

II. Possibilité de l'exploitation des ressources en eau

II - 1 Ressources

Les ressources en eau dans la Région de l'Etude sont les suivantes;

- 1) Eaux souterraines autour d'Ambovombe
- 2) Eaux souterraines autour d'Ambondro
- 3) Fleuve Mandrare
- 4) Fleuve Manambovo
- 5) Sous-écoulement de Bemamba

II - 2 Eaux souterraines autour d'Ambovombe

En ce qui concerne la nappe supérieure I, nous nous pouvons pas la considérer comme une ressource en eau exploitable à en juger par l'abaissement permanent de niveau d'eau, ce qui tient son origine de sur-implantation des puits.

Par contre, il n'y a que 4 puits pour la nappe II au point K, et le K2 montre une perméabilité assez bonne (coefficient de perméabilité $K = 5,7 \times 10^{-2}$ cm/sec.) Et, le puits K1 est actuellement en fonctionnement dont le débit est estimé $17 \text{ m}^3/\text{sec}$. Mais si tous les trois puits se mettent en fonctionnement, la nappe risque se tarir par intervention alternaive, car K1, K2, K3 se voient côte à côte.

Le calcul nous apprend que la zone d'influence atteint 300 m en cas de pompage constant de $29 \text{ m}^3/\text{j}$ par puits pendant toute l'année.

Par conséquent, si nous pouvons confirmer, dans le point éloigné de K, l'existence de la nappe importante qui correspond à la nappe II, l'exploitation de l'eau souterraine d'Ambovombe serait réalisable.

Et il est aussi nécessaire de faire un examen sur bilan d'eau dans la zone où la nappe est alimentée directement par pluie.

Nous n'avons pas pu obtenir de donnée précise sur eau souterraine et évapotranspiration, pourtant, nous avons essayé hardiment le calcul.

Bilan d'eau sur nappe I

Puisque l'eau souterraine de cette zone ne devrait pas sortir à l'extérieur, nous pouvons obtenir la quantité d'alimentation selon le calcul ci-dessous;

(alimentation de la nappe) = (précipitation - évapotranspiration) \times surface

Précipitation = 626 mm/an

Evapotranspiration = 561 mm/an

Surface = 2.000.000 m^2

Ainsi, l'alimentation de la nappe est $130.000 \text{ m}^3/\text{an}$

Si on détermine la quantité d'alimentation utile 80 %, elle sera 104.000 m³/an.

La consommation actuelle étant estimée 110.000 m³/an, le bilan de l'eau souterraine d'Ambovombe est déficitaire de l'ordre de 6.000 m³/an.

Le déficit de l'alimentation de la nappe entraîne avec un indice des vides de 0,1, l'abaissement du niveau d'eau de 3 cm/an. Ce chiffre appuyé le témoignage dit que le niveau a baissé 2m au cours des 10 dernières années.

Potentiel de nappe II

L'extension de la nappe II n'étant confirmée qu'à une partie très limitée, la détermination de l'étendue de l'alimentation de la nappe exerce une influence sur le plan d'exploitation.

L'étendue de l'alimentation de la nappe II est estimée 700.000 - 1.000.000 m²

| étendue | précipitation évapotranspiration | alimentation | potentiel | consommation actuelle | débit exploitable |
|-----------|-------------------------------------|--------------|-----------|--------------------------|----------------------|
| (1) | | | | | |
| 700.000 | 0,065 | 45.500 | 36.400 | 16.500 | 19.900 |
| (2) | | | | | |
| 1.000.000 | 0,065 | 65.000 | 52.000 | 16.500 | 35.500 |

Supposé que l'on exploite nouvellement cette nappe de l'ordre de 80 m³/j, soit 29.200 m³/an, le bilan d'eau se stabilise pour le cas (2), et pour le cas (1) il y aurait un déficit de 9.300 m³/an qui entraîne l'abaissement du niveau de 10 cm/an, soit 1/3 de l'épaisseur de l'aquifère pendant 10 ans.

Par conséquent, ce plan d'exploitation devrait être considéré comme la solution temporaire.

Recommandation sur l'exploitation des nappes

Comme nous avons souligné, le débit exploitable est défini par la précipitation et la surface de l'alimentation de la nappe. Et il est convenable de le déterminer, en sécurité, suivant à la précipitation minimum.

La précipitation minimum à Ambovombe a été enregistrée en 1974, 370 mm/an au cours des 10 dernière années. D'ailleurs, l'évapotranspiration a été calculée 561 mm/an par Mr. J.Requier. Ce chiffre dépasse largement la précipitation minimum. Mais, en réalité, la nappe doit être alimentée même pendant la saison d'étiage.

Ici, nous essayons estimer l'évapotranspiration de la saison d'étiage.

$$E = \text{Alimentation moyenne de la nappe} \times \frac{\text{précipitation minimum}}{\text{Précipitation moyenne}}$$

$$A = 65 \text{ mm/an}$$

$$P \text{ min.} = 371 \text{ mm/an}$$

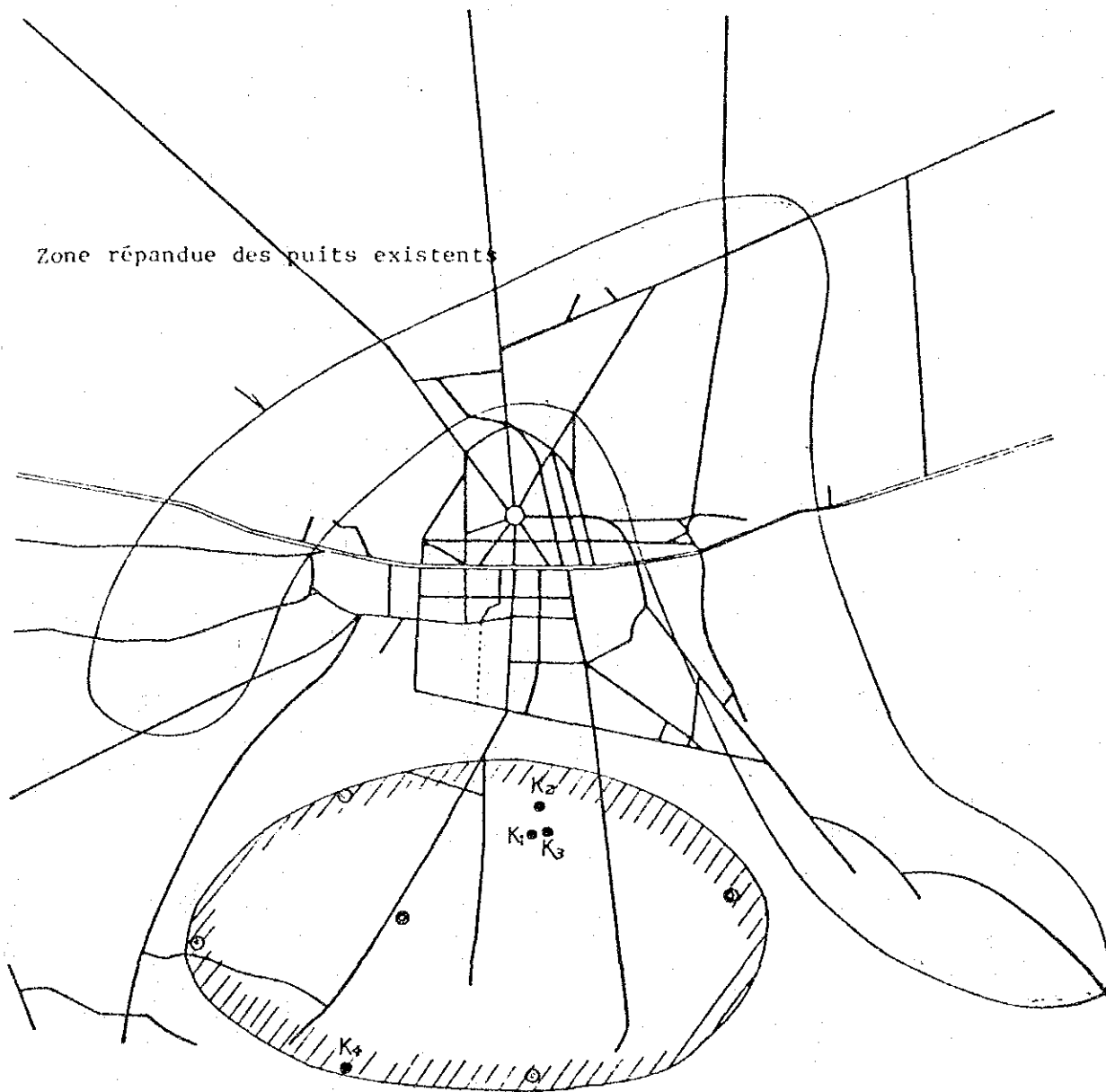
$$P \text{ moy.} = 626 \text{ mm/an}$$

$$E = 65 \frac{371}{626} = 39 \text{ mm/an}$$

En cas de surface de l'alimentation 1.000.000 m², le débit exploitable en sécurité est calculé 14.700 m³/an, soit 40 m³/j.

Le débit actuel des puits de nappe II est estimé 20 m³/j, ainsi, nous considérons que la nouvelle implantation des puits de débit similaire n'entraîne pas le tarissement de nappe.

Fig. II-1 Zone proposée pour l'exploitation des eaux souterraines



Zone répandue des puits existents

Légende

- Puits existents (K1 et K4 sont utilisés)
- ⊙ Points proposés pour l'installation des puits

II - 3 Eaux souterraines autour d'Ambondro

La surface de la zone de sables blancs est couverte par les sables très relâchés. De ce fait, les vovos ont une forme de cuvette très ouverte à cause de l'effondrement de parois, et l'épaisseur de l'eau n'est que 10 à 20 cm.

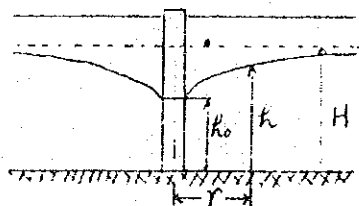
Mais, nous pouvons espérer le débit plus important avec un puits élaboré en mettant en place un captage percé.

Nous rencontrons souvent des vovos implantés au pied de la cuvette, c'est que les habitants savent empiriquement l'endroit où la nappe est facilement atteinte.

Pour la nouvelle implantation des puits, il est recommandé de planter des puits au bord de la cuvette relativement haut pour que cela n'exerce une influence sur les vovos existents.

Nous avons fait un calcul sur le débit basé sur le résultat du teste à Fomehy avec une formule suivante;

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_c^2)}{2,3 \log_{10} (R/r_c)}$$



Q = Débit (m³/min.)

r = Rayon de puits (m)

H = Hauteur d'eau (m)

k = Coefficient de perméabilité (m/min)

R = Rayon d'influence (m)

h_c = hauteur de l'eau de puits (m)

r : 50 cm h : 300 cm H : 500 cm k : 2 X 10⁻³ cm/sec. R : 5.000 cm

Q = 218 cm³/sec. = 0,78 m²/h

En cas de 12 heures de pompage par jour

Q = 9 m³/j

Comme toutes les parties de sables blancs, la nappe est alimentée seulement par pluie, il vaut mieux donc écarter la distance entre ouvrages pour éviter l'intervention alternative.

En supposant que l'alimentation unitaire de la nappe soit 40 mm/an (chiffre estimé par celui d'Ambovombe, 65 mm/an), et que l'alimentation utile soit 60 %, la surface de l'alimentation de la nappe serait 140.000 m², ce qui est égal à 212 m de Rayon. Donc l'écart nécessaire entre ouvrage sera 400m.

II - 4 Régime hydrologique du Mandrare

Comme il a été mentionné dans le chapitre I - 2, le débit moyen mensuel du Mandrare est $6\text{m}^3/\text{sec}$. Le régime hydrologique du Mandrare peut être définie, au point de vue de l'usage de l'eau, par les débits d'étiage qui sont comme suit:

| | | |
|-----------|------|---------------------------|
| 1967 - 68 | 0,05 | m^3/sec . |
| 1968 - 69 | 5,9 | " |
| 1969 - 70 | -- | " |
| 1970 - 71 | 3,0 | " |
| 1971 - 72 | 4,4 | " |
| 1972 - 73 | 5,4 | " |
| 1973 - 74 | 2,6 | " |
| 1974 - 75 | -- | " |
| 1975 - 76 | -- | " |
| 1976 - 77 | 0 | " |
| 1977 - 78 | 0 | " |

Le débit d'étiage est très maigre au cours des dernières années et même le débit zéro est enregistré. Ainsi, pour l'exploitation du Mandrare, il faudrait un examen minutieux sur la régime hydrologique de ce fleuve.

En ce qui concerne l'utilisation actuelle de l'eau du Mandrare, seulement l'usine de plantation de sisal et des camion citerne en y prennent. Comme la consommation est très limitée, on juge que l'exploitation n'empiète pas sur le droit acquis des utilisateurs.

Nous considérons qu'il n'y a pas de problème de qualité de l'eau du fait que l'on utilise actuellement cette eau et par le jugement des résultats obtenus de l'analyse.

Mais il est préférable d'exploiter de l'eau de sous-écoulement pour faire face à l'étiage, et pour la qualité de l'eau.

L'exploitation du Mandrare avec un moyen de captage et pompage ne serait pas très adéquate à la situation actuelle de l'économie locale.

Le débit se minimise en août à 0,5 m³/sec. et les débits d'étiage sont les suivants;

| | 0 m ³ /sec |
|-----------|-----------------------|
| 1967 - 68 | |
| 1968 - 69 | 0,18 " |
| 1969 - 70 | 0 " |
| 1970 - 71 | 0 " |
| 1971 - 72 | 0 " |
| 1972 - 73 | 0,09 " |
| 1973 - 74 | 0,09 " |
| 1974 - 75 | 0,18 " |
| 1975 - 76 | 0 " |
| 1976 - 77 | 0 " |
| 1977 - 78 | 0 " |
| 1978 - 79 | 0 " |

Les débits d'étiage montrent un caractère de ce fleuve qui n'a presque rien de courant pendant la période de pluies. Ce pendant, le débit de sousécoulement devrait être assez important car la ville de Tsihombe distribue de l'eau et les habitants y prennent de l'eau de sousécoulement en faisant un trou .

Etant donné qu'une installation de distribution d'eau existe déjà, l'exploitation de ce fleuve ne serait pas recommandée même si elle est réalisable.

Cette eau ayant une salinité assez élevée, qui ne dépasse pas la limite de potabilité, il faudrait faire attention à l'inoxidation des matériels lors de construction éventuelle.

Comme le cas du Mandrare, il y a un problème topographique.

II - 6 Sous-écoulement de la Bemamba

La Bemamba devient une rivière sèche en saison sèche, mais on peut confirmer l'existence de sous-écoulement en creusant un trou de 10 à 20 cm de profondeur. Cette eau infiltre dans le socle et le néogène en aval de la rivière. De ce fait, le site possible de captage sera limité vers la ville d'Antanimora, si on exploite ce sous-écoulement.

Selon l'estimation de débit de Tsimanda (qui est exploité pour alimenter la ville d'Antanimora et son débit est $66 \text{ m}^3/\text{j}$), cette rivière aurait un débit plus important que celui de Tsimanda.

Mais, dissemblable aux deux grands fleuves, elle n'ayant que le bassin versant très limité et le socle s'affleurant au lit, nous ne pouvons pas espérer le débit très important.

III Plan d'alimentation en eau potable

III-1 Détermination de la zone du Projet

(1) Zone intéressé et Répartition de la population

La zone étroite entre RN 10-13, Amboasary-Ambovombe-Ambondro-Tsihombe, et l'Océan Indien, est une partie la plus dénuée d'eau de la Région.

Quant à la zone tout au long des deux fleuves, Mandrare et Manambovo, on peut approvisionner assez facilement de l'eau de surface ou de sous-écoulement.

Près de la ville d'Antanimora, le socle se trouvant peu profond, il est donc facile de capter de l'eau souterraine ou de sous-écoulement, et on ne dirait pas que cette partie manque absolument d'eau par rapport à la population qui est peu nombreuse. Comme les puits construits par F.E.D. et Etats-Unis sont dispersés, les habitants peuvent capter de l'eau malgré la difficulté de puisage causé par panne de pompe.

Il y a 75.00 habitants mènent la vie dans la zone précitée au premier paragraphe. Et trentaines d'impluvia et six ensemble de puits y sont installés, mais aucun puits n'est disponible en raison de panne de pompe ou certains puits sec.

L'impluvium est un moyen important pour approvisionner de l'eau, mais le nombre étant très limité, il ne produit pas l'effet satisfaisant. Et les eaux des vovos tout au long de la palge ne sont pas potable pour l'homme ainsi elles sont destinées à l'abreuvement des animaux.

Sous ces conditions défavorables, les habitants de cette zone doivent acheter de l'eau des vendeurs venant d'Ambovombe ou d'Ambondro.

De nombreux puits peu profonds et vovos existents autour d'Ambovombe et d'Ambondro, sauf trois puits d'Ambondro, sont tous privés. Ils sont destinés à l'autoconsommation et au marché de l'eau. Ces puits jouent un rôle d'une ressource en eau et en même temps ressource pécuniaire des propriétaires de puits.

(2) Prix de l'eau

Les eaux des puits ou des vovos autour d'Ambovombe et Ambondro sont utilisées pour l'auto-consommation et la vente.

Le prix de producteur sur place varie entre 250-300 FMG/fût de 200L. Celui de transportée aux villages, variable selon la distance, s'élève à 500-800 FMG/fût.

Le tableau suivant montre la variation des prix en comparaison avec celui de l'eau fournies par J.I.R.A.M.A. à Antananarive.

| | |
|--|------------------|
| o Antananarive | 0.04 FMG/l |
| o Ambovombe ou Ambondro aux puits | 1.25 - 1.5 FMG/l |
| o Aux villages dans la zone aride | 2.5 - 4.0 FMG/l |
| o " " | |
| o fournie par camions-citerne de FIVONDRONA | 0.75 FMG/l |

Comme le tableau montre, les habitants de la zone aride doivent dépenser la plupart de leur revenu pour acheter de l'eau très chère, et ces charges sont très lourdes.

Alléger leurs charges pour l'eau est un des objectifs du Projet d'alimentation en eau potable dans le Sud.

(3) Détermination de la zone du Projet

Tenant compte de la situation de la pénurie d'eau et la répartition de la population, le Projet d'approvisionnement en eau potable doit faire objet la zone aride où on doit acheter de l'eau ailleurs.

La zone intéressée ainsi déterminée a pour limite; entre la RN 10-13 et la côte, exceptée le long du Mandrare et Manambovo.

Dans cette zone du Projet, Ambovombe et Ambondro sont aussi compris pour le raisons suivantes,

- o les habitants n'ayant pas de puits doivent acheter de l'eau comme les villageois de la zone aride.
- o il manque d'installation publique pour alimenter en eau à Ambovombe qui est un chef lieu administratif, économique et culturel de la Région.
- o il est nécessaire de développer la promotion sociale de la Région par l'exploitation des ressources en eau.

III-2 Alimentation en eau potable

(1) Ressources

Nous avons parlé, dans le chapitre , de la situation actuelle des ressources en eau, et de la possibilité de l'exploitation dans la Région de l'Etude.

Comme ressource en eau de la zone, on compte d'abord, les eaux souterraines autour d'Amovombe et d'Ambondro. A en juger par la fluctuation du niveau d'eau, elles sauraient permettre de fournir de l'eau à long terme. De la situation géologique très favorable, on se contente de les exploiter dans les limites admissible.

Deuxièmement, l'eau fluviale du Mandrare et du Manambovo.

L'exploitation des sousécoulement est très possible, mais l'adduction d'eau demande les coût de construction très élevés. Ainsi, l'eau de sousécoulement du Mandrare doit être captée et distribuée par camion-citerne pour compléter la marge de consommation.

Troisièmement, l'eau de nappe profonde d'Antanimora.

Etant donné que le site est trop distancé de la zone alimentée, nous avons excepté cette ressource.

