays en voie de Développement.

Les points qui m'ont parus les plus intéressants sur le plan des études hydrologiques sont développés à la suite du plan général-type des études.

Pour chaque pays le déroulement de la mission a été le même :

- Rencontres avec les Autorités de tutelles compétentes en matière d'énergie qui fixent les sites les plus intéressants sur le plan National, nous avons demandé à ces Autorités de limiter le nombre de sites à huit.
- Examen des différents facteurs économiques et physiques concernant chaque site puis sélection de deux sites et éventuellement d'une option.
- Propositions pour l'aménagement immédiat des sites sélectionnés au Département de la Coopération et du Développement des NATIONS UNIES.

Le rapport intéressant les sites aménageables de l'île MAURICE a été retenu pour évolution vers la phase "avant-projet détaillé" par l'Organisme maître d'oeuvre.

5. SITES RECOMMANDÉS POUR AMÉNAGEMENTS

- 5.1. Sites sélectionnés par les Organismes Nationaux compétents
- 5.2. Identification des sites favorables - Méthodologie
- 5.3. Sites étudiés et non-retenus
- 5.4. Sites étudiés et retenus (2)

6. ETUDE D'UN PROJET

- 6.1. Région Administrative
- 6.2. Besoins locaux d'énergie
- 6.3. Site
 - 6.3.1. Caractéristiques physiques - Climat - Hydrologie
 - 6.3.2. Plan de l'aménagement et programme des travaux
 - 6.3.3. Coût initial du projet
 - 6.3.4. Recommandations

7. REAMENAGEMENT D'UN SITE

- 7.1. Recommandations

ANNEXES

En annexe sont produits tous les renseignements concernant les missions, leur organisation, etc... Une annexe-type comprend les points suivants:

1. Description des fonctions des Participants
2. Description sommaire du pays
3. Carte topographique du pays
4. Carte géologique du pays
5. Climat - Température
6. Situation économique - Evolution
7. Communications intérieures
8. Coûts unitaires pour constructions civiles
9. Coûts unitaires pour lignes de transmission
10. Plan de situation des possibilités hydro-électriques
11. Plan de situation des centrales diesels
12. Comparaison du coût unitaire du KWH hydro et diesel
13. Evolution de la production d'électricité
14. Evolution de la consommation d'électricité
15. Production journalière représentative
16. Productions mensuelles d'électricité
17. Production et pointes
18. Plan régional d'un aménagement
19. Plan des sites
20. Rapports hydrologiques et climatologiques.

PLAN GENERAL-TYPE DES ETUDES

1. SOMMAIRE

- 1.1. Objectifs des missions
- 1.2. Mandats
- 1.3. Activités et contacts
- 1.4. Constatations
- 1.5. Recommandations
- 1.6. Conclusions

2. CADRE GEOGRAPHIQUE ET ECONOMIQUE

- 2.1. Situation - Relief - Géologie
- 2.2. Population
- 2.3. Régimes climatiques - Hydrologie
- 2.5. Ressources naturelles
- 2.6. Génie civil

3. PARAMETRES DES AMENAGEMENTS HYDRO-ELECTRIQUES

- 3.1. Prix et salaires
 - 3.1.1. Transports
 - 3.1.2. Salaires
 - 3.1.3. Génie civil
 - 3.1.4. Règlements concernant les Aménagements Hydro-électriques
- 3.2. Coût de production d'électricité
 - 3.2.1. Sources d'énergie pour l'électrification
 - 3.2.2. Potentiel minéral
 - 3.2.3. Potentiel biomasse
 - 3.2.4. Potentiel atmosphérique et géophysique
 - 3.2.5. Energie diesel et énergie hydraulique

4. PRODUCTION ACTUELLE ET CONSOMMATION

- 4.1. Centrales électriques
 - 4.1.1. Centrales hydro-électriques Nationales
 - 4.1.2. Centrales thermiques
 - 4.1.3. Centrales privées
- 4.2. Distribution de l'énergie électrique
 - 4.2.1. Réseaux de transmission et de distribution
 - 4.2.2. Méthodes d'exploitation des centrales et des réseaux
- 4.3. Production et consommation d'énergie électrique
 - 4.3.1. Evolution de la production
 - 4.3.2. Répartition de la consommation
 - 4.3.3. Productions et pointes journalières représentatives
 - 4.3.4. Tarifs et facturation
- 4.4. Nécessité de nouvelles centrales hydro-électriques
 - 4.4.1. Analyse de la situation actuelle
 - 4.4.2. Recommandations pour le développement de l'électrification

POINTS SPECIFIQUES AUX PAYS EN VOIE DE DEVELOPPEMENT

Les objectifs étant décrits dans le résumé, le point spécifique suivant est:

