

9  
REPUBLICQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
ET DE L'HYDRAULIQUE

FONDS AFRICAIN  
DE DEVELOPPEMENT

SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE  
ET INDUSTRIEL DU SENEGAL (SODAGRI)

---

**PROJET D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE  
DU BASSIN DE L'ANAMBE**

**PHASE DE CONSOLIDATION**

**ACTUALISATION DES ETUDES HYDROLOGIQUES  
ET LE PROGRAMME**

**RAPPORT DEFINITIF**

**VOLUME III**

**INFRASTRUCTURES**

**PRESENTE PAR  
DHV CONSULTANTS BV**

*Annexe 6.2-1-2 ?*

**JUIN 1993**

**REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
ET DE L'HYDRAULIQUE**

**FONDS AFRICAIN  
DE DEVELOPPEMENT**

**SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE  
ET INDUSTRIEL DU SENEGAL (SODAGRI)**

---

**PROJET D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE  
DU BASSIN DE L'ANAMBE**

**PHASE DE CONSOLIDATION**

**ACTUALISATION DES ETUDES HYDROLOGIQUES  
ET LE PROGRAMME**

**RAPPORT DEFINITIF**

**VOLUME III**

**INFRASTRUCTURES**

**PRESENTE PAR  
DHV CONSULTANTS BV**

**JUIN 1993**

## VI. ELABORATION DU CAS OPTIMUM

### 6.1. Vue d'ensemble

Puisque le barrage du confluent existe déjà, il s'agit maintenant d'utiliser ses ressources en eau pour irriguer les terres rizicoles situées en amont. L'aménagement du périmètre irrigué en rive droite peut fonctionner normalement pendant la phase de consolidation. Toutefois, la capacité de pompage des deux pompes existantes ne suffit pas pour irriguer en contre-saison la surface déjà aménagée de 1400 hectares sur la rive droite. Il est estimé que seulement une superficie de 700 ha pourront être irrigués en contre-saison.

Afin de pouvoir irriguer 3000 ha en contre-saison dans la phase finale du développement d'Anambé, il faudra la construction du barrage de Niandouba. Ce barrage, qui fonctionnera comme un barrage de régularisation des eaux de la Kayanga, permettra de réserver suffisamment d'eau pour irriguer 3000 ha en contre-saison.

L'emplacement des périmètres irrigués a été fait en fonction de la topographie, de la pédologie, de la localisation des villages, de la présence des marigots tributaires, ainsi que de la présence de la forêt classée de l'Anambé.

Trois variantes ont été élaborées et la meilleure variante consistant à conserver la forêt classée, a été retenue.

### 6.2 Barrages

#### **6.2.1 Observations**

Le concept original (APD 1981) prévoyait trois barrages, dont un, le barrage du confluent, a été réalisé en 1992. Considérant la sécheresse persistante depuis environ 25 ans, le concepteur de l'avant projet détaillé (1981) a proposé quelques modifications de l'APD, dont la dernière (Février 1992) comportait, pour ce qui concerne les barrages, la construction du barrage de Niandouba "reduit", et le barrage de garde modifié (voir chapitre III).

Parallèlement aux simulations des ressources en eau et leur gestion (voir chapitre 5), nous avons analysé l'avant projet préliminaire de Février 1992. Nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- le choix du type de barrage, ainsi que le choix des matériaux de construction (voir APD, Ouvrages hydrauliques Génie civil) sont corrects et fondés ;
- la capacité de stockage de Niandouba à la cote de retenue normale 33 m IGN est globalement justifiée ;

- la justification de la réalisation du barrage de garde est mise en cause ;
- une surélévation du barrage du confluent doit être écartée ;
- la raison pour déplacer l'axe du barrage de Niandouba vers l'amont n'est pas donnée. Bien que la disposition de l'évacuateur des crues, et de l'ouvrage de dotation est meilleure du point de vue hydraulique, l'accroissement considérable du volume du remblai (environ 510 000 m<sup>3</sup> au lieu de 343 900 m<sup>3</sup> pour l'ancien axe et la même RN) ne justifie pas ce déplacement ;
- l'abandon de l'usine hydroélectrique n'est pas mentionné ; il faut tirer cette conclusion du fait qu'elle fait défaut dans le croquis.

Les crues de projet, calculées selon la loi de Gumbel, utilisées pour l'analyse mentionné ci-dessus aussi bien que pour la solution recommandée, sont présentées dans l'annexe 6.2.1 -1. (voir aussi chapitre 4.6).

Afin de justifier l'abandon de l'usine hydroélectrique, nous avons calculé la production hydroélectrique possible pour les apports moyens mensuels (voir annexe 6.2.1 - 2). L'énergie moyenne possible ne dépasse guère 0,9 GWh par an, avec une puissance installée de 0,33 MW, ce qui ne vaut pas la peine. Ces résultats sont confirmés par la suite par la simulation "RIBASIM".

Finalement, nous remarquons que les sites des 3 barrages sont équipés avec des piézomètres dans quelques sondages (Niandoumba et confluent chacun un, Barrage de garde 2). Selon information de la SODAGRI, ces piézomètres ne sont plus lus. Cependant, une poursuite immédiate des lectures (mensuelle en contre saison, hebdomadaire en hivernage) pourrait fournir des données importantes pour le projet.

### 6.2.2 Barrage de Niandouba

#### - choix de l'axe

Comme déjà mentionné ci-dessus, l'axe choisi dans l'étude d'APD est préférable. Ni du point de vue topographique, ni du point de vue géotechnique, un autre axe plus favorable existe. Il faut cependant accepter un alignement des ouvrages hydrauliques moins favorables, ce qui est parfaitement acceptable à cause des débits lâchés relativement faibles. C'est donc pour cet axe là que nous avons établi le projet du barrage de "Niandouba réduit", dénommé "Niandouba RN 33" selon la côte de la retenue normale. Le projet correspondant est présenté dans les annexes 6.2.2 - 1, 2 et 3, et décrit ci-dessous.

Les résultats de l'optimisation par RIBASIM (voir chapitre 5) qui étaient en cours d'achèvement, se sont imposés à la solution de "Niandouba RN 33" : on a dû ramener la cote optimale de la retenue normale de 33 m à 32 m IGN, soit une diminution de 1 m. Le profil type correspondant, comme les calculs de l'amortissement des crues, de la stabilité du barrage et du dévis estimatif sont alors faits pour la solution "Niandouba RN 32".

- évacuateur de crues (annexe 6.2.2 -3)

L'avant projet préliminaire (EWI 1992) a suggéré de combiner un évacuateur de service (pour une capacité de 180 m<sup>3</sup>/s) avec un évacuateur auxiliaire, équipé d'une digue fusible (pour les débits dépassants 180 m<sup>3</sup>/s). Généralement, une telle disposition est meilleur marché, mais pour le cas de Niandouba on doit constater que :

- l'économie est très réduite ;
- le passage des personnes à travers le chenal de l'évacuateur d'une largeur de plus que 100 m est rendu difficile ;
- le fonctionnement de la digue fusible est crucial et nécessite un entretien régulier ;
- des érosions dangereuses pourraient se développer dans le chenal aval de l'évacuateur ;
- le seuil au dessous de la digue fusible doit être construit en béton, et protégé contre les sous-pressions.

Nous avons donc renoncé à une telle solution, et préféré un concept identique à la solution de l'APD, c'est-à-dire un évacuateur classique type "bec de canard" dimensionné pour une crue d'une durée de retour de 10.000 ans, soit 400 m<sup>3</sup>/s (voir annexe 6.2.1.-1). Le concept correspondant (toujours pour le cas Niandouba RN 33) est présenté dans l'annexe 6.2.2. - 3. Le calcul d'amortissement d'une crue décennaire suit dans l'annexe 6.2.2 - 4. On s'aperçoit que l'amortissement est très modeste, par suite de la longue durée (environ 60 jours) des crues.

- vidange de fond et vanne de dotation (annexe 6.2.2 - 2)

La réduction de l'hauteur du barrage de 19,5 m à 15 m, et l'abandon de l'usine justifient un concept simplifié pour cet ouvrage. En effet, une solution type similaire à celle du barrage du confluent semble la solution logique. La capacité de la vidange de fond est calculée pour déstocker la retenue de la cote RN jusqu'au niveau Plus Basses Eaux en 53 jours, ce qui est un compromis raisonnable entre la sécurité et les frais de l'ouvrage.

Une vanne glissante d'une ouverture de  $2 \times 2 \text{ m}^2$  suffira comme vanne de service. Au lieu d'une vanne de garde, un batardeau placé à l'amont de la vanne sera prévu.

La vanne de dotation, installée dans un by-pass à côté de la vidange de fond, est dimensionnée pour un débit minimum, à retenue minimale, de  $4,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . La surface nette de la vanne sera de  $0,5 \text{ m}^2$ . Cette disposition facilite la chasse des dépôts solides. La prise d'eau de dotation doit être protégée par une grille.

L'ensemble est présenté, avec le profil type du barrage "Niandouba RN 33" dans l'annexe 6.2.2. - 2.

- Profil type Niandouba RN 32 (annexe 6.2.2 - 5)

Comme déjà mentionné ci-dessus, les résultats définitifs de la simulation par RIBASIM ont montré que la côte de calage de la retenue normale pour Niandouba se situe à 32 m. IGN. Cependant, le concept dénommé "Niandouba RN 33" a été déjà établi. Pour l'option Niandouba RN 33, il n'était pas nécessaire de refaire la conception des ouvrages annexes. Par contre, le profil type a été optimisé.

La revanche au-dessus du niveau plus hautes eaux (33,79 m. IGN pour une crue décennale, voir annexe 6.2.2 - 6) doit tenir compte de la hauteur de déferlement des vagues, qui peut être calculé selon Westergaard comme :

$hd = 3,2.Hs.k.tan \alpha$ , avec:

$Hs$  = amplitude significative des vagues [m]

$k$  = coefficient de rugosité = 0,72 pour riprap

$\tan \alpha$  = pente du talus, = 1/2,5.

L'amplitude significative des vagues  $Hs$  est, pour un fetch de 3 km et une vitesse maximum du vent de 30 m/s égale à 1,2 mètres selon le graphique publié par l'Institution of Civil Engineers. On trouve ainsi une valeur  $hd = 1,11$  mètres, alors une côte minimum du couronnement de  $33,79 + 1,11 = 34,90$  mètres IGN.

En tenant compte d'une réserve de 10 cm, le couronnement du barrage a été fixé à 35,00 mètres IGN. En réalité, le développement des vagues importantes est peu probable, vu l'orientation du barrage vers le nord et des vents prévalent de la direction sud-ouest. Une paravague en gabions est alors inutile.

La hauteur réduite du barrage a permis d'opter pour une pente amont et aval plus raide. Avec une pente 1 (v) : 2,5 (h) (au lieu de 1 : 3,0) amont, et une pente 1 : 2,0 ( au lieu de 1 : 2,4) aval, nous avons recalculé la stabilité au glissement selon la méthode Bishop

avec le logiciel "STABIL", établi par l'Université Technique de Delft, Pays-Bas (voir "Déformations of an unstable slope" dans l'appendice).

Pour plusieurs cercles de glissement le logiciel a calculé les coefficients de sécurité correspondants. Les calculs sont faits soit pour les cas de charge "percolation constante" (pour le parement aval), soit pour la "vidange rapide" (pour le parement amont).

Les deux cas sont également analysés pour une charge sismique correspondant à une accélération horizontale de  $0,1 \text{ g m/s}^2$  (selon recommandations de la Commission Internationale des Grands Barrages pour pays sans seïsme enregistré ;  $g$  = accélération de la gravité). Les coefficients de sécurité  $F$  suivants ont été obtenus :

<u>Cas de charge</u>	<u>parement</u>	<u>F-calculé</u>	<u>F-exigé</u>
vidange rapide	amont	1,959	1,500
vidange rapide + seïsme	amont	1,400	1,000
percolation constante	aval	1,730	1,500
perc. constante + seïsme	aval	1,379	1,000

Les coefficients exigés sont parfois discutables ; nous avons suivi les recommandations de l'US Corps of Engineers. Toutefois, les résultats sont satisfaisants (voir aussi les annexes 6.2.2 -11 et 12, et l'appendice A pour les données détaillées de l'analyse).

Par la suite, nous avons calculé pour le concept définitif (RN 32) l'amortissement des crues avec durées de retour de 10.000, 1.000, 500, 100 et 10 ans, et présenté les résultats dans les annexes 6.2.2 - 6 jusqu'à 11. Bien que pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues le cas décennaire suffit, on aura besoin de toute la série pour analyser la gestion du niveau d'eau du lac d'Anambé (voir 6.2.4).

- dérivation de la Kayanga

La conception de la vidange de fond permet de l'utiliser comme dérivation de la Kayanga pendant la construction de manière suivante :

- \* la durée de construction sera de deux ans. Pendant l'hivernage, le compactage des remblais est impossible. En première contre-saison, la partie du barrage sur le plateau droit et la vidange de fond peuvent être construites, tandis que la construction de l'évacuateur de crues sur la rive gauche est poursuivie sans interruption. En deuxième contre-saison, le batardeau dans le lit de la Kayanga est construit, dérivant les apports de la contre-saison à travers de la vidange. La partie centrale du barrage peut alors être achevée.

### 6.2.3. Barrage de Garde

L'objectif du barrage de garde était de créer un stockage entre ce barrage et le barrage de confluent, et de contrôler le niveau maximum du lac de Waïma en même temps. L'intérêt pour l'alternative "avec barrage de garde" est diminué considérablement suite à la réduction globale du projet (voir chapitre 5). Nous avons cependant considéré le cas "avec barrage de garde" dans la simulation RIBASIM, en appliquant le concept de l'APD. Le cas échéant, le concept de l'APD pourrait être reconduit tel quel.

### 6.2.4. Barrage du confluent

La surélévation du barrage ~~de garde~~, prévu dans l'APD, est devenu inutile suite à la réduction du périmètre irriguable. Au contraire, il pourrait être désirable d'abaisser le plan d'eau de la retenue normale, actuellement à la côte 22,30 mètres IGN. L'avantage d'un tel abaissement est la prévention de l'inondation des périmètres plus bas au bord du Lac Waïma, et par conséquent une réduction de l'énergie de pompage.

Du point de vue technique, deux possibilités existent :

- les crues sortant du barrage de Niandouba pourraient être amortis plus fort en créant un volume de rétention. En maintenant la côte de la retenue normale à 32 mètres IGN, le type de l'évacuateur doit être adapté, pour réduire les débits. Avec un type "morning glory" (diamètre du couronnement 9 mètres, diamètre du puit 6 mètres), la crue décennalaire sortant sera réduite à 160 m<sup>3</sup>/s, pour un niveau Plus Hautes Eaux de 39,10 mètres IGN à Niandouba. La côte correspondante du couronnement deviendra égale à 42 mètres IGN. Les coûts élevés de cette solution seront prohibitifs.
- l'évacuateur existant au confluent pourrait être modifié. *Jan 20.90*  
Stipulant un niveau de la retenue normale à la côte 22,00 mètres IGN, et un niveau Plus Hautes Eaux pour une crue décennale (127 m<sup>3</sup>/s) de 22,10 mètres IGN, un évacuateur d'une largeur de 40 mètres, équipé d'un seuil gonflable, sera nécessaire. Les calculs d'amortissement pour une crue décennale ainsi que pour une crue centenaire sont présentés dans les annexes 6.2.4-8 et 9. Les coûts de cette alternative, estimés à 300 millions CFA sont également considérés prohibitifs.

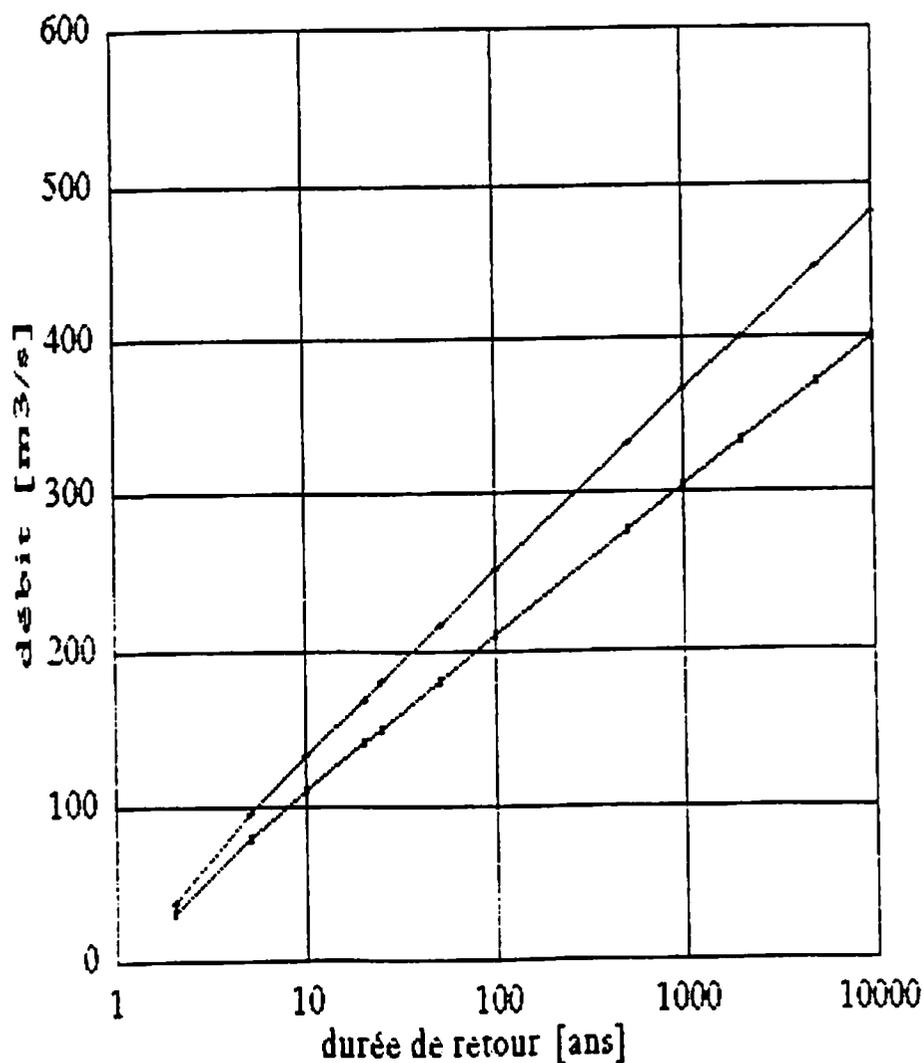
Enfin, on pourrait contrôler le niveau des crues au confluent par la vidange de fond. Toutefois, la vanne existante est trop petite et pas appropriée pour cela. La réduction possible des Plus Hautes Eaux pour une crue décennale est de l'ordre de 14 cm seulement. Un réglage effectif par le vidange exige une vanne de type différent et plus grand, par exemple une vanne secteur. Le coût d'une telle solution dépassera celui de l'alternative "seuil gonflable".

Considérant le modeste avantage dû au mauvais rapport performance-coût, et notamment parce que l'aménagement de la rive droite est déjà en réalisation, nous avons abandonné l'idée d'abaisser le plan d'eau de la retenue normale au confluent.

Il est donc nécessaire de connaître les fluctuations du niveau du lac d'Anambé en fonction de la durée de retour des crues, bien entendu pour la situation avec Niandouba, et le barrage du confluent inchangé.

Pour calculer ces fluctuations, nous avons établi une série des calculs d'amortissement, dans lesquels nous avons utilisé la crue sortant de Niandouba, augmenté par la crue provenant du Lac de Waïma, come données d'entrée (voir annexes 6.2.4 - 2 à 6). Un résumé des résultats est présenté dans l'annexe 6.2.4 - 7.

## PROJET D'ANAMBE CRUES DE PROJET



— Niandouba — Confluent

(analyse Gumbel)

période de retour [ans]	débit à Niandouba [m3/s]	débit au confluent [m3/s]	période de retour [ans]	débit à Niandouba [m3/s]	débit au confluent [m3/s]
2	32	38	100	209	251
5	80	96	500	276	331
10	111	133	1000	305	366
20	141	169	2000	333	400
25	150	180	5000	371	445
50	180	216	10000	400	480

CALCUL DE PRODUCTION HYDROELECTRIQUE MOYENNE POSSIBLE

Retenue: NIANDOUBA (reduit) RM 33

Données générales

Ho = 33.00 [m IGN] Débit max.turb. = 12.00 [m3/s]  
 Hmin = 26.00 [m IGN] Efficacité global = 0.82 [-]  
 Haval = 20.50 [m IGN]

Contrôle:

Niveau 1 jan: 33.00  
 Niveau 31 dec: 33.00

date: 03/04  
 heure: 18:40

Relations Volume et Surface / Plan d'eau

Surface [10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = 0.359707 \* h<sup>2</sup> + -15.7685 \* h + 172.508  
 Volume [10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>] = 1.52381 \* h<sup>2</sup> + -68.9524 \* h + 776

Réduction de Q-i  
 dés. -> Qi-possible [%] 50

Mois	janv.	févr.	mars	avril	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.	TOTAL
Nr. des jours	31.00	28.25	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	
Evap. mens. net [mm]	150	177	214	224	209	74	-55	-118	-93	61	130	136	1109
Apport moyenne [m3/s]	1.03	0.90	0.80	0.72	0.72	1.12	2.45	2.64	7.87	8.82	2.74	1.32	
Q-irrigation désiré [m3/s]	0.00	0.00	0.00	0.00	2.26	0.00	5.00	7.00	7.00	5.00	0.00	0.00	
Q-irrigation possible	0.00	0.00	0.00	0.00	1.13	0.00	2.50	3.50	3.50	2.50	0.00	0.00	
H-amont initiale [m IGN]	33.00	32.88	32.70	32.48	32.24	31.93	31.94	32.00	32.07	32.57	33.04	33.08	
Volume initial [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	160.00	156.18	150.78	144.03	136.98	127.93	128.18	130.02	132.00	146.75	161.20	162.56	
Surf. de la ret. [10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> ]	43.87	42.90	41.54	39.84	38.05	35.75	35.82	36.29	36.79	40.52	44.17	44.51	
Volume évap. [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	-6.58	-7.59	-8.89	-8.92	-7.95	-2.65	1.97	4.26	3.42	-2.47	-5.74	-6.05	
Vol. apports [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	2.76	2.20	2.14	1.87	1.93	2.90	6.56	7.07	20.40	23.62	7.10	3.54	
Vol. irrigat. réd. [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.03	0.00	-6.70	-9.37	-9.07	-6.70	0.00	0.00	
Changement vol. [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	-3.82	-5.40	-6.75	-7.06	-9.05	0.26	1.84	1.98	14.75	14.46	1.36	-2.52	0.04
Volume final [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	156.18	150.78	144.03	136.98	127.93	128.18	130.02	132.00	146.75	161.20	162.56	160.04	
H-amont corresp. [m IGN]	32.88	32.70	32.48	32.24	31.93	31.94	32.00	32.07	32.57	33.04	33.08	33.00	
Chute moy. brute [m]	12.44	12.29	12.09	11.86	11.59	11.44	11.47	11.54	11.82	12.30	12.56	12.54	
Puissance poss. [MW]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00	0.23	0.32	0.33	0.25	0.00	0.00	
Energie possible [MWh]	0.00	0.00	0.00	0.00	78.36	0.00	171.64	241.70	239.66	184.11	0.00	0.00	915

A:\WAWIR2.WKS

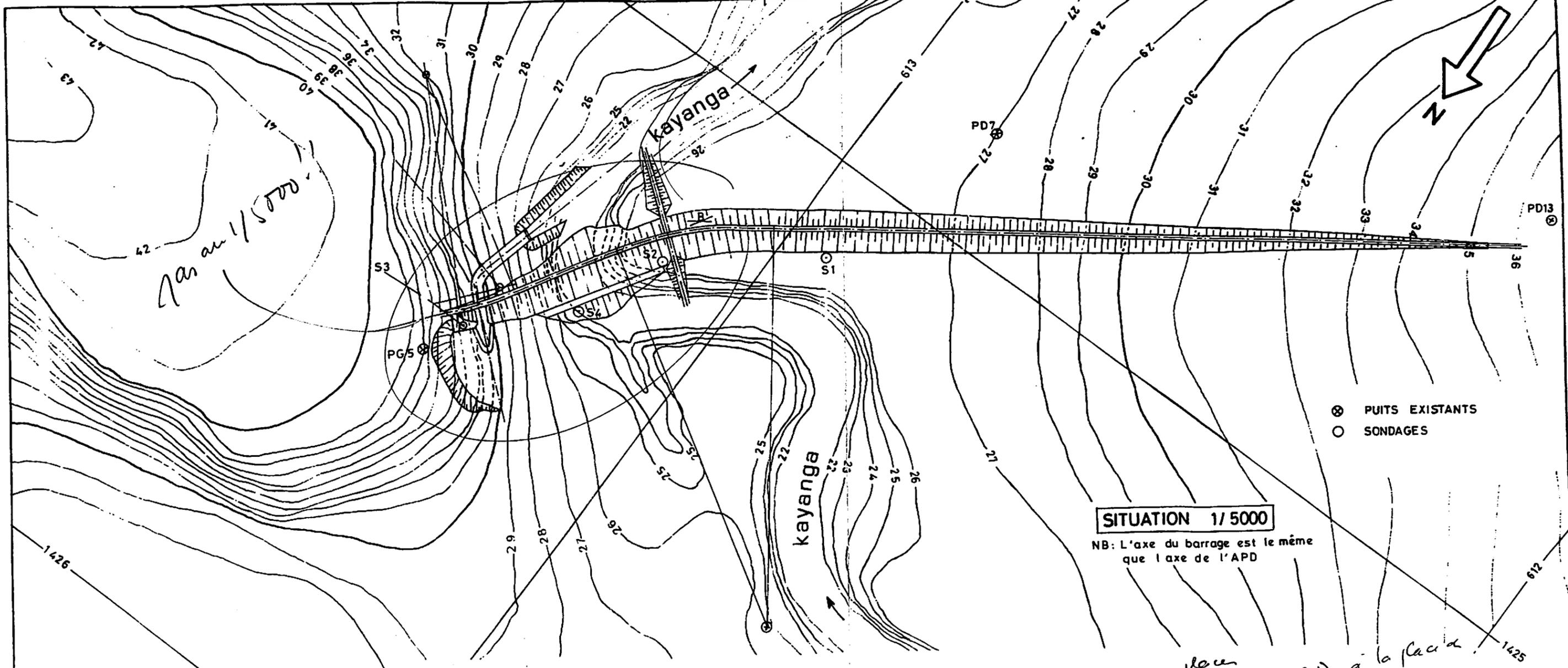
03-Apr-93

ECHELLE

DATE: 06 / 04 / 93

VISA *Dei*

ANNEXE 6.2.1-2



⊗ PUIXS EXISTANTS  
○ SONDAGES

SITUATION 1/5000

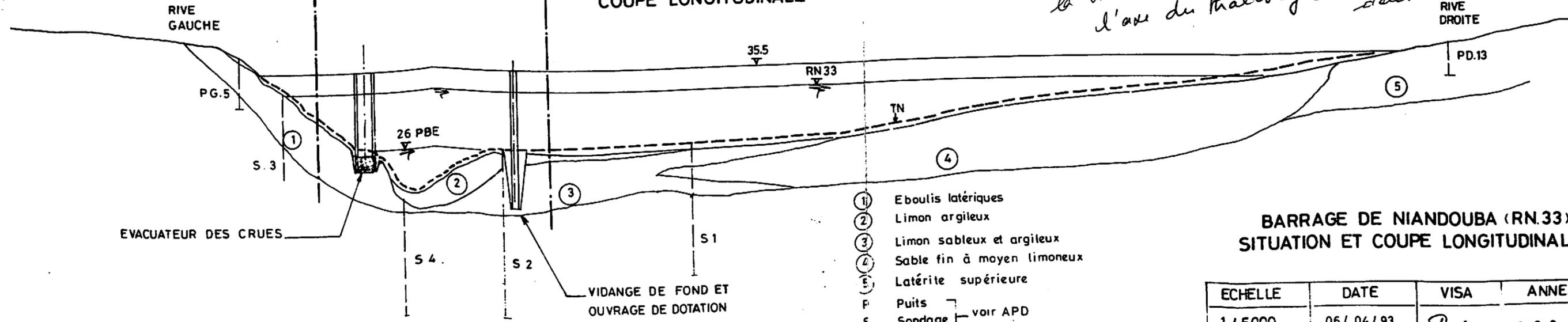
NB: L'axe du barrage est le même que l'axe de l'APD