(2) Comparaison des plans

Pour l'approvisionnement en eau potable de la zone du projet, plusieurs combinaisons des mesures sont possibles,

- A) Construction des 31 impluvia et 2 citernes distribution de l'eau fluviale par camion-citerne (Mise en place de captage aux deux fleuves)
- B) Implantation des puits à Ambondro et à Ambovombe. Construction des 18 citernes distribution de l'eau fluviale par camion-citerne (Mise en place de captage aux deux fleuves)
- C) Implantation des puits à Ambovombe et à Ambondro. Construction des 7 impluvia et 3 citernes Distribution de l'eau fluviale (Utiliser le point de captage existant)

Tabl. III-1. Plan de développement

[Tableau comparatif]

| plan | | Plan A | Plan B | Plan C |
|--------------------------------------|---|--|---|---|
| Puits | Ambovombe | - | ① 16.000 h ② 40.0m ³ /j ③ 2 puits | ① 16.000 h ② 40m ³ /j ③ 2 puits |
| | Ambondro | - | ① 14.400 h ② 36.0m ³ /j ③ 4 puits | ① 14.400 h ② 36.0m ³ /j ③ 4 puits |
| Cantons - Herse - km | Tsihoube | ① 14.194 h ② 35,5m ³ /j ③ 3x2 parcours | ① 14.194 h ② 35,5m ³ /j ③ 3x2 parcours | ① 14.194 h ② 35,5m ³ /j ③ 3x2 parcours |
| | Ambosary-Sud | ① 7.033 h ② 17,6m ³ /j ③ 2x2 parcours | ① 7.033 h ② 17,6m ³ /j ③ 2x2 parcours | ① 7.033 h ② 17,6m ³ /j ③ 2x2 parcours |
| | Ambovombe | ① 27.258 h ② 68,2m ³ /j ③ 12x1 parcours | ① 23.091 h ② 57,7m ³ /j ③ 2x2 parcours (A) 1x1 parcours (A) 5x1 parcours (M) | ① 21.258 h ② 53,1m ³ /j ③ 2x2 parcours (A) 1x1 parcours (A) 4x1 parcours (M) |
| | Ambondro | ① 17.470 h ② 43,7m ³ /j ③ 8x1 parcours | ① 15.967 h ② 40,0m ³ /j ③ 3x2 parcours (A) 7x1 parcours (M) | ① 12.900 h ② 32,3m ³ /j ③ 3x2 parcours (A) |
| | Total | 25 | 18 | 15 |
| Inpluvia | - | - | ① 4.900 h ② 12,3m ³ /j ③ 7 points | |
| Captage | 1 point (Mandrare) } 1 point (Manambovo) } 2 | 1 point (Mandrare) } 1 point (Manambovo) } 2 | - | |
| Citerne (50m ³) | 22 points | 18 points | 3 points | |
| Frais de construction et d'entretien | 913.000.000 FMC 53.113.000 FMC/an | 909.000.000 FMC 38.367.000 FMC/an | 907.000.000 FMC 32.371.000 FMC/an | |
| Prix de l'eau | Avec frais de construction | 2.675 FMC/m ³ | 2.265 FMC/m ³ | 2.065 FMC/m ³ |
| | Sans frais de construction | 994 FMC/m ³ = 20 FMC/20L | 718 FMC/m ³ = 14 FMC/20L | 606 FMC/m ³ = 12 FMC/20L |

Remarques:

L'impluvium demande le coût de construction élevé, mais le frais de fonctionnement n'est pas nécessaire. Ce qui explique que cette mesure est favorable pour le gouvernement malgache et les habitants. Pourtant la capacité d'alimentation étant très limitée par rapport au coût de construction, c'est-à-dire la rentabilité n'est pas bonne.

Le camion-citerne est facilement accessible, et produit un effet immédiat.

Commentaire de Tableau

- (1) A Ambovombe, nous considérons que 1/3 de la population est déjà suffisamment alimentée de l'eau des puits existents. La consommation nouvellement exploitée de l'ordre de 2,5 l/j/h est destinée aux restes équivalent à 2/3 de la population
- (2) A Ambondro, 1/2 de la population doit être fournie de l'eau, ainsi la moitié de la population sera fournie de l'eau de l'ordre de 2,5 l/j/h nouvellement exploitée.
- (3) 31 impluvia existents ont une capacité d'alimenter $31 \cdot 230 = 7.130$ d'habitants.

- (4) La capacité des puits à construire est comme suit,

| | |
|-----------|----------------------------|
| Ambovombe | 20 m ³ /j/puits |
| Ambondro | 9 m ³ /j/puits |

- (5) La capacité de l'impluvium nouvellement construit;

| | |
|----------------------|----------------------|
| Aire de récupération | 1.500 m ² |
| Citerne | 200 m ³ |

Cette capacité permet d'alimenter 700 personnes de l'ordre de 2,5 l/j/h.

IV. Plan de développement

IV-1 Les conditions élémentaires de notre plan

(1) La quantité de l'eau fournie par la nouvelle exploitation

Le plan de l'exploitation de l'eau potable par le financement de F.E.D. a pour but de fournir

5 l/J/H à présent,
10 l/J/H dans dix ans.

Ce plan consiste principalement à alimenter par des pipes-lines. Comme on prévoit que des ouvrages existants seront remplacés par des pipes-lines, ce plan ne tient pas compte de la quantité de l'eau fournie par les ouvrages existants.

Par contre, notre plan consiste à alimenter par des puits et par des camions-citernes. Cela rendra donc presque impossible le passage des ouvrages existants aux pipes-lines. Alors nous nous proposons d'assurer l'alimentation constante de 5 l/J/H pendant toute l'année, en utilisant à la fois des impluvia et de nouveaux ouvrages.

Comme nous sommes actuellement capables d'alimenter de 2.5 -3 l/J/H, par les ouvrages existants, nous alimenterons donc les habitants de 2.5 l/J/H encore par notre nouvelle exploitation.

(2) La population alimentée d'eau

La population de la zone intéressée est de 75752 habitants. Elle possède 31 impluvia utilisables; il y a aussi plusieurs puits privés à Ambovombe et à Ambodoro.

Par ces ouvrages existants, il est possible de fournir de l'eau potable aux habitants suivants:

2084 ($6251 \times \frac{1}{3}$) à Ambovombe par les puits

1503 ($3003 \times \frac{1}{2}$) à Ambodoro par les puits

7130 (230h. 3impl.) à d'autres régions.

La superficie de récupération des impluvia existants est en moyenne de 1000 m^2 , et la capacité des réservoirs est de 150 m^3 . A la condition d'alimenter de 5 l/J/H, nous estimons qu'un impluvium peut alimenter 230 habitants.

Donc, le nombre des habitants que nous alimenterons d'eau par notre nouvelle exploitation est:

$$65035 = 75752 - 2084 - 1503 - 7130$$

Le taux d'accroissement démographique est environs de 2.5%. Ce chiffre est douteux, parce que nous manquons de donnée bien contrôlées. Mais nous ne tenons pas compte de cette augmentation possible de la population, puisque notre plan doit se réaliser le plus tôt possible.

IV-2 Plan d'ouvrages à installer

Ce présent plan est comme suit :

construire à nouveau

- 1) 2 puits bas à Ambovombe
- 2) 4 puits bas à Ambondoro
- 3) 7 impluvia dans la zone intéressée.
- 4) réparer 4 impluvia existants dans la zone intéressée
- 5) Construire 3 réservoirs (40 m³).

Les impluvia existants et les nouveaux réservoirs sont destinés à emmagasiner de l'eau. L'eau des ressources y est transportée par des camions-citernes. Les habitants seront alimentés de 2.5 l de l'eau potable par ces ouvrages.

- 6) On distribue 15 camions-citernes, c'est-à-dire:

7 à Ambovombe

3 à Ambondoro

3 à Tsihombe

2 à Amboasary Sand Antaritarika, Fivondrona
d'Tsihombe

- 7) Il y a un puits profond à

et on peut y avoir l'eau de bonne qualité. Mais actuellement ce puits est en panne. Nous pensons pourtant possible de la réparer. Nous offrirons des installations de forage au gouvernement malgache qui, lui, s'occupera de cette réparation. Pour exécuter ce plan, nous construirons les ouvrages indiqués ci-dessus.

Le plan de l'impluvium

(1) Choix du type de la précipitation

A) La quantité de précipitation

La quantité mensuelle de précipitation à Agabombé pendant 13 dernières années est comme la Tableau IV-1.

D'après cette Figure, la précipitation de 6 dernières années est bien observée, mais quant à celle de 7 autres années, il y a plusieurs mois qui manquent de données.

Les données bien observées de ces 6 années nous permettent de constater que la moyenne annuelle de la précipitation est $Ra = 542.4 \text{ mm}$

La Tableau IV-1 représente la quantité de précipitation de 1967 à 1973, et la Tableau IV-2 représente celle de 1974 à 1979.

D'après ces deux Fig., le type de la précipitation au sud de Madagascar est variable et il est très difficile d'en trouver le type général.

Ensuite, la moyenne mensuelle de la quantité de précipitation est comme la Tableau IV-3. Par cette Tablean, nous constatons que la saison des pluies dure du mois de novembre jusqu'au mois de mars, et que la saison sèche dure du mois d'avril jusqu'au mois d'octobre. Le mois le plus sec est août.

Tableau IV-1 Précipitation mensuelle

| année mois | unité mm | | | | | | | | | | | | remarque | | |
|------------|----------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|---------|--|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | | | |
| 1967 | 128.9 | 97.0 | 207.9 | 216 | 247 | 170 | 221 | 70 | | | | | | (595.2) | |
| 1968 | | 102.5 | 51.6 | 13.0 | 44.0 | 30.1 | 24 | 30.7 | 53.5 | 20.7 | | 75.4 | | (417.9) | |
| 1969 | 74.1 | 92.8 | 22.1 | - | 58.0 | 45.2 | 17.2 | 5.9 | 14.0 | | 14.7 | | | (594.5) | |
| 1970 | 165.9 | 111.4 | 21.1 | 12.6 | 22.8 | - | 20.1 | trace | | | | | | (353.7) | |
| 1971 | | | | | | | | | 15.4 | 45.6 | 122.7 | | | (197.7) | |
| 1972 | | | 116.9 | 49.8 | 33.5 | 36.5 | 46.5 | 42.9 | 110.1 | 11.0 | 250.8 | 52.1 | | (823.7) | |
| 1973 | | | | 47.9 | 101.9 | 45.7 | 52.0 | | 8.3 | 130.1 | 123.0 | | | (447.9) | |
| 1974 | 27.7 | 1.2 | 54.7 | 20.9 | 47.1 | 43.7 | 41.9 | 9.9 | 16.0 | 2.3 | 42.7 | 60.7 | | 310.6 | |
| 1975 | 100.2 | 67.7 | 25.6 | 42.8 | 28.4 | 37.1 | 5.6 | 7.7 | 40.7 | 11.6 | 37.3 | | | 42.7 | |
| 1976 | 1.2 | 43.3 | 2.1 | 107.6 | 116.6 | 25.7 | 20.4 | 70.9 | 62.3 | 5.2 | 18.2 | | | 111.5 | |
| 1977 | 116.1 | 36.3 | 97.1 | 37.4 | 49.0 | 4.7 | 28.5 | 27.2 | 5.6 | 2.1 | 9.2 | 106.1 | | 541.3 | |
| 1978 | 20.3 | 2.6 | 107.6 | 102.3 | 3.2 | 29.7 | 36.5 | 13.7 | 53.9 | 31.5 | 224.9 | | | 706.2 | |
| 1979 | 16.7 | 11.3 | 10.9 | 42.2 | 114.2 | 92.5 | 14.0 | 3.2 | 10.8 | 2.1 | 42.1 | 71.5 | | 475.6 | |
| moyenne | 80.0 | 52.7 | 74.3 | 54.1 | 52.1 | 45.6 | 37.0 | 27.0 | 25.0 | 24.6 | 59.0 | 77.8 | | 120.6 | |

No

Figure IV-1 Précipitation mensuelle N° 1
 (l'année 1967 - l'année 1973)

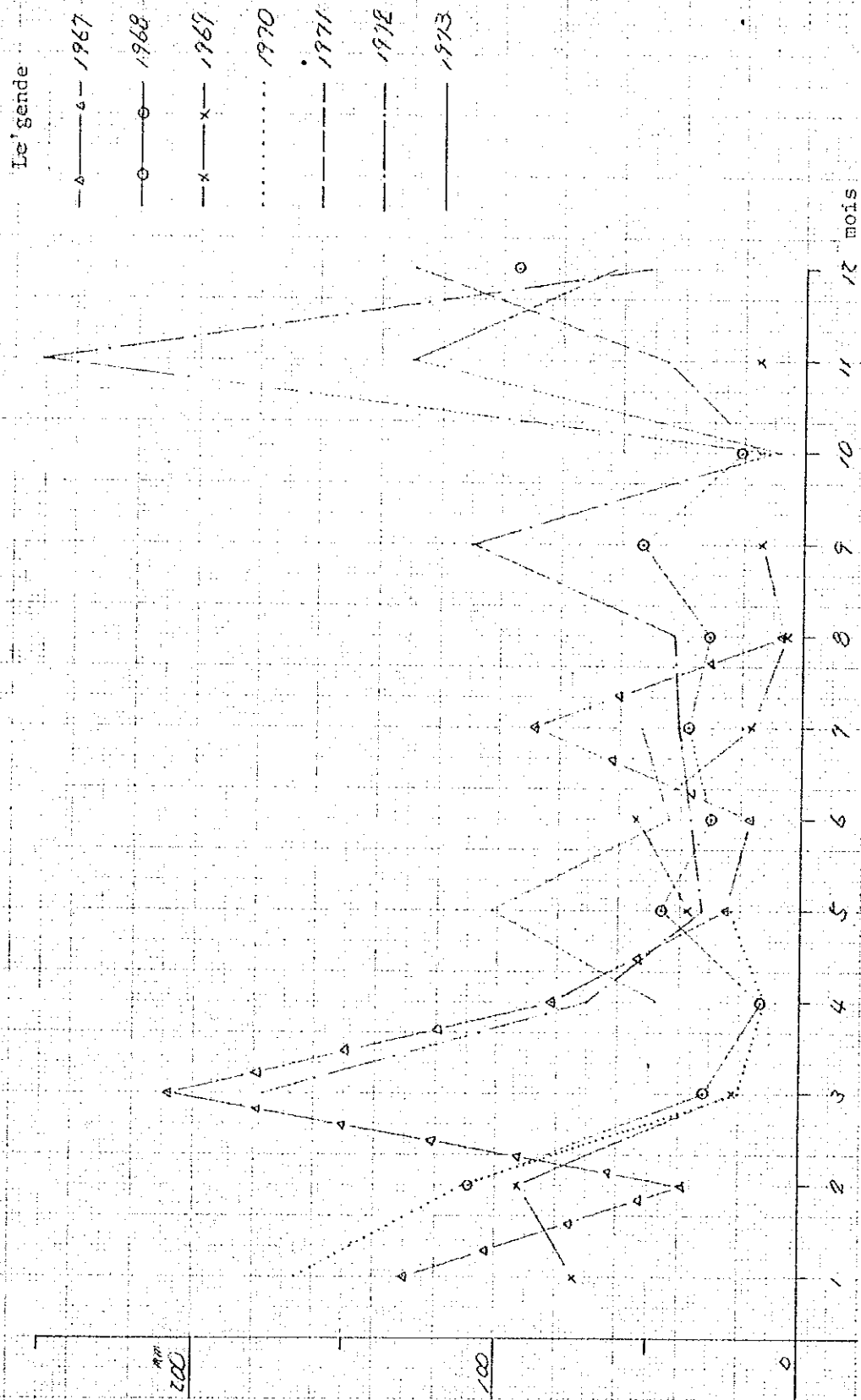


Figure IV-2 Précipitation mensuelle N° 2

(1'année 1974 - 1'année 1979)

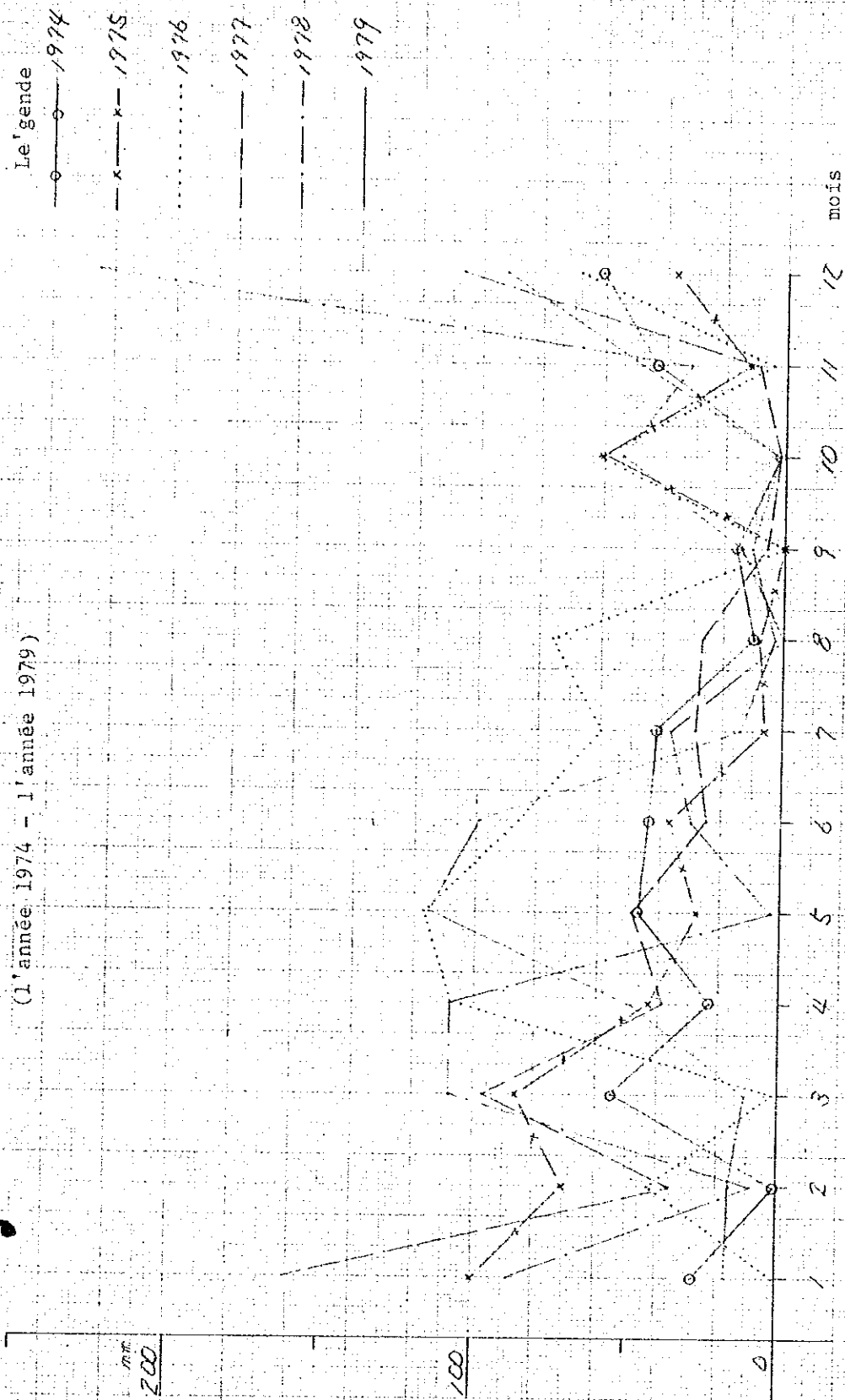


Figure IV-3 Précipitation moyenne pendant 13 dernières années
(1967 - 1979)