1.2. MANDAT

L'étude est confiée à un ingénieur planificateur en alimentation électrique et à un expert en hydrologie des zones concernées. Leur mandat est le suivant:

- passer en revue les données économiques relatives à la production d'électricité dans le pays;
- identifier les sites potentiels pour l'implantation de petites centrales hydro-électriques;
- passer en revue les études déjà réalisées de sites pouvant convenir en vue d'apprécier leur faisabilité dans les conditions actuelles;
- élaborer le cas échéant des plans et devis préliminaires pour la construction de petites centrales hydro-électriques sur les sites en question;
- visiter les sites présélectionnés et comparer les coûts d'exploitation escomptés avec ceux de centrales diesels;
- effectuer la réévaluation économique préliminaire des projets de mise en valeur hydro-électrique qui avaient été jugés non-rentables à l'occasion d'études antérieures;
- examiner les données hydrologiques existantes en vue d'évaluer les disponibilités en eau des sites envisagés;
- en l'absence de données sûres, estimer le profil hydrologique des cours d'eau des sites en question en se fondant sur les statistiques pluviométriques;
- dans la mesure du possible, assurer la formation du personnel local;
- élaborer un rapport sur les activités de l'équipe en incluant les conclusions et recommandations quant aux actions à entreprendre ultérieurement.

MALI

CAS D'UN BASSIN SANS OBSERVATION HYDROLOGIQUE

Un site a été fortement demandé par les Responsables Maliens, celui de KENIOTO, situé dans l'extrême Ouest du pays, près du centre régional de KENIEBA, à 175 kms au sud de KAYES. La ville de KENIEBA a 6.000 ha et l'arrondissement atteint une population de 20.000 âmes. Depuis 1971, la situation de la ville de KENIEBA va en empirant sur le plan de l'alimentation en eau. De nombreux points d'eau sont secs, et les seuls qui ne le sont pas présentent des teneurs en sels minéraux trop fortes pour un usage domestique.

Pour améliorer un ravitaillement aussi précaire, il était normal que l'on pense à utiliser l'eau du marigot DOUNDJI, au bord duquel la ville est bâtie. Toutefois, faute de service Public d'électricité, il fallait résoudre le problème d'énergie pour le pompage de l'eau nécessaire à l'alimentation des 6.000 ha. de l'agglomération urbaine. D'autres raisons sont intervenues, par exemple la conservation des fruits produits dans la région en grande quantité (oranges, etc...), ou les produits de l'élevage...

C'est ainsi qu'un projet d'accumulation de l'eau du DOUNDJI a pris naissance. KENIEBA est construite au pied d'un massif rocheux (grés) dont les sommets surplombent la ville de quelques centaines de mètres. Le DOUNDJI, dont le bassin est situé entièrement sur le plateau, fait une chute d'une centaine de mètres avant d'arriver au niveau de la ville. En 1975, Electricité de France participa à une mission et confirma l'intérêt de l'aménagement.

Les observations hydrologiques étant inexistantes, j'ai dû procéder à une estimation des divers paramètres nécessaires au calcul de l'aménagement. Dans ces cas là, le schéma d'étude est toujours le suivant:

- A l'aide de la carte topographique régionale de plus petite échelle (200.000ème dans le cas présent), estimation ou calcul des paramètres géographiques et morphologiques du bassin versant au niveau du site afin de posséder des éléments de classement dans les études de synthèses hydrologiques existantes:

- Coordonnées géographiques et altitude du site;
- Surface du bassin, périmètre, coefficient de compacité, rectangle équivalent, indice général de pente.

Recherches des paramètres climatiques en utilisant les observations de la station climatologique la plus proche (observations longue-durée).

- Vents, températures, humidité relative, évaporation,
- Pluviométrie journalière et annuelle.

Etude statistique de cette dernière, évaluation des hauteurs de pluie précipitées pour différentes périodes de retour.

Modifications des résultats si les conditions du site sont particulières.

Dans le cas des petits aménagements il n'est pas question de régularisation et les deux paramètres à évaluer sont:

- Les apports annuels (en l'absence d'observations, défaillances en débits inconnues),
- Calcul de la crue de projet (dans le cas présent évaluation de la crue décennale).

Pour ces deux estimations il convient en général de se rapprocher des études de synthèses effectuées sur bassins représentatifs ou sur les résultats d'observations extrapolables au cas présent.