*Plan au 1/5000*

*pour ne pas faire l'évacuation des crues en RD, à la face la vitand de fond qui serait déplacé de l'axe du thalweg? => pb d'alignement dans l'axe du lit (érosion).*

43,7° ← D → 211,5°      31,5° ← B → 234,9°

COUPE LONGITUDINALE 1/5000/500

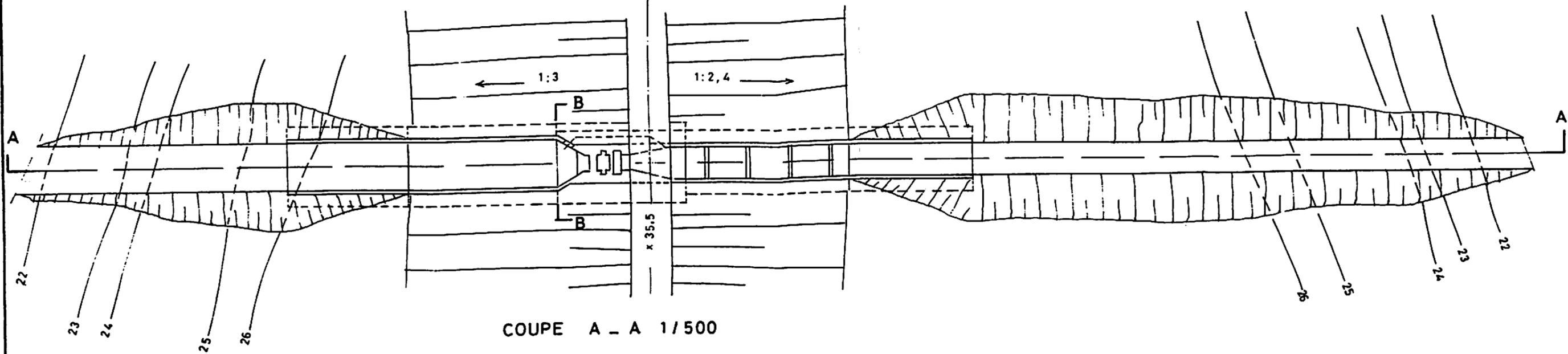


- ① Eboulis latériques
- ② Limon argileux
- ③ Limon sableux et argileux
- ④ Sable fin à moyen limoneux
- ⑤ Latérite supérieure
- F Puits
- S Sondage voir APD

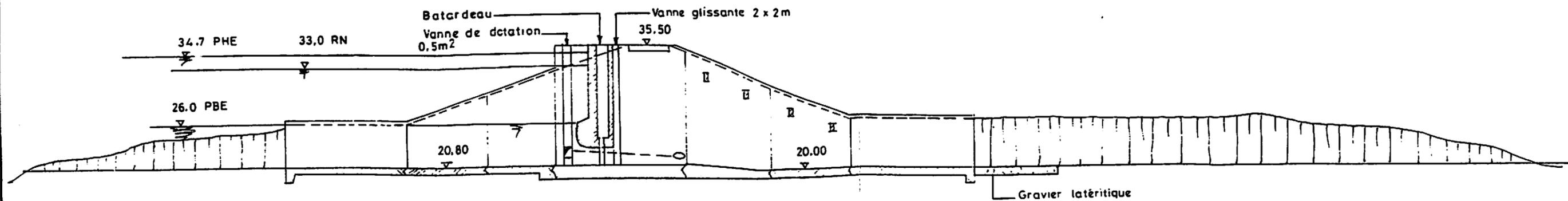
BARRAGE DE NIANDOUBA (RN.33)  
SITUATION ET COUPE LONGITUDINALE

ECHELLE	DATE	VISA	ANNEXE
1/5000	06/04/93	<i>Dei</i>	6.2.2 - 1
1/500			

SITUATION 1/500

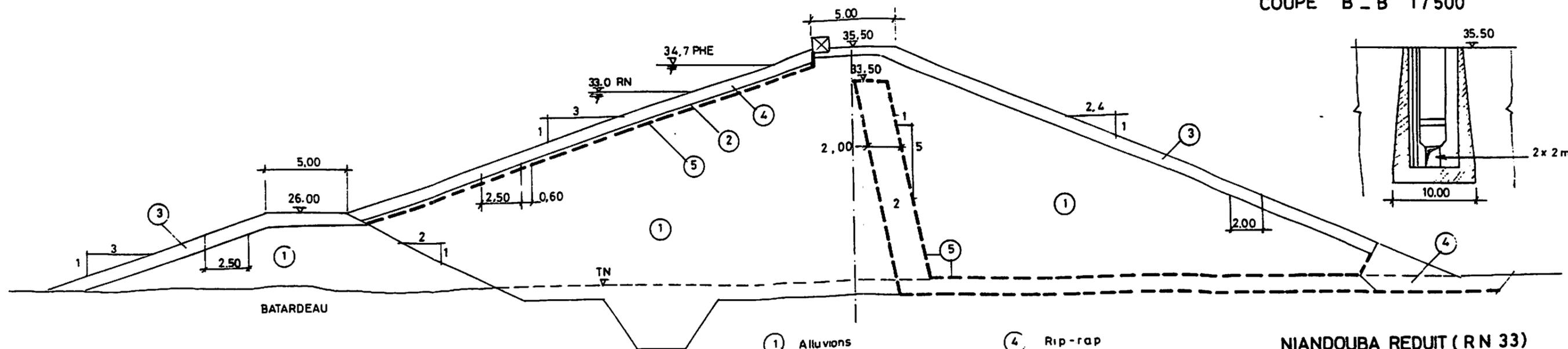


COUPE A - A 1/500



PROFIL TYPE 1/250

COUPE B - B 1/500

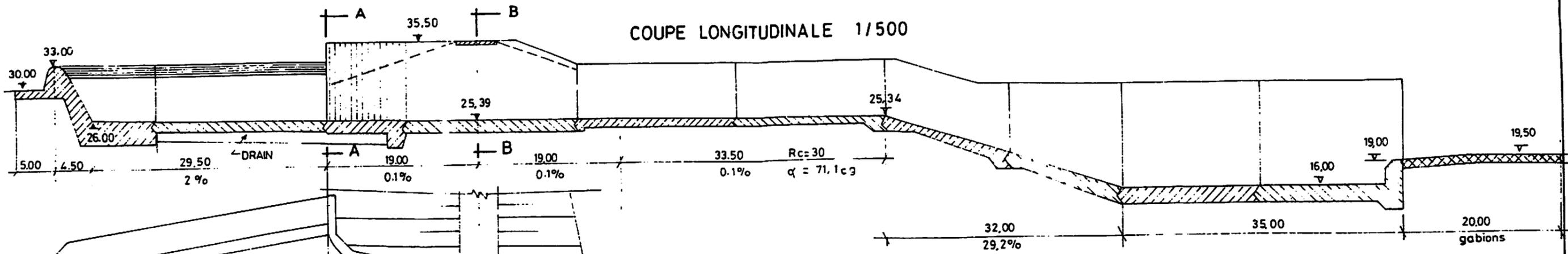


- ① Alluvions
- ② Gravier latéritique crible (5-100 mm)
- ③ Gravier latéritique tout-venant
- ④ Rip-rap
- ⑤ Membrane non tissée

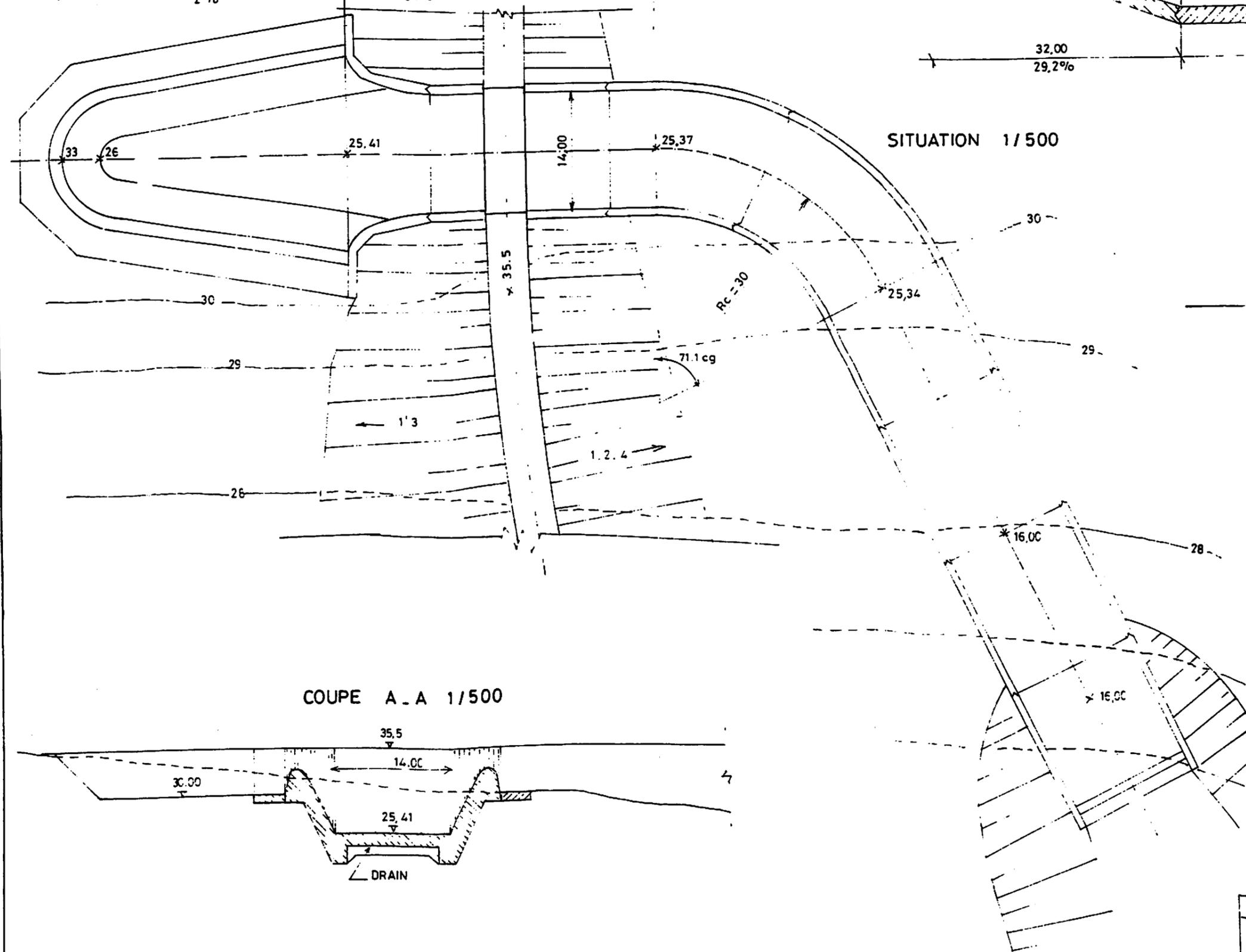
NIANDOUBA REDUIT ( R N 33)  
VIDANGE DE FOND ET PROFIL TYPE

ECHELLE	DATE	VISA	ANNEXE
1/500	31.03.93	<i>Dei</i>	6.2.2 - 2
1/250			

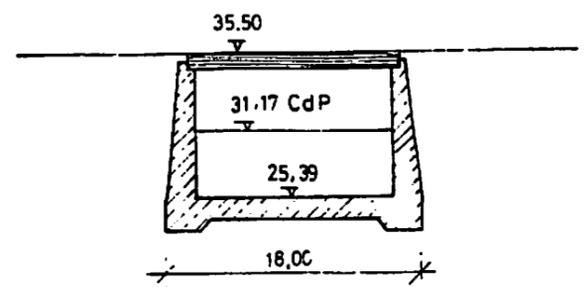
COUPE LONGITUDINALE 1/500



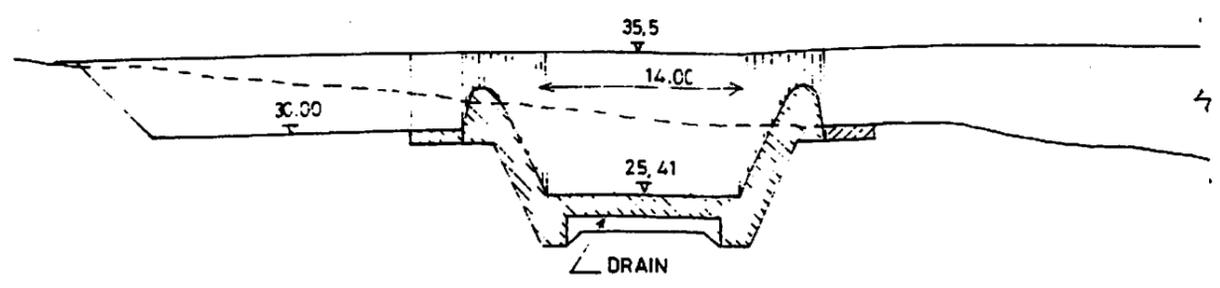
SITUATION 1/500



COUPE B-B 1/500



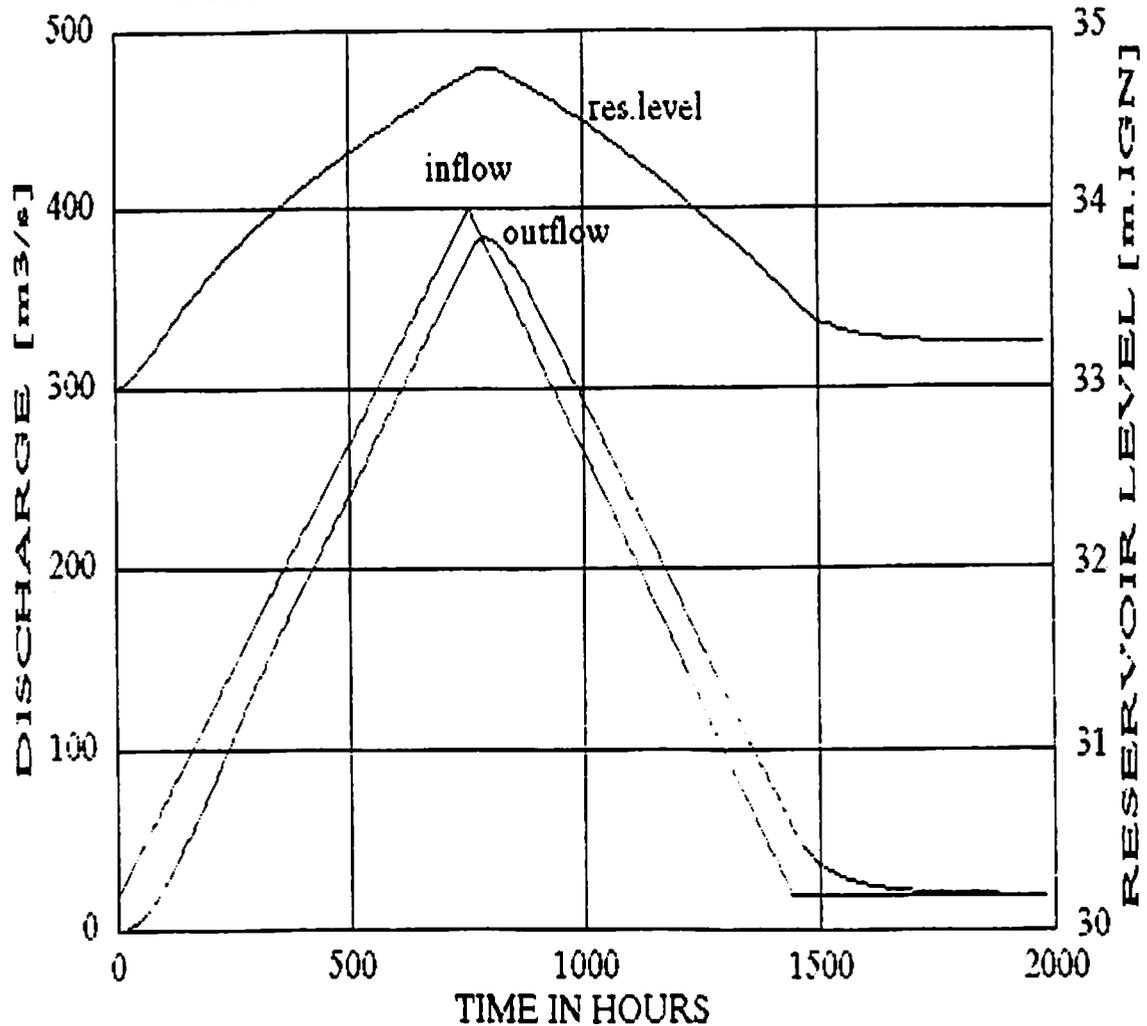
COUPE A-A 1/500



BARRAGE DE NIANDOUBA (RN 33) EVACUATEUR DE CRUES

ECHELLE	DATE	VISA	ANNEXE
1/500	06/04/93	<i>Dei</i>	6.2.2-3

NIANDOUBA REDUIT RN33  
AMORTISSEMENT D'UNE CRUE DECAMILLENAIRE



Res. level at T0      33.00 [masl]  
 Base inflow          20.00 [m³/s]  
 Flood peak            380.00 [m³/s]  
 Peak time             756.00 [hrs]  
 Flood end-time       1440.00 [hrs]  
 Time increment       12.00 [hrs]

-----  
 Coefficients for level/area function  
 ( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to level [masl]    26.00      34.00

C1 =    0.132    0.265625  
 C2 =    -5.544    -9.825  
 C3 =    58.212    79.1875

Spillway 1 (uncontrolled)  
 crest elevation [masl]      33.0  
 width [m]                    76.0  
 discharge coef.              0.72

Spillway 2 (controlled)  
 crest elevation [masl]      40.0  
 width [m]                    0.0  
 discharge coef.              0.00  
 gate open at [masl]         40.0  
 gate close at [masl]         4.0

-----  
 max.storage level found at    34.78  
 -----

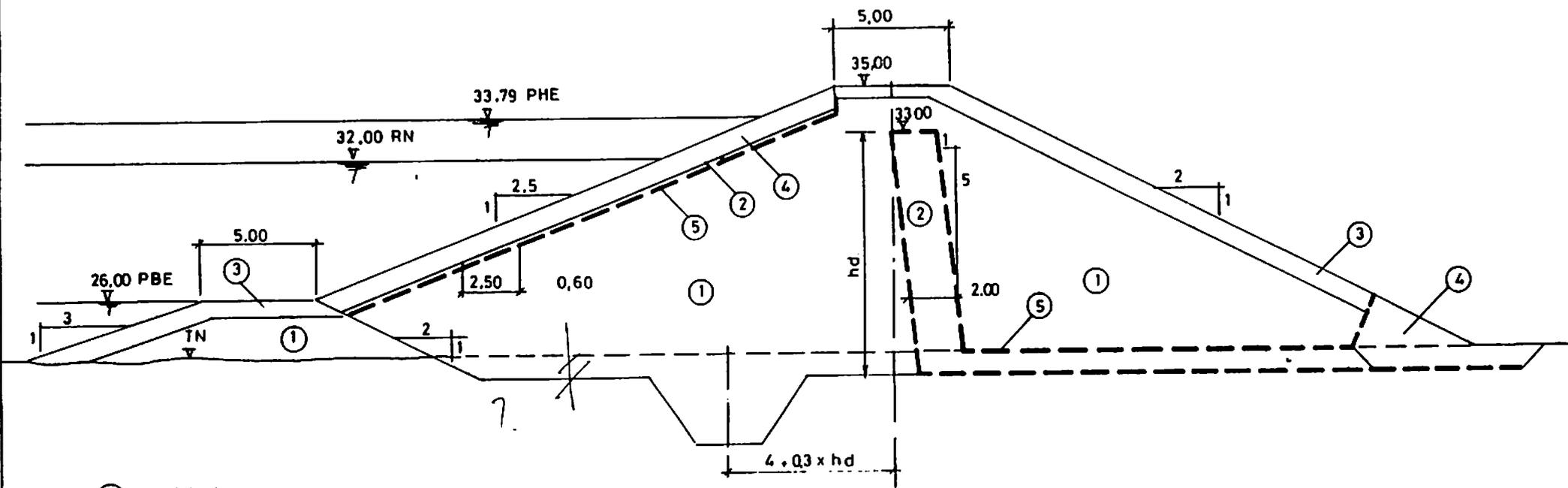
ECHELLE 1/250

DATE: 06/04/93

VISA *Devi*

ANNEXE 6:2.2-5

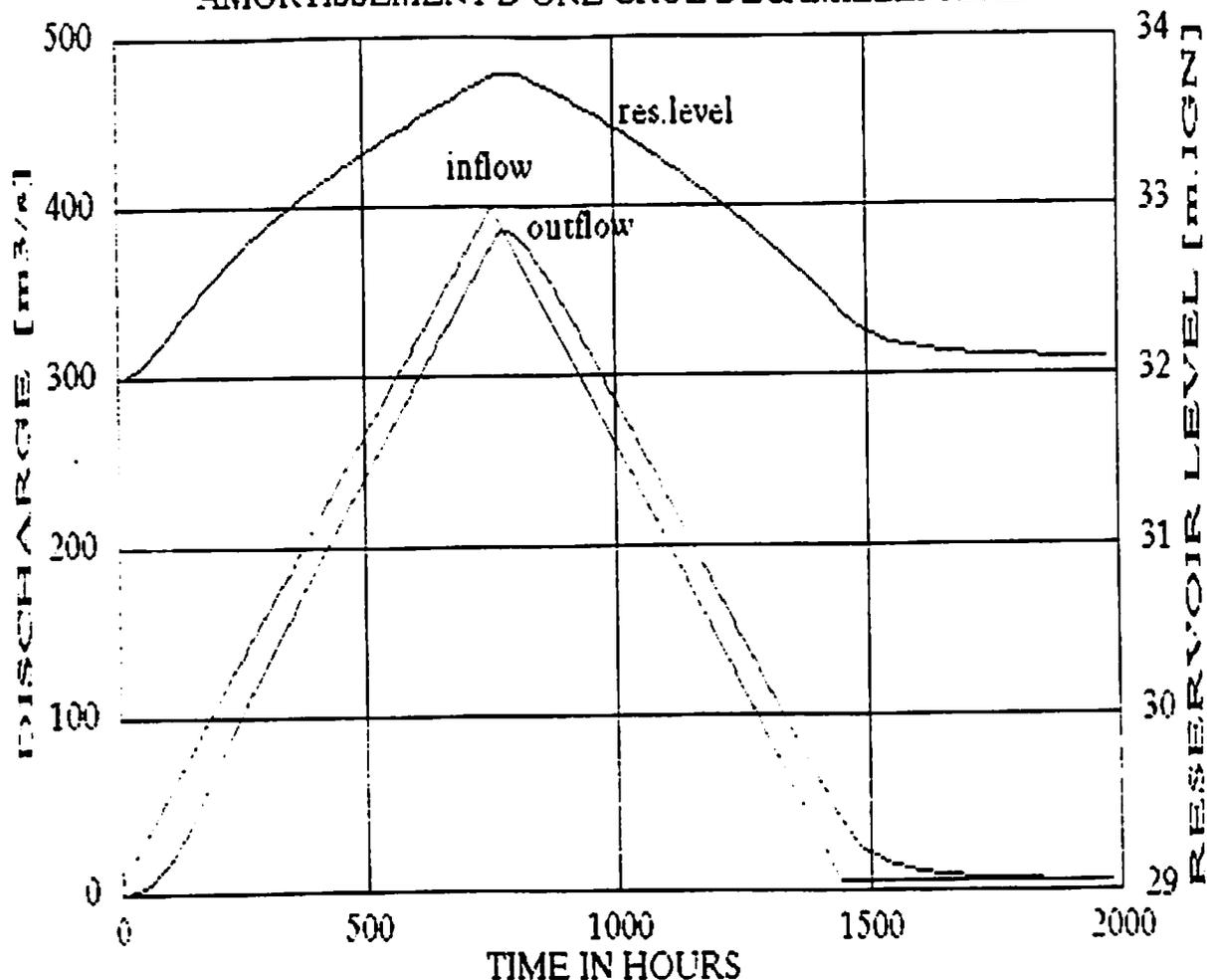
### PROFIL TYPE 1/250



- ① Alluvions
- ② Gravier latéritique crible (5 - 100mm)
- ③ Gravier latéritique tout venant
- ④ Rip-rap
- ⑤ Membrane non tissée