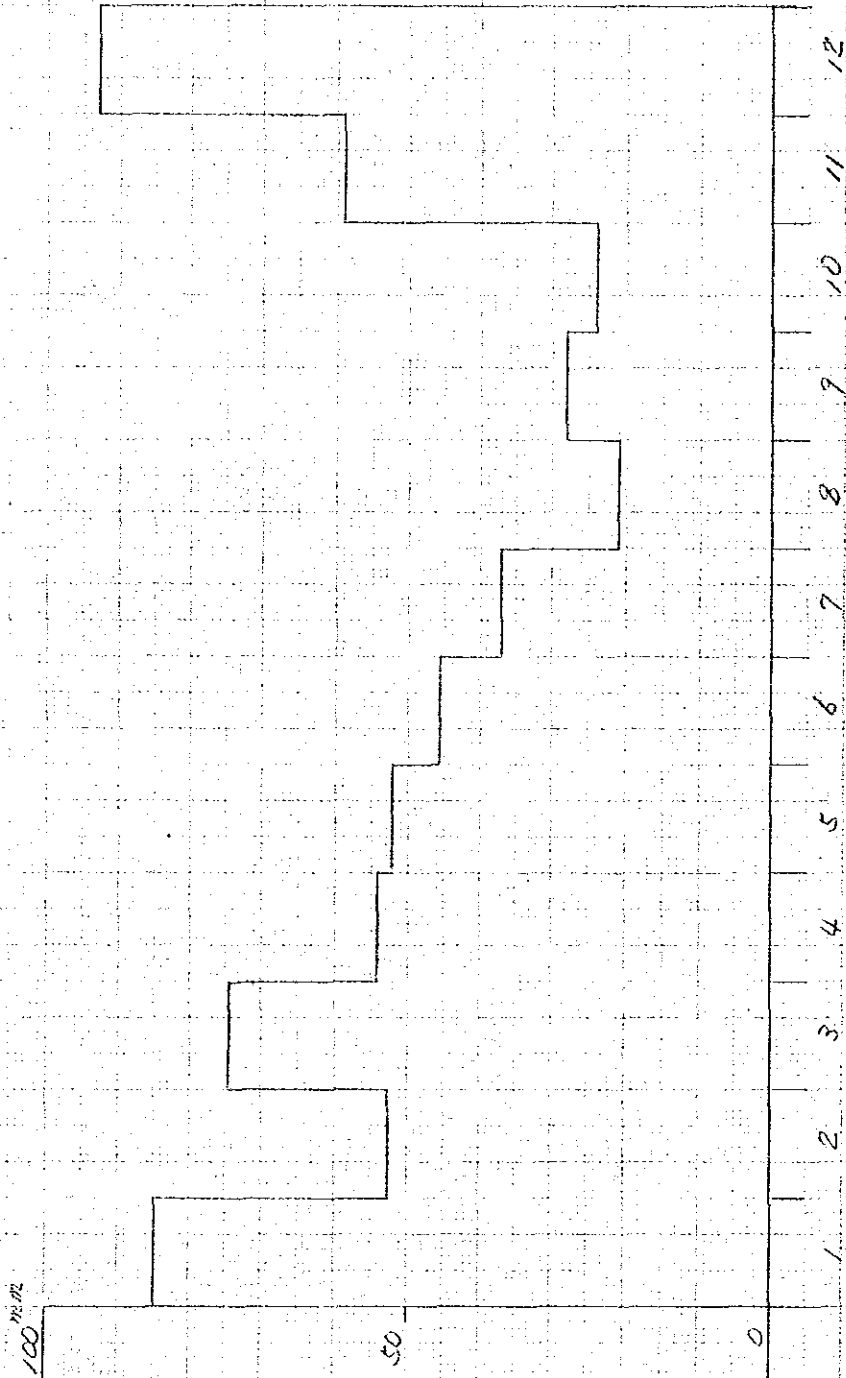


Tableau IV-2 Précipitation et son pourcentage

| mois année | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | Total |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1973 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 400.5 |
| ~ 1974 | 130.1 | 63.0 | 27.7 | 12 | 54.7 | 20.9 | 47.1 | 43.7 | 41.9 | 9.9 | 16.0 | 1.3 | |
| | 130.1 | 193.1 | 220.8 | 232.0 | 276.7 | 299.6 | 346.7 | 390.4 | 432.3 | 442.2 | 458.2 | 466.5 | |
| | 28.3 | 41.9 | 47.9 | 48.2 | 60.1 | 65.1 | 75.3 | 84.0 | 73.9 | 96.0 | 97.5 | 100.0 | |
| | 11 | 21 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 1974 | 11 | 21 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 541.5 |
| ~ 1975 | 42.7 | 60.7 | 100.2 | 19.7 | 85.9 | 40.8 | 20.4 | 37.1 | 25.6 | 7.7 | 0 | 20.7 | |
| | 42.7 | 103.4 | 203.6 | 223.3 | 309.2 | 401.7 | 420.2 | 467.3 | 472.3 | 480.5 | 400.5 | 541.2 | |
| | 7.2 | 19.1 | 37.6 | 56.5 | 66.3 | 74.2 | 79.5 | 86.3 | 87.4 | 88.2 | 88.8 | 90.7 | |
| | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
| 1975 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 602.4 |
| ~ 1976 | 60.7 | 116 | 37.3 | 1.2 | 43.3 | 2.1 | 107.6 | 116.6 | 25.7 | 10.4 | 75.9 | Trace | |
| | 60.7 | 72.3 | 109.6 | 110.2 | 154.1 | 152.2 | 233.8 | 322.4 | 441.1 | 526.5 | 602.4 | 602.4 | |
| | 10 | 10 | 10.2 | 10.4 | 25.6 | 25.9 | 43.8 | 63.1 | 77.4 | 87.4 | 100.0 | 100.0 | |
| | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | |
| 1976 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 503.4 |
| ~ 1977 | 28.2 | 116.1 | 36.3 | 97.1 | 59.4 | 49.0 | 24.7 | 28.5 | 27.2 | 5.6 | 1.2 | 2.2 | |
| | 28.2 | 184.3 | 220.6 | 317.7 | 357.1 | 406.1 | 430.8 | 454.3 | 481.5 | 492.1 | 444.2 | 503.4 | |
| | 10.2 | 30.6 | 43.8 | 65.1 | 70.9 | 80.7 | 85.6 | 91.2 | 70.6 | 97.8 | 98.2 | 100.0 | |
| | 21 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | |
| 1977 | 21 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 527.4 |
| ~ 1978 | 106.1 | 80.3 | 6.8 | 107.6 | 100.3 | 32 | 29.7 | 36.5 | 0 | 13.1 | 53.9 | 31.5 | |
| | 106.1 | 192.7 | 103.0 | 210.3 | 310.9 | 342.1 | 421.8 | 488.3 | 428.3 | 522.0 | 555.9 | 587.4 | |
| | 12.1 | 38.1 | 54.6 | 52.9 | 71.3 | 76.9 | 83.1 | 83.1 | 83.1 | 85.5 | 146 | 100.0 | |
| | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 1978 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 597.4 |
| ~ 1979 | 31.5 | 27.9 | 16.7 | 16.2 | 10.9 | 68.8 | 114.8 | 78.5 | 14.0 | 3.2 | 10.8 | 1.2 | |
| | 31.5 | 59.4 | 76.1 | 92.3 | 103.2 | 172.0 | 286.8 | 365.3 | 379.3 | 379.5 | 390.3 | 397.4 | |
| | 4.3 | 43.5 | 40.1 | 42.6 | 57.7 | 52.9 | 72.3 | 74.7 | 77.3 | 77.8 | 79.6 | 100.0 | |

- 1 mois observé
- 2 précipitation mensuelle (mm)
- 3 précipitation cumulée (mm)
- 4 pourcentage de précipitation cumulée (%)

B) L'analyse du type de la précipitation

Comme l'indique la Tableau IV-3, au sud de Madagascar, la saison des pluies commence en novembre et termine vers l'avril; la saison sèche commence donc vers l'avril et termine en octobre. Voilà le type général de la précipitation.

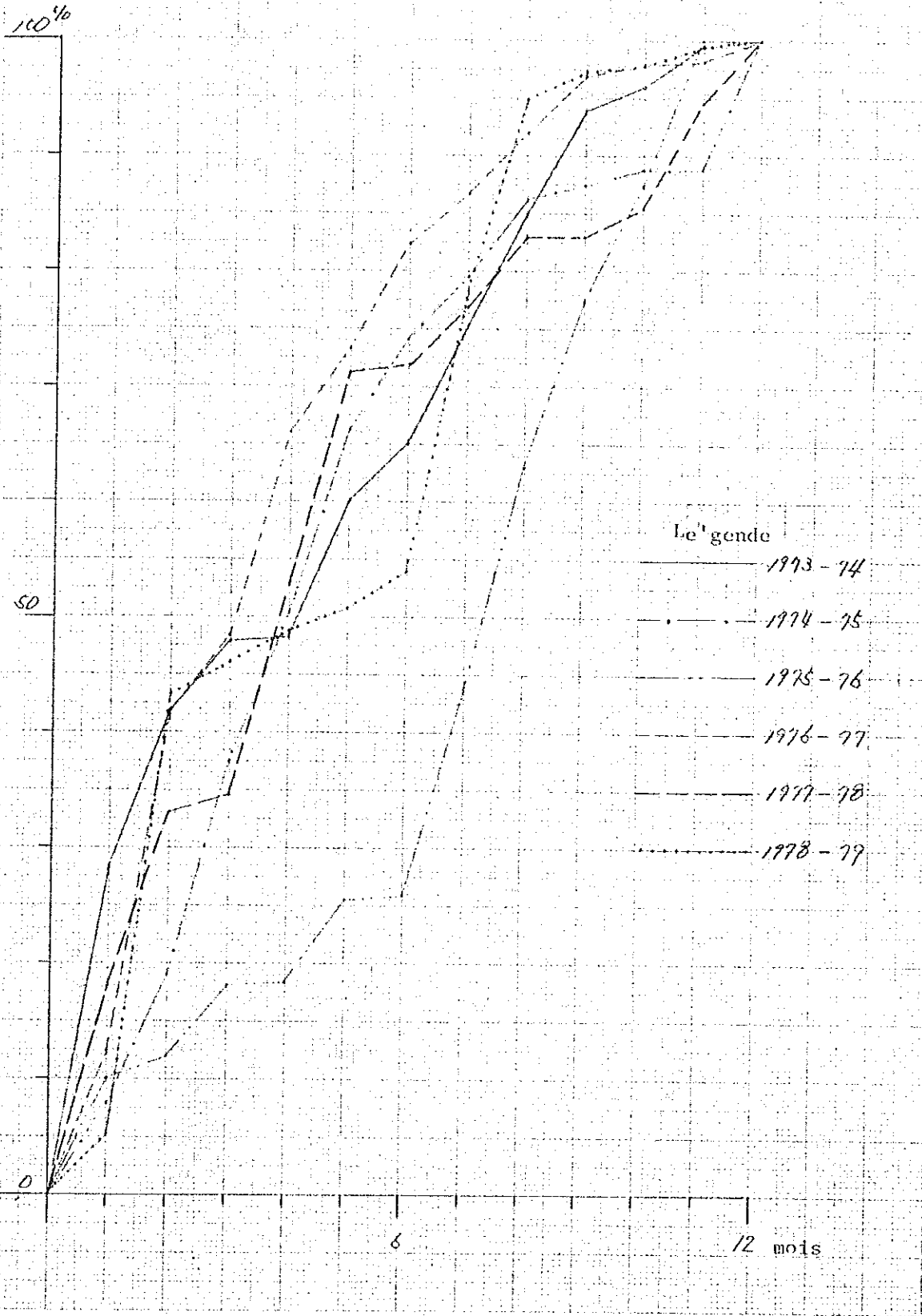
Pour notre plan dont le principe consiste dans l'utilisation de l'eau de pluie réservée, nous trouvons plausible de considérer comme un cercle la période qui va du commencement de la saison des pluies jusqu'à la fin de la saison sèche. Selon ce cercle nous répartissons de nouveau les données bien contrôlée de ces 6 dernières années. Le Tableau IV-2 que nous avons ainsi dressé indique la précipitation cumulée jusque chaque mois et son pourcentage pour la somme annuelle de la précipitation. Et la Tableau IV-4 indique seulement le pourcentage de la précipitation.

Cette Tableau IV-4 nous permet de constater

- 1) que les années 1975-76 représentent le type particulier, c'est-à-dire que la saison des pluies est pauvre, tandis que la saison sèche est riche en pluie;
- 2) que les années 1978-79 représentent aussi le type particulier, c'est-à-dire que la seconde moitié de la saison des pluies est pauvre, et la première moitié de la saison sèche est riche;
- 3) que les autres années sont semblables, c'est-à-dire que pendant la saison des pluies, la courbe est raide et pendant la saison sèche, elle est douce.

Nous sommes donc portés à juger raisonnable de choisir comme le type général de la précipitation celui des années 1973-74, qui sont pauvres en pluie.

Figure IV-4 Pourcentage de précipitation cumulée de chaque mois



(2) La précipitation disponible

Le tableau IV-3 indique la précipitation journalière. Ces précipitations ne peuvent pas être complètement captées. Nous appelons celle qui nous échappe la précipitation perte. Nous en supposons des cas possibles:

- 1) la précipitation trop faible pour être captée
- 2) la précipitation plus ou moins forte qu'on ne peut pourtant pas capter pour diverses causes.

Nous estimons que la précipitation perte N. 1 est de 2mm/J au maximum, en considérant que la surface de récupération de l'impluvium est couvert de béton, et que celle N. 2 est de 20% de la précipitation dont 2mm sont soustraits. Nous ajoutons que la précipitation perte N. 2 est causée par le vent, etc..

Le Tableau IV-4 indique la précipitation disponible ainsi calculée, que est cell de l'année sèche. Quant à celle de l'année moyenne (1974-75), le Tableau IV-5, IV-6 l'indique.

Tableau IV-3 Précipitation journalière captée

| | | unité : mm | | | | | | | | | | | | |
|-------|-------|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-------|-----|
| année | mois | 1973 | | | | | | 1974 | | | | | | |
| jour | | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 1 | | | | 21.4 | | | | | 10.6 | | | | | |
| 2 | | | 2.5 | | | | 2.6 | | 4.5 | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | 5.2 | | | | | |
| 4 | | | | | | | 3.7 | | | | 7.6 | 4.6 | | |
| 5 | | | | 6.3 | | | | 11.0 | | | 2.3 | 1.3 | | |
| 6 | 13.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | 6.6 | | | 6.9 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | 19.2 | 4.2 | | | | | | 1.5 | |
| 9 | | | | | | | | | | | | | 5.2 | |
| 10 | 10.3 | | | | | | | | | | | | 3.4 | |
| 11 | 10.2 | 12.5 | | | | | | | | | | | | 0.6 |
| 12 | | | | | | | | 2.4 | | | | | | |
| 13 | 18.5 | | | | | | | 10.4 | | | | | | |
| 14 | 3.5 | | | | | | | | 16.1 | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 8.3 | | | 1.2 | | | | | | | | | | |
| 17 | 11.4 | | | | | | | | 7.3 | | | | | |
| 18 | | | | | | 21.2 | 1.4 | | | | | | | |
| 19 | 13.3 | | | | | | | 5.4 | | | | | | |
| 20 | 7.3 | | | | | | 2.2 | | | | | | | |
| 21 | 4.9 | 6.3 | | | | | | | | | | | | 1.5 |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | 1.5 | | | | | | | |
| 24 | | | | | | | | | | 25.8 | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | 11.9 | | | | |
| 26 | | 3.8 | | | | | | | | 4.2 | | | | |
| 27 | | 3.5 | | | | | | 2.2 | | | | | | |
| 28 | | 6.7 | | | | | | 8.2 | | | | | | |
| 29 | 5.4 | | | | | | 7.3 | | | | | | | |
| 30 | | | | | | 4.2 | | | | | | | | |
| 31 | | 22.1 | | | | 3.2 | | 7.5 | | | | | | |
| Total | 130.1 | 130 | 27.7 | 1.2 | 54.7 | 22.9 | 47.1 | 43.7 | 41.9 | 9.9 | 16.0 | 2.3 | 460.5 | |

Tableau IV-4 Précipitation disponible

| | | unité : mm | | | | | | | | | | | |
|-------|-------|------------|------|---|------|------|------|------|------|-----|------|----|-------|
| année | 1973 | | | | | | 1974 | | | | | | |
| mois | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| jour | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | | | 17.1 | | | | | 8.5 | | | | | |
| 2 | | 2.0 | | | | 2.1 | | 3.6 | | | | | |
| 3 | | | | | | | | 4.2 | | | | | |
| 4 | | | | | | 3.0 | | | | 6.1 | 3.7 | | |
| 5 | | | 5.0 | | | | | 8.6 | | 1.0 | | | |
| 6 | 10.4 | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | 5.3 | | | 5.5 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | 15.4 | 3.4 | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | 4.2 | | |
| 10 | 8.2 | | | | | | | | | | 2.7 | | |
| 11 | 14.6 | 10.0 | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | 1.9 | | | | | | |
| 13 | 13.2 | | | | | | 8.3 | | | | | | |
| 14 | 2.8 | | | | | | | | 12.9 | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 6.6 | | | | | | | | | | | | |
| 17 | 9.1 | | | | | | | | 5.8 | | | | |
| 18 | | | | | 17.0 | | | | | | | | |
| 19 | 26.6 | | | | | | 9.3 | | | | | | |
| 20 | 5.8 | | | | | 1.8 | | | | | | | |
| 21 | 3.9 | 4.2 | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | | | |
| 24 | | | | | | | | | 20.6 | | | | |
| 25 | | | | | | | | | 9.5 | | | | |
| 26 | | 3.0 | | | | | | | 3.4 | | | | |
| 27 | | 2.8 | | | | | | 1.8 | | | | | |
| 28 | | 5.4 | | | | | | 6.6 | | | | | |
| 29 | 2.7 | | | | | | 5.8 | | | | | | |
| 30 | | | | | 3.4 | | | | | | | | |
| 31 | | 17.7 | | | 2.6 | | 6.0 | | | | | | |
| Total | 103.9 | 50.4 | 22.1 | 0 | 43.9 | 12.1 | 57.7 | 35.0 | 33.5 | 7.9 | 10.6 | 0 | 361.1 |

Tableau IV-5 Précipitation journalière de l'année moyenne

unité : mm

| année mois | 1974 | | 1975 | | | | | | | | | | Total |
|---------------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|------|-------|
| | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 1 | 1.2 | | | 4.8 | 35.7 | | 1.1 | | | | | | |
| 2 | 4.3 | | | 10.2 | | | 0.8 | | | | | | |
| 3 | 12.7 | | | 2.6 | 6.4 | | | | | | | | |
| 4 | 2.4 | | | | | | 23.5 | | 13.8 | | | | 22.1 |
| 5 | | 4.5 | | 3.2 | | | 2.4 | | | | | | 5.3 |
| 6 | | | | 7.3 | | | | | | | | | 24.0 |
| 7 | | | | 18.2 | | | | | | | | | 5.7 |
| 8 | | | | | | | | | | | | | 3.6 |
| 9 | | | | | | | 5.7 | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | 4.2 | | | |
| 11 | | | | 2.5 | | | | | | | | | |
| 12 | | | | 15.6 | | | | | | | | | |
| 13 | 8.6 | 14.1 | | | | | | | | | | | |
| 14 | 7.2 | | | | | | | 20.2 | | | | | |
| 15 | | | | | | 42.3 | | 6.3 | | | | | |
| 16 | | | | 0.4 | | | | | | | | | |
| 17 | | | | 15.6 | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | 9.8 | | | | | | | | | | | |
| 21 | 6.3 | 1.2 | | 0.5 | 1.2 | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | 11.3 | | | | | | | | | 4.3 | | |
| 24 | | 4.2 | | 8.4 | 2.1 | | | | | | | | |
| 25 | | | | 13.6 | 14.3 | | 11.2 | | 13.1 | | | | |
| 26 | | | | | | | | | 10.2 | 1.4 | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | | 32.2 | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | 3.4 | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | | | | 28.1 | | | | | | | | | |
| Total | 42.7 | 60.7 | 100.2 | 69.7 | 85.6 | 42.8 | 28.4 | 37.1 | 5.6 | 7.7 | 0 | 60.7 | 541.2 |

Tableau IV-6 Précipitation disponible de l'année moyenne
unité mm

| année mois | 1974 | | | | | | 1975 | | | | | | Total | |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|------|-------|--|
| | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | |
| 1 | | | | 4.8 | 28.6 | | | | | | | | | |
| 2 | 3.4 | | | 8.2 | | | | | | | | | | |
| 3 | 10.2 | | | 2.1 | 5.1 | | | | | | | | | |
| 4 | 1.9 | | | | | 18.8 | | 11.0 | | | | | 17.7 | |
| 5 | | 3.6 | 2.6 | | | 1.9 | | | | | | | 4.2 | |
| 6 | | | 5.8 | | | | | | | | | | 19.2 | |
| 7 | | | 14.6 | | | | | | | | | | 4.6 | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | 2.9 | |
| 9 | | | | | | 4.6 | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | 3.4 | | | | | |
| 11 | | | 2.0 | | | | | | | | | | | |
| 12 | | 12.5 | | | | | | | | | | | | |
| 13 | 6.9 | 11.3 | | | | | | | | | | | | |
| 14 | 5.8 | | | | | | | 16.2 | | | | | | |
| 15 | | | | | 33.8 | | | 5.0 | | | | | | |
| 16 | | | 2.6 | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | 12.5 | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | 7.8 | | | | | | | | | | | | |
| 21 | 5.0 | | | 2.8 | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | 9.0 | | | | | | | | | 3.4 | | | |
| 24 | | 3.4 | 6.7 | 1.7 | | | | | | | | | | |
| 25 | | | 10.9 | 11.4 | | 9.0 | | 10.5 | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | 8.2 | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | 25.8 | | | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | 2.7 | | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | | | 22.5 | | | | | | | | | | | |
| Total | 33.2 | 47.6 | 80.2 | 55.8 | 67.5 | 34.3 | 21.2 | 27.7 | 3.4 | 6.1 | 0 | 48.6 | 427.6 | |

(3) La capacité

Si on calcule, en partant de cette précipitation disponible, la capacité de l'impluvium et celle de la citerne, on saura le nombre des habitants qui peuvent profiter de citernes et la quantité d'eau consommée par personne.