Dans le cas de KENIOTO, je disposais de la carte au 200.000ème pour l'estimation des paramètres physiques :

$$S = 57 \text{ km}^2 \quad P = 34,5 \text{ kms} \quad Kc = 1,282 \quad L = 12,82 \text{ kms} \quad l = 4,43 \text{ kms} \\ I_g = 0,0234 \text{ soit } 23,4 \text{ m/km}$$

La station climatologique de KENIEBA présente des observations relativement complètes durant une période de 22 ans. L'utilisation de la loi de PEARSON III pour ajustement sur les pluies de 24h donne les résultats suivants :

F = 0,5	P = 105 mm
F = 0,8	P = 129 mm
F = 0,9	P = 145 mm
F = 0,95	P = 163 mm

La pluviométrie moyenne interannuelle atteint 1250 mm à KENIEBA, le site de la station climatologique est très spécial, des falaises de plusieurs centaines de mètres le surplombant. Les averses y sont certainement très fortes et leur répartition statistique donne une valeur surestimée de la pluie décennale précipitée en 24h. J'ai estimé que celle-ci doit être de l'ordre de 130 mm, ce qui correspond aux études générales effectuées en AFRIQUE de l'OUEST.

ESTIMATION DE LA CRUE DECENNALE

En 1980 j'ai effectué la synthèse des résultats des observations réalisées sur 9 bassins de la bande 1100 - 1350 mm au MALI. Cette note a conduit à l'évaluation du débit spécifique décennal en fonction de la surface d'un bassin versant et de la pluviométrie moyenne interannuelle. dans le cas présent ($S = 56,8 \text{ km}^2$ et $P_{\text{moy}} = 1.250 \text{ mm}$), l'abaque établie donne :

$$Q_s(0,1) = 885 \text{ l/s/km}^2$$

Soit :

$$Q(0,1) \# 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Or I_g est très important (23m/km), le temps de base de l'hydrogramme dans le cas moyen est de 34 heures, avec un indice de pente aussi fort, le temps de base est de l'ordre de 17 heures, ce qui double sensiblement le débit maximum de crue :

$$Q(0,1) \# 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les autres paramètres physiques sont tout à fait comparables à ceux utilisés dans la note de synthèse.

ESTIMATION DES APPORTS ANNUELS AU SITE

Dans la même synthèse une évaluation de la lame d'eau ruisselée annuellement (Hr) a été effectuée en fonction de la pluviométrie correspondante. Dans la bande 1100 - 1350 mm, Hr est donnée par :

$$\underline{HR = K.(P_{moy} - P_o)}$$

Hr = Lame d'eau ruisselée en mm,

P_{moy} = Hauteur de pluie précipitée annuellement sur le bassin,

P_o = Hauteur de pluie ne donnant pas lieu à écoulement (infiltration, etc...),

K = coefficient de ruissellement dépendant des caractéristiques géomorphologiques du bassin.

Pour le DOUNJJI à KENIOTO P_o est estimé, comme dans tous les cas de la note, à 625 mm. K est de l'ordre de 0,20 dans cette zone :

$$\underline{Hr = 0,2 . (P_{moy} - 625)}$$

$$Hr(0,5) = 125 \text{ mm} \quad Vr = 7 \text{ Mm}^3$$

$$Hr(0,1) = 69 \text{ mm} \quad Vr = 4 \text{ Mm}^3$$

Ces chiffres ont conduit finalement à retenir l'équipement du site avec une turbine PELTON de 200 Kw. Le coût de l'aménagement est très supérieur aux normes, mais il faut tenir compte de l'alimentation en eau de la ville qui se ferait gravitairement après turbinage, la centrale se situant 60 mètres environ au-dessus de la ville.

Une étude effectuée par SENEGAL-CONSULT pour le compte des NATIONS UNIES en 1970 a été reprise dans le cadre de la mission. Il s'agit de l'équipement des chutes du fleuve SENEGAL à FELOU, village situé à 12 kms à l'amont de la ville de KAYES. Il y existe déjà une "antique" installation hydro-électrique de faible capacité.

Les besoins pressants d'énergie électrique, tant pour les industries que pour les irrigations expliquent pourquoi la Direction Générale d'Énergie du MALI a placé la Région de KAYES en tête de sa liste des priorités d'équipement.

Les études hydrologiques ont consisté en une mise à jour de celles effectuées dans le passé. La seule originalité du site est constituée par la variation importante de charge en fonction du débit. Une station d'observation est installée de part et d'autre de la chute, l'extrapolation des différences de niveaux pour tout le marnage n'a pas posé de difficulté majeure.

Les débits caractéristiques ont été étudiés dans deux cas : année de faible hydraulicité (F = 0,9 au dépassement) et année considérée comme moyenne.

Le reste de cette étude ne présente pas de caractère particulier.

ILE MAURICE

A l'île MAURICE le problème de la gestion des eaux de surface est extrêmement important vu la taille exiguë de l'île et sa densité de population. L'eau précipitée doit être utilisée à 100% sur tout son parcours, d'abord captée dans des réservoirs en altitude, puis turbinée jusqu'aux plaines cotières où elle sert à l'irrigation de la canne à sucre, principale ressource de l'île. Une partie de l'eau captée dans les réservoirs sert à l'alimentation gravitaire des villes de l'intérieur (CUREPIPE) et de la côte (PORT LOUIS, etc...), et ne peut donc pas être utilisée pour le turbinage.