BARRAGE DE NIANDOUBA REDUIT  
RN 32 ( PROFIL DEFINITIF )

NIANDOUBA REDUIT RN32  
AMORTISSEMENT D'UNE CRUE DECAMILLENAIRE



Res. level at TC      32.00 [masl]  
Base inflow            5.00 [m³/s]  
Flood peak            395.00 [m³/s]  
Peak time             756.00 [hrs]  
Flood end-time       1440.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to level [masl]    26.00      34.00

C1 =      0.132    0.265625  
C2 =     -5.544    -9.825  
C3 =     58.212    79.1875

Spillway 1 (uncontrolled)  
crest elevation [masl]      32.0  
width [m]                    76.0  
discharge coef.              0.72

Spillway 2 (controlled)  
crest elevation [masl]      40.0  
width [m]                    0.0  
discharge coef.              0.00  
gate open at [masl]        40.0  
gate close at [masl]        4.0

-----  
max.storage level found at    33.79  
maximum outflow [m3/s]       386.1  
-----

A:\NIANDR32.WK3

31-Mar-93

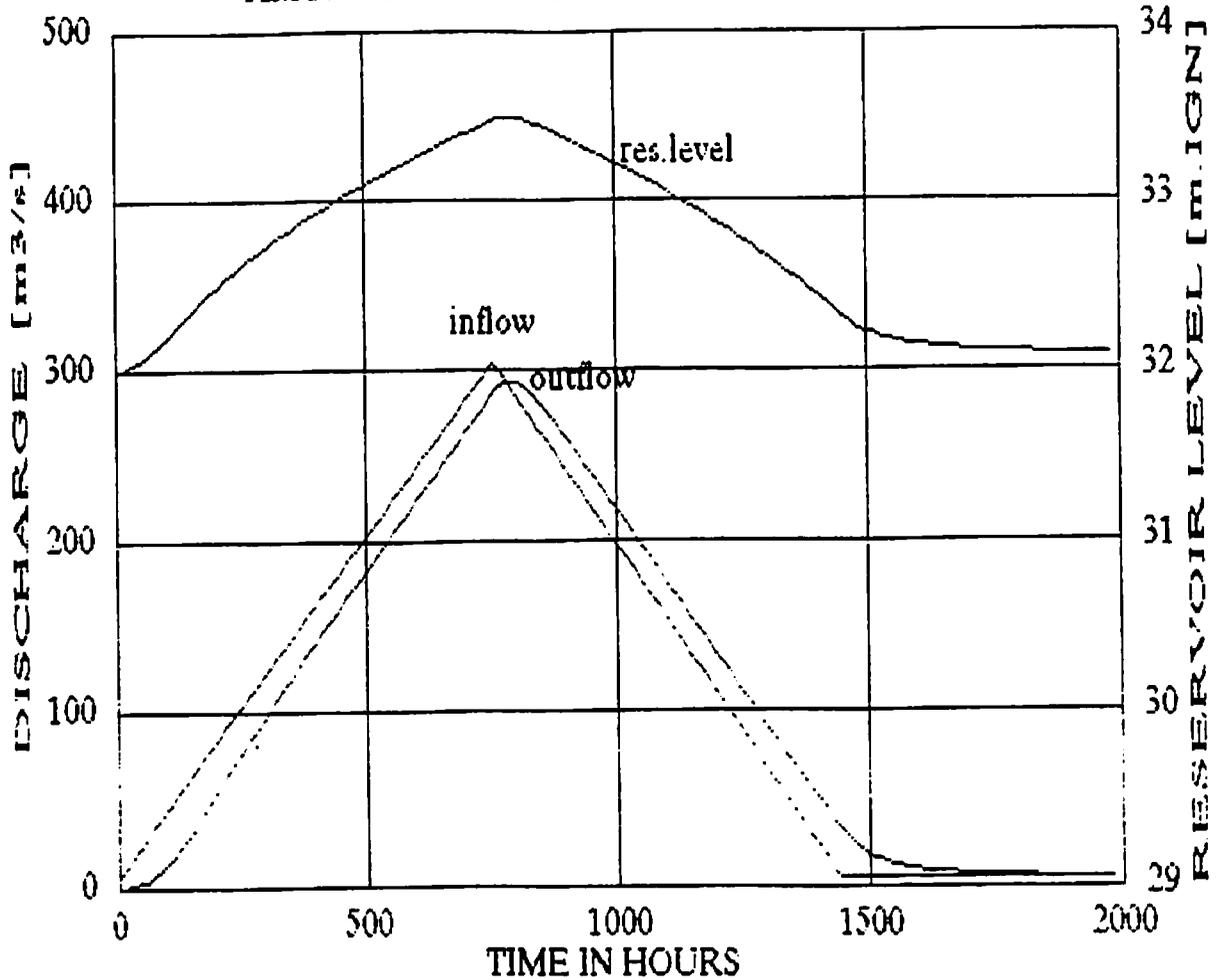
ECHELLE:

DATE: 06/04/93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6 2 2 - 6

NIANDOUBA REDUIT RN32  
AMORTISSEMENT D'UNE CRUE MILLENAIRE



Res. level at T0      32.00 [masl]  
 Base inflow          5.00 [m³/s]  
 Flood peak          300.00 [m³/s]  
 Peak time            756.00 [hrs]  
 Flood end-time      1440.00 [hrs]  
 Time increment      12.00 [hrs]

Spillway 1 (uncontrolled)  
 crest elevation [masl]      32.0  
 width [m]                    76.0  
 discharge coef.              0.72

-----  
 Coefficients for level/area function  
 ( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Spillway 2 (controlled)  
 crest elevation [masl]      40.0  
 width [m]                    0.0  
 discharge coef.              0.00  
 gate open at [masl]        40.0  
 gate close at [masl]        4.0

Up to level [masl]      26.00      34.00

C1 =      0.132      0.265625  
 C2 =     -5.544     -9.825  
 C3 =     58.212     79.1875

-----  
 max.storage level found at    33.49  
 maximum outflow [m3/s]      294.0  
 -----

A:\NIANDR32.WK3

31-Mar-93

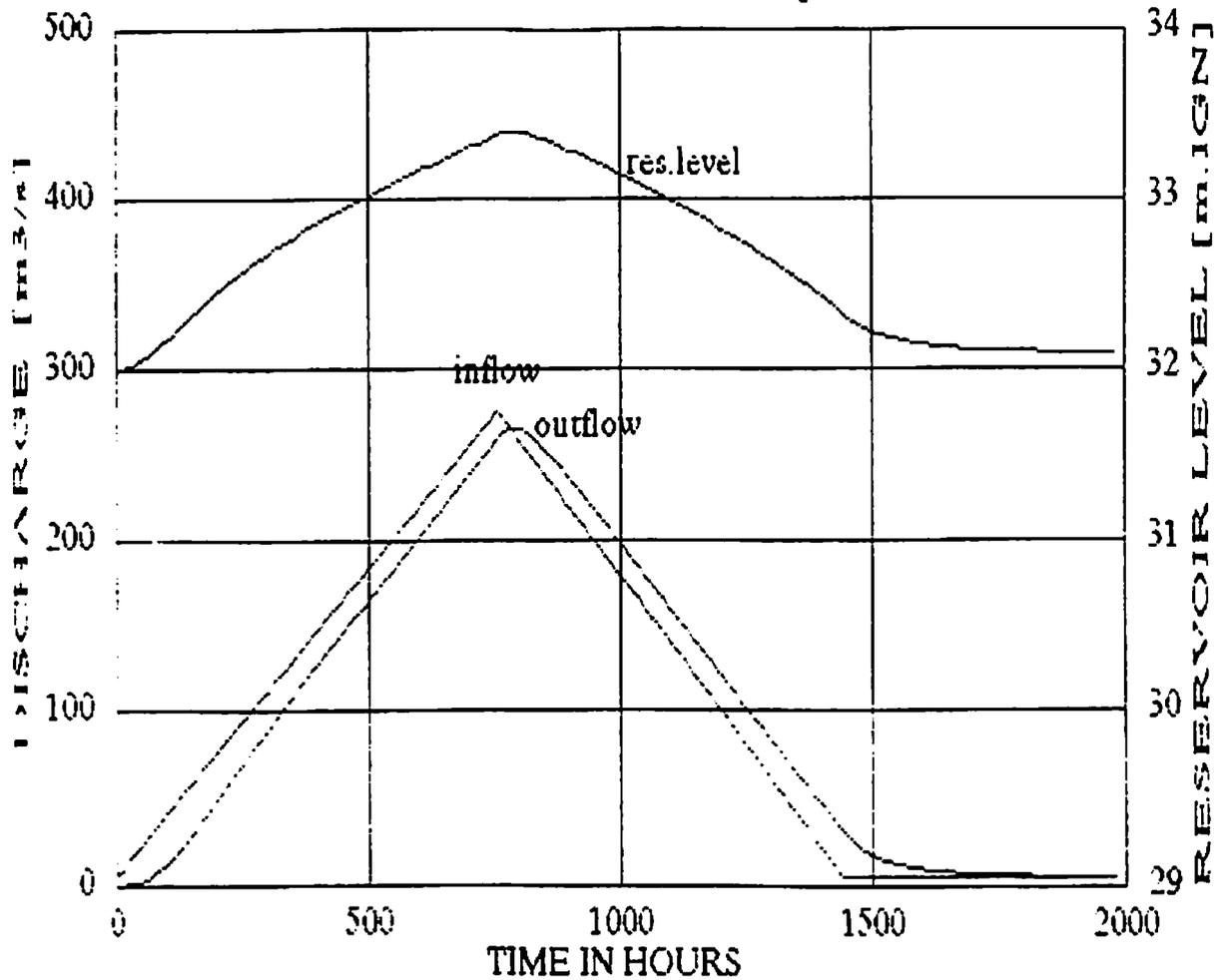
ECHELLE:

DATE: 06 / 04 / 93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6.2.2-7

NIANDOUBA REDUIT RN32  
AMORTISSEMENT D'UNE CRUE CINQCENTENAIRE



Res. level at T0      32.00 [masl]  
 Base inflow          5.00 [m³/s]  
 Flood peak           271.00 [m³/s]  
 Peak time            756.00 [hrs]  
 Flood end-time      1440.00 [hrs]  
 Time increment      12.00 [hrs]

Spillway 1 (uncontrolled)  
 crest elevation [masl]      32.0  
 width [m]                    76.0  
 discharge coef.              0.72

-----  
 Coefficients for level/area function  
 ( Area[10<sup>6</sup>m²] = C1\*L² + C2\*L + C3 )

Spillway 2 (controlled)  
 crest elevation [masl]      40.0  
 width [m]                    0.0  
 discharge coef.              0.00  
 gate open at [masl]        40.0  
 gate close at [masl]        4.0

Up to level [masl]      26.00      34.00

C1 =      0.132    0.265625  
 C2 =     -5.544   -9.825  
 C3 =     58.212   79.1875

-----  
 max.storage level found at    33.39  
 maximum outflow [m³/s]       265.9  
 -----

A:\NIANDR32.WK3

31-Mar-93

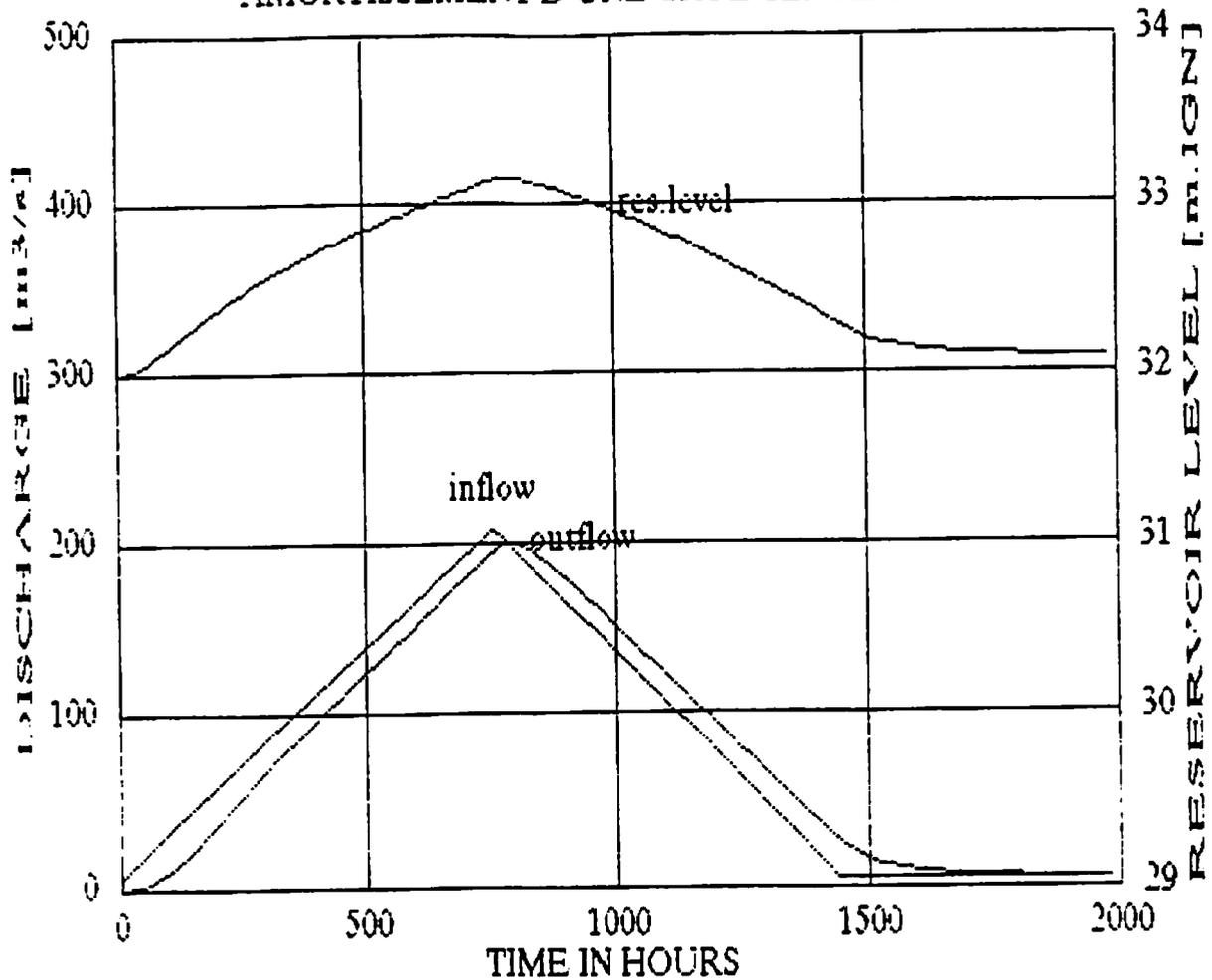
ECHELLE:

DATE: 06/04/93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6 2 2 - 8

NIANDOUBA REDUIT RN32  
AMORTISSEMENT D'UNE CRUE CENTENAIRE



Res. level at T0      32.00 [masl]  
 Base inflow          5.00 [m<sup>3</sup>/s]  
 Flood peak            204.00 [m<sup>3</sup>/s]  
 Peak time             756.00 [hrs]  
 Flood end-time       1440.00 [hrs]  
 Time increment       12.00 [hrs]

-----  
 Coefficients for level/area function  
 ( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to level [masl]    26.00      34.00

C1 =      0.132    0.265625  
 C2 =     -5.544   -9.825  
 C3 =     58.212   79.1875

-----

Spillway 1 (uncontrolled)  
 crest elevation [masl]      32.0  
 width [m]                    76.0  
 discharge coef.              0.72

Spillway 2 (controlled)  
 crest elevation [masl]      40.0  
 width [m]                    0.0  
 discharge coef.              0.00  
 gate open at [masl]         40.0  
 gate close at [masl]         4.0

-----  
 max.storage level found at    33.16  
 maximum outflow [m<sup>3</sup>/s]       200.9

-----

A:\NIANDR32.WK3

31-Mar-93

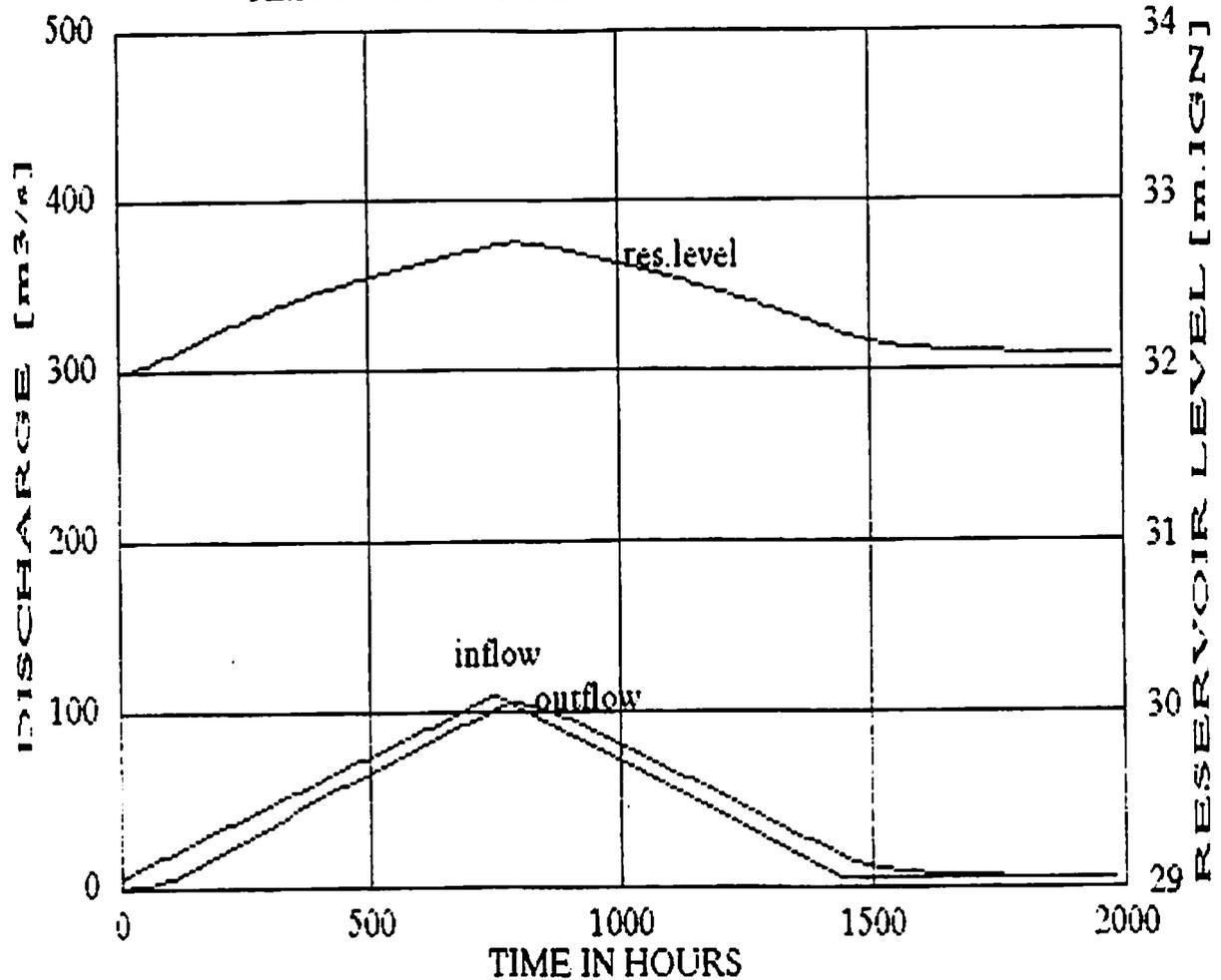
ECHELLE:

DATE: 06/04/93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6 2 2 - 9

NIANDOUBA REDUIT RN32  
AMORTISSEMENT D'UNE CRUE DECENNALE



Res. level at T0      32.00 [masl]  
 Base inflow          5.00 [m³/s]  
 Flood peak            106.00 [m³/s]  
 Peak time             756.00 [hrs]  
 Flood end-time       1440.00 [hrs]  
 Time increment       12.00 [hrs]

Spillway 1 (uncontrolled)  
 crest elevation [masl]      32.0  
 width [m]                    76.0  
 discharge coef.              0.72

-----  
 Coefficients for level/area function  
 ( Area[10<sup>6</sup>m²] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Spillway 2 (controlled)  
 crest elevation [masl]      40.0  
 width [m]                    0.0  
 discharge coef.              0.00  
 gate open at [masl]         40.0  
 gate close at [masl]         4.0

Up to level [masl]      26.00      34.00

C1 =      0.132    0.265625  
 C2 =     -5.544   -9.825  
 C3 =     58.212   79.1875

-----  
 max.storage level found at    32.76  
 maximum outflow [m³/s]       106.0  
 -----

A:\NIANDR32.WK3

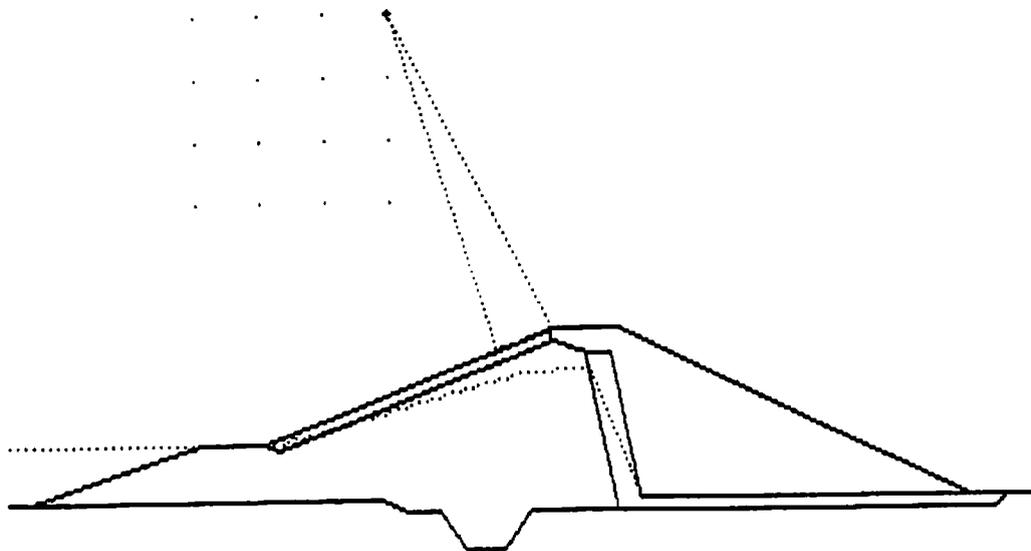
31-Mar-93

ECHELLE:

DATE: 06/04/93

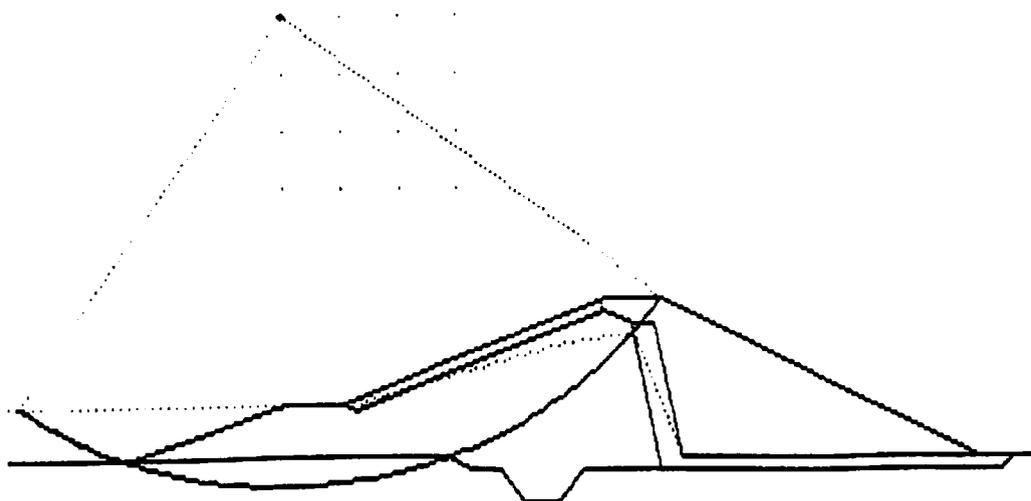
VISA: *Dei*

ANNEXE: 6.2 2 - 10



Stability factor ..... : 1.959

Parement amont, vidange rapide au PBE 26,0 m.IGN

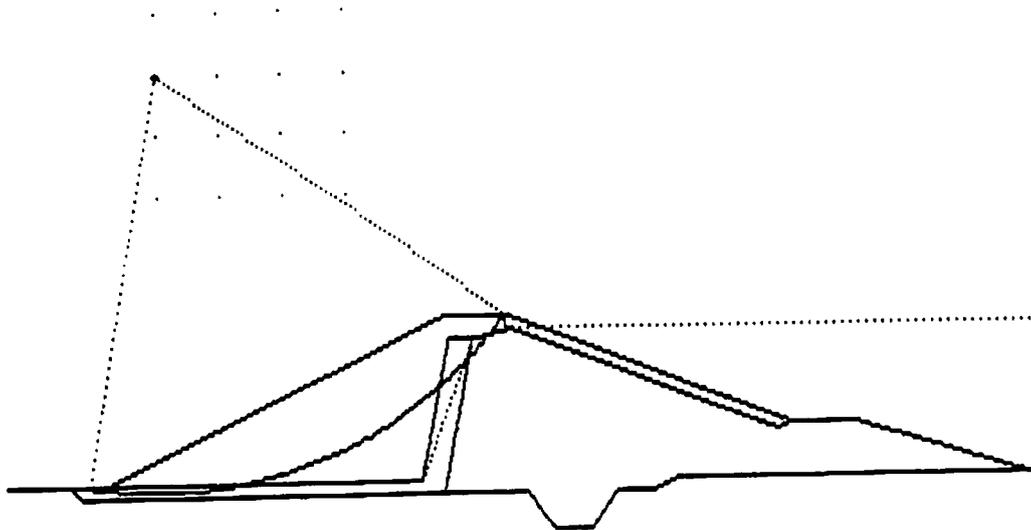


Stability factor ..... : 1.400

Parement amont, vidange rapide au PBE 26,0 m.IGN,  
avec séisme 0,1 x g m/s<sup>2</sup>