Par une enquête sur les impluvia existants, nous savons que la superficie de récupération est de 1000 m^2 en moyenne. Comme les impluvia ne sont pas suffisamment nombreux pour les habitants, il en faudrait de grande capacité. Mais, en raison de circonstances, nous construirons de nouveaux impluvia dont l'aire de récupération est de 1500 m^2 . La quantité d'eau réservée par de nouveaux impluvia est indiquée par le Tableau IV-7 IV-8 et par la Tableau IV-5.

Si on trace, dans cette Tableau IV-5, une ligne droite entre le commencement et la fin de la courbe de la précipitation cumulée de l'année moyenne, on est conduit à savoir que la population qui en profite est de 350 habitants, et que la quantité de la consommation est de 5 l/J/H . Sous ces conditions, des impluvia seront capables d'alimenter les habitants toute l'année. Par contre, pour l'année de la précipitation faible, il n'est possible de les alimenter que pendant dix ans. Dans ce cas, il faudra des citernes de 200 m^3 . L'impluvium de cette dimension est jugé convenable à la zone intéressée.

| | | |
|-----------------|------------------------|--------------------|
| Impluvium ----- | aire de récupération : | 1500 m^2 |
| | citerne : | 200 m^3 |
| | habitants : | 350 h |
| | consommation : | 5 l/J/H |

Tableau IV-7 Somme cumulée de précipitation captée

unité m³

| année mois | 1973 | | | | | 1974 | | | | | | |
|---------------|------|-----|-----|---|-----|------|-----|-----|---|-----|-----|----|
| | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | | ↓ | 257 | | | ↓ | | 424 | | | | |
| 2 | | 159 | | | | ↓ | | 429 | | | | |
| 3 | | | | | | ↓ | | 436 | | ↓ | ↓ | |
| 4 | | | ↓ | | | ↓ | | 523 | | 531 | | |
| 5 | | | 265 | | | | 368 | | | 526 | | |
| 6 | 16 | ↓ | | | ↓ | | | | | | | |
| 7 | | 167 | | | 273 | ↓ | | | | | | |
| 8 | | | | | 296 | 343 | | | | | | ↓ |
| 9 | ↓ | | | | | | | | | | 538 | |
| 10 | 28 | ↓ | | | | | | | | | 542 | |
| 11 | 50 | 182 | | | | | ↓ | | | | | |
| 12 | ↓ | | | | | | 371 | | | | | |
| 13 | 70 | | | | | | 383 | ↓ | | | | |
| 14 | 74 | | | | | | | 455 | | | | |
| 15 | ↓ | | | | | | | | | | | |
| 16 | 84 | | | | | | | ↓ | | | | |
| 17 | 97 | | | | ↓ | | | 464 | | | | |
| 18 | ↓ | | | | 321 | | ↓ | | | | | |
| 19 | 137 | | | | | ↓ | 390 | | | | | |
| 20 | 146 | ↓ | | | | 346 | | | | | | |
| 21 | 152 | 188 | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | ↓ | | |
| 24 | | | | | | | | | | 495 | | |
| 25 | | ↓ | | | | | | | | 509 | | |
| 26 | | 193 | | | | | ↓ | | | 514 | | |
| 27 | | 197 | | | | | 392 | | | | | |
| 28 | ↓ | 205 | ↓ | | | | ↓ | 402 | | | | |
| 29 | 156 | | | | ↓ | 355 | | | | | | |
| 30 | ↓ | ↓ | | | 327 | ↓ | ↓ | ↓ | | | ↓ | |
| 31 | | 231 | | ↓ | 330 | | 411 | | ↓ | ↓ | | ↓ |
| Total | | | | | | | | | | | | |

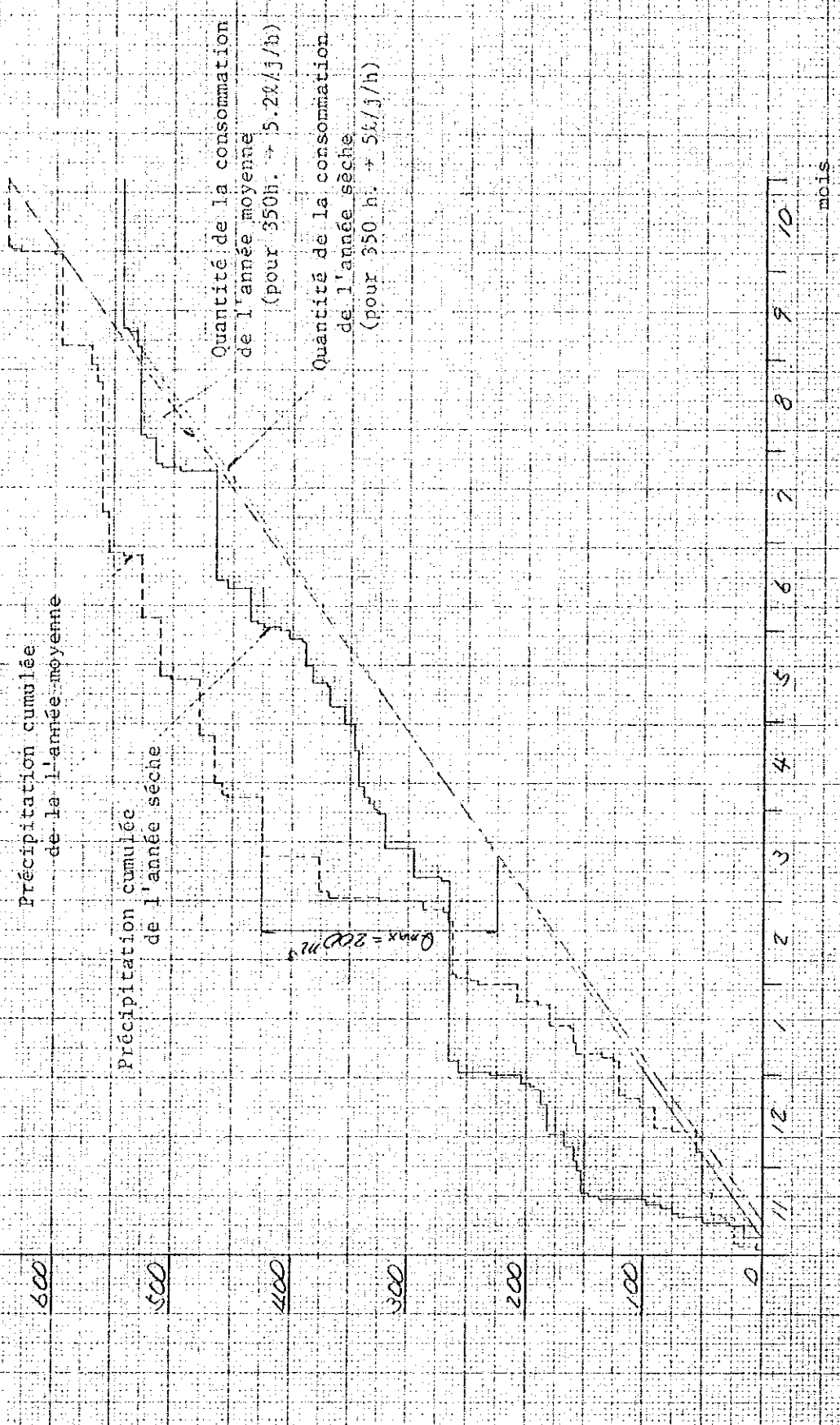
Tableau IV-8 Somme cumulée de précipitation captée de l'année moyenne

unité: m³

| année mois jour | 1974 | | 1975 | | | | | | | | | |
|-----------------------|------|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | | | | 247 | 368 | | | | | | | |
| 2 | 5 | | | 260 | | | | | | | | |
| 3 | 20 | | | 263 | 376 | | | | | | | |
| 4 | 23 | | | | | | 455 | 526 | | | | 595 |
| 5 | | 55 | 125 | | | | 458 | | | | | 601 |
| 6 | | | 134 | | | | | | | | | 600 |
| 7 | | | 158 | | | | | | | | | 637 |
| 8 | | | | | | | | | | | | 641 |
| 9 | | | | | | | 464 | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | 559 | | | |
| 11 | | | 159 | | | | | | | | | |
| 12 | | 74 | | | | | | | | | | |
| 13 | 34 | 91 | | | | | | | | | | |
| 14 | 42 | | | | | | | 502 | | | | |
| 15 | | | | | 426 | | | 510 | | | | |
| 16 | | | 163 | | | | | | | | | |
| 17 | | | 181 | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | | |
| 20 | | 103 | | | | | | | | | | |
| 21 | 50 | | | 267 | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | | |
| 23 | | 116 | | | | | | | | | 564 | |
| 24 | | 121 | 191 | 269 | | | | | | | | |
| 25 | | | 208 | 287 | | 476 | | 542 | | | | |
| 26 | | | | | | | | 554 | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | 325 | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | 569 | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | |
| 31 | | | 242 | | | | | | | | | |
| Total | | | | | | | | | | | | |

Figure IV-5 Quantité d'eau réservée et celle de consommation

(Aire de récupération $A = 1500m^2$)



Plan du captage d'eau

La Mandrarc et la Manabovo s'épuisent dans la saison sèche, et de l'eau bourbeuse et des ordures s'en mêlent, dans la saison de pluies. Ces circonstances nous font adopter, pour prendre des cours d'eau par des damions-citernes, le système dont le principe est d'enterrer des galeries de captage au lit de rivière et de prendre de l'eau souterraine.

(1) Plan détaillé

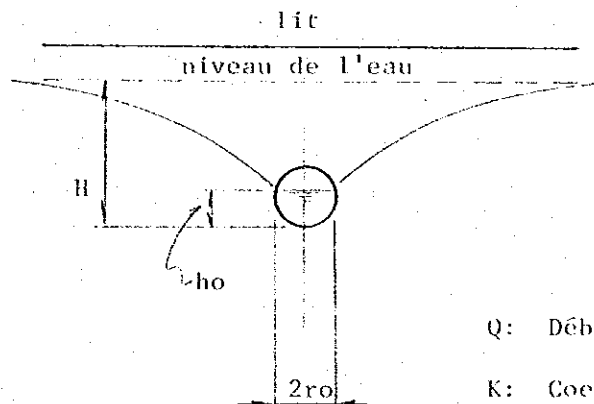
- A) Diamètre de galerie : il doit être au-dessus de 600mm, mais nous décidons que celui de notre galerie est 600 mm, en tenant compte de la quantité d'eau à capter.
- B) Direction : il sera efficace de la disposer à l'angle droit de la direction de courant.
- C) Profondeur : il faudra tenir compte de la situation de l'aquifère, de l'imperméable et de la qualité de l'eau afin que la galerie ne soit pas découverte ni emportée par le courant d'eau.

La profondeur de galerie sera fixée 2 M, en considérant qu'elle est 2 m au Japon.

- D) Gradient et Vitesse de courant : le gradient de captage sera moins de 1/500 et la vitesse de courant dans la conduite moins de 1 m/Sec., pour que les sables ne se déposent pas à l'intérieur et qu'ils n'endommagent pas la conduite en cas de vitesse trop élevée.
- E) Massif filtrant ou remolayage : des graviers et des gravillons seront insérés à une épaisseur de 50 cm dans l'espace annulaire autour du captage.

(2) Allongement

L'allongement de conduite de captage doit être déterminé, conformément au résultat de l'essai de pompage, certes, mais nous l'avons déterminé selon la formule suivante :



$$Q = \frac{\pi k L (H - h_o)}{2.3 \log_{10} \frac{2R}{r_o}}$$

Q: Débit (m /Sec.)

K: Coefficient d'infiltration (m/s)

L: Allongement de conduite (m)

H: Hauteur de l'eau (m)

ho: Hauteur de l'eau dans la conduite (m)

R: Rayon de la zone d'influence (m)

ro: Rayon de conduite (m)

Supposé que l'eau de sousécoulement se trouve à la profondeur de 20 cm, même à la période de sécheresse de la Mananbovo et de la Mandrare, H serait 2.4 m, car la profondeur de galerie est déjà fixée 2 m.

K et R seront déterminés par des matériaux de lits.

Supposé que les sables soient rudes près des ponts nationaux de ces deux fleuves, K serait environs 10×10^{-3} m/s. Supposé que la niveau de la nappe souterraine baisse encore de 2-3 m, R serait en général 100-500 m. Ais nous prenons 500 comme R.

Rupposé ensuite que la profondeur de galerie soit zéro à un bout, et de 60% à l'autre bout, ho serait 0.3 D : 0.2 m

Selon ces chiffres, Q doit êtres comme suit :

$$Q = \frac{\pi \times 1.0 \times 10^{-3} \times 10 (2.4 - 0.2)}{2.3 \log \frac{2 \times 500}{0.3}}$$

Supposé maintenant qu'il faille 20 minutes pour charger un camion-citerne de 6 m , Q 0.005 m/sec. Donc,

$$L = \frac{Q'}{Q} = \frac{0.005}{0.00085} = 5.9 \text{ m}$$

Alors nous fixons 10 m la longueur de galerie de captage, en prévoyant une marge de sécurité, car l'eau de sousécouement sera d'autant mieux captée que la galerie sera déposée plus près du centre des fleuves. La galerie doit être donc allongée de 30 m, et construite dans toute sa longueur avec le tuyau de procédé Hume.

(3) Manière de captage

En général, nous prenons de l'eau dans l'absorption d'eau placée plus haut qu'au haut niveau d'eau. Mais nous prévoyons qu'à la période de sécheresse des fleuves le niveau d'absorption devient trop bas pour qu'on pompe de l'eau. Nous installerons donc au lit de rivière des puits de jonction qui nous permettent de prendre du l'eau.

IV-3 Exécution des Travaux

(1) Ouvrage temporaire

Le site pour la construction des impluvia ayant un terrain plat et une distance très près du chemin, nous n'avons pas la description spéciale concernant l'ouvrage temporaire.

Toutefois, il serait nécessaire de faire, selon le cas, l'extension ou l'enforcement des routes.

Ce sera même à l'égard de l'implantation des puits.

Ainsi,

Construire le bureau, logement, magasin, etc, à Ambovombe

Installer le poste de garde, magasin, etc, au Site

Fournir de l'eau nécessaire pour la construction par camion-citerne

(2) Construction des impluvia

Le procédé de construction est comme suit;

- o Fouille par pelle sur camion ou par ouvrier
- o Aplanissement du terrain par ouvrier
- o Bétonnage de fondation
- o Montage des armatures et des coffrages
- o Revêtement en béton

Pour l'aie de récupération, on utilise sol-ciment, revêtement en béton, ferrailage contre fissuration, et joint élastique pour chaque 5 m. Et l'ouvrage est couvert par une couverture à clef.

(3) Réparation des impluvia

Les impluvia objet de réparation sont fissurés au muret de citerne, la réparation est procédée donc par un remplissage de matière à jointoyer dans les fissures coupées en V.

(4) Puits

On met progressivement en place le cuvelage métallique (Liner Plate) au fur et à mesure du fonçage et la buse métallique percée de trous au-dessous de niveau d'eau en drainant de l'eau par pompe.

Après avoir mis le cuvelage (Liner Plate), on monte à l'intérieur le cuvelage ondulé (constitué de plaques en tôle galvanisées et cintrées) en remplissant le massif filtrant entre les deux cuvelages.

(5) Bétonnage

Le dosage sera déterminé suivant à la capacité de malaxeur. La résistance standard de béton est montrée ci-dessous pour la détermination de dosage.

| | |
|---------------------|-----------------------|
| Béton armé | 240kg/cm ² |
| Béton non armé | 180kg/cm ² |
| Béton de revêtement | 180kg/cm ² |
| Béton de fondation | 160kg/cm ² |

Le temps de traitement de béton doit être 3 jours.

IV-4 Coûts de Construction

Rapport détaillé du Coût de Construction

Impluvium

| item | description | unite | quantite | prix unit | coût | note |
|-------------------------------|-----------------------------|----------------|----------|--------------|-------------------|------|
| | | | | | FMG | |
| 1.Citerne | | | | | | |
| Fouille | | m ³ | 641,5 | 1.000 | 641.500 | |
| Remblai | | " | 392,6 | 1.900 | 745.940 | |
| Béton armé | | " | 61,9 | 47.000 | 2.909.300 | |
| Coffrage | | m ² | 407,2 | 4.500 | 1.832.400 | |
| Béton non-armé | | m ³ | 5,4 | 37.600 | 203.040 | |
| Coffrage | | m ² | 7,7 | 4.500 | 34.650 | |
| Béton de fondation | | m ³ | 10,8 | 25.000 | 270.000 | |
| Armature | | kg | 6.190 | 350 | 2.166.500 | |
| Chape d'étanchéité | 20mm | m ² | 225,5 | 3.500 | 789.250 | |
| Boisage | | m ³ | 204,4 | 1.200 | 245.280 | |
| Ferailage | couvrele de citerne | kg | 75 | 1.000 | 75.000 | |
| | couvrele de décanteur | kg | 20 | 1.000 | 20.000 | |
| Autres | filet métallique d'aération | | 8 | 5.000 | 40.000 | |
| | buse | | 4 | 10.000 | 40.000 | |
| | seau 20 l | | 3 | 2.000 | 6.000 | |
| | cadenas | | 5 | 1.500 | 7.500 | |
| | autres | | | | 3.640 | |
| Total | | | | | 10.030.000 | |
| 2.Aire de récupération | | | | | | |
| Fouille | | m ³ | 326,1 | 1.000 | 326.100 | |
| Remblai | | " | 19,7 | 1.900 | 37.430 | |
| Aplanissage | | m ² | 1.548,4 | 160 | 247.744 | |
| Sol-ciment | | m ³ | 154,8 | 20.000 | 3.096.000 | |
| Béton non-armé | | " | 8,1 | 37.600 | 304.560 | |
| Coffrage | | m ² | 80,7 | 4.500 | 363.150 | |

| item | description | unite | quantite | prix unit | coût | note |
|---------------------|-------------|----------------|----------|--------------|------------|------|
| Béton de revêtement | | m ³ | 120,0 | 37.600 | 4.512.000 | |
| Coffrage | | m ² | 520,0 | 4.500 | 2.340.000 | |
| Joint | | " | 52,0 | 8.000 | 416.000 | |
| Chape d'étanchéité | | " | 1.500,0 | 2.300 | 3.450.000 | |
| Grillage | | " | 1.500,0 | 500 | 750.000 | |
| Autres | | | 1 | | 7.026 | |
| Total | | | | | 15.850.000 | |
| 3.Haie | | | | | | |
| Étai | L=1,5m | | 104 | 4.000 | 416.000 | |
| " | L=1,2m | | 13 | 3.500 | 45.500 | |
| Béton non-armé | | m ³ | 3,0 | 37.600 | 112.800 | |
| Coffrage | | m ² | 37,4 | 4.500 | 168.300 | |
| Fil de fer barbelé | | m | 925 | 200 | 185.000 | |
| Porte | | | 2 | 20.000 | 40.000 | |
| Autres | | | 1 | | 32.400 | |
| Total | | | | | 1.000.000 | |
| Total | | | | | 26.880.000 | FMG |