La régularisation intégrale des cours d'eau est la solution aux problèmes de l'île, les chutes équipables ayant été aménagées et celles qui restent ne présentant pas une rentabilité certaine.

1. COMPLEXE DE TAMARIND FALLS

Comme le montre le graphique ci-joint, il s'agit-là d'un réservoir qui reçoit les eaux de divers ruisseaux et les lachures de MARE de VACOAS et de MARE LONGUE.

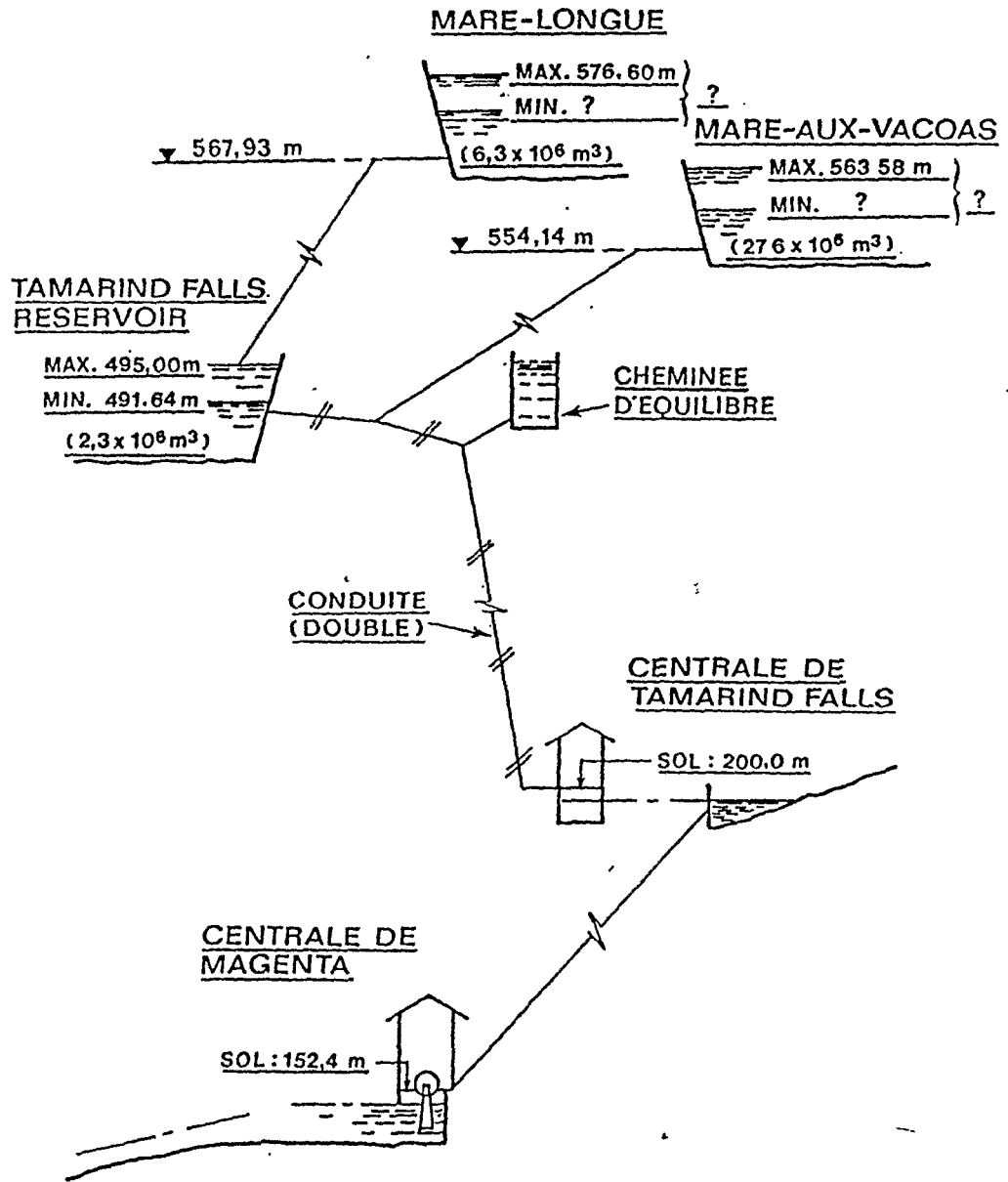
L'étude a consisté à estimer le dimensionnement du réservoir de TAMARIND FALLS afin d'optimiser l'utilisation des apports du complexe des mares et des ruisseaux. Les débits issus des MARES étant totalement artificiels (maîtrise totale au niveau de la gestion des retenues), les apports des mares et des ruisseaux ont été considérés séparément.