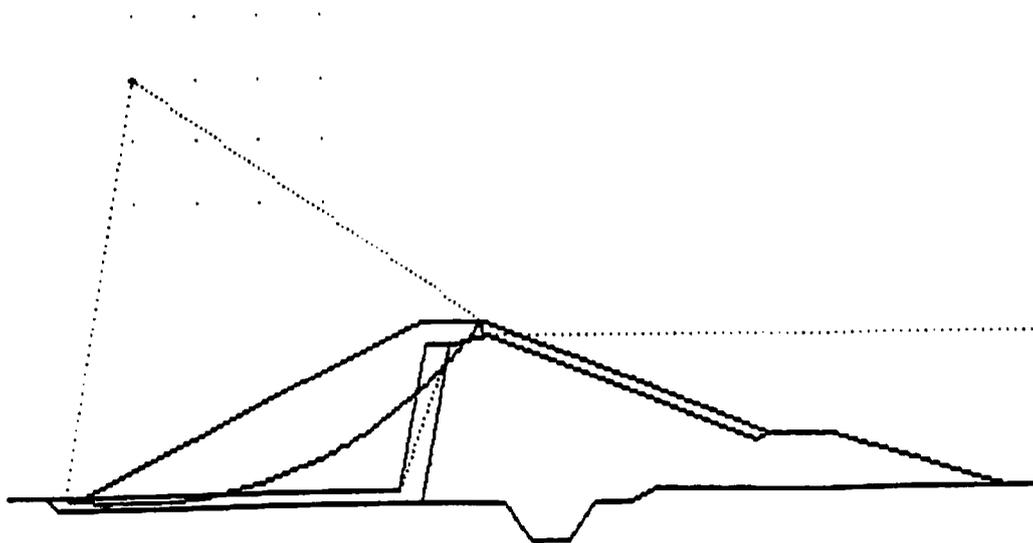
**BARRAGE DE NIANDOUBA RN 32  
VALEURS MINIMUM OBTENUES POUR LA SÉCURITÉ AU  
GLISSEMENT SELON BISHOP**

ECHELLE	DATE 06/04/93	VISA <i>Di</i>	ANNEXE 6 2.2 - 11
---------	---------------	----------------	-------------------



Stability factor ..... : 1.730

Parement aval, percolation constante, PHE au 33,79 m.IGN



Stability factor ..... : 1.379

Parement aval, percolation constante, PHE au 33,79 m.IGN,  
avec séisme 0,1 x g m/s<sup>2</sup>

BARRAGE DE NIANDOUBA RN 32  
VALEURS MINIMUM OBTENUES POUR LA SÉCURITÉ AU  
GLISSEMENT SELON BISHOP

ECHELLE

DATE : 06/04/93

VISA. *Jai*

ANNEXE : 6.2.2-12

## Barrage: NIANDOUBA REDUIT RN 33

Retenue normale:	33.00 [m.IGN]	Pente amont 1 :	3.00 [-]
Revanche:	2.50 [m]	Pente aval 1 :	2.40 [-]
Cote du couronem	35.50 [m.IGN]	Prof.d'excavation	1.00 [m]
Largeur du ,,	5.00 [m]	Cote cour. batard.	26.00 [m.IGN]

Tranche	Terrain naturel [m.IGN]	Largeur du tran. [m]	Hauteur moyenne [m]	Alluvions fines [m3]	Rip-rap [m3]	Drain [m3]	Gravier latérit. [m3]	Exca- vation [m3]	Membrane non tiss. [m2]
1	32.5	58.0	4.0	2416	1358	492	270	2471	2030
2	26.5	60.0	10.0	14808	1906	2219	1164	4200	5462
3	23.5	25.0	13.0	10749	594	1240	823	2155	2759
4	20.4	46.0	16.1	30457	1093	2880	2155	4735	5994
5	23.2	85.0	13.3	38269	2019	4322	2912	7465	9544
6	26.4	210.0	10.1	54580	4988	7855	4169	14813	19251
7	27.5	220.0	9.0	45994	4950	7147	3224	15312	18261
8	29.1	220.0	7.4	24991	11000	5457	2520	13411	14881
9	31.6	220.0	4.9	10410	8305	2817	1420	10441	9600
10	34.0	200.0	2.5	2537	5750	257	331	6900	4118

TOTALES 1344.0 235211 41961 34685 18987 81904 91899

TOTALE REMBLAI 330844

NB : Evacuateur largeur 18 m déduit en tranche 3  
Vidange largeur 10 m déduit en tranche 6

## Barrage: NIANDOUBA REDUIT RN 32

Retenue normale:	32.00 [m.IGN]	Pente amont 1 :	2.50 [-]
Revanche:	3.00 [m]	Pente aval 1 :	2.00 [-]
Cote du couronem	35.00 [m.IGN]	Prof.d'excavation	1.00 [m]
Largeur du ,,	5.00 [m]	Cote cour. batard.	26.00 [m.IGN]

Tranche	Terrain naturel [m.IGN]	Largeur du tran. [m]	Hauteur moyenne [m]	Alluvions fines [m3]	Rip-rap [m3]	Drain [m3]	Gravier latérit. [m3]	Exca- vation [m3]	Membrane non tiss. [m2]
1	32.5	58.0	3.5	1709	1296	303	176	2132	1502
2	26.5	60.0	9.5	11187	1798	1880	1067	3555	4472
3	23.5	25.0	12.5	8313	563	1068	782	1819	2287
4	20.4	46.0	15.6	23843	1035	2507	2080	3988	5011
5	23.2	85.0	12.8	29634	1913	3729	2773	6299	7918
6	26.4	210.0	9.6	41562	4725	6659	3828	12537	15772
7	27.5	220.0	8.5	34882	4675	5990	2866	13035	14862
8	29.1	220.0	6.9	17128	10725	4441	2162	11451	11929
9	31.6	220.0	4.4	6610	8030	2021	1062	8976	7346
10	34.0	200.0	2.0	1569	5500	-274	6	6000	2679

TOTALES 1344.0 176438 40259 28324 16802 69791 73778

TOTALE REMBLAI 261823

NB : Evacuateur largeur 18 m déduit en tranche 3  
Vidange largeur 10 m déduit en tranche 6

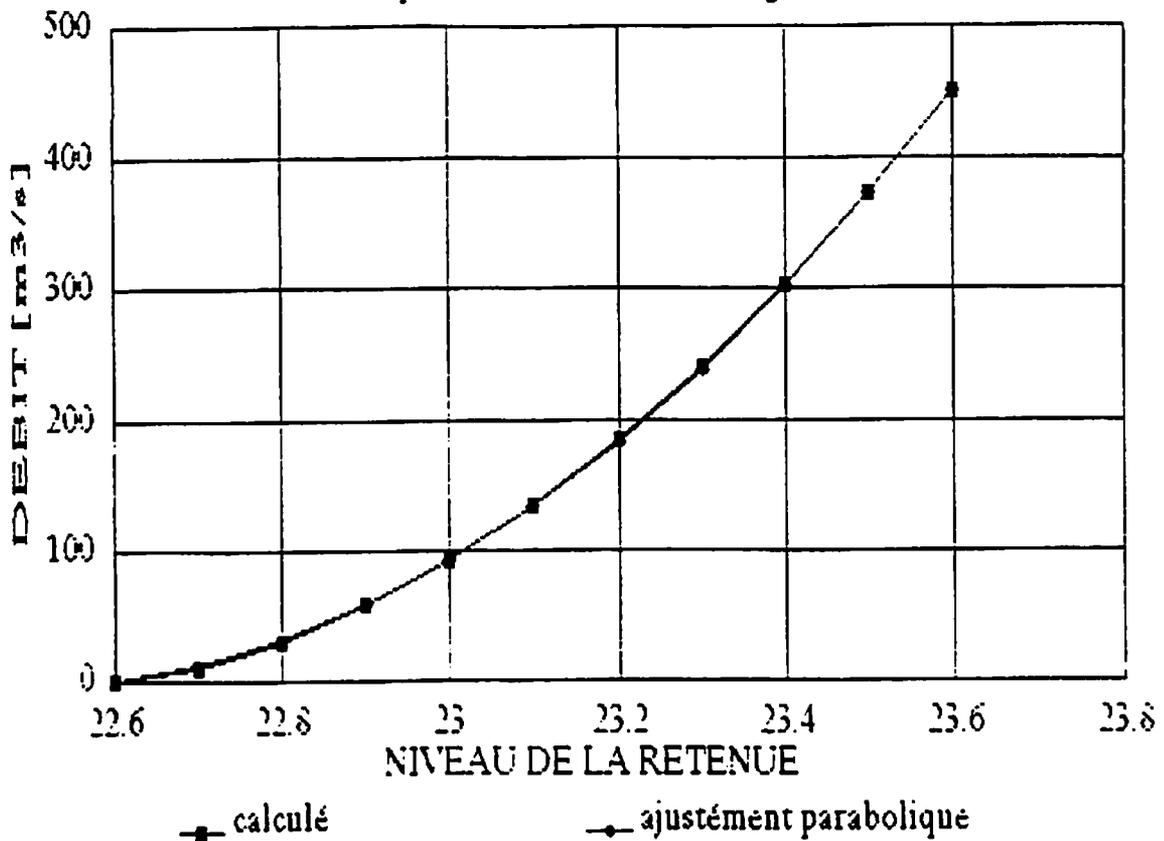
ECHELLE

DATE: 06/04/93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6.2.2-13

**Barrage de Confluent**  
Capacité des évacuateurs en gabions



ANAMBE, Barrage de Confluent  
Calculation of auxiliary spillways discharge

Hi	Q2	Q3	Q2+Q3	Qpar.		
22.60	0.00	0.00	0.00	-0.00		
22.70	9.86	0.44	10.29	12.33		
22.80	27.88	2.46	30.35	31.90		
22.90	51.23	6.79	58.02	58.73		
23.00	78.87	13.94	92.81	92.81		
23.10	110.22	24.35	134.57	134.13		
23.20	144.89	38.41	183.30	182.71		
23.30	182.58	56.47	239.05	238.53		
23.40	223.07	78.85	301.92	301.60		
23.50	266.18	105.85	372.03	371.93		
23.60	311.75	137.75	449.50	449.50		
510.76	22.60	1.00	0.00	2.50	-4.17	1.67
529.00	23.00	1.00	92.81	-116.50	192.50	-76.00
556.96	23.60	1.00	449.50	1357.00	-2222.33	866.33

362.472813456 = a  
-16296.743982 = b  
183169.799785 = c

$Q_{par.} = a \cdot H^2 + b \cdot H + c$

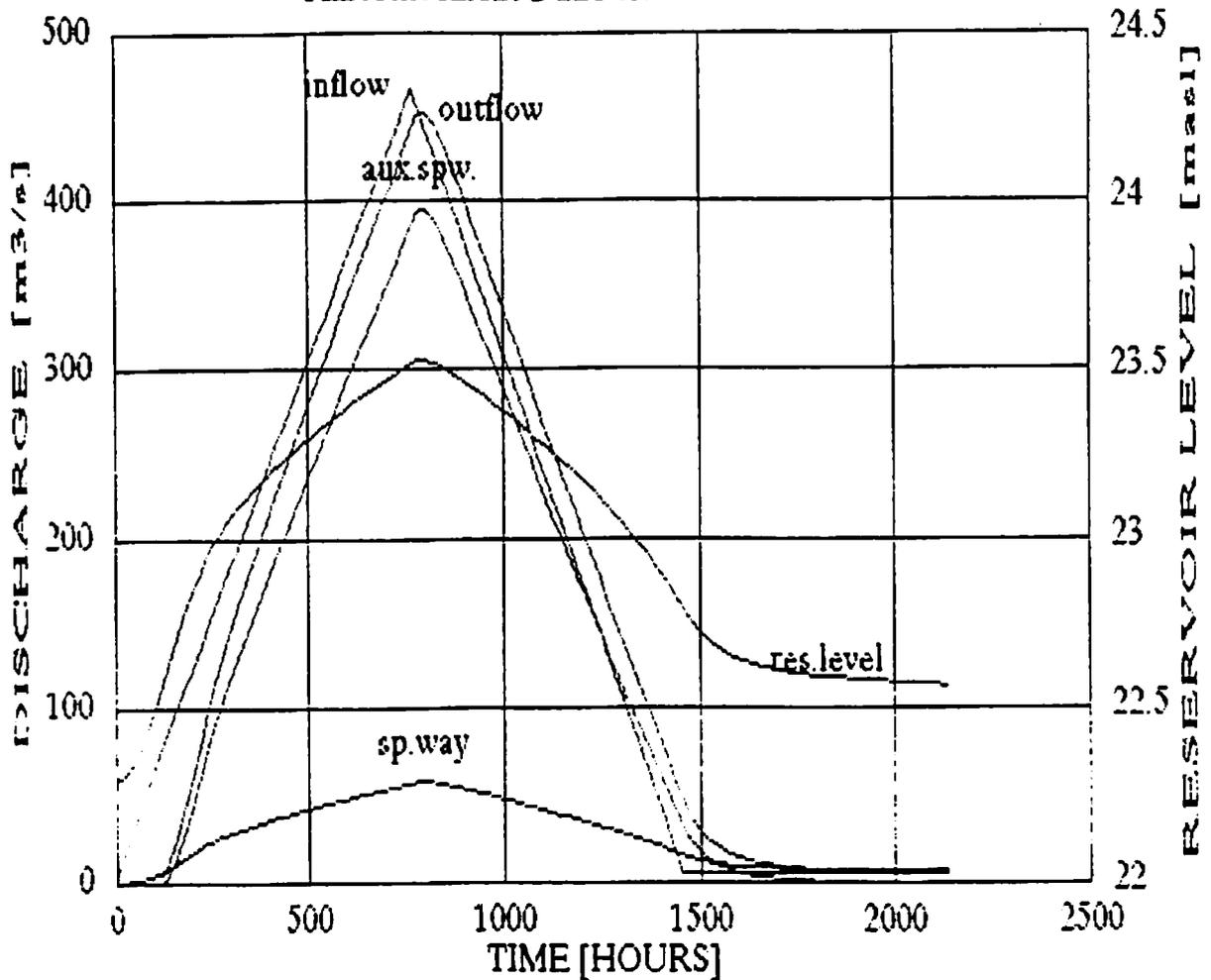
ECHELLE:

DATE: 06 / 04 / 93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6.2.4-1

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32  
Amortissement d'une crue decamillenaire



Res. level at T0      22.30 [masl]  
Base inflow            5.00 [m<sup>3</sup>/s]  
Flood peak            461.00 [m<sup>3</sup>/s]  
Peak time             768.00 [hrs]  
Flood end-time       1452.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

Spillway 1 (uncontrolled)  
crest elevation [masl]      22.3  
width [m]                    20.0  
discharge coef.              0.72

Spillway 2 (auxiliary)  
Start level [masl]            22.6

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

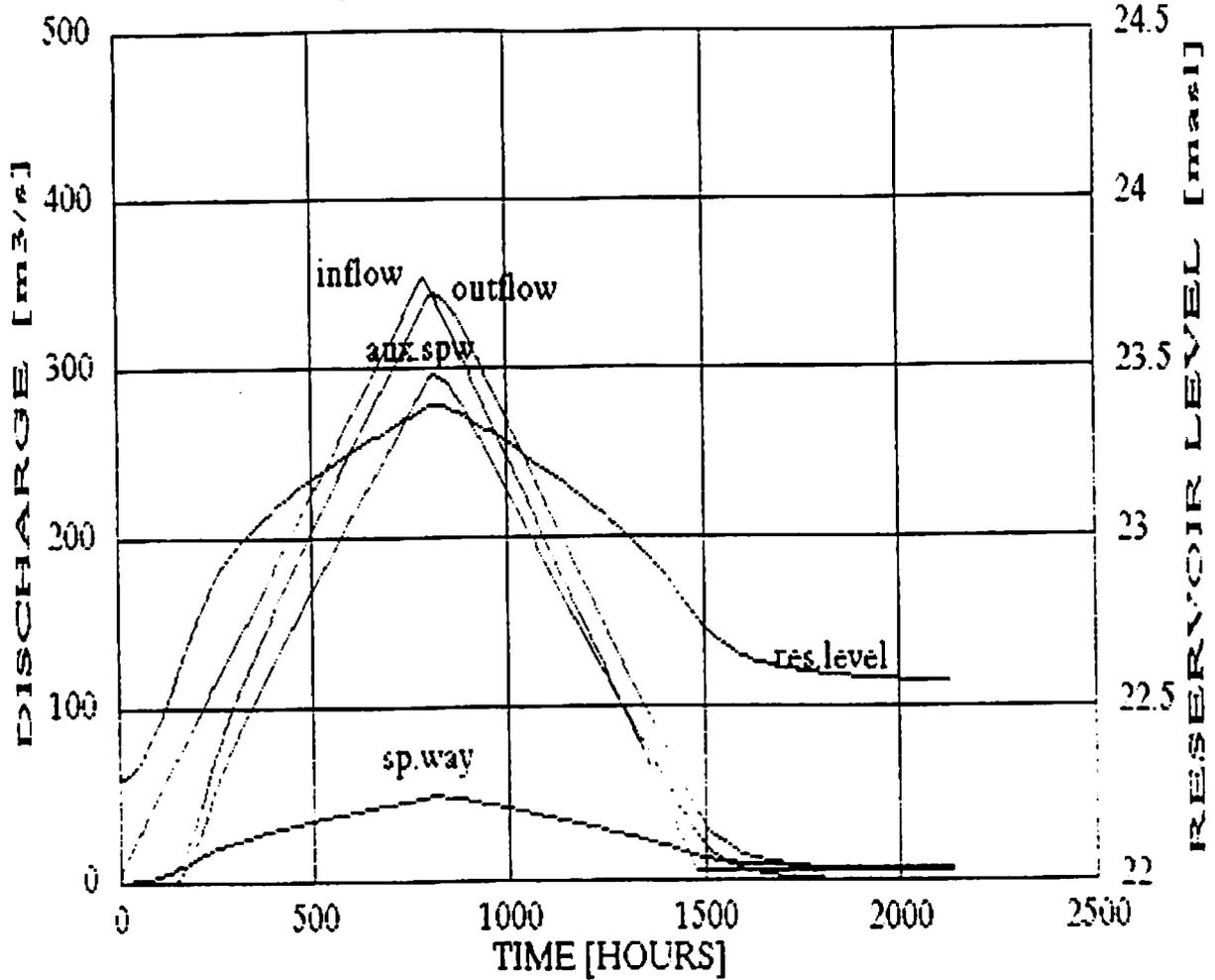
$$Q = F(\text{elev}) = 362.47281 * \text{elev}^2 + -16296.74 * \text{elev} + 183169.8$$

Up to level [masl]      22.00      25.00

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

-----  
max.storage level found at      23.53  
maximum outflow [m3/s]          453.0  
-----

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32  
Amortissement d'une crue millénaire



Res. level at T0      22.30 [masl]  
Base inflow            5.00 [m³/s]  
Flood peak            350.00 [m³/s]  
Peak time             792.00 [hrs]  
Flood end-time       1476.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

Spillway 1 (uncontrolled)  
crest elevation [masl]      22.3  
width [m]                    20.0  
discharge coef.             0.72

Spillway 2 (auxiliary)  
Start level [masl]            22.6

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

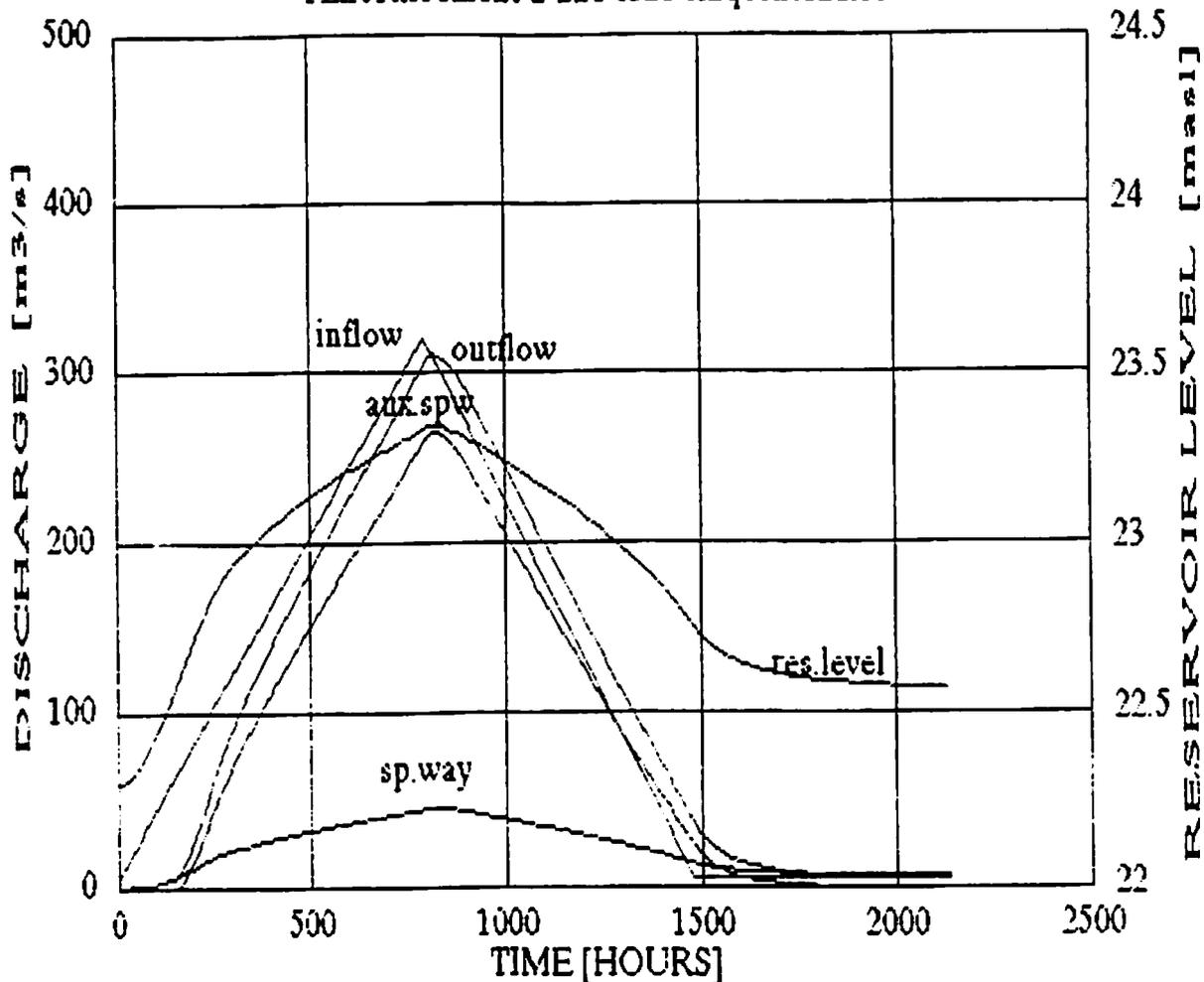
$$Q = F(\text{elev}) = 362.47281 * \text{elev}^2 + -16296.74 * \text{elev} + 183169.8$$

Up to level [masl]      22.00      25.00

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

-----  
max.storage level found at      23.39  
maximum outflow [m3/s]        344.4  
-----

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32  
Amortissement d'une crue cinquentenaire



Res. level at T0      22.30 [masl]  
Base inflow            5.00 [m³/s]  
Flood peak            316.00 [m³/s]  
Peak time             792.00 [hrs]  
Flood end-time       1476.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

Spillway 1 (uncontrolled)  
crest elevation [masl]      22.3  
width [m]                    20.0  
discharge coef.             0.72

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Spillway 2 (auxiliary)  
Start level [masl]            22.6

Up to level [masl]      22.00      25.00

$$Q = F(\text{elev}) = 362.47281 * \text{elev}^2 + -16296.74 * \text{elev} + 183169.8$$

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

-----  
max.storage level found at      23.34  
maximum outflow [m<sup>3</sup>/s]        311.0  
-----