Rapport détaillé du Coût de Construction

Puits

| item | description | unite | quantite | prix unit | coût | note |
|--------------------|------------------|----------------|----------|--------------|------------|------|
| Fouille | | m ³ | 81,6 | 15.000 | 1.224.000 | FMG |
| Liner plate | ∅2.000, t=4mm | m | 15 | 250.000 | 3.750.000 | |
| " | perceé des trous | " | 5 | 300.000 | 1.500.000 | |
| Virole ondulée | ∅1.000 " | " | 5 | 100.000 | 500.000 | |
| Béton non-armé | | m ³ | 17,2 | 37.600 | 646.000 | |
| Coffrage | | m ² | 42,1 | 4.500 | 189.000 | |
| Filet | | " | 47,1 | 7.500 | 353.000 | |
| Gravillon | | m ³ | 12,2 | 6.000 | 73.000 | |
| Citerne | 10m ³ | | 1 | | 2.000.000 | |
| Étai | l=1,5m | | 29 | 4.000 | 116.000 | |
| Porte | | | 1 | 20.000 | 20.000 | |
| Fil de fer barbelé | | m | 200 | 200 | 40.000 | |
| Autres | | | 1 | | 189.000 | |
| Total | | | | | 10.600.000 | FMG |

Rapport détaillé du Coût de Construction

Citerne

| item | description | unite | quantite | prix unit | cout | note |
|--------------------|-------------|----------------|----------|--------------|------------------|------|
| Fouille | | m ³ | 15,0 | 1.000 | 15.000 | FMG |
| Beton non-arme | | " | 12,3 | 37.600 | 462.000 | |
| Coffrage | | m ² | 26,6 | 4.500 | 119.000 | |
| Citerne | | | 1 | | 3.500.000 | |
| Mise en place | | | 1 | | 300.000 | |
| Etai | | | 16 | 4.000 | 64.000 | |
| Porte | | | 1 | | 20.000 | |
| Fil de fer barbele | | m | 136 | 200 | 27.000 | |
| Autres | | | 1 | | 93.000 | |
| Total | | | | | 4.600.000 | FMG |

Rapport détaillé du Coût de Construction

Frais de construction

| item | quantité | prix unit | coût | note |
|--|----------|--------------|-------------------|------|
| Camion avec grue 4t | 1 | | ×1.000 6.320 | |
| Camion 3t | 1 | | 3.470 | |
| Jeep | 1 | | 2.500 | |
| Véhicule mixte | 1 | | 2.350 | |
| Compresseur 50Ps | 1 | | 2.180 | |
| Générateur 75KVA | 1 | | 5.000 | |
| " 20 " | 1 | | 3.800 | |
| Camion citerne 4t | 1 | | 3.200 | |
| Camion de ravitaillement en pétrole 2t | 1 | | 2.280 | |
| Réservoir 8m ³ | 1 | | 1.340 | |
| Tapis roulant | 5 | 267 | 1.335 | |
| Matériel de compactage | 1 | | 965 | |
| Dame | 1 | | 336 | |
| Tracteur avec pelle 0,4m ³ | 1 | | 6.000 | |
| Pompe 2m ³ /m | 3 | 500 | 1.500 | |
| Pièces de rechange, etc. | | | 1.424 | |
| Total | | | 44.000 Yen | |
| | | | 40.000 FMC | |

Rapport détaillé du Coût de Construction

Coût hypothétique commun

| item | quantite | prix unit | coût | note |
|---|-------------------|--------------|--------------|------|
| | | | x 1.000 | |
| 1. Bâtiment provisoire | | | | |
| Logement, Bureau | 150m ² | | | |
| Logement pour main-d'œuvre | 550" | | | |
| Magasin de ciment | 500" | | | |
| Magasin de matériaux | 100" | | | |
| Aménagement de terrain pour la mise en place des matériels | 5000" | | | |
| Garage | 100" | | | |
| Baraque pour gardien de l'objet | 26 | | | |
| Frais de réparation, etc | 12 | | | |
| Total | | | 30.000 | |
| 2. Frais de réparation et d'entretien pour des machines | | | | |
| 12 | 500 | | 6.000 | |
| 3. Frais de force motrice, de l'eau et d'éclairage et de chauffage | | | | |
| 13,5 | 1.000 | | 13.500 | |
| 4. Frais de gestion pour sécurité et gestion technique, etc. | | | | |
| 1 | | | 2.000 | |
| 5. Frais divers | | | | |
| 1 | | | 3.500 | |
| 6. Total | | | | |
| | | | 55.000 Yen | |
| | | | ≡ 50.000 FMC | |

Rapport détaillé du Coût de Construction

Frais de plan détaillé et gestion d'exécution

| item | unite quantite | prix unit | coût | note |
|--|----------------------|--------------|---------|--------------|
| | | | × 1.000 | |
| 1. Frais technique de personnel | | | | |
| 1-1. Plan détaillé | | | | |
| | Chargé de 2ème degré | | | |
| Contrôle général | m | 2 | 2.000 | 4.000 |
| Mesurage, Dessin | 4 m | 3 | 1.500 | 4.500 |
| Géologie (puits peu profond) | 3 m | 2 | 1.800 | 3.600 |
| Préparation des documents d'adjudication | 2 | 1.5 | 2.000 | 3.000 |
| Réglage de travail | 4 m | 2 | 1.500 | 3.000 |
| Total provisoire | | | | 18.100 |
| 1-2. Gestion d'exécution | | | | |
| | Chargé de 2ème degré | | | |
| Gestion d'exécution | m | 2,5 | 2.000 | 5.000 |
| " | 4 m | 2,5 | 1.500 | 3.750 |
| Total provisoire | | | | 8.750 |
| 1-3. Total provisoire | | | | 26.850 |
| 2. Frais direct | | | | |
| 2-1. Frais aérien | | | | |
| | | 9 | 1.150 | 10.350 |
| 2-2. Frais de voyage dans le pays | | | | |
| | | 4 | 50 | 200 |
| 2-3. Frais de séjour journalier | | | | |
| | m | 13,5 | 450 | 6.075 |
| Total provisoire | | | | 16.625 |
| 3. Frais de réserve | | | | 525 |
| 4. Total | | | | 44.000 Yen |
| | | | | = 40.000 FMG |

Rapport détaillé du coût de construction

Plan-A

| item | quantite | prix unit | coût | note |
|-----------------------------------|----------|--------------|----------------------|------|
| 1.Travaux | | | *1.000FMG | |
| 1-1.Réparation des impluvia | 1 | | 1.000 | |
| 1-2.Construction du captage d'eau | 2 | 50.000 | 100.000 | |
| 1-3.Puits | | 10.600 | | |
| 1-4.Citerne | 22 | 4.600 | 101.200 | |
| 1-5.Ouvrage temporaire | | | 2.000 | |
| 1-6.Matériels | | | 40.000 | |
| 1-7.Envoi de personnel | | | 30.000 | |
| 1-8.Transport intérieur | | | 10.000 | |
| Total | | | 284.200 | |
| 2.Ouvrage temporaire(en commun) | | | 50.000 | |
| Total cumulé | | | 334.200 | |
| 3.Surveillance | | | 40.100 | |
| Total cumulé | | | 374.300 | |
| 4.Entretien | | | 37.700 | |
| Total cumulé | | | 412.000 | |
| 5.Planning et supervision | | | 40.000 | |
| 6.Camion citerne | 25 | | 250.000 | |
| 7.Sondeuse | 1 | | 136.000 | |
| 8.Contingent | | | | |
| 8-1.Phisque | | | 5.000 | |
| 8-2.Prix | | | 70.000 | |
| Total | | | 75.000 | |
| 9.Total | | | *1.000FMG 913.000 | |

Rapport détaillé du coût de construction

Plan-B

| item | quantite | prix unit | coût | note |
|-----------------------------------|----------|--------------|-----------|-----------|
| 1.Travaux | | | ×1.000FMG | |
| 1-1.Réparation des impluvia | 1 | | 1.000 | |
| 1-2.Construction du captage d'eau | 2 | 50.000 | 100.000 | |
| 1-3.Puits | 6 | 10.600 | 63.000 | |
| 1-4.Citerne | 18 | 4.600 | 82.800 | |
| 1-5.Ouvrage temporaire | | | 2.600 | |
| 1-6.Matériels | | | 40.000 | |
| 1-7.Envoi de personnel | | | 30.000 | |
| 1-8.Transport intérieur | | | 10.000 | |
| Total | | | 330.000 | |
| 2.Ouvrage temporaire(en commun) | | | 50.000 | |
| Total cumulé | | | 380.000 | |
| 3.Surveillance | | | 45.000 | |
| Total cumulé | | | 425.000 | |
| 4.Entretien | | | 42.000 | |
| Total cumulé | | | 467.000 | |
| 5.Planning et supervision | | | 40.000 | |
| 6.Camion citerne | 18 | 10.000 | 180.000 | |
| 7.Sondeuse | | | 136.000 | |
| 8.Contingent | | | | |
| 8-1.Phisique | | | 7.000 | |
| 8-2.Prix | | | 79.000 | |
| Total | | | 86.000 | |
| 9.Total | | | 909.000 | ×1.000FMG |

WELL DRILLING & SERVICE RIG WITH STANDARD
ACCESSORY EQUIPMENT FOR WELL-REHABILITATION
=====

Well Drilling & Service Rig for Well-Rehabilitation:

| | | |
|-----|---|----------|
| 1. | Well drilling & service rig, truck mounted | 1 unit |
| 2. | F.J. drill pipe, 3-1/2" O.D. x 3 m | 100 nos. |
| 3. | F.J. drill pipe, 3-1/2" O.D. x 1.5 m | 2 nos. |
| 4. | Drive rod, 2 m | 1 no. |
| 5. | Drill collar, 5" O.D. x 3 m | 4 nos. |
| 6. | Sub and adaptor: | |
| | 1) Drive rod sub | 2 nos. |
| | 2) Sub, 2-3/8 IF box to 3-1/2 IF pin | 2 nos. |
| | 3) Bit adaptor, 3-1/2 IF box to 3-1/2 REG box | 5 nos. |
| | 4) - do - 3-1/2 IF box to 4-1/2 REG box | 5 nos. |
| | 5) - do - 3-1/2 IF box to 6-5/8 REG box | 2 nos. |
| 7. | Hoisting water swivel, 6 ton loading capacity | 1 no. |
| 8. | Hoisting swivel with 2-3/8 IF pin | 1 no. |
| 9. | Drill collar lifting plug, 3-1/2 IF | 1 no. |
| 10. | Drill collar spider with slips for 5" drill collar and 3-1/2" O.D. drill pipe | 1 set |
| 11. | Breakout tong for 3-1/2" O.D. drill pipe | 1 no. |
| 12. | - do - for 5" O.D. drill collar | 1 no. |
| 13. | Back-up wrench for 3-1/2" O.D. drill pipe | 1 no. |
| 14. | - do - for 5" O.D. drill collar | 1 no. |
| 15. | Hoisting wire rope with safety clevis, 12.5 mm x 60 m | 1 roll |
| 16. | Travelling block, 305 mm x 1 wheel | 1 no. |
| 17. | Hoses with fittings: | |
| | 1) Suction hose, 100 mm x 4.5 m | 1 no. |

- | | | |
|-----|--|--------|
| 2) | Foot valve with nipple, 100 mm | 1 no. |
| 3) | Delivery hose, high pressure type, 50 mm x 6 m | 1 no. |
| 4) | By-pass hose, high pressure type, 50 mm x 6 m | 1 no. |
| 18. | Mud mixer, 100 lit. mixing capacity, with diesel engine | 1 no. |
| 19. | Hydraulic jacks, 20 ton | 2 nos. |
| 20. | Female tap for 3-1/2" O.D. drill pipe | 1 no. |
| 21. | Male tap for 3-1/2" O.D. drill pipe | 1 no. |
| 22. | Hand operating tools: | |
| 1) | Super tong, ST-2 | 4 nos. |
| 2) | - do - ST-3 | 4 nos. |
| 3) | Heavy duty pipe wrench, 900 mm | 4 nos. |
| 4) | - do - 600 mm | 4 nos. |
| 5) | - do - 450 mm | 4 nos. |
| 6) | Sledge hammer, 4.5 kg | 1 no. |
| 7) | Engineering tools kit including files, chisels, level, etc. | 1 set |
| 8) | Manila rope, 22 mm x 30 m | 1 roll |
| 9) | Snatch block, 200 mm x 1 wheel | 1 no. |
| 10) | - do - 200 mm x 2 wheels | 1 no. |
| 11) | Oil jug | 4 nos. |
| 12) | Oiler, jet type | 4 nos. |
| 13) | Shovel with handle, round point | 4 nos. |
| 14) | - do - square | 4 nos. |
| 15) | Pick with handle | 2 nos. |
| 16) | Wire sling, 12.5 mm x 6 m | 2 nos. |
| 17) | - do - 12.5 mm x 3 m | 4 nos. |
| 18) | - do - 12.5 mm x 1.5 m | 4 nos. |
| 19) | - do - 9 mm x 6 m | 4 nos. |
| 20) | - do - 9 mm x 3 m | 4 nos. |
| 23. | Foundation materials for rig | 1 set |

II. Well-Rehabilitation Equipment:

| | | |
|-----|--|---------|
| 1. | Winch, 1,500 - 1,700 kg capacity, powered by diesel engine, provided with $\phi 14$ mm x 300 m wire rope. | 1 unit |
| 2. | Diesel generator, 40 KVA, 220/380 V | 1 unit |
| 3. | Air compressor, 2 - 3 m ³ /min., 25 kg/cm ² , powered by electric motor | 1 unit |
| 4. | D.C. welder combined with generator, 70 - 350 A current range for welder, 10 KVA for generator, powered by diesel engine | 1 unit |
| 5. | Dart valve bailer, 4" x 5.5 m | 2 nos. |
| 6. | - do - 6" x 5.5 m | 2 nos. |
| 7. | Flat valve bailer, 4" x 5.5 m | 2 nos. |
| 8. | - do - 6" x 5.5 m | 2 nos. |
| 9. | Tricone rock roller bit, size 6-1/4", for medium hard formation | 10 nos. |
| 10. | - do - for hard formation | 10 nos. |
| 11. | Tricone rock roller bit, size 7-5/8", for soft formation | 5 nos. |
| 12. | - do - for medium hard formation | 10 nos. |
| 13. | Tricone rock roller bit, size 9-5/8", for soft formation | 2 nos. |
| 14. | Air-lift equipment: | |
| | 1) Air lift manifold | 1 no. |
| | 2) Air pipe, 1" x 5.5 m | 40 nos. |
| | 3) Discharge pipe, 3" x 5.5 m | 40 nos. |
| | 4) Air hose, 1" x 10 m | 2 rolls |
| | 5) Air swivel and pipe band for 1" & 3" pipe | 1 set |
| 15. | Tripod mast, 6 ton loading capacity | 1 no. |
| 16. | Chain block | 2 nos. |
| 17. | Snatch block | 2 nos. |
| 18. | Hand-winch with cable | 2 nos. |
| 19. | Sunny hose, 100 mm x 100 m | 1 roll |

III. Pump-Up Testing Equipment:

- | | | |
|----|---|--------|
| 1. | Diesel generator, 40 KVA, 220/380 V | 1 unit |
| 2. | Submersible electric motor pump, size 6", with standard accessories for 100 m depth | 2 sets |
| 3. | Steel container tank, water, 2 - 3 m ³ | 1 no. |
| 4. | Water tank with triangular notch | 1 no. |
| 5. | Water level indicator, battery operated, with cable and electrode for 200 m depth | 2 nos. |

IV. Well Casings and Screens:
(For 5 wells, average depth : 150 m)

- | | | |
|----|--|----------|
| 1. | Well casing, PVC, socketed end, 150 mm x 4 m, class "K" | 130 nos. |
| 2. | Well screen, PVC, slotted, socketed, 150 mm x 4 m, class "K" | 60 nos. |
| 3. | Vinyl net, 0.5 mm | 600 m |
| 4. | Solvent cement | 20 kg |
| 5. | Galvanized steel iron, No. 14 | 60 kg |

V. Pumping Set:

- | | | |
|----|----------------------------|---------|
| 1. | Manual pump, foot operated | 40 sets |
|----|----------------------------|---------|

VI. Spare Parts: 1 Lot

V. Gestion-Entretien et Frais de fonctionnement

V - 1. Situation actuelle du système d'entretien

Les installations d'alimentation en eau potable dans la Région de l'Etude;

- 1) puits
- 2) impluvia-citerne
- 3) camion-citerne
- 4) adduction d'eau de Tsihombe

subissent un contrôle de différents organismes.

Puits

Ils sont contrôlés par Division Hydrogéologie de Toriara, mais leur entretien n'est actuellement rien fait sans exagération pour les raisons suivantes;

- o insuffisance de technicien compétent
- o défectuosité de réseau routier
- o difficulté de l'approvisionnement en carburant
- o manque de pièce détachée
- o manque de matériels d'entretien

Les pompes et les éoliennes sont laissées en panne, comme nous avons observé lors de l'exécution des travaux et les forages sont fermés ou colmatés, ainsi les habitants puisent l'eau de puits peu profonds avec un seau.

Impluvia

Les impluvia, sous le contrôle de M.D.R.R.A., n'ont jamais été entretenus administrativement dès leur construction. Pourtant, chaque ouvrage a un gardien élu populairement par les villageois qui contrôle la consommation d'eau.

Camion-citerne

La ville d'Ambovombe et de Tsihombe possèdent chacune 3 et 4 camions-citerne. Parmi eux, un à Ambovombe et 3 à Tsihombe sont en fonctionnement, mais ils sont déjà vieillis et leur réparation paraît très difficile s'ils tombent en panne.

La distribution par camion-citerne rencontre la difficulté à cause de manque de carburant et de mauvais état routier, ainsi qu'elle n'arrive pas à accomplir le programme prévu.

Adduction d'eau de Tsihombe

J.I.R.A.M.A. s'occupe de cette installation.

V-2. Nécessité de l'entretien

Si une installation n'est pas suffisamment entretenue, elle ne pourrait pas jouer son rôle d'améliorer la vie sanitaire et le cadre de vie. Elle devient même intermédiaire de maladie contagieuse.

Il est à souligner que l'insuffisance de gestion et d'entretien provoque l'abaissement de fonctionnement et de durée de l'ouvrage. Pour faire suffisamment des affaires, il est nécessaire d'organiser un service compétent.

Nous faisons ici une proposition sur organisation de service

V-3. Organisation du service responsable

Il est nécessaire d'établir un organisme compétent qui est capable d'assurer la gestion-entretien sur les ouvrages, captage, adduction, distribution, etc. L'exécution de ces affaires prend plusieurs aspects suivant la capacité et la structure des ouvrages. Et le travail demande la plus grande intégrité.

Et, il faudra avoir la délibération avec le gouvernement malgache pour que cette organisation produise un grand effet.

Cet organisme sera divisé en quelques services, qui se partagent des affaires, pour préciser la responsabilité de chacun, et il faudra donc établir la bonne relation réciproque et la limite et le règlement des travaux.

1) Service des affaires générales

il s'occupe de fourniture des matériels, comptabilité, planning, information publique, etc, et surtout requête.

2) Service de l'opération

Surveillance, Distribution d'eau, et perception.

o Le gardien contrôle la consommation, l'entretien des ouvrages.

3) Service de construction

Etude, planning, construction, réparation et fourniture des matériels.