La reconstitution des débits journaliers de la période 11/72 à 10/82 a été assez aisée, les différents bassins ayant des réponses semblables à une pluviométrie relativement homogène. Le tableau suivant contient les débits moyens mensuels transitant par le réservoir de TAMARIND FALLS et les volumes correspondant depuis 11/72.

Le graphique de la page suivante contient l'évaluation du volume du réservoir permettant de régulariser intégralement les crues sur toute la période.

Une correction d'hydraulicité a ensuite été effectuée afin de réduire les effets d'un déficit pluviométrique durant la période 1972-1982. La capacité de la retenue étant portée à 12,1 Mm³, après déduction de la compensation et de l'évaporation, le volume annuel net utile atteint 25,7 Mm³, soit un gain de régularisation de 5 à 6 Mm³ et une augmentation du productible de 2,2 GWH/an. Cette amélioration sera obtenue par la seule modification du seuil de la digue de TAMARIND FALLS et en équipant la chute d'une nouvelle conduite forcée, l'usine devant recevoir de nouvelles turbines.

L'évacuation de la crue de projet ne posera pas de problème nouveau, l'amortissement dans la retenue étant amélioré par l'augmentation des volumes stockés.



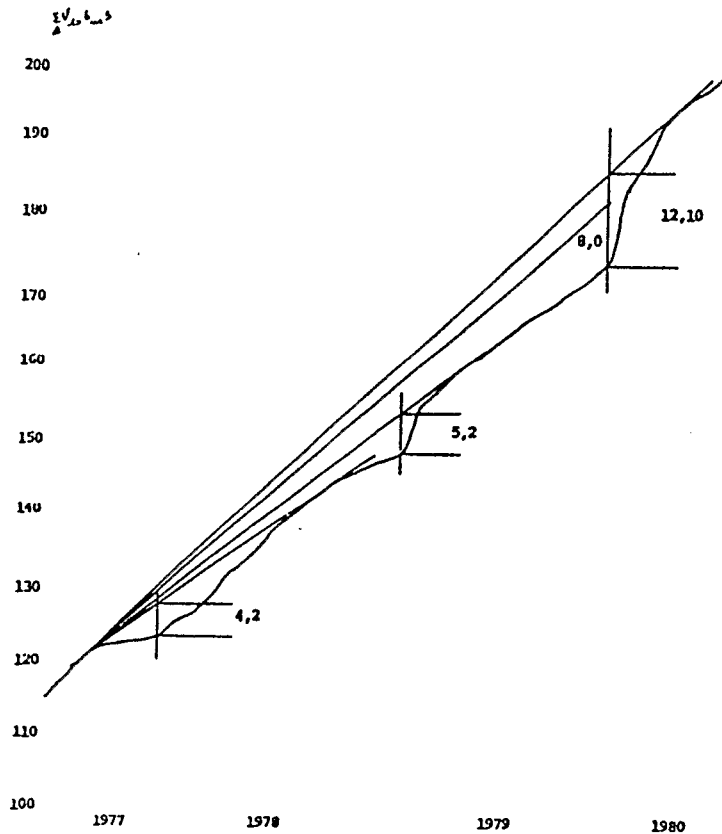
AMÉNAGEMENT INTÉGRÉ
MARE-AUX-VACOAS
MARE-LONGUE
RIVIÈRE TAMARIN

TANARINO FALLS
VOLUMES TRANSITANT PAR LA RETENUE DE TANARINO FALLS (10⁶ m³)
ET VOLUMES CUMULES

ANNEE	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1972/73	1,030 1,03	1,745 2,78	3,278 6,05	4,694 7,75	2 968 10,7	3,724 14,6	2,836 17,3	2,368 19,6	2,248 21,9	1,617 23,5	1,795 25,3	2,085 27,4	27,39
1973/74	2,305 29,7	2,098 31,8	0,882 32,7	1,276 33,9	2 361 36,3	2,886 39,2	2,262 41,4	1,131 42,6	1,327 43,9	2,111 46,0	1,314 47,3	2,095 49,4	22,03
1974/75	2,393 51,8	0,982 52,8	1,258 54,1	2,056 56,1	1 475 57,6	1,510 59,1	3,822 62,7	2,746 65,5	3,178 68,6	4,389 73,0	1,782 74,8	1,829 76,8	27,22
1975/76	1,541 78,2	1,235 79,4	0,775 80,2	1,432 81,8	1 853 83,7	2,288 85,9	1,93 87,9	2,601 90,5	1,557 92,0	2,215 94,2	1,750 96,0	1,499 97,5	20,85
1976/77	1,525 99,0	1,599 101	3,184 104	2,524 106	2 106 108	3,094 112	2,385 114	1,666 116	2,794 118	2,527 121	1,345 122	0,473 123	25,22
1977/78	0,248 123	0,404 124	2,961 126	1,154 127	2 300 129	3,315 132	1,820 134	3,061 137	2,414 140	2,104 142	1,773 144	1,741 145	22,60
1978/79	1,042 146	0,899 147	0,915 148	6,579 155	2 213 157	2,613 160	1,882 161	1,800 163	2,310 166	1,944 168	1,469 169	1,946 171	25,61