A:\ANAMBE4

31-Mar-93

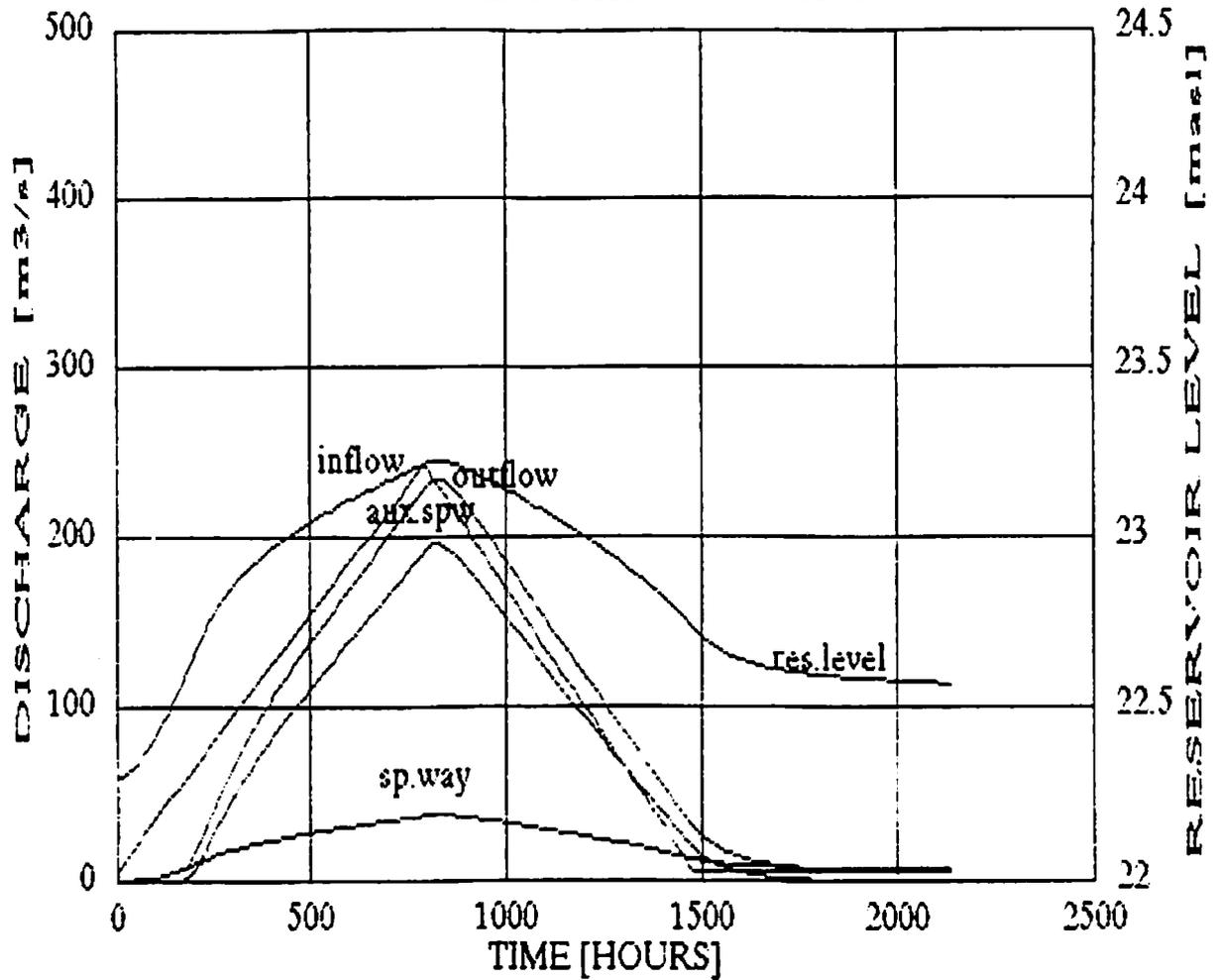
ECHELLE:

DATE: 06/04/93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6.2.4-4

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32  
Amortissement d'une crue centenaire



Res. level at T0      22.30 [masl]  
Base inflow            5.00 [m<sup>3</sup>/s]  
Flood peak            238.00 [m<sup>3</sup>/s]  
Peak time             792.00 [hrs]  
Flood end-time       1476.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to level [masl]    22.00      25.00

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

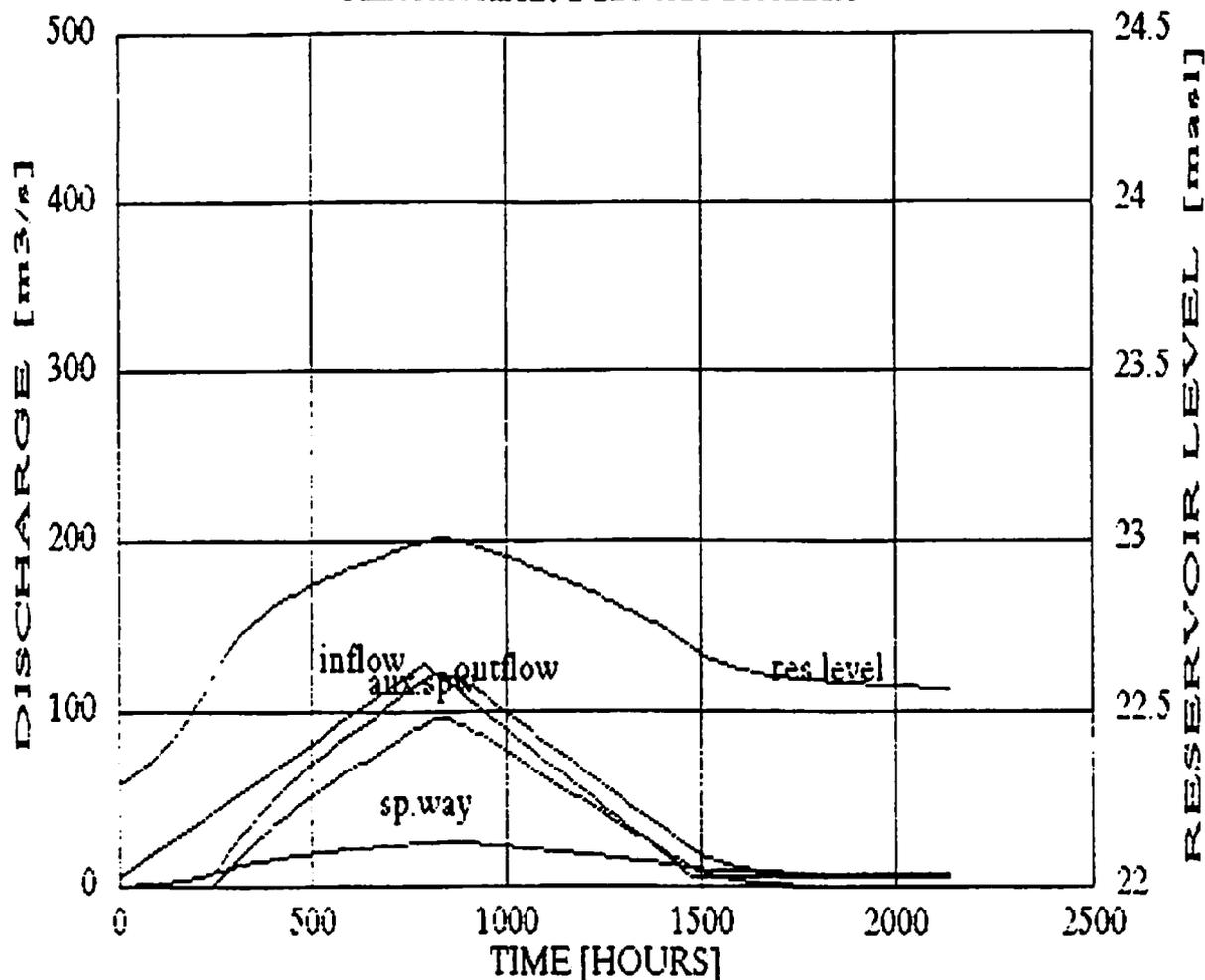
Spillway 1 (uncontrolled)  
crest elevation [masl]      22.3  
width [m]                    20.0  
discharge coef.             0.72

Spillway 2 (auxiliary)  
Start level [masl]            22.6

Q = F(elev) =      362.47281 \* elev<sup>2</sup>  
                         + -16296.74 \* elev  
                         + 183169.8

-----  
max.storage level found at      23.23  
maximum outflow [m<sup>3</sup>/s]        234.6  
-----

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32  
Amortissement d'une crue decennale



Res. level at T0      22.30 [masl]  
Base inflow            5.00 [m<sup>3</sup>/s]  
Flood peak            123.00 [m<sup>3</sup>/s]  
Peak time             792.00 [hrs]  
Flood end-time       1476.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to leve<sup>1</sup> [masl]    22.00      25.00

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

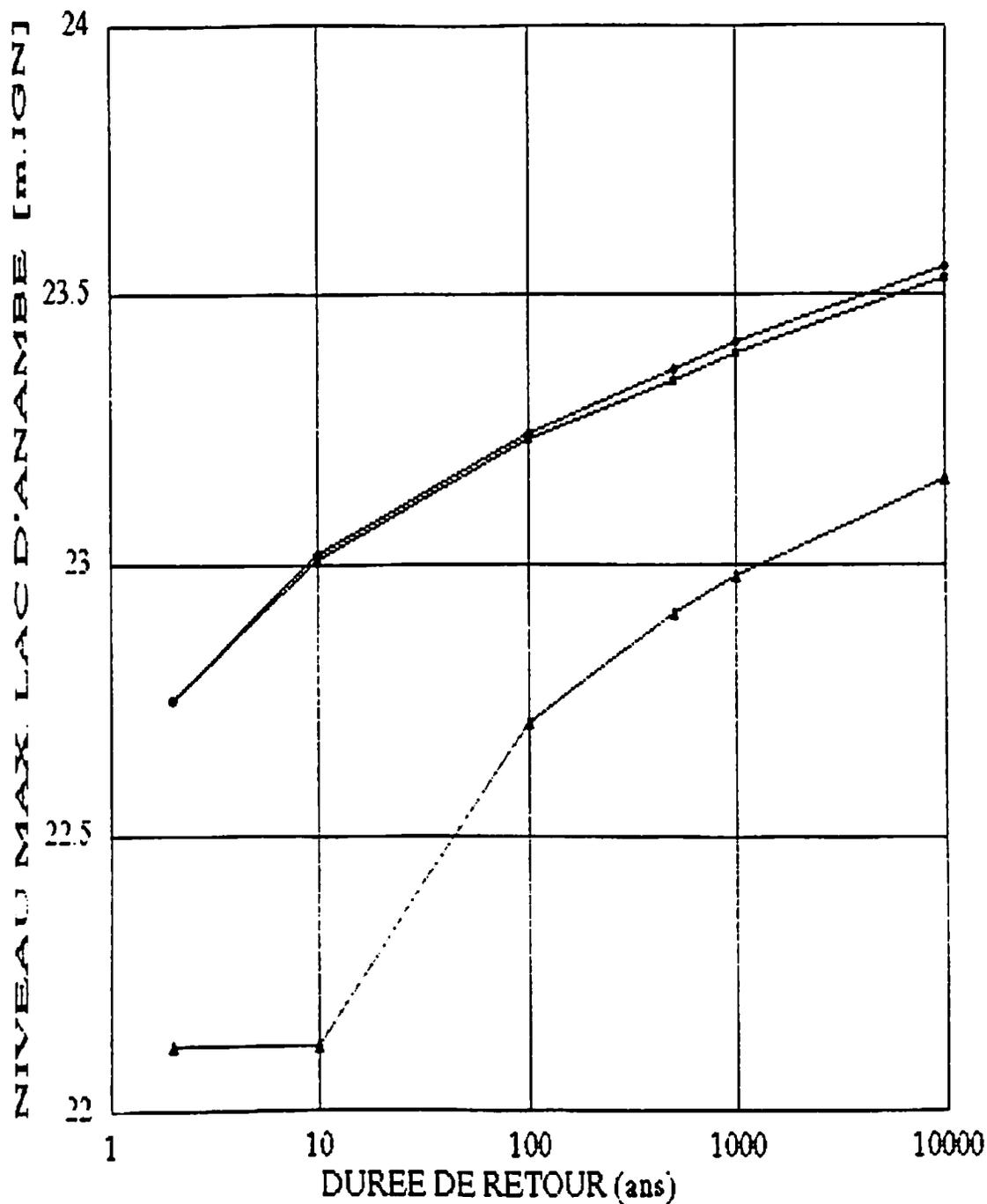
Spillway 1 (uncontrolled)  
crest elevation [masl]      22.3  
width [m]                    20.0  
discharge coef.             0.72

Spillway 2 (auxiliary)  
Start level [masl]            22.6

$$Q = F(\text{elev}) = 362.47281 * \text{elev}^2 + -16296.74 * \text{elev} + 183169.8$$

-----  
max.storage level found at    23.01  
maximum outflow [m<sup>3</sup>/s]      122.5  
-----

LAC D'ANAMBE SANS ET AVEC NIANDOUBA RN32  
 Correlation niveau max. Lac d'Anambé / durée de retour des crues



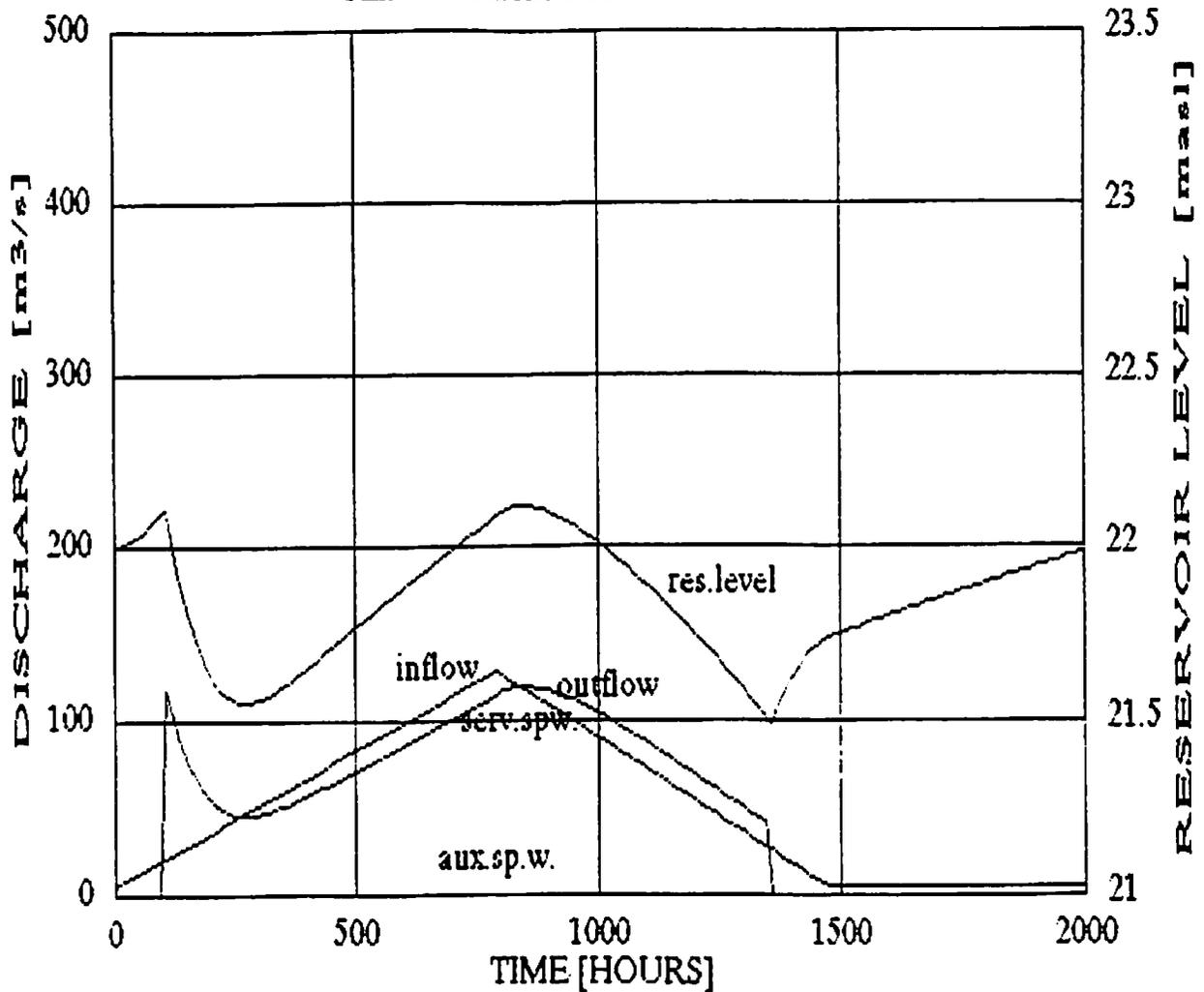
—●— avec Niandouba

—▲— Confluent seul

—▲— avec Niandouba, évac. modifié

NB: Lac d'Anambé pour barrage de Confluent (sans barrage de Garde)

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32 (évacuateur modifié)  
Amortissement d'une crue décennale



Res. level at T0      22.00 [masl]  
Base inflow            5.00 [m³/s]  
Flood peak            123.00 [m³/s]  
Peak time             792.00 [hrs]  
Flood end-time       1476.00 [hrs]  
Time increment       12.00 [hrs]

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to level [masl]    22.00      25.00

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

Auxiliary spillways  
Spilling begins at [masl]      22.6  
Discharge function:  
up to                    22.6      23.6 [masl]  
C1 =                    0 344.35623  
C2 =                    0 -15488.97  
C3 =                    0 174167.31

-----  
Service spillway (gate controlled)  
crest elevation [masl]            20.90  
width [m]                            40.00  
discharge coefficient            0.75  
gate open at [masl]               22.10  
gate close at [masl]               21.50

-----  
max. storage level found at      22.12  
maximum outflow [m³/s]          119.1

A:\ANAMBE6

14-Apr-93

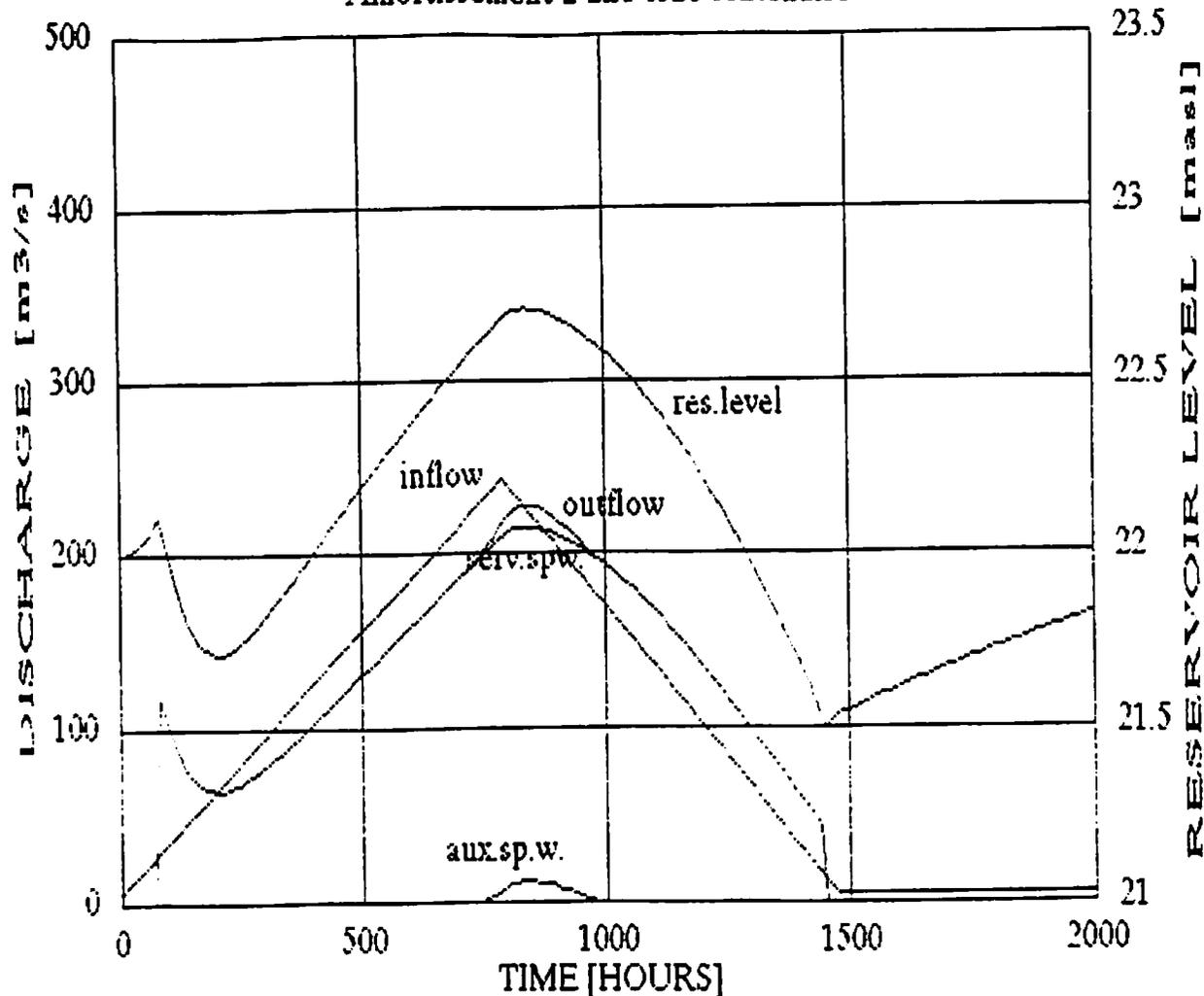
ECHELLE.

DATE: 15 / 04 / 93

VISA: *Dei*

ANNEXE: 6.2.4 - 8

Lac d'Anambé avec Niandouba RN 32 (évacuateur modifié)  
Amortissement d'une crue centenaire



Res. level at T0      22.00 [masl]  
Base inflow            5.00 [m³/s]  
Flood peak            238.00 [m³/s]  
Peak time             792.00 [hrs]  
Flood end-time        1476.00 [hrs]  
Time increment        12.00 [hrs]

-----  
Coefficients for level/area function  
( Area[10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>] = C1\*L<sup>2</sup> + C2\*L + C3 )

Up to level [masl]    22.00      25.00

C1 = 7.2166667 2.6190476  
C2 = -281.7167 -74.35714  
C3 = 2747.4 410.7381

Auxiliary spillways  
Spilling begins at [masl]      22.6  
Discharge function:  
up to                    22.6      23.6 [masl]  
C1 =                    0 344.35623  
C2 =                    0 -15488.97  
C3 =                    0 174167.31

Service spillway (gate controlled)  
crest elevation [masl]            20.90  
width [m]                        40.00  
discharge coefficient            0.75  
gate open at [masl]            22.10  
gate close at [masl]            21.50

-----  
max.storage level found at      22.71  
maximum outflow [m³/s]        228.2

A:\ANAMBE6

14-Apr-93

### 6.3. Périmètres irrigués

#### 6.3.1 Généralités

Le cas optimum simulé par RIBASIM correspond à l'aménagement de 5000 ha en hivernage, réparties sur la rive droite et rive gauche. Afin de délimiter l'aire des périmètres irrigués on est parti des données de base suivantes :

- aménager 2500 ha sur la rive droite (coté Mampatim)
- aménager 2500 ha sur la rive gauche (coté Vélingara)
- la cote d'inondation admissible est celle de fréquence trentennale humide, soit cote + 23,10 ; on restera à l'abri de cette inondation ;
- l'emplacement des parcelles sur les meilleurs sols qui permettent une double culture de riz, avec une intensité culturale de 1,60 (5000 ha hivernage/3000 ha contre saison, soit l'option visée) ;
- la topographie aussi régulière que possible et une pente très douce afin de réduire les coûts de planage ;
- étant donné que les cotes basses du plan d'eau du lac Waïma (limitée par deux infrastructures : actuel barrage du confluent et radier Pont Kounkané) se situeront autour de + 20,00 IGN en fin Mai de chaque année ; (le marnage du plan d'eau devient donc égale à  $+ 23,15 - 20,00 = 3,15$  mètres) ;
- après la construction du barrage de Niandouba (programmé en fin 1994), les risques d'inondation seront sensiblement diminués ;
- l'approvisionnement en eau sera fait par pompage (voir plus loin) ; la cote de calage de la salle de pompage doit être au dessus de 23,20, qui est la cote d'inondation de fréquence centennale humide ; la hauteur d'aspiration des pompes ne doit pas dépasser 4 à 5 mètres, ce qui signifie que le plan d'eau à gérer dans le lac Waïma ne doit pas descendre en dessous de  $23,20 - 4,00 = 19,20$  ; la hauteur manométrique des pompes se situera autour de 7 à 8 mètres, disons maximum 10 mètres.

#### 6.3.2 Variantes d'aménagement

Les variantes d'aménagement ont été formulées en fonction des critères suivants :

- l'utilisation de la technologie existante, déjà acquise lors de la réalisation de la première phase (1400 ha réalisés à l'entreprise en rive droite déjà opérationnels) ;
- chercher à réaliser le maximum possible la gestion hydraulique autonome d'un secteur hydraulique (GIE de 60 ha par exemple) ;
- tenir compte du rythme de réalisation et du rythme de distribution des terres aux paysans/GIE's (réalisation phasée et par secteur) ;
- l'admission ou non d'un décalage/non-décalage de la campagne rizicole, d'un secteur hydraulique à l'autre (respect du calendrier cultural) ;
- la taille et la longueur du canal primaire (plus court, plus facile à gérer) ; en plus, il faut éviter le maximum possible le croisement de ce canal avec les marigots tributaires, car les ouvrages de franchissement y afférents sont très coûteux;
- la manutention, l'entretien, la réfection des canaux d'irrigation, de drainage et des ouvrages d'art (entre deux campagnes il faut 1 à 2 mois pour l'inspection des canaux); il faut chercher un entretien minimum;
- la topographie de terrain : découpage naturel du terrain à aménager par des marigots tributaires, conduisant à la sectorisation de surface;
- tenir compte de la présence de la forêt classée d'Anambé qui se greffe sur le terrain du périmètre rive gauche.

Trois variantes ont été trouvées :

\* variante 1 : consistant à trouver 2500 ha sur rive gauche et déclasser la forêt d'Anambé;  
voir Planche no.1.

\* variante 2 : consistant à respecter entièrement cette forêt classée d'Anambé et d'aménager moins de 2500 ha sur la rive gauche, mais chercher les terres supplémentaires sur la rive droite pour compléter les 5000 ha;  
voir Planche no.2.

\* variante 3 : consistant à respecter également l'existence de la forêt, mais à chercher une solution d'emplacement du périmètre rive gauche selon la meilleure topographie; (là où les courbes de niveau sont trop serrées et la surface dominable trop étroite, on exclurera cette partie de l'aménagement)

voir Planche no.3.

La variante 3 est finalement retenue comme la meilleure pour des raisons suivantes:

- la forêt classée d'Anambé est maintenue intacte;
- l'emplacement des périmètres rive gauche et rive droite correspond effectivement avec la meilleure topographie; le coût de planage et nivellement des parcelles est par conséquent le minimum possible;
- il s'en suit une hauteur de pompage le minimum possible;
- aucun ouvrage de franchissement pour les canaux principaux n'est nécessaire;
- grâce à la topographie très plate du terrain des périmètres, la gestion d'eau dans les parcelles sera facilitée le maximum possible.