V-4. Dépense annuelle

Le frais annuelle est calculé comme suit;

Frais annuel = frais d'entretien Impluvia Puits Captage Citerne
Camion-citerne Service

1) Impluvia (31 existents et 7 à construire)

Frais de personnel
(gardien) 5.000FMG/mois X 12 = 60.000 FMG

Frais d'entretien 20.000 "

80.000 FMG

X

38

Total

3.040.000 FMG

2) Puits (6 à construire)

Gardien 5.000FMG/M X 12 = 60.000 FMG

Entretien 40.000 "

100.000 FMG

X

6

Total

600.000 FMG

3) Citerne (3 à construire)

Gardien 5.000FMG/M X 12 = 60.000 FMG

Entretien 10.000 "

70.000 FMG

X

3

Total

210.000 FMG

4) Camion citerne

i) Ambovombe

a) En cas de captage par les puits d'Ambovombe

| | |
|---------------------------|--|
| Parcours/jour | $15 \text{ km} \times 2 = 30 \text{ km}$ |
| Consommation de carburant | 33,3 l pour 100km |
| Consommation annuelle | $10 \text{ l} \times 30 \text{ j} \times 89 \text{ FMG/l} \times 12 \times (2 \times 2 + 1 \times 1)$ $= 1.602.000 \text{ FMG}$ |
| Entretien | 25 % de frais de carburant, soit 400.500 FMG |
| Chauffeur (3) | $25.000 \times 12 \times 3 = 900.000 \text{ FMG}$ |
| Total | 2.902.500 FMG |

b) En cas de captage au Mandrare

| | |
|-----------|---|
| Parcours | $55 \text{ km} \times 2 = 110 \text{ km}$ |
| Carburant | $\frac{100}{3} \times 30 \times 89 \times 12 \times 1 \times 4 = 4.699.200 \text{ FMG}$ |
| Entretien | 1.174.800 FMG |
| Total | 7.074.000 FMG |

ii) Ambondro (2)

| | |
|-----------------|-------------------------------|
| Parcours | $15 \times 2 = 30 \text{ km}$ |
| Carburant | 1.922.400 FMG |
| Entretien | 480.600 FMG |
| Chauffeur (3) | 900.000 FMG |
| Total | 3.303.000 FMG |

iii) Tsihombe (2)

| | | |
|-----------------|------------------|---------------|
| Parcours | 30km X 2 = 60 km | |
| Carburant | | 3.844.800 FMG |
| Entretien | | 961.200 FMG |
| Chauffeur (3) | | 900.000 FMG |
| <hr/> | | |
| Total | | 5.706.000 FMG |

iv) Amboasary-Sud

| | | |
|-----------------|------------------|---------------|
| Parcours | 20km X 2 = 40 km | |
| Carburant | | 1.708.800 FMG |
| Entretien | | 427.200 FMG |
| Chauffeur (2) | | 600.000 FMG |
| <hr/> | | |
| Total | | 2.736.000 FMG |

v) i)+ ii)+ iii)+ iv) = 21.721.500 FMG

5) Service de l'eau potable

i) Frais de personnel

| | | |
|--------------|---|-----------------------------|
| Chef général | 1 | 75.000 X 12 = 900.000 FMG |
| Chef | 3 | 40.000 X 12 = 1.440.000 FMG |
| Technicien | 1 | 35.000 X 12 = 420.000 FMG |
| Employé | 3 | 25.000 X 12 = 900.000 FMG |
| Secrétaire | 1 | 25.000 X 12 = 300.000 FMG |
| Ouvrier | 3 | 15.000 X 12 = 540.000 FMG |
| Chauffeur | 1 | 25.000 X 12 = 300.000 FMG |
| <hr/> | | |
| Total | | 4.800.000 FMG |

ii) Ameublement et Frais généraux 2.000.000 FMG

iii) Total i)+ ii) = 6.800.000 FMG

6) Total de frais annuel

1)+ 2)+ 3)+ 4)+ 5) = 32.371.000 FMG

V-5. Prix de l'eau

Le prix est calculé en général comme suit;

$$\text{Prix par m}^3 = \frac{\text{frais de construction} + \text{intérêt}^{(1)} + \text{dépense annuelle}}{\text{durée de l'ouvrage} \times \text{Consommation annuelle (m}^3 \text{)}}$$

(1) l'intérêt est 0 en cas de l'aide non remboursable
la durée de l'impluvium est fixé 30 ans et celle de camio citerne 5 ans.

Ainsi, le prix de l'eau = 2.065 FMG/m³

Et, celui sans compté de frais de construction = 606 FMG/m³, soit 12FMG/20 l

V-6. Proposition de Prescription

(1) Alimentation en eau potable

Chap. I Généralité

art.1 Objectif

Cette prescription a pour but de déterminer les conditions d'alimentation en eau potable dans la région d'Ambovombe.

art.2 Zone objet

La zone intéressée d'alimentation en eau potable appartient à trois FIVONDRONA suivant;

| FIVONDRONA | FOFOTANY |
|------------|--|
| Ambovombe | : Ambovombe, Erakoka, Ambanisarika, Ambanibo, Ambondro |
| Tsihombe | : Antaritarika |
| Amboasary | : Sampona |

Chap. II Distribution

art.3 Inscription

Les future bénéficiaire doit s'inscrire au service responsable et recevoir la reconnaissance du chef général.

art.4 Charge

Le frais de distribution de l'eau est à la charge de bénéficiaire sauf le cas exceptionnel.

art.5 Principe

Le fonctionnement ne devrait pas être suspendu, sauf en cas de force majeure.

En cas de suspension de fonctionnement, la date et le lieu doit être prévu sauf le cas urgent.

Le service compétent n'assume pas la responsabilité sur dommages produits de la suspension de fonctionnement.

art.6 Gardien

Le bénéficiaire doit élire un gardien et faire une déclaration au service compétent.

Le chef de service jouit d'une liberté de muter le gardien en cas d'impropriété.

art.7 Obligation de déclaration

Le bénéficiaire subit une obligation de déclaration dans le cas suivant;

- o changement de l'adresse de bénéficiaire
- o changement de gardien ou son adresse

art.8 Responsabilité du bénéficiaire

Le bénéficiaire doit faire l'entretien permanent de l'ouvrage sous la direction de gardien, et la déclaration au service responsable dans le cas anormal.

Le frais de répartition est à la charge de bénéficiaire sauf le cas exceptionnel

art.9 Analyse de l'eau

Service responsable doit faire l'analyse sur la qualité de l'eau à la demande de bénéficiaire, et informer au bénéficiaire des résultats obtenus.

Le coût extraordinaire lors de l'examen doit être perçuté de bénéficiaire.

Chap. III Tarif

art.10 Payement

L'eau distribuée doit être payée.

Le bénéficiaire doit prendre la responsabilité solidaire sur le payement.

art.11 Tarif

Il est uniformément fixé FMG

art.12 Perception

Le bénéficiaire doit acheter le ticket de distribution

art.13 Réduction et Dispense

La charge pourrait être réduite ou dispensée en raison d'intérêt public ou en cas exceptionnel admis par le chef

Chap.IV Entretien

art.14 Inspection

Le chef jouit d'une liberté, en cas de nécessité, de passer l'inspection des ouvrages, et de prendre les mesures nécessaires.

Chap. V Supplément

art.15 Le chef fixe les articles nécessaires à l'égard de mise en vigueur du présent arrêté.

(2) Entretien des impluvia

- o La consommation est limitée à 2,5 l/j/h
- o L'eau est distribuée en échange avec le ticket
- o La hauteur de l'eau dans la citerne ne devrait pas être inférieure à 5 cm pour la protection contre fissuration.
- o Accès interdit au public dans les ouvrages
- o Les ouvrages doivent être entretenus de la responsabilité du gardien
- o Le bénéficiaire subit une obligation d'aviser au gardien de l'état anormal des ouvrages
- o Le gardien doit être élu par éléction populaire
- o Le gardien est élu pour un an

VI. Plan de développement par captage au fleuve

VI - 1. Adduction d'eau

(1) Population bénéficiaire

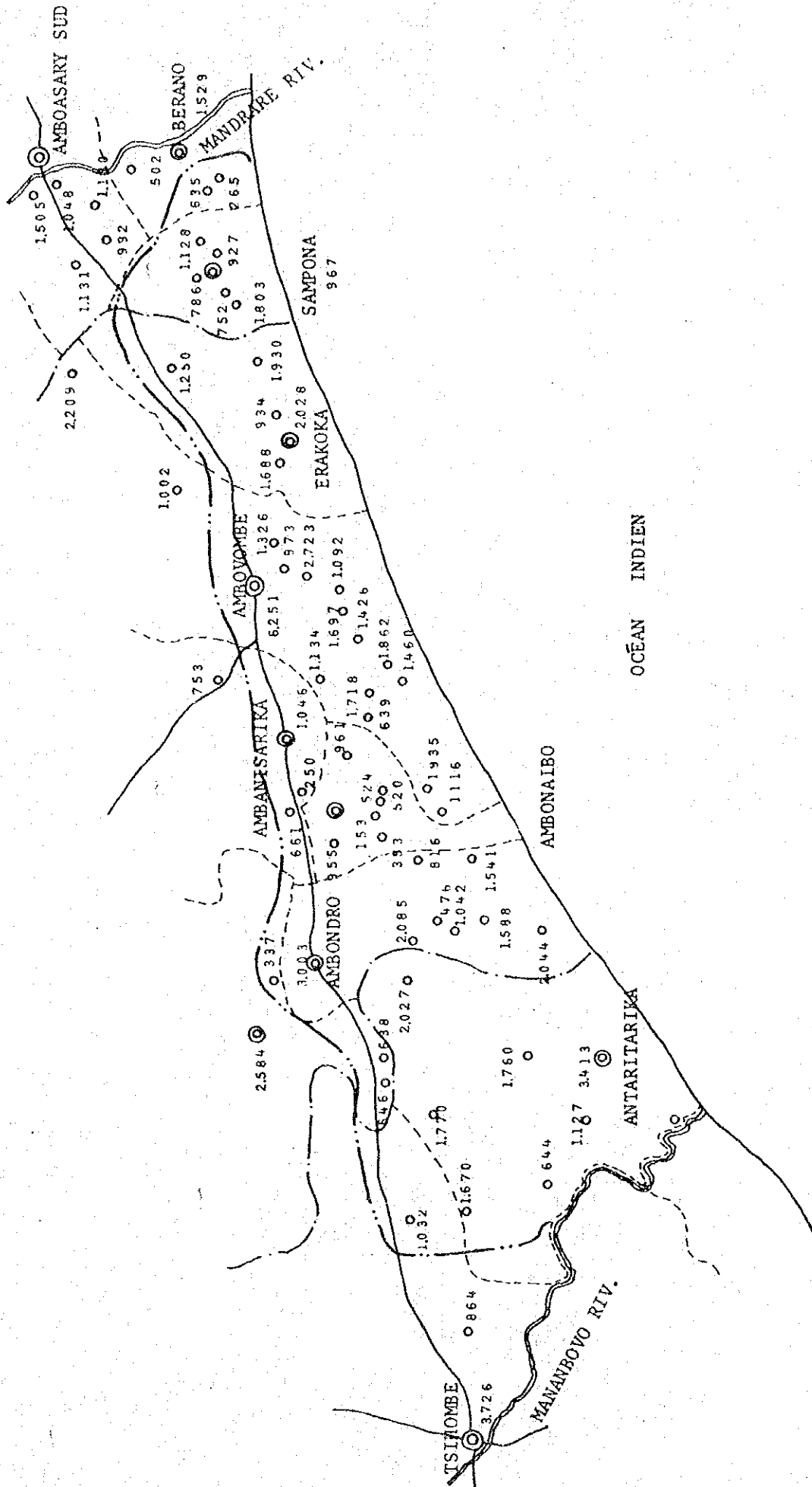
La région intéressée du plan d'alimentation en utilisant de l'eau fluviale est déterminée comme montre la fig. VI-1.

La population totale et la population bénéficiaire de la Région par quelques blocs divisés tenant compte de la limite administrative est calculé comme le Fig. VI-2.

(2) Site possible de captage

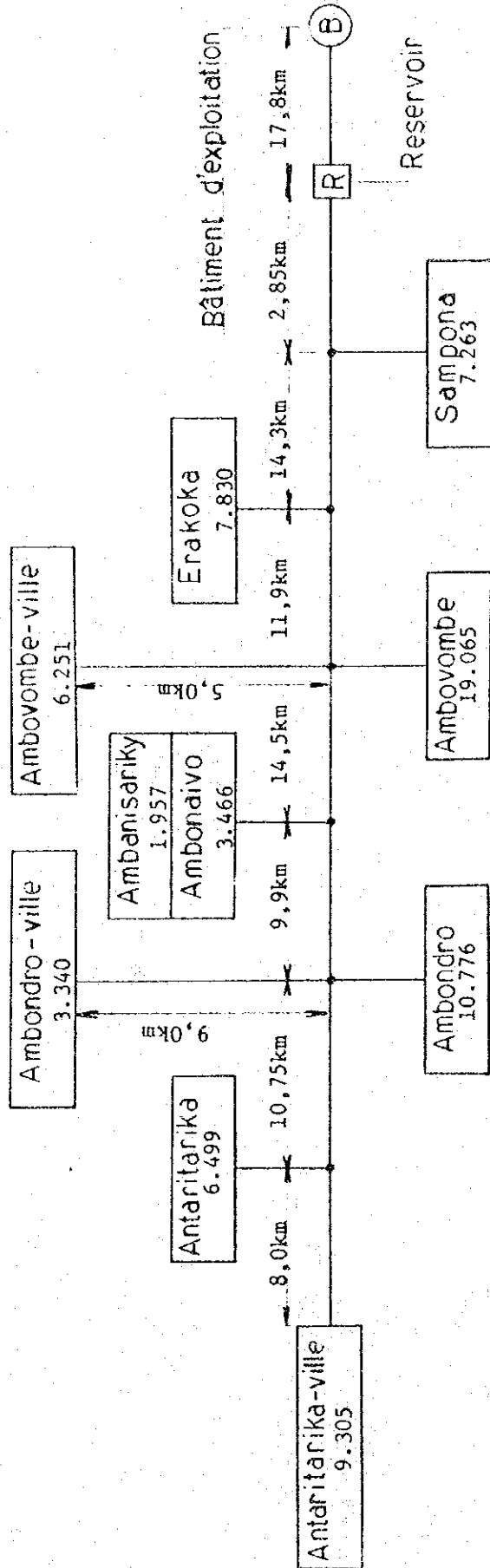
Comme les ressources en eau, on peut compter le Mandrare et le Manambovo. On considère que le Mandrare est plus favorable au point de vue de débit pendant la saison sèche, de débit de sousécoulement, et de qualité d'eau.

Fig. VI-1. Zone du projet et répartition de la population



0 5 10km

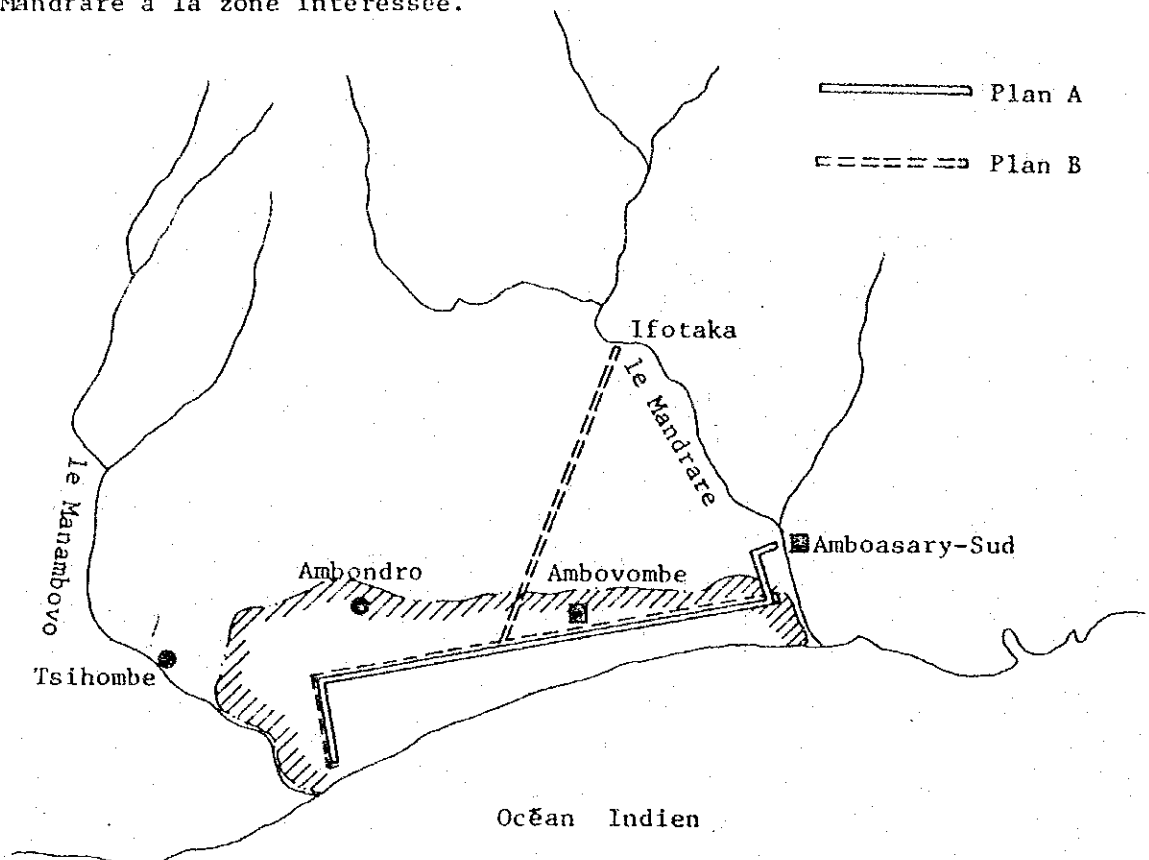
Fig. VI-2. Population desservie par adduction d'eau



Total 75.752

(3) Comparaison des itinéraires des conduites de refoulement distributif

Il y a deux itinéraires possibles des conduites pour distribuer l'eau du Mandrare à la zone intéressée.



En ce qui concerne le Plan A, le point de captage se situe plus près de la zone intéressée que celui du Plan B, mais le Plan B a un intérêt de réduire le refoulement par pompage. Car son point de captage se situe plus haut.

Tableau comparatif de deux Plans se montre à la page suivante, Tabl.VI-1 et Profil schématique en long Fig.VI-3,VI-4.

| | Plan-A | Plan-B |
|--------------------------------|--|---|
| Longueur de conduite | Tuyau de conduite 18km Tuyau de distribution 72km | Tuyau de conduite 50km Tuyau de distribution 70km |
| Hauteur d'élévation de pompage | 340m | 290m |
| Localisation de réservoir | A l'Est de la Région intéressée | Pas d'emplacement convenable |
| Pompe-Relais | Pas nécessaire | Pompe-Relais est nécessaire pour l'élévation pour la zone Sampona |
| Opération | Pompage régulier est possible par installation du réservoir. | LA pompe se situant |
| Gestion-Entretien | | |

Fig.VI-3. Profil en long (Amboasary Sud~Antaritarika)

(Plan-A)