1979/80	1,432 172	2,155 175	9,798 184	3,578 188	5 524 193	2,553 196	1,509 197	1,808 199	1,432 201	2,332 203	2,318 206	2,251 208	37,09
1980/81	2,452 210	2,749 213	2,571 216	2,266 218	2 872 221	7,925 229	1,468 230	2,190 233	2,324 235	2,404 237	2,195 239	2,195 241	33,61
1981/82	2,281 244	3,050 247	2,284 249	5,987 255	2 420 258	4,248 267	4,114 268	3,197 269	3,155 272	3,837 276	2,498 278	2,884 281	39,71

1ère ligne - volume écoulé dans le mois - 2ème ligne - Volumes cumulés depuis le 1/11/1972 --

TANARINO FALLS



Les deux autres sites retenus par la mission sont de type classique: -bassin d'altitude, retenue suffisamment importante pour régulariser au niveau annuel, conduite forcée, turbines situées à quelques dizaines de mètres au-dessus du niveau de la mer de manière à pouvoir encore utiliser l'eau pour l'irrigation gravitaire de la canne à sucre.

SITE DE CHAMAREL

1. Apports annuels

Dix années complètes de débits moyens journaliers disponibles. L'échantillon a été étendu à l'aide de la pluviométrie annuelle relevée à trois postes. La régression est correcte ($r=0,941$ pour 16 couples de valeurs), l'ajustement d'une loi sur l'échantillon des valeurs classées est excellent dans le cas de la Distribution Exponentielle Généralisée.

2. Dimensionnement du réservoir

Le site étant favorable à la réalisation d'une retenue de 24 Mm³, l'étude de la régularisation a été faite pour déterminer le volume nécessaire à une maîtrise totale des pointes de crues. L'examen des observations de débits effectuées de 1964 à 1974 permet de tracer la courbe des débits cumulés en fonction du temps. La plus forte variation de volume intervient en 1968-70, le calcul de la retenue a été fait à partir de cette période. Le coût de l'aménagement est porté dans le tableau ci-joint, évaluation faite en fonction du volume régularisé, donc capacité de la retenue, et puissance fournie.

En fait les années utilisées pour l'étude de la régularisation présentent un caractère d'exception dont la période de retour doit avoisiner 100 ans. Or la rentabilité de l'aménagement doit être assuré avec une fréquence de 4 ans sur 5. Afin de connaître le volume optimal, un tirage au hasard a été effectué dans la loi de répartition des modules annuels. Après analyse de l'échantillon observé il est apparu que le volume maximal de la retenue nécessaire à la régularisation est égal à l'écart entre deux crues successives. (écart positif) multiplié par un facteur de 0.76