### 6.3.3 Topographie

Le terrain irrigable est peu accidenté. Les pentes des terres situées dans les futurs périmètres d'irrigation varient entre 0,1 pour cent et 0,50 pour cent.

Les terres basses à pente de 0,1 à 0,3 %, se trouvant grosso modo en dessous de la courbe de niveau +26,00, sont particulièrement aptes à la double culture du riz (notamment les types de sols 1R et 2R; voir étude EWI 1980).

La topographie ne posera donc pas de problèmes pour le tracé des canaux et l'aménagement des périmètres.

La subdivision de la zone d'irrigation en secteurs sera adaptée aux réalités de terrain, ce qui impliquera que les limites des secteurs suivront le maximum possible les tracés des ruisseaux, les marigots tributaires, les ravines etc.

Nous avons rétabli une carte des courbes de niveau à partir du rapport Volume V, Rapport 11 Irrigation et Drainage, EWI, 1980. L'échelle de la carte est le 1/25 000 et l'équidistance des courbes est d'un mètre.

Pour l'étude d'exécution qui sera prévue plus tard, il faudra une carte 1/10 000ème, avec une densité de levé de 6 points par ha au minimum et plusieurs bornes de repère dans la zone irriguée.

### 6.3.4 Pédologie

L'étude EWI 1980, Volume II, rapport 4, a présenté les données pédologiques complètes de toute la vallée de l'Anambé autour du lac Waïma. Au total 21 000 ha ont été identifiés comme superficie aménageable.

La partie apte à la riziculture de submersion est en effet plus petite et elle est composée des terres de deux classes suivantes :

Classe 1R : terres très aptes à supporter une riziculture irriguée à haut rendement et à des coûts de production raisonnables réparties sur la rive droite et la rive gauche, 2950 ha ;

Classe 2R : terres aptes à supporter une riziculture irriguée mais à plus faible rendement et à des coûts de production plus élevés, moins bonnes que classe 1R : 12750 ha, également répartie sur rive gauche et rive droite ;

faisant un total de 15 700 ha de terres rizicultivables.

Le zonage des terres 1R (limon sableux/argileux) et 2R (sable limoneux/argileux) est présenté aux mêmes Planches no.1, 2 et 3.

Dans le cas optimum d'utilisation des ressources en eau de l'Anambé et la Kayanga, on est arrivé à la conclusion qu'une superficie de 5 000 ha pourra être irriguée en hivernage, répartie entre la rive gauche et la rive droite.

Le cours d'eau principal d'Anambé étant la limite administrative entre la communauté rurale de Velingara au nord (en rive gauche) et la communauté rurale de Mampatim au sud (en rive droite), le souhait de la SODAGRI a été émis de situer une superficie égale sur chaque rive, soit donc 2500 ha en rive gauche (côté Velingara) et 2500 ha en rive droite (côté Mampatim).

Dans la variante retenue, cet objectif de répartition équitable n'a pu être atteint.

#### 6.3.5 Choix de l'emplacement des périmètres irrigués

L'emplacement des périmètres irrigués est ici déterminé par :

- les positions des marigots tributaires, ravines, etc. qui serviront des voies de drainage préférentielles et principales : (ce sont les lignes plus ou moins perpendiculaires aux courbes de niveau) ;
- la courbe de niveau + 23,15 à chaque rive, marquant la limite d'inondation de fréquence trentennale ;
- la volonté de répartir les terres tout autour du lac Waïma afin de réduire la hauteur de pompage ; on est arrivé à tracer la courbe de niveau supérieure, marquant la limite supérieure du périmètre.

Voir Planche no.3.

### 6.3.6 Conception de l'aménagement

On a conçu l'aménagement en fonction des facteurs suivants :

- le niveau de la technicité des paysans dans le domaine de la riziculture irriguée ; ce niveau est relativement bas ;
- la topographie et les conséquences sur l'aménagement des canaux, notamment les abords du lac Waïma ;
- la pédologie ; les terres aptes à la riziculture sont visées ;
- option pour l'organisation paysanne autour de G.I.E (unités de 60 ha par exemple) ; chaque exploitation aura une surface unitaire de 2,5 hectares ;
- la disposition des périmètres par rapport au lac Waïma impose la nécessité de pompage ; l'irrigation par gravité se fera seulement à partir du bief aval canal primaire, canaux secondaires, tertiaires et quaternaires ;
- les contraintes d'eau surtout ; en contre-saison, on plafonnera le débit de pompage aux valeurs de débits issus des simulations RIBASIM (voir Tableau 5.1).

#### \* Calendrier agricole

Une hypothèse réaliste a été adoptée pour la campagne rizicole qui s'étale comme suit :

- première campagne : du 1-er janvier à mi-mai, soit la campagne de contre-saison sur 3000 ha de terres rizicoles ;
  - deuxième campagne : du 1-er juillet à mi-novembre, soit la campagne d'hivernage sur 5000 ha de terres rizicoles.
- Voir au Tableau 6.3.6.-1.

#### \* Besoins en eau

Les besoins en eau du riz ont été calculés à l'aide de la méthode PENMAN modifiée et ont exprimés en mm/jour ou en litres/ seconde/ hectare pour chaque mois (voir paragraphe 4.2.).

La demande maximum d'irrigation survient en mois de mars, lorsque le besoins en eau devient égal à 10,70 mm/jour (voir au même Tableau 5.1).

Les besoins en eau à la plante, mois par mois, exprimés en mm/jour, sont présentés au Tableau 6.3.6.-2., également avec le débit fictif 24h/24. Le débit fictif maximum est de l'ordre de 1,25 l/s/ha, pour le mois de mars.

Le débit susceptible d'être manipulé par un seul homme (la main-d'eau) peut être fixé à 40 litres /seconde sur la base de l'expérience des paysans en Afrique Occidentale en général et au Sénégal en particulier.

\* Irrigation par submersion

La technique d'irrigation par submersion est le seul mode communément accepté et elle sera adoptée pour la riziculture paysannale. Elle représente l'une des techniques les plus simples et demande moins de main-d'oeuvre.

\* Méthode de distribution

La distribution par rotation est adoptée, car l'eau est une contrainte. La distribution se fera par rotation sur le canal tertiaire, dont le débit est constant. Le module de distribution sera constant pendant toute la saison culturale (un seul et unique débit, mois par mois, facile à gérer).

Les périmètres seront découpés en petits morceaux de 60 à 70 ha, compatible avec la taille et la capacité de gestion d'un GIE.

Chaque morceau aura son canal primaire, bien que ce canal aura une taille relativement réduite grâce à la superficie relativement petite du bloc GIE.

Chaque canal primaire sera alimenté par un débit constant, fourni par une ou plusieurs moto-pompes. Les canaux secondaires feront transiter également chacun un débit constant. Les débits dans les canaux tertiaires seront calculés sur la base d'une rotation d'eau vers les canaux quaternaires. Les champs de paysans longent les canaux quaternaires et seront alimentés par ceux-ci.

\* Drainage

Le chenal du cours d'eau principal de l'Anambé constitue le réseau final de drainage. Les marigots tributaires de ce chenal seront choisis comme les voies préférentielles de drainage.

Là où la topographie le permettra, on tentera le maximum possible de pomper de l'eau dans un tel marigot tributaire; le cas échéant, ce marigot sera approfondi et prolongé (par curage à la pelle hydraulique par exemple) au site d'implantation de l'unité de pompage.

Sur le fond de planches au 1/25000 utilisé, on ne peut pas distinguer ou reconnaître tous ces marigots tributaires.

Pour cela, le tracé exact et complet de toutes les voies de drainage préférentielles sera achevé sur le terrain et matérialisé sur le levé topographique à l'échelle 1/10000, qui pourra être établi en phase ultérieure.

Néanmoins tous les canaux de drainage seront topographiquement recollés à ces voies de drainage naturelles. La drainabilité des terres à mettre en valeur est faible et pour cela l'on doit concevoir un réseau des canaux de drainage assez dense.

\* Contrôle de la distribution de l'eau

Afin le pouvoir contrôler la distribution correcte de l'eau, il est recommandé d'établir lors des études APD prochaines un manuel d'exploitation du réseau et ses ouvrages connexés.

\* Efficience

L'efficience est définie par le rapport entre la hauteur d'eau moyenne apportée à la parcelle (en mm) et la hauteur d'eau requise (en mm) et disponible pour l'évapotranspiration et une alimentation correcte. En effet, la hauteur d'eau requise est entièrement déterminée par le comportement des paysans qui manipulent les prises.

Dans les simulations RIBASIM, on est parti d'une efficience de 65 pour cent et on a en même temps supposé qu'un recyclage des eaux dans le lac Waïma se situe autour de 15 pour cent.

Pour le dimensionnement des canaux le taux de 65 pour cent sera adopté pour les débits à transiter en mois de mars.

Le débit fictif continu du mois de mars, soit 1,25 l/s/ha, doit alors être majoré d'un facteur 1/0,65, ce qui donne un débit fictif continu de l'ordre de 1,92 l/s/ha, 24h/24.

On retiendra la valeur de 2,0 l/s/ha pour le dimensionnement préliminaire des canaux secondaires et primaires.

### 6.3.7 Critères de conception et de dimensionnement du réseau

- Irrigation continue dans les canaux primaires durant la période de pompage; les canaux primaires étant gérés par le projet;

- Irrigation continue dans les canaux secondaires durant la période de pompage; les canaux secondaires étant gérés par le projet;

- Débit constant (continu ou non) dans les canaux tertiaires durant la période de pompage; la gestion des canaux tertiaires est confiée aux paysans ou groupements GIE;

- Capacité des canaux est calculée sur la base des besoins en eau pour l'irrigation du riz au mois de mars;  
Voir exemple pour les blocs secondaires au Tableau no. 6.3.7-1.

- Prises secondaires, tertiaires et quarternaires seront conçues comme des ouvrages simples fabriqués sur place; les débits passant sur ces prises seront calibrés selon les types des ouvrages (par exemple déversoir Giraudet, prises vannées "tout ou rien");  
Voir Planches no. 6.3.7.-1, 6.3.7-2 et 6.3.7-3.

- Canaux seront exécutés en déblai et remblai afin de trouver l'équilibre dans les mouvements de terre;

- Canaux seront des canaux non revêtus afin de réduire son coût;

- Réseau rive gauche est encore à concevoir du départ; le fractionnement en secteurs suivra les marigots tributaires existants; environ 1500 ha seront aménagées sur cette rive, selon la variante 3; Voir Planche no.3.

- Pistes prévues sont les pistes de service le long des canaux primaires et secondaires d'où se branchent les pistes d'exploitation pour servir les blocs tertiaires; les parcelles seront liés à ces pistes d'exploitation par des "sentiers" pour les tractions animales, les charettes, les bicyclettes etc. Voir Planche no. 6.3.7-4.

- Stabilité hydraulique des canaux non-revêtus est garantie en dimensionnant ces canaux selon la théorie d'Einstein-Brown; on a accordé une attention particulière au problème du coefficient de rugosité. Voir Tableau no. 6.3.7-2.

#### 6.3.8. Fonctionnement canal principal existant rive droite

Etant donné que le canal principal du périmètre rive droite (Phase-I) a déjà été exécuté et que son bétonnage est annulé, on a vérifié son fonctionnement hydraulique en utilisant un coefficient de rugosité Strickler variable.

Il s'est avéré que les hauteurs d'eau de ce canal non-revêtu sont - pour tous les débits possibles- systématiquement plus élevées que les hauteurs d'eau obtenues pour un canal en béton (pour ces calculs du canal en béton, voir étude EWI y afférente). Le fonctionnement hydraulique des prises modulées pourra poser des problèmes pour de grands débits.

La revanche de ce canal doit alors être vérifiée lors de l'étude APD d'exécution afin de pouvoir rectifier son alignement et/ou sa section.

Voir Figure 6.3.8-1.

#### 6.3.9. Calcul du coût

Le coût a été calculé en partant des idées de base suivantes:

- 3600 ha encore à aménager en Phase-IIA, dont 1500 ha sur rive gauche et 2100 ha en rive droite (variante 3);
- une superficie de 2,50 ha pour chaque exploitation (i.e. famille des paysans);
- les unités de pompage sont délivrées par un fournisseur national qui se chargera également de l'installation des pompes sur les lieux du projet;

*On a le détail de l'installation des pompes*

- les ouvrages types sont pareils (sauf pour ceux importés de l'extérieur) aux types d'ouvrages déjà exécutés par l'entreprise implantée au Sénégal;
- les chenaux d'amenée se confondent le maximum possible avec les marigots tributaires ou des drains principaux;
- la conduite de refoulement jète ses eaux dans un bassin de tranquillisation; leur coût est 5 % des pompes;
- la longueur des canaux primaires est égale à 11 \* surface du périmètre, soit  $3600 * 11 \text{ m} =$  environ 40 km canaux primaires;
- la longueur des canaux secondaires est égale à 14 \* surface du périmètre, soit  $3600 * 14 =$  environ 50 km canaux secondaires;
- la longueur des canaux tertiaires et quarternaires est la même que la longueur des drains quarternaires et tertiaires; la longueur canaux par 2,5 ha d'exploitation étant égale à 400 mètres;
- il existe cinq ouvrages d'art par unité d'exploitation de 2,50 ha;
- les prix unitaires ont été obtenus en comparant les prix unitaires des entreprises des travaux publics implantés au Sénégal, en vigueur en 1993.

- les ouvrages types sont pareils (sauf pour ceux importés de l'extérieur) aux types d'ouvrages déjà exécutés par l'entreprise implantée au Sénégal;
- les chenaux d'amenée se confondent le maximum possible avec les marigots tributaires ou des drains principaux;
- la conduite de refoulement jète ses eaux dans un bassin de tranquillisation; leur coût est 5 % des pompes;
- la longueur des canaux primaires est égale à  $11 * \text{surface du périmètre}$ , soit  $3600 * 11 \text{ m} = \text{environ } 40 \text{ km canaux primaires}$ ;
- la longueur des canaux secondaires est égale à  $14 * \text{surface du périmètre}$ , soit  $3600 * 14 = \text{environ } 50 \text{ km canaux secondaires}$ ;
- la longueur des canaux tertiaires et quarternaires est la même que la longueur des drains quarternaires et tertiaires; la longueur canaux par 2,5 ha d'exploitation étant égale à 400 mètres;
- il existe cinq ouvrages d'art par unité d'exploitation de 2,50 ha;
- les prix unitaires ont été obtenus en comparant les prix unitaires des entreprises des travaux publics implantés au Sénégal, en vigueur en 1993.

HYPOTHESE CALENDRIER AGRICOLE *Anambé*

ACTIVITE	PREMIERE CAMPAGNE	DEUXIEME CAMPAGNE
DATE DE DEMARRAGE DE POMPAGE	01/01 - 03/01	01/07 - 04/07
DATE DE SEMIS	03/01 - 08/01 durée : 21 jours	04/07 - 09/07 durée : 15 jours
DATE DE REPIQUAGE VEGETATION	24/01 - 29/01 (90 jours)	19/07 - 24/07 (90 jours)
DATE DE FERMETURE DE POMPAGE	29/04	24/10
PERIODE SANS IRRIGATION	(15 Jours)	(15 Jours)
DATE DE RECOLTE	09/05 - 14/05	03/11 - 08/11



Tableau 6.37.1

## BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: Janvier	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			187
JOUR APRES REPIQ.: 31-60	FACTEUR CULTURAL Kc			1.10
CAMPAGNE: contre-sa	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.3 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	6.03	6.03	6.03	6.03
FACTEUR Kc	1.10	1.10	1.10	1.10
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	6.64	6.64	6.64	6.64
INFILT.+ EVAPOTRANSPIR. en mm/jour	7.14	7.14	7.14	7.14
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	10.98	10.98	10.98	10.98
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	1.27	1.27	1.27	1.27
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.30	0.30	0.30	0.30
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	55	110	220	440

Tableau 6.3.7.1

## BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: Février	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois				222
JOUR APRES REPIQ.: 01-28	FACTEUR CULTURAL Kc				1.10
CAMPAGNE: contre-sa	ENTRETIEN LAME D'EAU				0.1 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE				0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-	
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280	
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50	
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	7.93	7.93	7.93	7.93	
FACTEUR Kc	1.10	1.10	1.10	1.10	
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	8.72	8.72	8.72	8.72	
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	9.22	9.22	9.22	9.22	
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	14.19	14.19	14.19	14.19	
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en litres/s/ha	1.64	1.64	1.64	1.64	
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.10	0.10	0.10	0.10	
TOTAL DES BESOINS pour évapotranspiration et lame d'eau ensemble en litres/s/ha	1.74	1.74	1.74	1.74	
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	61	122	244	488	

BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: mars	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois 268			
JOUR APRES REPIQ.: 31-60	FACTEUR CULTURAL Kc 1.25			
CAMPAGNE: contre-s	ENTRETIEN LAME D'EAU 0.3 l/s/ha			
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE 0.65			
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	8.65	8.65	8.65	8.65
FACTEUR Kc	1.25	1.25	1.25	1.25
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	10.81	10.81	10.81	10.81
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	11.31	11.31	11.31	11.31
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	17.39	17.39	17.39	17.39
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en litres/s/ha	2.01	2.01	2.01	2.01
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.30	0.30	0.30	0.30
BESOINS EN EAU pour évapotranspiration et lame d'eau ensemble en litres/s/ha	2.31	2.31	2.31	2.31
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	81	162	324	648

BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: avril	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois				283
JOUR APRES REPIQ.: 61-90	FACTEUR CULTURAL Kc				1.00
CAMPAGNE: contre-sa	ENTRETIEN LAME D'EAU				0.0 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE				0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-	
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280	
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50	
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	9.43	9.43	9.43	9.43	
FACTEUR Kc	1.00	1.00	1.00	1.00	
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	9.43	9.43	9.43	9.43	
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	9.93	9.93	9.93	9.93	
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	15.28	15.28	15.28	15.28	
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	1.77	1.77	1.77	1.77	
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.00	0.00	0.00	0.00	
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	62	124	248	495	

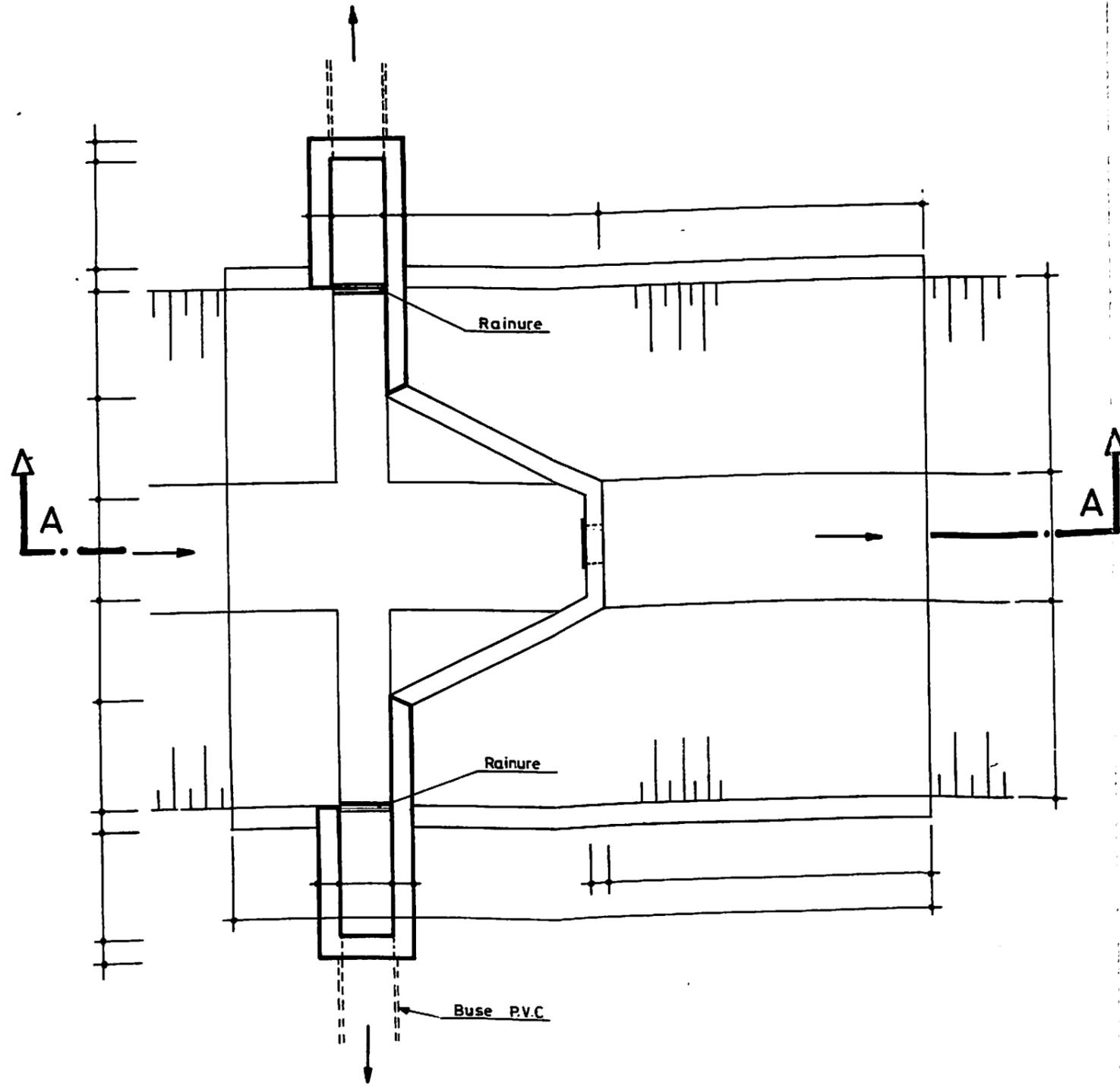
BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: mai	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois 289			
JOUR APRES REPIQ.: 91-120	FACTEUR CULTURAL Kc			
CAMPAGNE: contre-sa	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.0 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	9.32	9.32	9.32	9.32
FACTEUR Kc	récolte	récolte	récolte	récolte
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour				
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	0.77	0.77	0.77	0.77
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	0.09	0.09	0.09	0.09
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.00	0.00	0.00	0.00
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	3	6	12	25

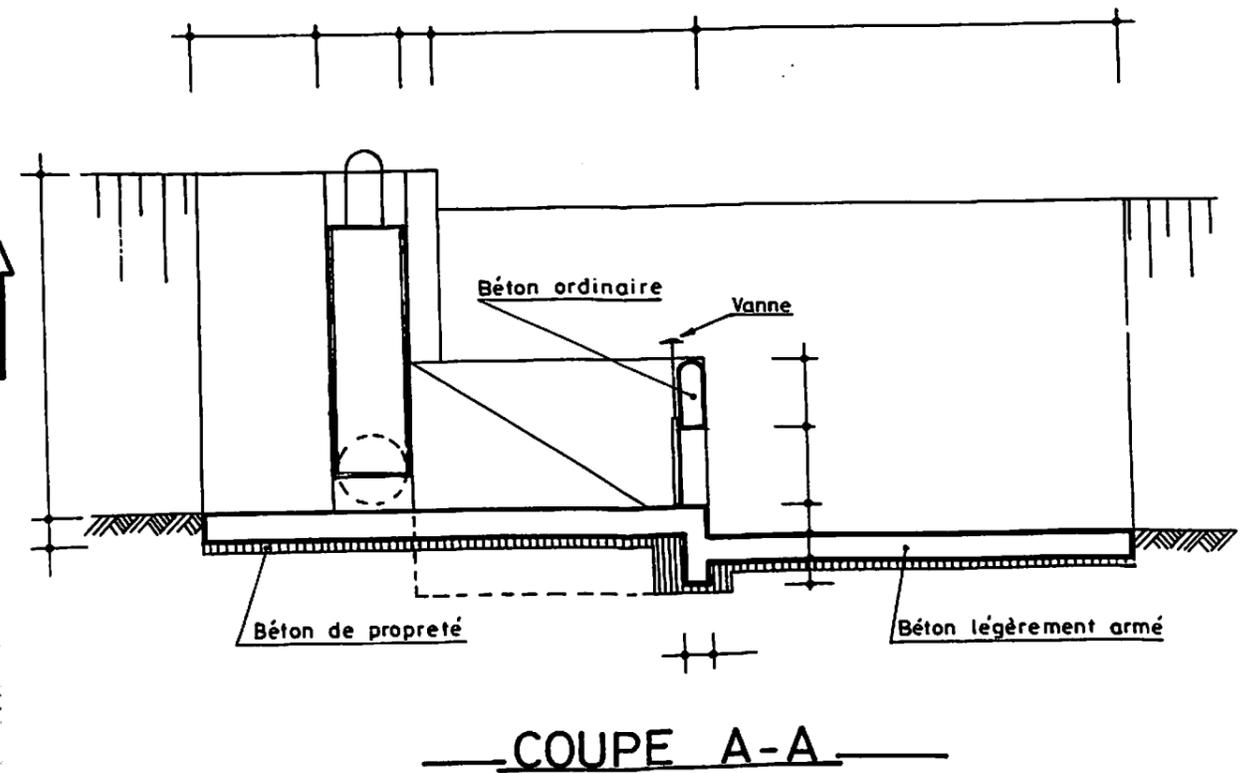
BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: juin	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			224
JOUR APRES REPIQ.: semis	FACTEUR CULTURAL Kc			
CAMPAGNE: hivernage	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.3 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	7.47	7.47	7.47	7.47
FACTEUR Kc	pré-irrig	pré-irrig	pré-irrig	pré-irrig.
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	2.00	2.00	2.00	2.00
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	2.50	2.50	2.50	2.50
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	3.85	3.85	3.85	3.85
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	0.00	0.00	0.00	0.00
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.30	0.30	0.30	0.30
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	11	21	42	84