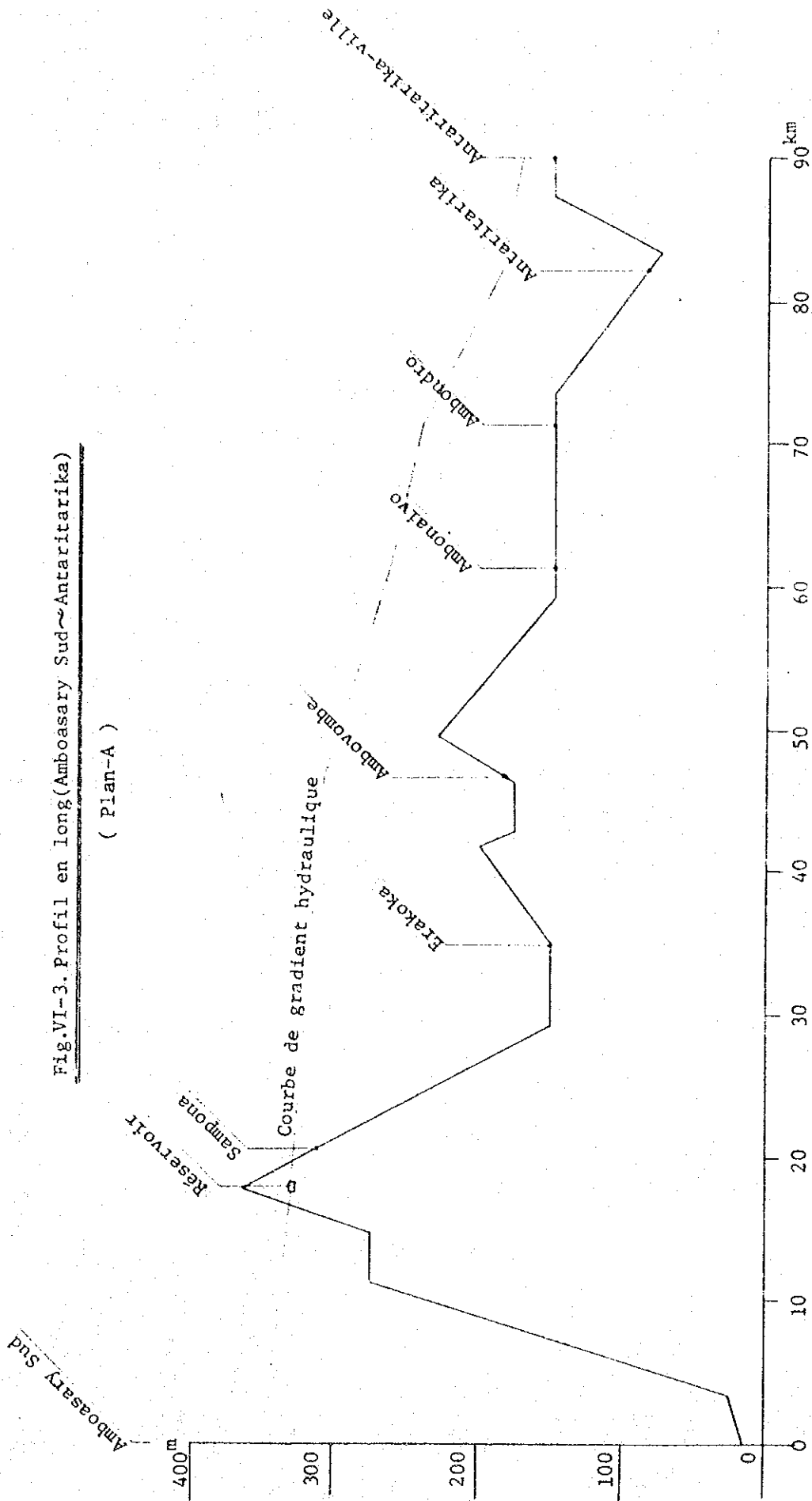
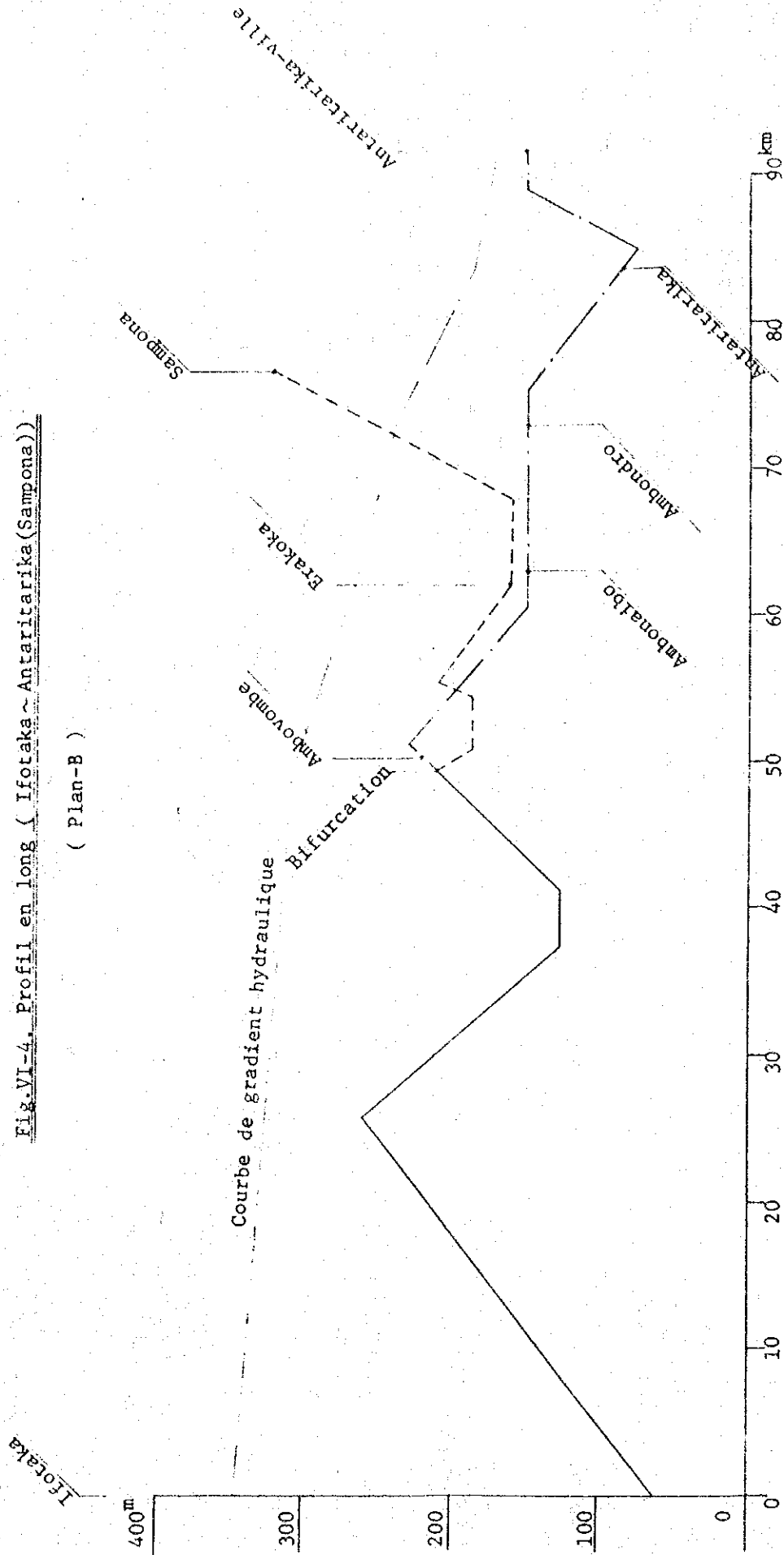


Fig. VI-4. Profil en long (Ifotaka ~ Antaritarika (Sampona))

(Plan-B)



(4) Quantité d'alimentation en eau

Quant on détermine la quantité d'alimentation en eau potable de la zone intéressée, il faudrait tenir compte de l'évolution du besoin en eau future basé sur l'estimation de la consommation actuelle, cependant il est impossible de la déterminer par enquête des villageois sur place.

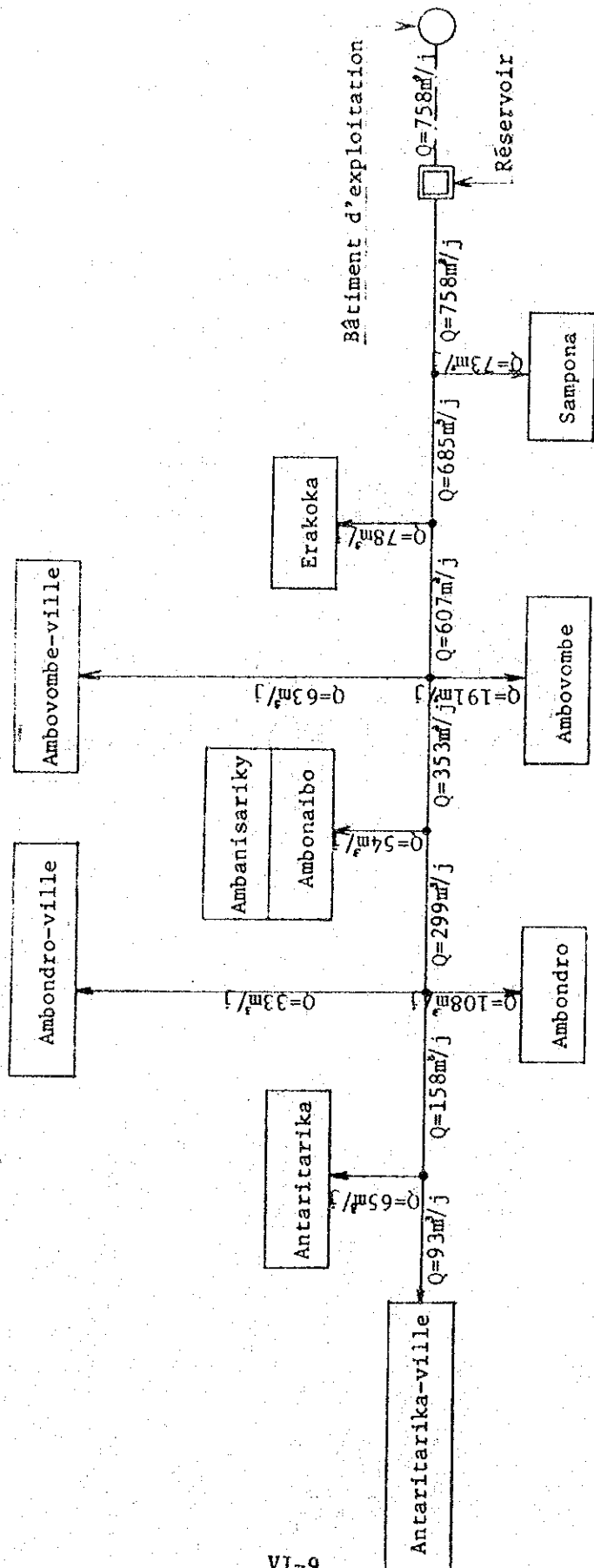
Selon l'observation faite sur un impluvium bien contrôlé, la consommation de l'eau potable par tête est estimée 2 - 3L/j. La quantité d'alimentation en eau potable dans ce projet est déterminée 10 l/j

A cet égard, le Projet F.E.D. la fixe 5 l/j/h au court terme de 5 ans et 10 l/j/h au moyen terme de 10 ans.

Bien que nous avons déterminé la quantité d'alimentation en eau potable à 10 l/j/h du caractère concordant du projet dans le Sud de Madagascar, il serait nécessaire d'augmenter la quantité lors de réalisation du Projet parce que la consommation augmente naturellement au cas où l'installation d'adduction d'eau serait réalisée. En ce cas là, il faudra également une étude sur la potentialité en eau exploitable.

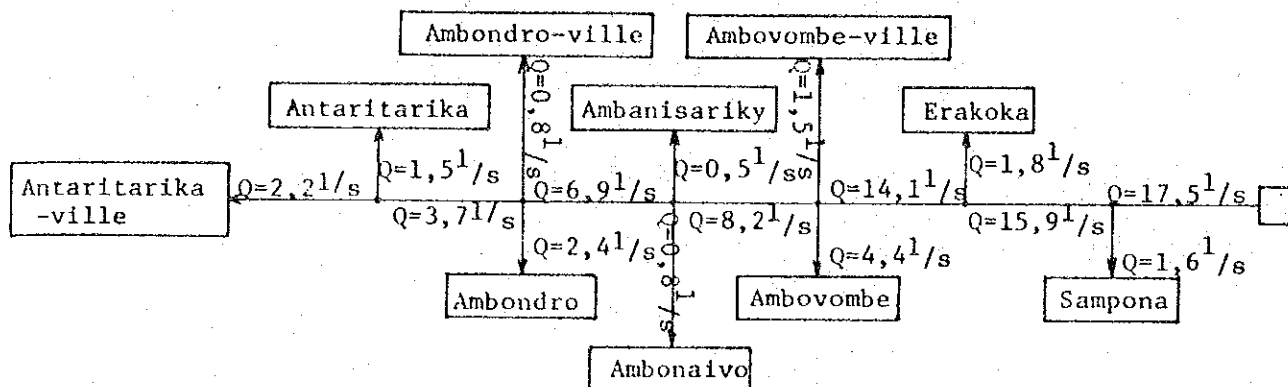
Voir le Fig.VI-5 de Quantité d'alimentation en eau par jour dans la zone couverte du projet à partir de la population bénéficiaire.

Fig. VI-5. Quantité d'alimentation en eau



(5) Détermination du diamètre des conduites

Le tableau ci-dessous montre le débit de courant dans chaque parcours en cas de l'alimentation en eau de 12 heures.

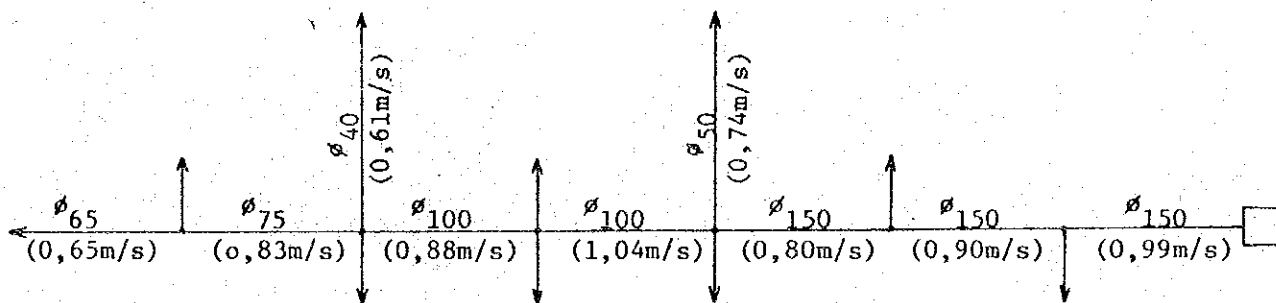


Les vitesses de courant prévues dans les conduites sont les suivantes;

| diamètre | vitesse de courant prévue | minimum |
|------------|---------------------------|---------|
| 75 - 150m | 0,7 - 1,0 m/s | 0,3 m/s |
| 200 - 400m | 0,9 - 1,6 m/s | |

La vitesse de courant prévue se détermine ici 1,0 m/s selon l'estimation du débit ci-dessus.

Les diamètres des conduites principales par rapport au débit de courant sont les suivants;



Les formules pour calculer la perte de charge par frottement sont, celle de Manning et d'Hazen-Williams, et nous allons prendre la formule d'Hazen Williams.

(Formule d'Hazen-Williams)

$$V = 0,84935CR^{0,63} I^{0,54}$$

V: Vitesse moyenne (m/s)

C: Coefficient d'amplification de vitesse

R: Rayon hydraulique (m)

I: Pente de ligne piézométrique

Nous pouvons obtenir une formule suivante,

$$I = \frac{hf}{L} = 10,666C^{-1,35} D^{-4,75} Q^{1,85}$$

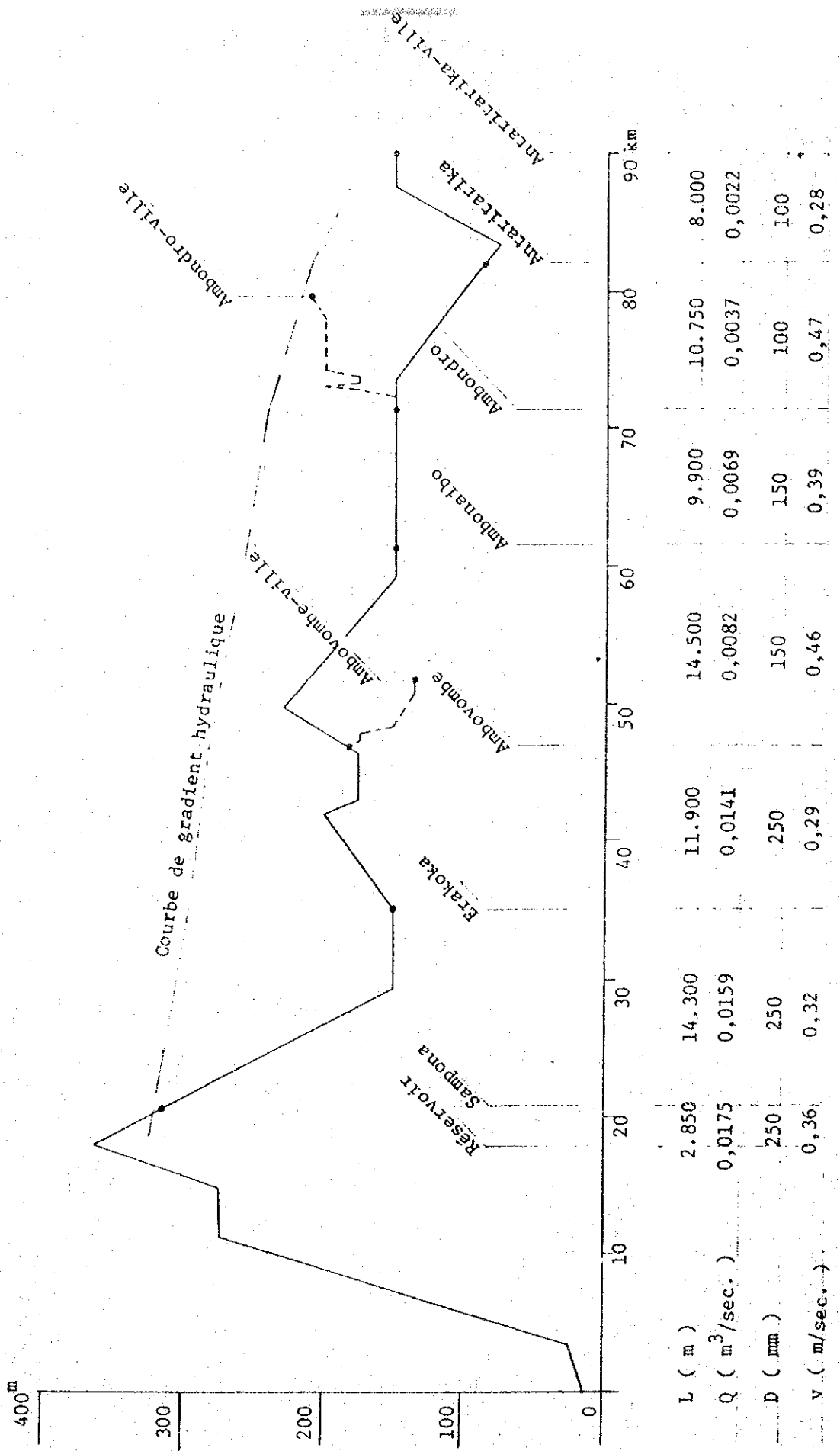
hf: Perte de charge par frottement (m)

Q : Débit (m³/S)

L : Longueur de conduit (m)

Nous prenons 130 comme coefficient C à condition que l'on utilise le tuyau d'acier ou le tuyau de fonte au mortier d'échanteité. Selon le calcul sur la perte par frottement, l'énergie se manque à l'extrémité. Les diamètres de conduites seront déterminés, comme si montre le Fig.VI-6 , de sorte que l'énergie soit requise à l'extrémité.

Fig. VI-6. Profil schématique en long d'Amboasary-Sud à Antartarika



(6) Conduite d'adduction

Pour la détermination des diamètres de conduite, il faut tenir compte de la perte de charge par frottement et la vitesse de courant, qui exerce une influence sur le frais de fonctionnement et sur le choix de type de pompe.

| | Perte | Vitesse |
|-----|---------------------|-----------------------|
| 200 | 33,6 ^(m) | 0,56 ^(m/s) |
| 250 | 11,3 | 0,36 |
| 300 | 4,7 | 0,25 |

§ Perte est calculée selon la méthode d'Hazen-Williams

§§ Allongement de conduite 18 km

Parmi les conduites de divers diamètres, celle de 300 mm est la plus économique au point de vue de frais de fonctionnement, mais la vitesse de courant dans la conduite est inférieure à la vitesse admissible minimum. Il faudrait faire attention à la vitesse de courant lors de détermination de diamètre de conduite du fait que se mélangent les sables dans la conduite pendant le pompage.

Ainsi, il est convenable d'adopter une conduite de 250 mm de diamètre en adaptant à celle de distribution qui a un diamètre de 250 mm.

(7) Equipement de puisage

(a) Capacité et Nombre

C'est parce que par la capacité de réservoir que l'on fait face à l'évolution de consommation, il suffit donc du pompage régulier. Par conséquent, une seule pompe fournit la consommation totale et en plus une pompe de réserve sera équipée.

| | |
|----------|--|
| nombre | 2 |
| capacité | $Q_p = 0,0175 \text{ m}^3/\text{sec.}$ |

(b) Elévation de l'eau

Le niveau de captage sera + 10 m, compte tenu de la situation topographique et de procédé de captage. Et le niveau de départ de l'eau du réservoir sera défini par la capacité de réservoir et par la perte,

| | |
|-------------|---------|
| niveau haut | + 335 m |
| niveau bas | + 330 m |

ainsi, le hauteur utile d'élévation

$$H_u = 335 + 10 = 325 \text{ m}$$

la perte dans la conduite d'adduction étant 11,3 m et en y ajoutant celle de conduite d'aspiration, la perte totale est estimée 15 m.

ainsi, le hauteur d'élévation totale sera,

$$H_t = 325 + 15 = 340 \text{ m}$$

(c) Type de pompe

La pompe centrifuge à multistage devrait être convenable.

(100 x 180, 10 stage)

(d) Puissance et type de moteur

Etant donné qu'actuellement il n'y a pas d'installation d'électricité près du site, nous sommes obligés de choisir le moteur à essence.