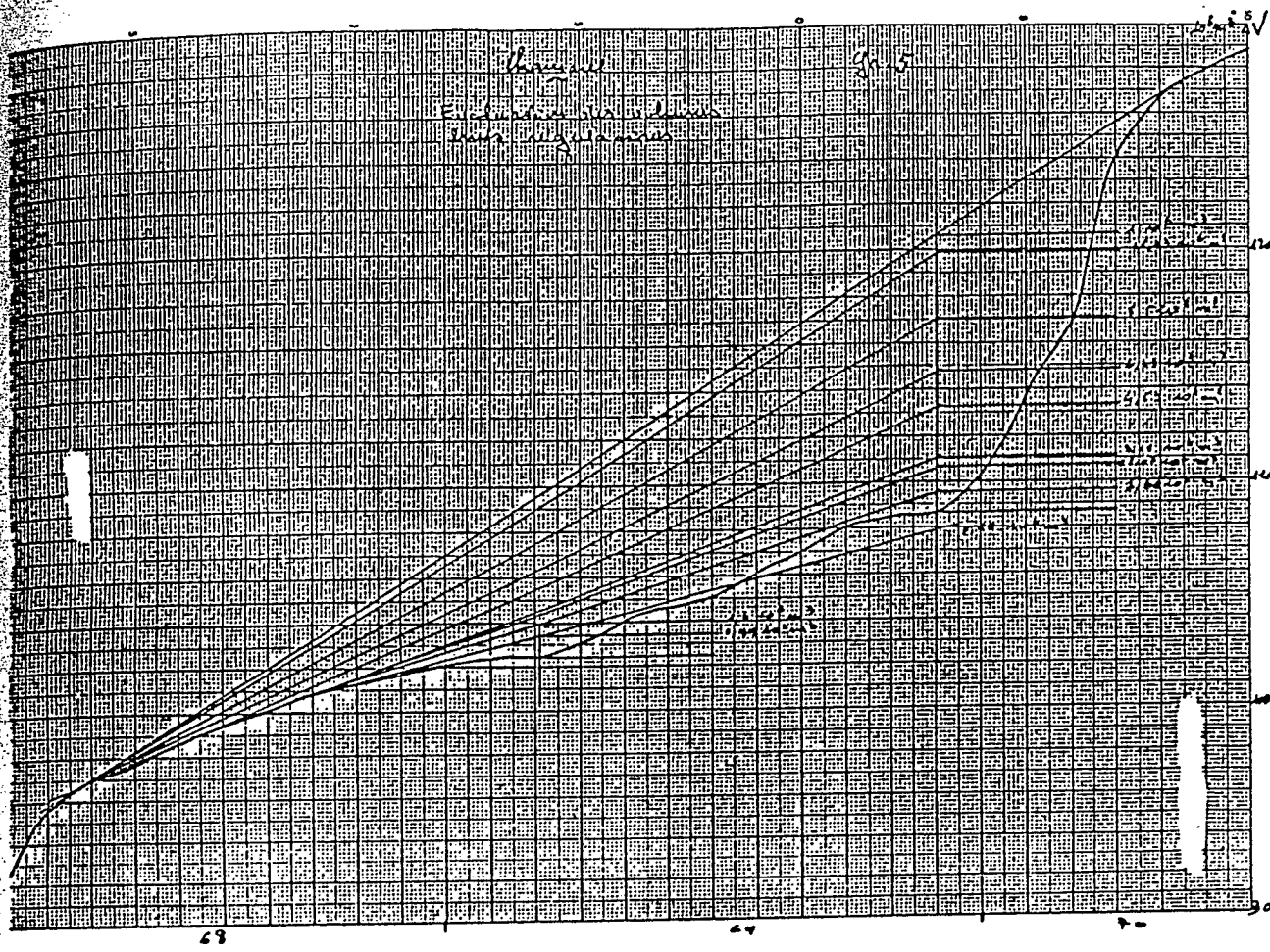
$$V_{\text{rég}} = (V_j - V_{j-1}) \cdot 0,76$$

Un échantillon fictif de 51 valeurs est créé par tirage, soit 50 valeurs du terme : $DV \cdot 0,76$. Terme qui est lui-même issue de la distribution ci-dessus. Les valeurs classées suivent une loi Exponentielle généralisée de la même forme que celle dans laquelle a été effectué le tirage. L'ajustement donne les valeurs du volume de la retenue et du volume régularisé brut. Pour obtenir la régularisation jusqu'à la fréquence 0,8 au dépassement, il faut prévoir une retenue de 7 Mm³ qui correspond à un V_r brut de 18,7 Mm³ et à un V_r net de 16,4 Mm³, soit un débit net utilisable de 0,521 m³/s.

La chute admise pour le volume régularisé atteint 226 mètres, l'énergie obtenue avec un tel débit sera de :

$$W = 8,1 \text{ GWH}$$

Sans régularisation, un débit de 500 l/s ne serait assuré que 110 jours/ans en fréquence 0,8.



BASSIN DE CHAVAREL

(Retenue - Calculs effectués sur les années 1968 à 1970)

(1) Niveau maximum eau (pieds)	(2) Crête barrage (pieds)	(3) Capacité retenue (10^6 m^3)	(4) Volume annuel rég. brut	(5) Période critique (jours)	(6) Compensation (10^6 m^3)	(7) Evap. (10^6 m^3)	(8) Gain net utile (10^6 m^3)	(9) Coût Aménagement (MRS)	(10) Puissance fournie (GWh)
872	882	12,00	14,9	579	1,66	0,88	12,36	182	6,47
870	880	11,33	14,55	575	1,66	0,84	12,05	171	6,31
860	870	8,50	12,74	575	1,66	0,65	10,44	127	5,47
850	860	6,23	11,33	570	1,66	0,52	9,15	97	4,79
840	850	4,53	10,21	495	1,66	0,45	8,10	66	4,24
830	840	3,11	9,39	426	1,66	0,39	7,34	50,4	3,84
820	830	2,07	8,45	420	1,66	0,32	6,47	45	3,39
810	820	0,99	6,00	144	1,66	0,26	4,08	(35)	2,14

MADAGASCAR

A la demande de la Direction de l'Energie (JIRAMA), nous avons examiné 9 projets d'aménagements, nous avons retenu 2 sites qui nous ont paru prioritaires, surtout sur le plan économique, l'énergie électrique faisant affreusement défaut dans les "greniers à riz" de l'île. Ces deux sites sont le MANINGORY à VODRIANA, pour l'alimentation de la région du Lac ALAOTRA et le LOKOHO à ANDRAKATA pour l'alimentation de la cuvette d'ANDAPA.