# PROFIL TYPE DEVERSOIR GIRAUDET AVEC PRISES TERTIAIRES



— VUE EN PLAN —



ECHELLE	DATE	VISA	ANNEXE
	MAI 1993	<i>Duch</i>	

BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: juillet	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			173
JOUR APRES REPIQ.: 0-0	FACTEUR CULTURAL Kc			1.10
CAMPAGNE: hivernage	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.0 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	5.58	5.58	5.58	5.58
FACTEUR Kc	1.10	1.10	1.10	1.10
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	6.14	6.14	6.14	6.14
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	6.64	6.64	6.64	6.64
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	10.21	10.21	10.21	10.21
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	1.18	1.18	1.18	1.18
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.00	0.00	0.00	0.00
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	41	83	165	331

BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: août	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			151
JOUR APRES REPIQ.: 01-30	FACTEUR CULTURAL Kc			1.10
CAMPAGNE: hivernage	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.1 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	4.87	4.87	4.87	4.87
FACTEUR Kc	1.10	1.10	1.10	1.10
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	5.36	5.36	5.36	5.36
INFILT.+ EVAPOTRANSPIR. en mm/jour	5.86	5.86	5.86	5.86
BESOINS EN EAU y compris efficience en mm/jour	9.01	9.01	9.01	9.01
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	1.04	1.04	1.04	1.04
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.10	0.10	0.10	0.10
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	40	80	160	320

BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: septembre	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois 140			
JOUR APRES REPIQ.: 31-60	FACTEUR CULTURAL Kc 1.05			
CAMPAGNE: hivernage	ENTRETIEN LAME D'EAU 0.3 l/s/ha			
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE 0.65			
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	4.67	4.67	4.67	4.67
FACTEUR Kc	1.05	1.05	1.05	1.05
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	4.90	4.90	4.90	4.90
INFILT.+ EVAPOTRANSPIR. en mm/jour	5.40	5.40	5.40	5.40
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	8.31	8.31	8.31	8.31
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	0.96	0.96	0.96	0.96
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers q	0.30	0.30	0.30	0.30
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	44	88	177	353

BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: Octobre	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			155
JOUR APRES REPIQ.: 61-90	FACTEUR CULTURAL Kc			0.95
CAMPAGNE: hivernage	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.3 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	5.00	5.00	5.00	5.00
FACTEUR Kc	0.95	0.95	0.95	0.95
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	4.75	4.75	4.75	4.75
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	5.25	5.25	5.25	5.25
BESOINS EN EAU y compris effcience en mm/jour	8.08	8.08	8.08	8.08
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	0.93	0.93	0.93	0.93
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.30	0.30	0.30	0.30
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	43	86	173	346

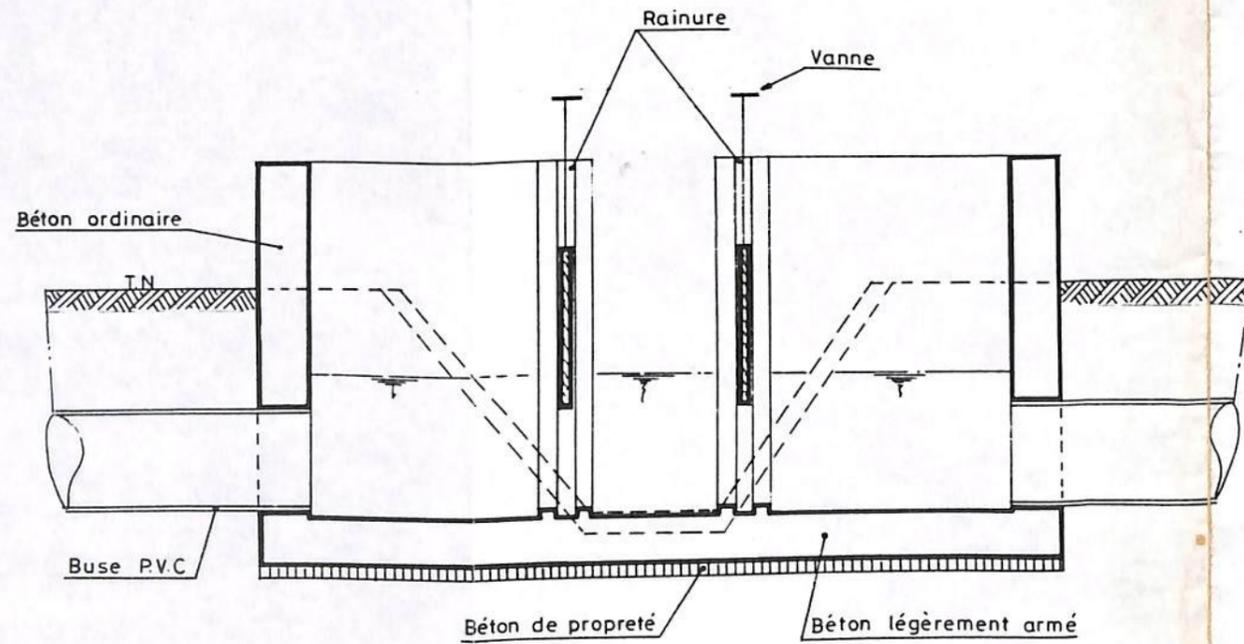
BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: Novembre	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			164
JOUR APRES REPIQ.: 90-120	FACTEUR CULTURAL Kc			
CAMPAGNE: contre-sa	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.0 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	5.47	5.47	5.47	5.47
FACTEUR Kc	récolte	récolte	récolte	récolte
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour				
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
BESOINS EN EAU y compris efficience en mm/jour	0.77	0.77	0.77	0.77
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	0.09	0.09	0.09	0.09
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.00	0.00	0.00	0.00
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	3	6	12	25

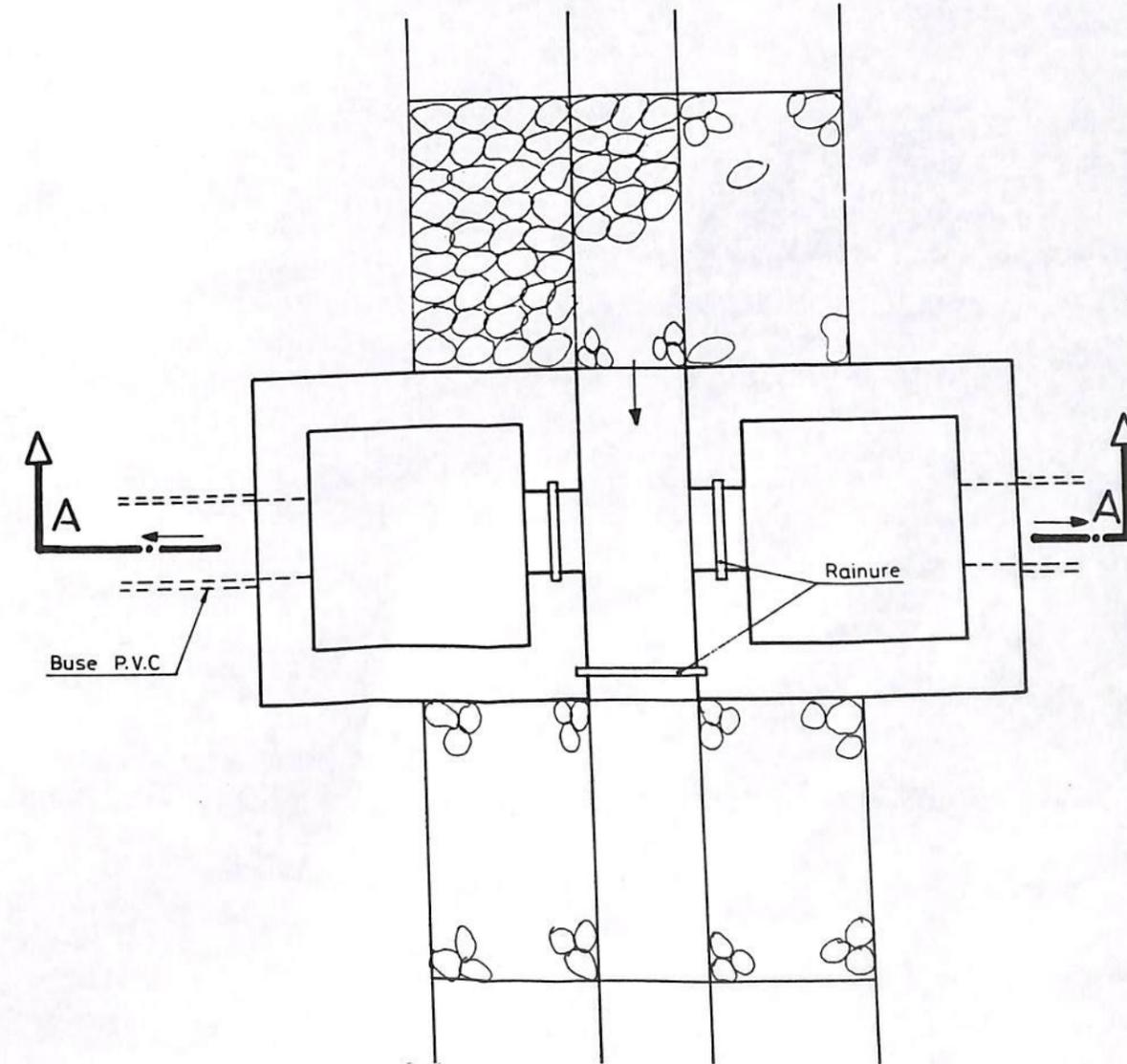
BESOINS EN EAU DES BLOCS SECONDAIRES

MOIS: Décembre	ETP(ETO) PENMAN en mm/mois			170
JOUR APRES REPIQ.: pré-irrig	FACTEUR CULTURAL Kc			
CAMPAGNE: contre-sa	ENTRETIEN LAME D'EAU			0.3 l/s/ha
PERIMETRE RIVE: gauche	EFFICIENCE BLOC SECONDAIRE			0.65
CANAL SECONDAIRE NUMERO:	CS-	CS-	CS-	CS-
SURFACE BRUTE en ha (soit le multiple de 2,5 ha)	35	70	140	280
PERTE D'INFILTRATION en mm/jour	0.50	0.50	0.50	0.50
ETP (ETO) PENMAN en mm/jour	5.48	5.48	5.48	5.48
FACTEUR Kc	pré-irrig	pré-irrig	pré-irrig	pré-irrig.
EVAPOTRANSPIRATION en mm/jour	2.00	2.00	2.00	2.00
INFILT.+ EVAPOTRANSP. en mm/jour	2.50	2.50	2.50	2.50
BESOINS EN EAU y compris efficience en mm/jour	3.85	3.85	3.85	3.85
MEMES BESOINS EN EAU mais exprimés en l/s/ha	0.00	0.00	0.00	0.00
BESOINS EN EAU pour entretenir une lame d'eau dans les casiers également en litres/s/ha	0.30	0.30	0.30	0.30
BESOINS EN EAU en tête du bloc secondaire, en litres/seconde	11	21	42	84

# PROFIL TYPE POUR PRISES TERTIAIRES / QUARTERNAIRES



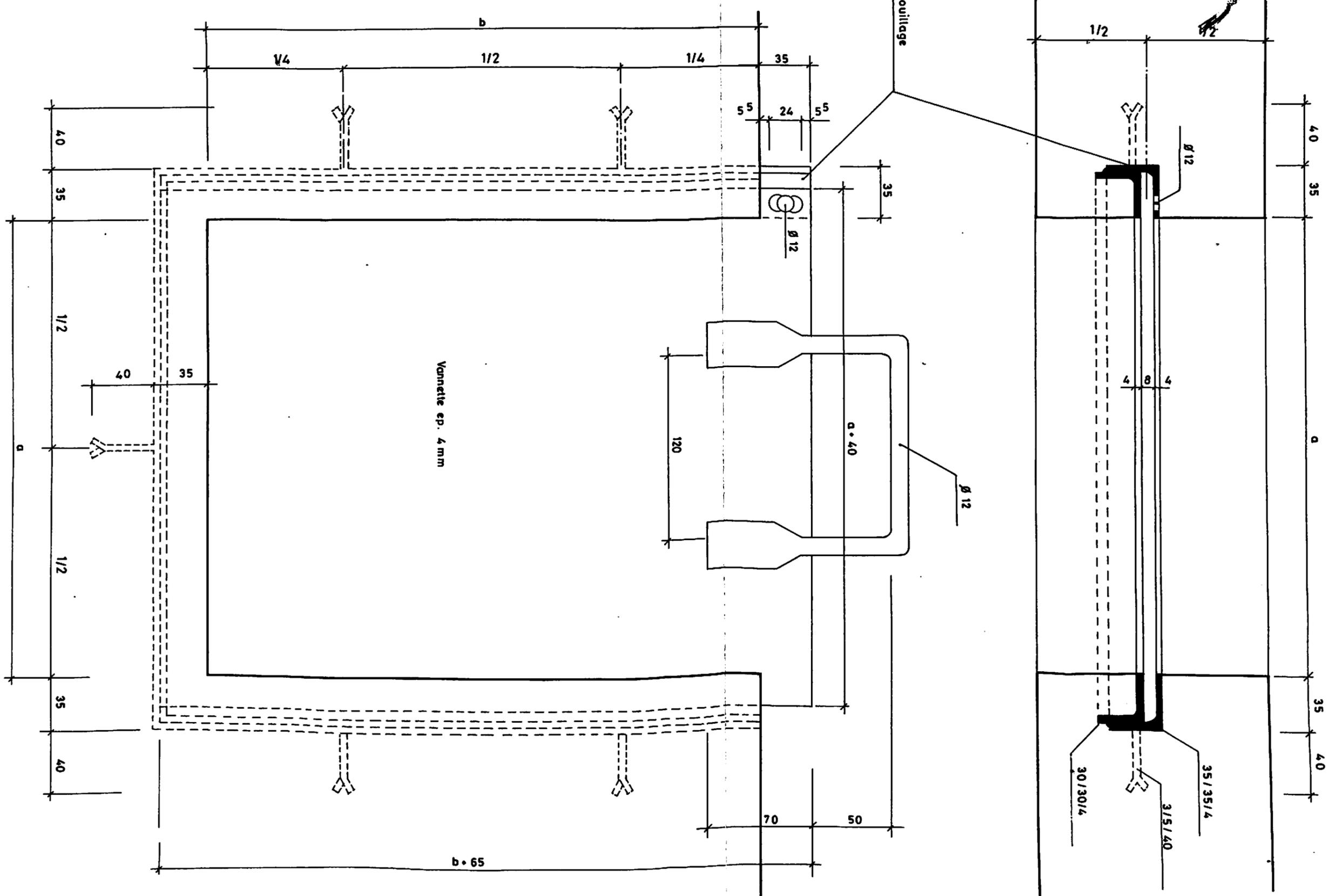
— COUPE A A —



— VUE EN PLAN —

ECHELLE	DATE	VISA	ANNEXE
	MAI 1993	<i>Wick</i>	

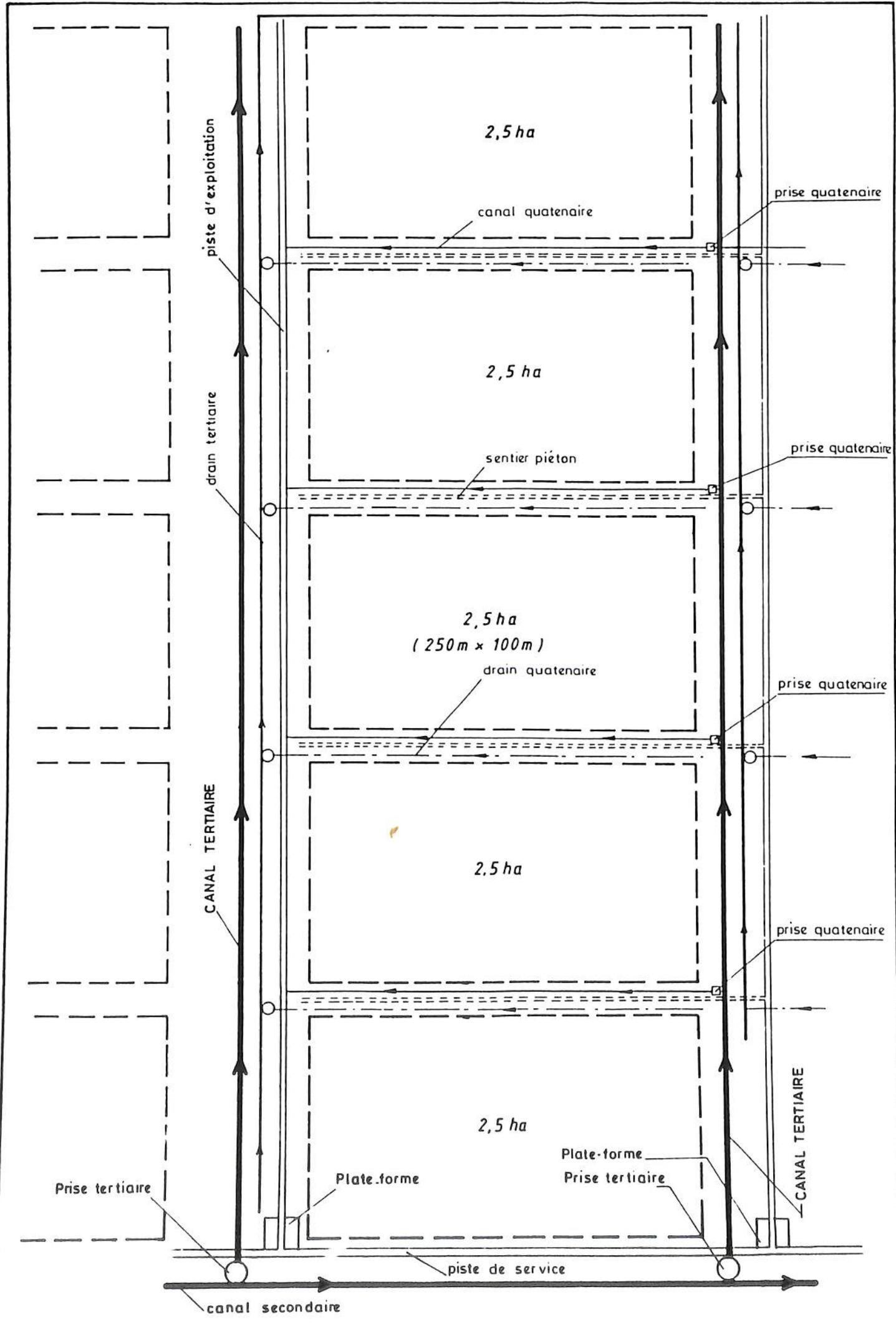
Pièce de verrouillage  
35/35/13



Vanette ep. 4 mm

EXTRAIT DU PLAN EWI N° 6158 \_ 2268 67. MARS 81

ECHELLE	DATE	VISA	ANNEXE
1/25	04/1993	<i>Diell</i>	



## DIMENSIONNEMENT DES CANAUX EN TERRE /EINSTEIN-BROWN

CANAUX PRINCIPAUX RIVE DROITE

Fichier A:\DIMCPRD.WK3

PROJET: Anambé date 04/05/93

Surface brute totale dominée: 2805 ha

 $K_s = 42.63xh^{0,1}$  [ $m^{-1/3}/s$ ]Débit fictif continu: 2.00 [ $l/s/ha$ ] 24/24

Nom canal	Surface brute [ha]	Débit [ $m^3/s$ ]	Pente berges [H/V]	n = b/h	Pente longit. [m/m]	Largeur Radier [m]	Hauteur d'eau h [m]	$R^{0.5*i}$ [ $\times 10^{-4}$ ]
CP-1	180	0.36	1.00	2.10	0.000280	1.219	0.58	1.69
CP-2	1250	2.50	1.50	3.50	0.000210	3.529	1.01	1.77
CP-3	175	0.35	1.00	2.00	0.000280	1.167	0.58	1.69
CP-4	220	0.44	1.00	2.20	0.000270	1.363	0.62	1.70
CP-5	820	1.64	1.50	3.20	0.000231	2.798	0.87	1.80
CP-6	160	0.32	1.00	2.00	0.000290	1.122	0.56	1.71

DIMENSIONNEMENT DES CANAUX EN TERRE /EINSTEIN-BROWN

CANAUX SECONDAIRES RIVE DROITE

Fichier A:\DIMCSR.D.WK3

PROJET: Anambé date 04/05/93

Surface brute totale dominée: 2805 ha

$K_s = 42.63 \times h^{0.1}$  [ $m^{1/3}/s$ ]

Débit fictif continu: 2.00 [1/s/ha]

Nom canal	Surface brute [ha]	Débit [m <sup>3</sup> /s]	Pente berges [H/V]	n = b/h	Pente longit. [m/m]	Largeur Radier [m]	Hauteur d'eau h [m]	$R^{0.5 \cdot i}$ [ $\times 10^{-4}$ ]
CS-1-1	90	0.18	1.00	1.60	0.000317	0.766	0.48	1.68
CS-1-2	90	0.18	1.00	1.60	0.000317	0.766	0.48	1.68
CS-2-1	375	0.75	1.00	2.75	0.000255	1.945	0.71	1.76
CS-2-2	300	0.60	1.00	2.60	0.000265	1.715	0.66	1.75
CS-2-3	425	0.85	1.00	2.85	0.000247	2.096	0.74	1.74
CS-2-4	150	0.30	1.00	2.00	0.000290	1.096	0.55	1.69
CS-3-1	175	0.35	1.00	2.05	0.000285	1.183	0.58	1.71
CS-4-1	110	0.22	1.00	1.70	0.000310	0.864	0.51	1.71
CS-4-2	110	0.22	1.00	1.70	0.000310	0.864	0.51	1.71
CS-5-1	420	0.84	1.00	2.85	0.000247	2.087	0.73	1.74
CS-5-2	225	0.45	1.00	2.25	0.000270	1.395	0.62	1.70
CS-5-3	175	0.35	1.00	2.05	0.000285	1.183	0.58	1.71

cs-6 ?

7

DIMENSIONNEMENT DES CANAUX EN TERRE /EINSTEIN-BROWN

CANAUX PRINCIPAUX RIVE GAUCHE

Fichier A:\DIMCPRG.WK3

PROJET: Anambé date 04/05/93

Surface brute totale dominée: 4100 ha

$K_s = 42.63 \times h^{0.1}$  [ $m^{1/3}/s$ ]

Débit fictif continu: 2.00 [ $l/s/ha$ ]

Nom canal	Surface brute [ha]	Débit [ $m^3/s$ ]	Pente berges [H/V]	n = b/h	Pente longit. [m/m]	Largeur Radier [m]	Hauteur d'eau h [m]	$R^{0.5 \cdot i}$ [ $\times 10^{-4}$ ]
CP-1	1900	3.80	1.50	3.90	0.000207	4.437	1.14	1.87
CP-2	1100	2.20	1.50	3.40	0.000225	3.262	0.96	1.84
CP-3	1100	2.20	1.50	3.40	0.000225	3.262	0.96	1.84

DIMENSIONNEMENT DES CANAUX EN TERRE /EINSTEIN-BROWN

CANAUX SECONDAIRES RIVE GAUCHE

Fichier A:\DIMCSRG.WK3

PROJET: Anambé date 04/05/93

Surface brute totale dominée: 4100 ha

$K_s = 42.63xh^{0,1}$  [ $m^{1/3}/s$ ]

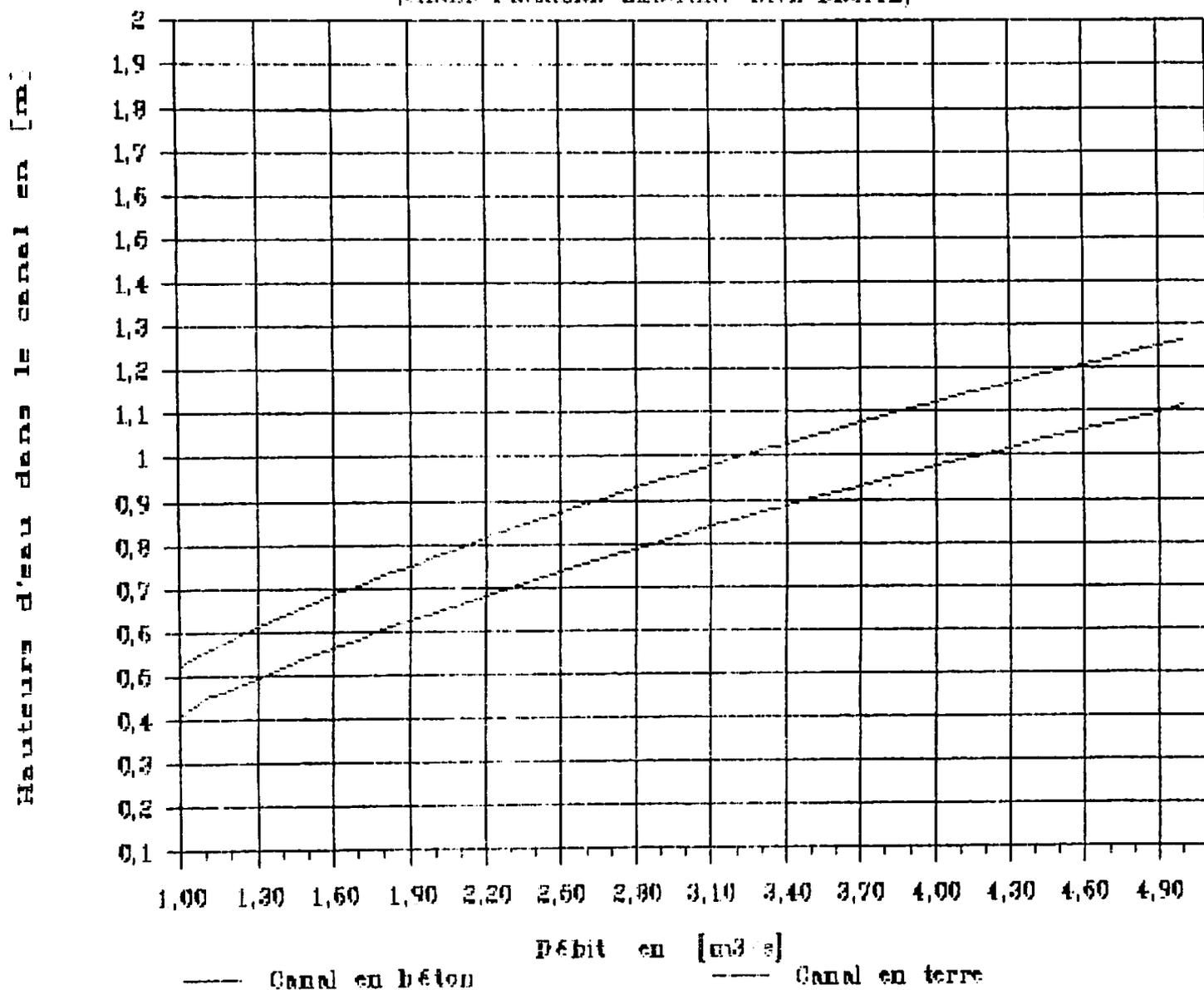
Débit fictif continu: 2.00 [ $l/s/ha$ ]

Nom canal	Surface brute [ha]	Débit [m <sup>3</sup> /s]	Pente berges [H/V]	n = b/h	Pente longit. [m/m]	Largeur Radier [m]	Hauteur d'eau h [m]	$R^{0.5} \cdot i$ [ $\times 10^{-4}$ ]
CS-1-1	545	1.09	1.50	2.80	0.000260	2.150	0.77	1.87
CS-1-2	200	0.40	1.00	2.10	0.000328	1.231	0.59	1.99
CS-1-3	400	0.80	1.00	2.60	0.000270	1.896	0.73	1.88
CS-1-4	300	0.60	1.00	2.60	0.000285	1.693	0.65	1.87
CS-1-5	275	0.55	1.00	2.50	0.000289	1.593	0.64	1.87
CS-1-6	180	0.36	1.00	2.10	0.000313	1.195	0.57	1.87
CS-2-1	200	0.40	1.00	2.10	0.000300	1.251	0.60	1.84
CS-2-2	150	0.30	1.00	2.00	0.000320	1.077	0.54	1.85
CS-2-3	125	0.25	1.00	1.90	0.000330	0.968	0.51	1.84
CS-2-4	275	0.55	1.00	2.50	0.000284	1.598	0.64	1.84
CS-2-5	125	0.25	1.00	1.80	0.000330	0.931	0.52	1.85
CS-2-6	125	0.25	1.00	1.80	0.000330	0.931	0.52	1.85
CS-2-7	100	0.20	1.00	1.70	0.000343	0.819	0.48	1.84
CS-3-1	150	0.30	1.00	1.90	0.000320	1.039	0.55	1.85
CS-3-2	190	0.38	1.00	2.10	0.000306	1.224	0.58	1.85
CS-3-3	240	0.48	1.00	2.30	0.000290	1.431	0.62	1.84
CS-3-4	115	0.23	1.00	1.70	0.000333	0.866	0.51	1.84
CS-3-5	185	0.37	1.00	2.10	0.000333	1.193	0.57	1.99
CS-3-6	220	0.44	1.00	2.20	0.000295	1.341	0.61	1.84

N.B. Toutes les valeurs de  $R^{0,5} \cdot i$  sont supérieures à celles des canaux primaires respectifs.