La puissance de moteur est calculé selon la formule suivante

$$P_m = \frac{0,222 \cdot \gamma Q H (1 + \alpha)}{\eta_p \cdot \eta_t}$$

P_m = Puissance de moteur (ps)

γ = Poids unitaire de l'eau (kg/l)

Q = Débit de distribution (m³/min.)

η_p = Rendement de pompe

η_t = Rendement de transmission

α = Marge

H = Hauteur d'élévation totale

Si le rendement de pompe est 60 %, celui de transmission 100 % et la marge 0,2 ;

$$P_m = \frac{0,222 \times 1,0 \times 1,05 \times 340 (1 + 0,2)}{0,60 \times 1,0} = 158 \text{ PS}$$

Ainsi, la pompe de 200 PS serait suffisante.

§ Mouvement de la population

Il est difficile de savoir la population future de la région intéressée à cause de la manque de donnée précise sur le mouvement de la population.

Le taux d'accroissement de la population a été estimé 2,5% lors de construction d'installation de l'adduction d'eau à Tsihombe, ainsi nous appliquons ce chiffre à cette région.

Selon le calcul avec un taux d'accroissement de 2,5%, la population d'Ambovombe dans 10 ans sera 1,28 fois de population actuelle c'est-à-dire $75,752 \times 1,28 = 97,000$. La consommation dans 10 ans sera 970 m³/j avec un ordre de 10 l/j/h.

La capacité de l'installation permettant la consommation de l'ordre de 756m³/j avec le pompage de 12 heures par jour pour faire face à la consommation future de 970 m³/j, il faudra le pompage de 15,4h/j. Nous considérons que cette opération ne posera pas de problème.

VI - 2 Galerie d'infiltration

(1) Détermination de diamètre

Le diamètre de galerie doit être au-dessus de 600 mm

(2) Mise en place galerie

o Direction

Il sera efficace de le disposer à l'angle droit de la direction de courant. Et pour mieux capter l'eau de sous-écoulement, il est recommandé de mettre quelques embranchements.

o Profondeur

Il faudra tenir compte de la situation de l'aquifère et l'imperméable et la qualité de l'eau. Elle est 5m en général au Japon.

o Gradient et Vitesse de courant

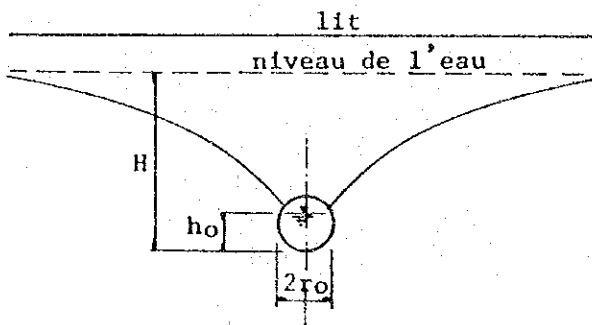
Le gradient de captage sera moins de 1/500 et la vitesse de courant dans la conduite moins de 1 m/sec. pour que les sables ne se déposent à l'intérieur et qu'ils n'endommagent la conduite en cas de vitesse trop élevée.

o Massif filtrant

Des graviers et des gravillons seront insérés à une épaisseur de 50 cm dans l'espace annulaire autour de captage.

(3) Allongement

L'allongement de conduite de captage doit être déterminé, conformément au résultat de l'essai de pompage, certes, mais nous l'avons déterminé selon la formule suivante;



$$Q = \frac{\pi k L (H - h_c)}{2,3 \log_{10} \frac{2R}{r_c}}$$

Q : Débit (m³/sec.)

k : Coefficient d'infiltration

L : Allongement de conduite

H : Hauteur de l'eau

h : Hauteur de l'eau dans la conduite

R : Rayon de la zone d'influence

r : Rayon de conduite

Supposé que l'eau de sous-écoulement se trouve à la profondeur de 20 cm, et le captage soit disposé à 3 m de profondeur, H serait 3,4 m, car le diamètre de conduite est déjà fixé 600 mm

Les sables de bassin de Mandrara étant assez rude, k serait 1,0 10 m/sec et R = 500m , et h = 0,4 selon une observation de ce fleuve.

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi \cdot 1 \times 10^{-3} L (3,4 - 0,4)}{2,3 \log_{10} \frac{2 \times 500}{0,3}} \\ &= 1,16 \cdot 10 L \quad (m^3/sec.) \\ &= 1,16 L \quad (l/sec) \end{aligned}$$

Ainsi, Pour capter le débit prévu,

$$L = \frac{Q}{1,16} = \frac{17,5}{1,16} = 15 \text{ m}$$

Et, nous prenons 30 m avec la marge de 15 m.

VI - 3 Capacité de réservoir

(1) Volume

Pour déterminer la capacité de réservoir, il faut tenir compte des cas suivants;

- o Suspension de fonctionnement pour l'entretien
- o Distribution d'eau de nuit pendant la suspension de fonctionnement.

La capacité ainsi déterminée sera $1/2 - 1/3$ de l'alimentation journalière maximum. Comme l'alimentation prévue est fixée 758 m^3 , le volume de réservoir sera 380 m^3 .

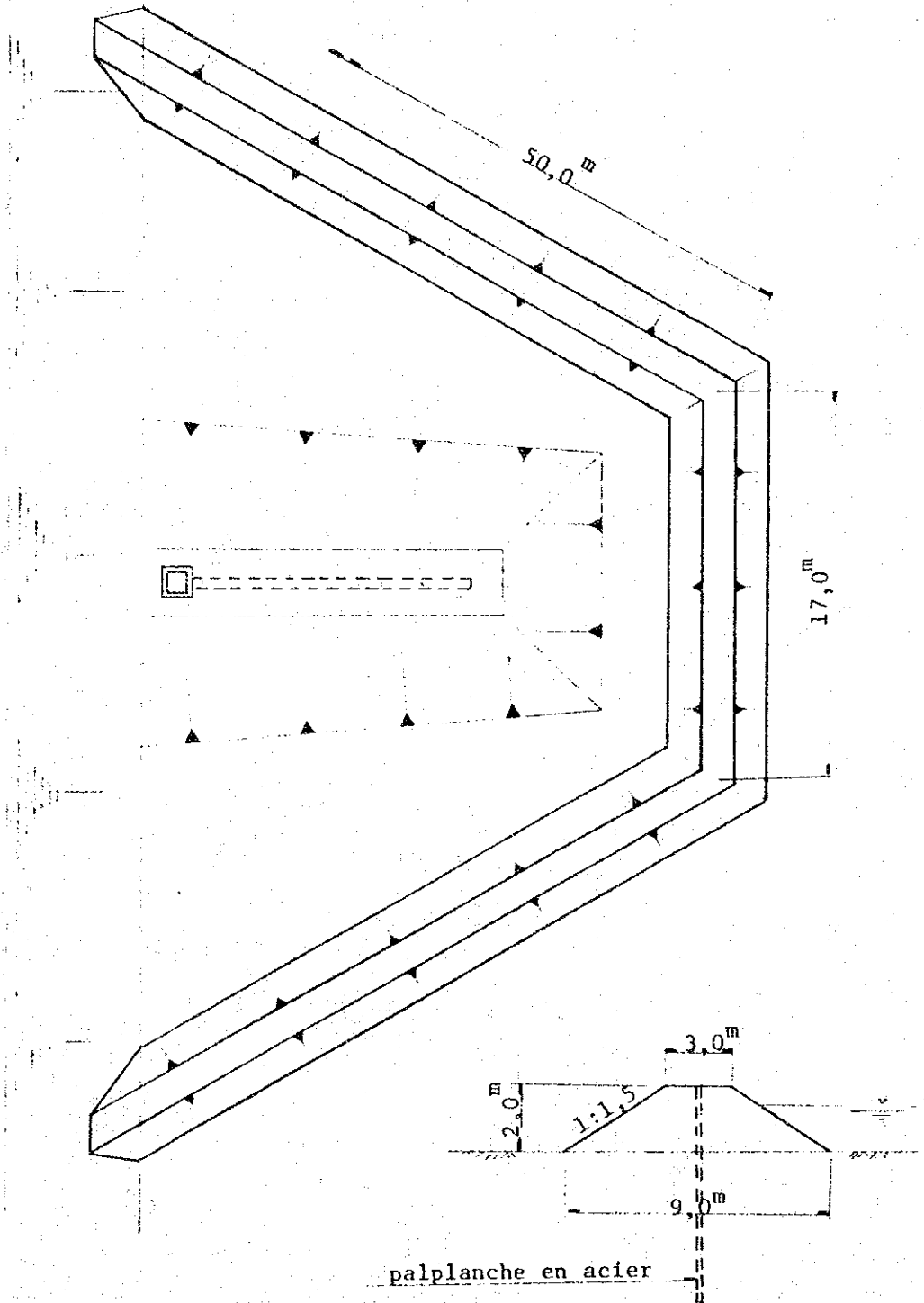
(2) Hauteur utile de l'eau

La hauteur de l'eau dans le réservoir est souvent conditionné par la superficie de l'emplacement, et fixé, en général, environ 3 - 6 m. La hauteur d'eau très élevée, la pression de dérivation dans le partiteur devient large, ce qui cause une instabilité de débit de dérivation. Et l'emplacement étant ici illimité, la hauteur utile pourra avoir environ 4 m.

Concernant la revanche de réservoir, il suffit qu'elle a 0,50 m en haut et 0,50 m en bas.

VI - 4 Installation provisoire

1) Batardeau



Détermination de hauteur de batardeau

Il est recommandé de faire les travaux de construction de captage en saison d'étiage.

Les débits maximaux du Mandrare en saison d'étiage sont les suivants;

| | | |
|------|--------------------------|------------|
| 1968 | 132 m ³ /sec. | le 3 oct. |
| 68 | 120 " | le 6 nov. |
| 68 | 111 " | le 8 oct. |
| 69 | 98 " | le 18 mai |
| 70 | 7 " | le 1 mai |
| 71 | 17 " | le 4 juin |
| 72 | 82 " | le 19 mai |
| 73 | 32 " | le 9 août |
| 74 | 65 " | le 12 mai |
| 75 | - | - |
| 76 | - | - |
| 77 | 12 " | le 10 oct. |
| 78 | 76 " | le 4 mai |

Le débit objet de batardeau correspond, en général, à celui de 2^e ou 3^e crue pendant la période de construction. Ainsi il sera $Q = 110 \text{ m}^3/\text{sec.}$

Et nous pouvons obtenir la profondeur de l'eau par rapport à la crue selon la formule suivante de Manning;

$$Q = A \times V = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Q = Débit de crue (m³/sec.)

A = Section hydraulique (m²)

V = Vitesse de courant (m/sec)

n = Coefficient de rugosité

R = Rayon hydraulique (A/S)

I = Gradient

Quand la profondeur de l'eau est très faible par rapport à la section hydraulique, $R \approx H$.

$$\text{Ainsi, } Q = B \cdot H \frac{1}{n} \sqrt{H^3} I^{1/2}$$

Si nous appliquons les chiffres suivants;

$$Q = 110 \text{ m}^3/\text{sec. } B \text{ (largeur)} = 80 \text{ m, } n = 0,05, I = 1,6 \text{ o/oo,}$$

$$H = 1,38 \approx 1,40 \text{ m}$$

Et, si la revanche est 0,6m

$$h = 1,4 + 0,6 = 2,0 \text{ m}$$

Tabl.VI-2 Rapport détaillé du coût de construction

Plan d'adduction d'eau

| item | unite quantite | prix unit | coût | note |
|-----------------------------|-------------------|--------------|-----------|-----------|
| | | | | ×1.000FMG |
| 1.Travaux | | | | |
| 1-1.Captage | | | 29.000 | |
| 1-2.Installation provisoire | | | 15.000 | |
| 1-3.Bâtiment d'exploitation | | | 55.000 | |
| 1-4.Conduite | | | 974.000 | |
| 1-5.Frais de matériels | | | 1.267.000 | |
| 1-6.Réservoir | | | 35.000 | |
| 1-7.Pompe | | | 104.000 | |
| 1-8.Aménagement routier | | | 86.000 | |
| 1-9.Envoi de personnel | | | 352.000 | |
| 1-10.Transport intérieur | | | 315.000 | |
| Total | | | 3.232.000 | |
| 2.Ouvrage temporaire | | | 266.000 | |
| Total cumulé | | | 3.498.000 | |
| 3.Frais généraux | | | 245.000 | |
| Total cumulé | | | 3.743.000 | |
| 4.Entretien | | | 412.000 | |
| Total cumulé | | | 4.155.000 | |
| 5.Planing et supervision | | | 300.000 | |
| 6.Surplus | | | | |
| 6-1.Contingent physiques | | | 323.000 | |
| 6-2.Prix | | | 1.433.000 | |
| Total | | | 1.756.000 | |
| 7.Total | | | 6.211.000 | ×1.000FMG |

VI - 6 Coûts d'entretien

(1) Frais de fonctionnement

o Carburant

La puissance de la pompe est 160 PS et le taux de consommation pour cette puissance est 200 gr/ps/h. La durée de fonctionnement est de l'ordre de 12 heures par jour, ainsi la consommation journalière de carburant est;

$$\begin{aligned} 200 \text{ gr/ps/h} \times 160 \text{ ps} \times 12 &= 384.000 \text{ gr/j} \\ &= 427 \text{ l/j} \\ &= 430 \text{ l/j} \end{aligned}$$

et la consommation mensuelle;

$$430 \text{ l/j} \times 30 = 12.900 \text{ l/M}$$

Le prix de l'eau étant fixé 90 FMG/l, le frais de fonctionnement mensuel est,

$$12.900 \text{ l/M} \times 100 \text{ FMG/l} = 1.290.000 \text{ FMG}$$

o Lubrifiant

Si le taux de consommation est 4 - 5 gr/ps/h, la consommation mensuelle de lubrifiant est,

$$\begin{aligned} 5 \times 160 \times 12 &= 9.600 \text{ gr/j} = 10,7 \text{ l/j} \\ &= 10 \text{ l/j} \end{aligned}$$

le frais mensuel est;

$$10 \times 30 \times 500 \text{ FMG} = 150.000 \text{ FMG/M}$$

o Carburant pour le générateur

Si la puissance installée est 50 KVA, la puissance de générateur est calculé comme suit;

$$PS = \frac{KVA \times PF}{0,735} \times \epsilon'$$

= Rendement de générateur 85%

= Force ratio 80%

= Marge 1,05 - 1,10

$$PS = \frac{50 \times 0,8}{0,85 \times 0,735} \times 1,1 = 70,4 \approx 70 \text{ PS}$$

La consommation de carburant avec un taux de consommation de 210 gr/ps/h et de 2 heures de fonctionnement est,

$$\begin{aligned} 210 \text{ gr/ps/h} \times 70 \text{ PS} \times 2 \text{ h} &= 29.400 \text{ gr/j} \\ &\approx 32,7 \text{ l/j} \\ &\approx 33 \text{ l/j} \end{aligned}$$

Ainsi, le frais de fonctionnement mensuelle est,

$$33 \times 30 \times 100 = 99.000 \text{ FMG/M}$$

- o Lubrifiant pour le générateur

La consommation mensuelle est,

$$\begin{aligned}
 5\text{gr/ps/h} \times 70\text{PS} \times 2\text{h} \times 30 &= 42.000 \text{ gr/M} \\
 &\approx 46,7 \text{ l/M} \\
 &\approx 50 \text{ l/M}
 \end{aligned}$$

Le frais de fonctionnement est donc,

$$50 \text{ l/M} \times 500\text{FMG} = 25.000 \text{ FMG/M}$$

Le frais de fonctionnement total sera,

$$1.290.000 + 150.000 + 99.000 + 25.000 = 1.564.000 \text{ FMG/M}$$

(2) Frais de personnel

| | | |
|---------------------------|-------|-------------|
| o Bâtiment d'exploitation | | |
| o surveillant - - - 1 | | 70.000FMG |
| o assistant - - - 1 | | 18.000 FMG |
| o gardien - - - 1 | | 12.000 FMG |
| o Borne fontaine | | |
| o gardien - - - 8 | | 96.000 FMG |
| o Patrouille | | |
| o patrouilleur- - - 2 | | 23.000 FMG |
| | Total | 242.000 FMG |

(3) Autre

- o 10% de frais total

$$(1.564.000 + 242.000) \times 0,1 = 180.000 \text{ FMG}$$

(4) Total des frais annuel

$$\{(1) + (2) + (3)\} \times 12 = 24.000.000 \text{ FMG/an}$$

ii) Frais d'entretien est budgétisé 1 % du coût de construction, soit
42.000.000 FMG

iii) Frais pour le service responsable 6.800.000 FMG

iv) Frais annuel

Frais de fonctionnement + Frais d'entretien + Frais du Service
= 72.800.000 FMG/an

5) Prix de l'eau

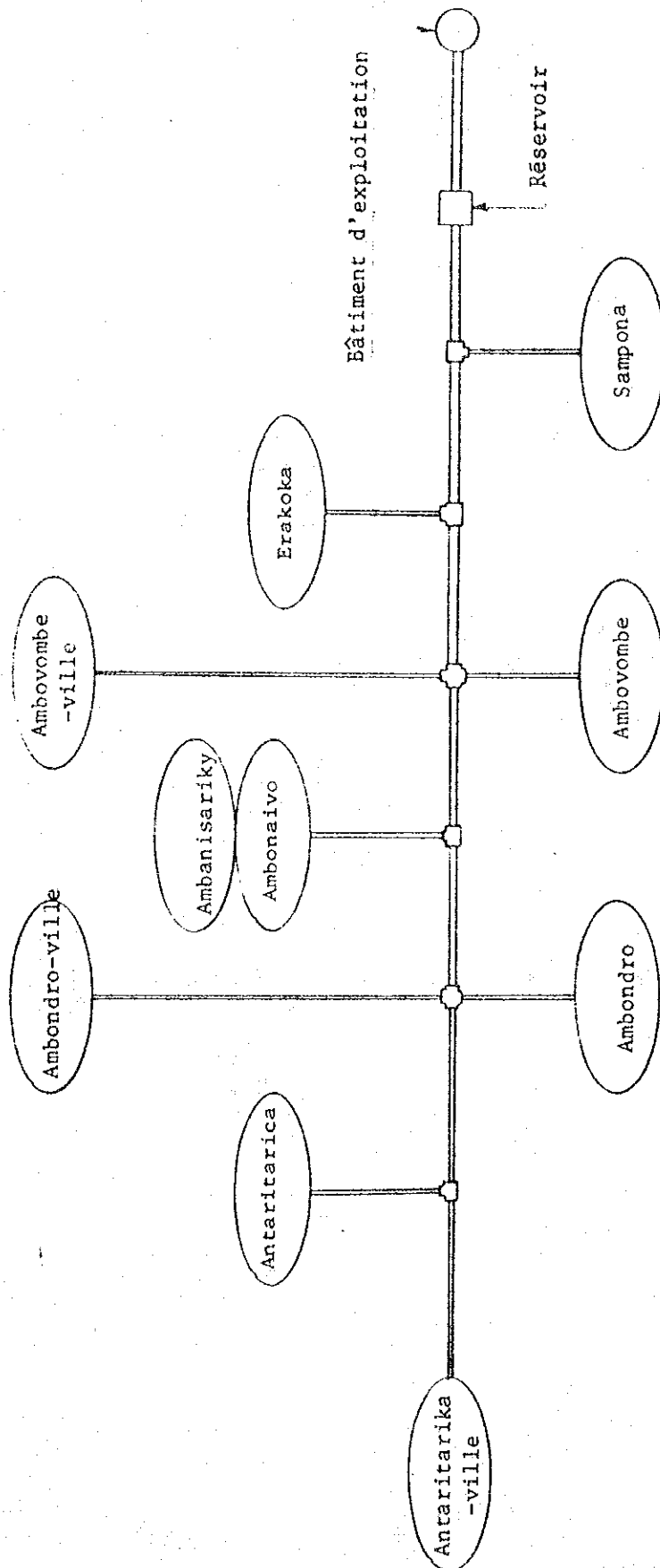
En déterminant la durée de l'ouvrage 30 ans et l'équipement, 10 ans et
l'intérêt 5 %

$$P = 1.099 \text{ FMG/m}^3$$

et sans coût de construction soit,

$$P = 263 \text{ FMG/m}^3$$

Fig.VI-7 Disposition des partiteurs



JICA