Les études hydrologiques ont été menées selon le plan habituel, quelques points sont intéressants, en particulier, des études effectuées à MADAGASCAR sur les fréquences rares par L. DURET permettent d'évaluer la crue de période 100 ans à l'aide d'une équation de la forme :

$$Q(100) = F(I) \cdot Q'(S, H(24, 100))$$

$F(I)$ = paramètre fonction de la pente moyenne du bassin (I)

$I = DH/L$ avec L = longueur du rectangle équivalent

DH = écart entre cote des surfaces mini et maxi correspondant à 95% de la surface du bassin.

$$DH = H(S95) - H(S5)$$

Q' = valeur du débit en fonction de la surface et de la hauteur de l'averse centenaire précipitée en 24 heures.

$F(I)$ et Q' sont de la forme :

$$F(I) = b \cdot I^a \quad \text{et} \quad Q' = b' \cdot S^{a'}$$

Pour le bassin du LOKOHO au site :

$$S = 1038 \text{ km}^2 \quad L = 55,95 \text{ kms} \quad DH = 1750 - 480 = 1270 \text{ mètres}$$

$$I = 22,7 \text{ m/km}$$

$$\text{Pour MADAGASCAR : } a = 0,32172 \quad b = 0,51479 \quad \text{d'où : } F(I) = 1,406$$

La pluie de fréquence centenaire est évaluée dans l'étude à 271mm, les tables fournies par L. DURET permettent d'interpoler entre 250 et 300mm, et donnent :

$$Q'(250) = 2.318 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q'(300) = 2952 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(100) = 3650 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'estimation de la crue de projet est faite à l'aide de ce résultat et des observations directes : - Après enquête il s'avère que dans les cinquante dernières années, deux cyclones ont provoqué des crues dont les pointes ont atteint toutes deux environ 3.400 m³/s. La crue centenaire a été évaluée à 3650 m³/s par la méthode synthétique. Compte-tenu de la dégradation de la végétation de couverture du bassin, il m'a paru correct d'évaluer la crue de projet à :

$$Q_{\text{projet}} \# 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la deuxième site (MANINGORY à VODRIANA), je disposais des observations effectuées à ANDROMBA par l'ORSTOM entre Janvier 1976 et fin-Novembre 1981. Quelques lacunes d'observations de hauteurs ont été comblées, et après avoir fait l'étude des paramètres nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage au niveau d'ANDROMBA, j'ai fait l'extension de ceux-ci à VODRIANA, site retenu. Le bassin observé a une aire de 1855 km² et le complément de surface atteint 650 km². Pour le calcul des apports et des défaillances en débits, j'ai utilisé les observations effectuées sur un bassin situé dans la même bande pluviométrique et dont la surface est de 921 km² (SAHABE à BETAMKO). J'ai supposé que les apports des bassins complémentaires sont proportionnels à ceux de la SAHABE à BETAMKO suivant l'équation :

$$Q_2 = Q_1 \cdot (S_2/S_1)^{0,8}$$

Le coefficient 0,8 est utilisé à MADAGASCAR pour les bassins de surface supérieure ou égale à 200 km². Soit :

$$Q_2 = 0,757 \cdot Q_1$$

J'ai établi la matrice des débits moyens mensuels pour la période des observations en ajoutant les débits calculés des bassins complémentaires à ceux d'ANDROMBA. La régression parabolique existant entre débits moyens aux deux stations permet de calculer la nouvelle matrice du nombre de jours de défaillance en fonction de Q pour la même période.

Cette même régression m'a permis de calculer la série des modules au site en fonction de celle d'ANDROMBA. Une distribution de PEARSON III conduit à l'évaluation des modules fonction de la période de retour. Le tracé du graphique des défaillances en nombre de jours pour des débits donnés (10 - 20 - 50 m³/s) est réalisé en fonction du module pour des fréquences variables.

La crue de projet est estimée en évaluant la crue du bassin complémentaire à l'aide de la méthode synthétique. Le temps de montée de cette crue est très court par rapport à celui de la crue enregistrée à ANDROMBA. Le total des deux maxima atteint environ 1800 m³/s, compte-tenu du décalage en temps du passage des maxima, la conjugaison des deux phénomènes ne devrait pas créer une pointe de débit supérieure à 1.500 m³/s.

$$Q_{\text{projet}} \# 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$$