# COMPARAISON DES HAUTEURS D'EAU

(CANAL PRIMAIRE EXISTANT RIVE DROITE)







FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU CANAL PRINCIPAL EXISTANT RIVE DROITE

PROJET: Anambé date 05/05/93  
 Surface aménagée= 1400 ha, surface à aménager=1100 ha

=====  
 pente des berges 1.43 Ks=62.50 (prévu) 'béton'

Pente longitudinale 0.20 o/oo Ks=42.63\*h<sup>0,1</sup> 'terre'  
 Cote TN = 32,30

=====  
 =====

Débit en [m <sup>3</sup> /s]	Largeur Radier [m]	Hauteur 'béton' [m]	Hauteur 'terre' [m]	Cote PEN 'terre'	Coef.Ks 'béton' [m <sup>-1/3</sup> /s]	Coef.Ks 'terre' [m <sup>-1/3</sup> /s]	R <sup>0,5</sup> *i 'terre' [*10 <sup>-4</sup> ]
1.00	5.00	0.406	0.528	31.89	62.50	39.99	1.33
1.10	5.00	0.447	0.556	31.92	62.50	40.20	1.36
1.20	5.00	0.472	0.584	31.94	62.50	40.40	1.39
1.30	5.00	0.496	0.610	31.97	62.50	40.58	1.42
1.40	5.00	0.519	0.636	32.00	62.50	40.74	1.44
1.50	5.00	0.541	0.660	32.02	62.50	40.90	1.47
1.60	5.00	0.562	0.684	32.04	62.50	41.04	1.49
1.70	5.00	0.584	0.707	32.07	62.50	41.18	1.51
1.80	5.00	0.604	0.730	32.09	62.50	41.31	1.53
1.90	5.00	0.624	0.751	32.11	62.50	41.43	1.55
2.00	5.00	0.644	0.773	32.13	62.50	41.55	1.57
2.10	5.00	0.663	0.794	32.15	62.50	41.66	1.58
2.20	5.00	0.682	0.814	32.17	62.50	41.76	1.60
2.30	5.00	0.701	0.834	32.19	62.50	41.86	1.62
2.40	5.00	0.719	0.853	32.21	62.50	41.96	1.63
2.50	5.00	0.737	0.872	32.23	62.50	42.05	1.65
2.60	5.00	0.754	0.891	32.25	62.50	42.14	1.66
2.70	5.00	0.772	0.909	32.27	62.50	42.23	1.67
2.80	5.00	0.789	0.927	32.29	= Cote TN ==> Débordement		
2.90	5.00	0.805	0.945	32.31	62.50	42.39	1.70
3.00	5.00	0.822	0.963	32.32	62.50	42.47	1.71
3.10	5.00	0.838	0.980	32.34	62.50	42.54	1.73
3.20	5.00	0.854	0.997	32.36	62.50	42.62	1.74
3.30	5.00	0.870	1.013	32.37	62.50	42.69	1.75
3.40	5.00	0.886	1.029	32.39	62.50	42.75	1.76
3.50	5.00	0.901	1.046	32.41	62.50	42.82	1.77
3.60	5.00	0.916	1.061	32.42	62.50	42.88	1.78
3.70	5.00	0.931	1.077	32.44	62.50	42.95	1.79
3.80	5.00	0.946	1.092	32.45	62.50	43.01	1.80
3.90	5.00	0.961	1.108	32.47	62.50	43.07	1.81
4.00	5.00	0.976	1.123	32.48	62.50	43.13	1.82
4.10	5.00	0.990	1.138	32.50	62.50	43.18	1.83
4.20	5.00	1.004	1.152	32.51	62.50	43.24	1.84
4.30	5.00	1.018	1.167	32.53	62.50	43.29	1.85
4.40	5.00	1.032	1.181	32.54	62.50	43.35	1.86
4.50	5.00	1.046	1.195	32.56	62.50	43.40	1.87
4.60	5.00	1.059	1.209	32.57	62.50	43.45	1.88
4.70	5.00	1.073	1.223	32.58	62.50	43.50	1.89
4.80	5.00	1.086	1.237	32.60	62.50	43.55	1.90
4.90	5.00	1.099	1.250	32.61	62.50	43.59	1.90
5.00	5.00	1.113	1.264	32.62	62.50	43.64	1.91

Avec le débit de 3,6 m<sup>3</sup>/s, (ajout d'une pompe de 1,2 m<sup>3</sup>/s)  
 le plan PEN atteindra environ la cote TN+12 cm

## VII. ENVIRONNEMENT

### 7.1 Introduction

L'environnement global de la zone du Projet est caractérisé par un tassement général des isohyètes, suite à une longue période sécheresse, mais aussi par l'action néfaste de l'homme.

Cette situation se traduit par une baisse considérable de la ressource en eau de surface, et d'une dégradation du couvert végétal.

Le sud du Sénégal, autrefois considéré comme une réserve sûre en ressources ligneuses voit ses potentialités baisser de façon incontrôlable, du fait de l'action combinée de la sécheresse et de la demande.

C'est dans ce contexte environnemental défavorable que se réalisent les différentes phases du projet de mise en valeur de la vallée de l'Anambé.

### 7.2 - Le milieu naturel

#### 7.2.1 Les ressources en eau

Deux cours d'eau de taille moyenne constituent l'essentiel des ressources en eau de surface de la zone du projet. Ce sont :

- l'Anambé qui prend sa source au Sénégal, dans la partie occidentale du bassin versant concerné par le projet ;
- la Kayanga, nom local du Rio Géba, qui prend sa source vers la frontière Sénégal-Guinéenne.

Le volume des apports de ces cours d'eau traduit fidèlement les perturbations climatiques enregistrées ces dernières décennies dans les différents sous-bassins versants des unités hydrographiques. C'est ainsi que la pérennité de la Kayanga a été remise en cause, alors que l'Anambé a été réduit à un marigot d'importance locale.

Du point de vue hydrogéologique, les nappes suivantes ont été répertoriées dans le bassin versant de la Kayanga :

- l'aquifère superficiel : son toit est à moins de 20 mètres dans le voisinage des cours d'eau, à plus de 20 mètres ailleurs, mais n'atteint jamais 40 mètres en dessous du sol. Il connaît un sérieux problème d'alimentation du fait de la sécheresse prolongée et son niveau statique baisse.

- l'aquifère du Maestrichtien : son toit est situé entre 200 et 400 mètres selon l'endroit où on se situe dans le bassin versant du Projet ; il est interrompu par le Horst de Kounkané, qui annonce la proximité de la zone socle.

## VIII - TRANSFERT DES EAUX DU KOULOUNTOU VERS LA KAYANGA SUPERIEURE

### 8.1. Généralités

Pour augmenter les débits de la Kayanga, il est logique que l'on ait pensé à cette solution qui consiste à détourner une partie des apports du Koulountou vers la Kayanga. En effet le Koulountou est un cours d'eau voisin de la Kayanga et en plus il est le cours d'eau permanent le plus proche du bassin versant de la Kayanga.

La ligne de partage des eaux entre les bassins versants de la Kayanga (dans sa partie supérieure) et du Koulountou coïncide plus ou moins avec la route nationale Tambacounda-Kénéba-Kankoyama-Sambaïlo (Voir Annexe 8.1.).

Grâce à son orientation Nord-Sud, le cours principal du Koulountou longe cette route nationale à une distance de 10 Km. C'est à peu près la même distance par rapport à la ligne de partage des eaux.

Du point de vue cotes géodésiques, il existe une dénivellée de plusieurs dizaines de mètres (à peu près 50 mètres).

Deux options se présentent pour le transfert des eaux du Koulountou vers la Kayanga :

- soit par le creusement d'un tunnel
- soit par pompage.

Dans les deux cas il faut envisager la construction d'un petit barrage (seuil) sur le Koulountou afin d'accumuler un certain volume permettant le transfert permanent des eaux d'un axe hydraulique vers l'autre.

L'argument qui milite en faveur du transfert d'eau est qu'il s'agit de débits continus, mais relativement petits.

Les contraintes du transfert d'eau sont :

- une modification fondamentale du régime du Koulountou ;
- des conséquences inconnues (aval et amont) de ces modifications ; (encourager la pousse d'arbustes etc...)
- des coûts de construction élevés ;
- le pompage est cher ;
- nécessité de faire un (petit) barrage ou un seuil déversant ;

- les sites probables de prélèvement se situent à proximité des forêts classées, ce qui peut gêner celles-ci (impact sur l'environnement) ;
- le barrage ou l'ouvrage de contrôle d'eau aura une longueur élevée (Koulountou en méandres, zones de bas-fonds) ;
- il n'existe pas encore un schéma directeur des eaux du Koulountou, ce qui risque d'hypothéquer les développements futurs du bassin versant ;
- la technique de tunnelisation exigera une expertise expatriée spécialisée, donc des coûts élevés ; du point de vue géotechnique cette option est quasiment impossible ;
- les pertes d'eau au cours de l'acheminement dans la partie supérieure de Kayanga seront très élevées (la distance à parcourir est environ 30 kilomètres).

Sur le plan technique, il est très possible d'envisager le détournement d'une partie des débits du Koulountou vers la Kayanga. Cependant une telle entreprise doit être précédée d'une étude détaillée sur :

- les contraintes du site
- les gabarits des équipements
- le choix du mode de fonctionnement

Une étude de tous ces aspects sort du cadre du présent contrat.

Le Consultant estime cependant, qu'il est tout à fait utile de procéder à des investigations devant permettre d'établir la faisabilité économique ou non de ce transfert de ressources, ne serait-ce que pour voir s'il est envisageable, en cas de sécheresse prolongée, de renforcer les apports de la Kayanga et de l'Anambé.

Avant de décider de la viabilité du transfert des eaux du Koulountou vers la Kayanga supérieure, il est indispensable d'étudier les cinq aspects suivants :

- les contraintes du site ;
- les possibilités des machines ;
- la disposition générale des ouvrages ;
- la disposition détaillée des ouvrages et des appareillages
- le choix du mode de fonctionnement .

## 8.2 Contraintes du site

La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux besoins à satisfaire d'une part, et à la ressource en eau d'autre part.

Puisque le Koulountou draine une superficie relativement grande et présente des méandres, il faut connaître parfaitement son régime hydraulique, d'un mois à l'autre : les plus basses eaux, les plus hautes eaux et notamment le débit solide.

Les débits pompés seront d'une taille importante et pour cela il faut rechercher les sols de fondation de bonne quantité pour construire la salle de pompage. Une étude géotechnique et géomécanique sera indispensable.

L'évolution des débits pompés ira en croissant et il faut déjà penser à une extension future.

A l'aide des cartes anciennes et récentes de photos aériennes et complétées par les images de télédétection, il est possible de définir les tronçons du fleuve Koulountou dont le tracé est stable. En plus des reconnaissances des cours d'eau (en pirogue), l'observation de l'âge et de l'état de la végétation, du modèle des berges, des affleurements sur les berges, l'étude des cartes géologiques permettront de définir la stabilité du tracé.

La stabilité du site est aussi importante pour mieux asseoir le barrage-seuil.

Il est nécessaire que la rivière soit assez profonde au droit du site pour garantir une bonne alimentation même en étiage. La connaissance des fonds résulte de levées topographiques (bathymétriques) et de l'étude hydrométrique.

La réalisation d'un barrage réservoir dans un fleuve pérenne comme le Koulountou qui supprime le débit solide, peut se traduire par une érosion accrue en aval (risques d'éboulement des berges...).

Le Koulountou présente un lit sinueux et pour cela l'écoulement se localise tantôt sur un bord du lit principal, tantôt sur l'autre. Dans un chenal courbé, la force centrifuge entraîne un rehaussement de la surface libre à l'extérieur du méandre, il résulte une composante transversale pour la vitesse. Un courant d'eau hélicoïdal s'établit qui va de l'extérieur (du méandre) à l'intérieur au fond, et ensuite de l'intérieur à l'extérieur en surface ; c'est ce phénomène qui explique l'affouillement à l'extérieur des méandres et l'engravement à l'intérieur de ceux-ci. Une station établie à l'extérieur d'un méandre aura une entrée nettoyée en permanence par la capacité d'érosion de la rivière. La station sera alimentée en surface par de l'eau peu chargée en apport solide.

Une étude plus détaillée de l'hydraulique fluviale amène à choisir l'entrée des méandres comme site privilégié. A l'aval de ceux-ci les affouillements sont souvent trop importants.

Une station doit être placée en amont des confluent.

En effet, la non-simultanéité des crues des affluents et de la rivière principale entraîne des dépôts à l'aval des confluent ; Les prises d'eau s'ensavent par conséquence.

La station de pompage doit être accessible pour sa construction, sa maintenance, son entretien et sa gestion.

Un accès routier au gabarit nécessaire doit être ménagé hors d'eau. Un accès à la prise pour engins mécaniques (voir l'exemple de accès à la station de pompage rive droite) est souvent utile pour l'entretien.

L'accès de l'énergie (électricité ou gazole) au site doit être prévu.

L'implantation des stations de pompage au bord des fleuves importants entraîne souvent la pollution du milieu aquatique (déchets de gazole etc.).

Pour assurer une alimentation normale de la station de pompage, il faut que la profondeur d'eau à l'étiage soit suffisante.

La situation des ouvrages de prise par rapport au niveau de crue doit être prise en compte pour permettre les travaux en toutes saisons et assurer le fonctionnement des ouvrages.

La "crue de chantier" contre laquelle l'entrepreneur doit se prémunir doit être définie.

D'une manière générale, on construit les stations de pompage au-dessus des Plus Hautes Eaux. Il en résulte parfois des dispositions coûteuses. L'étude des conditions imposées par les crues permet souvent de réduire le coût.

Dans certains cas on peut envisager de ne protéger la station que contre un risque limité (décennale ou cinquantennale par exemple). Pour cela on doit disposer d'une étude fréquentielle des hautes eaux (voir Annexe 8.2.).

### 8.3. Possibilités des machines

D'une façon générale, trois possibilités sont à envisager :

- station de pompage mobiles
- crépine flottante
- station flottante

Les problèmes que posent la définition des stations de pompage sont largement conditionnés par le choix des machines hydrauliques qui répondent à la fonction et aux conditions de service imposées. Le choix d'un modèle de pompe dépend d'abord du débit retenu pour la station, du nombre de groupes choisi et de la hauteur de refoulement arrêtée.

On peut ensuite tenir compte de l'agencement du groupe motopompe :

- groupes à ligne d'arbre verticale
- groupe immergés de forage
- groupe immergés d'épuisement
- groupe immergés d'exhaure.

Pour le débit visé, on tombera sur le type de pompe centrifuge double corps ou héliée (débit de 1 m<sup>3</sup>/s à 10 m<sup>3</sup>/s).

#### 8.4 Dispositions Générales

Les dispositions générales d'une station de pompage sont conditionnées par le parti adopté pour l'ouvrage de prise. Ce parti est fonction du site et de la sécurité recherchée. Six solutions principales peuvent être identifiées :

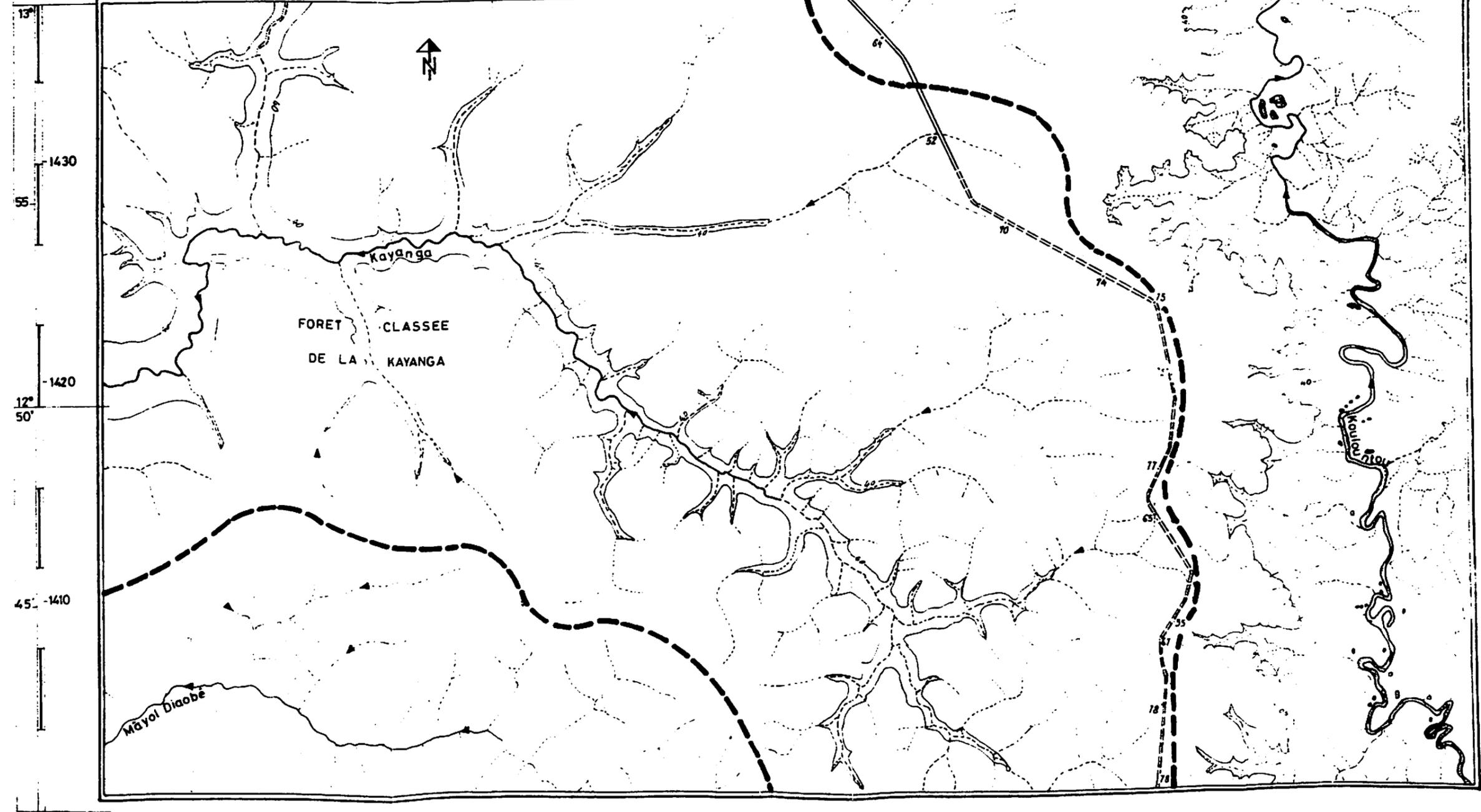
- a) en charge (la plus souhaitable si elle est possible)
- b) en aspiration (disposition courante pour les groupes motopompes)
- c) en tour (disposition classique qui convient aux débits importants et à des conditions de sécurité élevée)
- d) en estacade (disposition relativement rare)
- e) d'exhaure et de reprise (plutôt pour les installations de chantier)
- f) flottante (cette disposition correspond à des écoulements lents dans le fleuve où le marnage est important).

Voir Annexes 8.3, 8.4 et 8.5.

# YOUKOUNKOUN

14° 55' 13° 50' 45' 13° 40' 35' 13° 30'  
 610 620 630 640 650 660 670

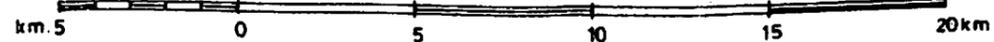
EXTRAIT DE LA CARTE DE L'AFRIQUE DE L'OUEST AU 1/200 000 - FEUILLE ND-28-V deuxième édition Mars 1972



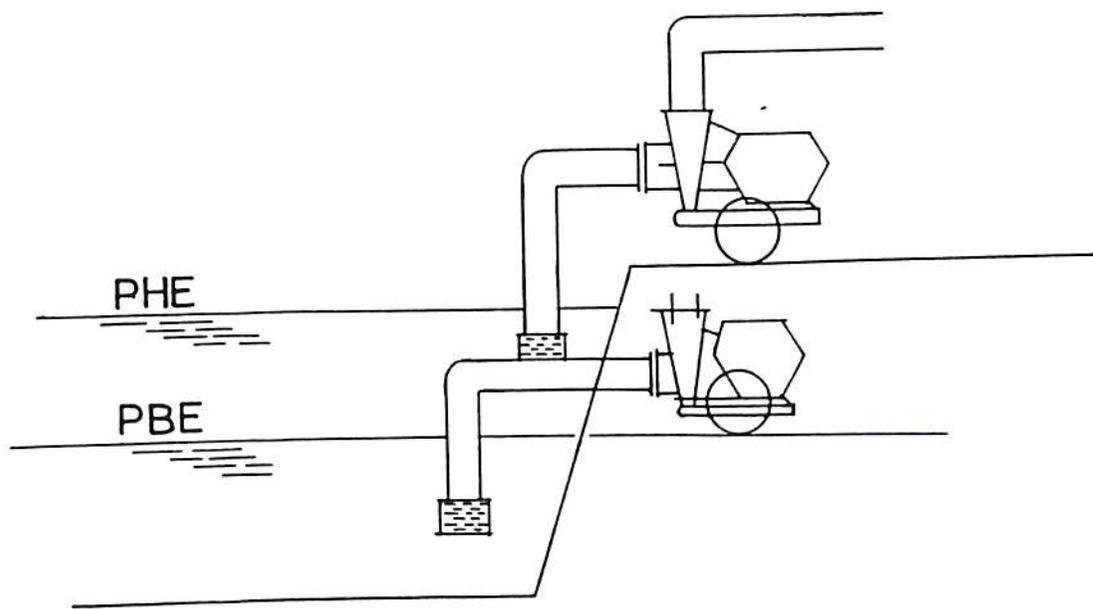
## LEGENDE

- Courbes de niveaux cote 40
- Piste
- Route
- Limite du Bassin versant
- Cours d'eau

Echelle 1/200 000



ECHELLE	DATE	VISA	ANNEE
1/200 000	09/04/93	<i>[Signature]</i>	8.1



ECHELLE:

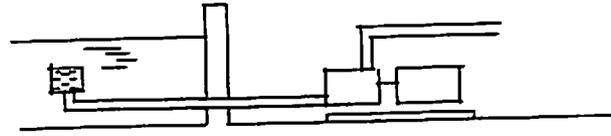
DATE: AVRIL 1993

VISA:

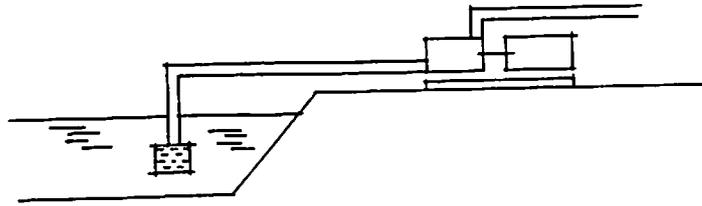
ANNEXE: 8.2

# DISPOSITIONS GENERALES DES STATIONS DE POMPAGE

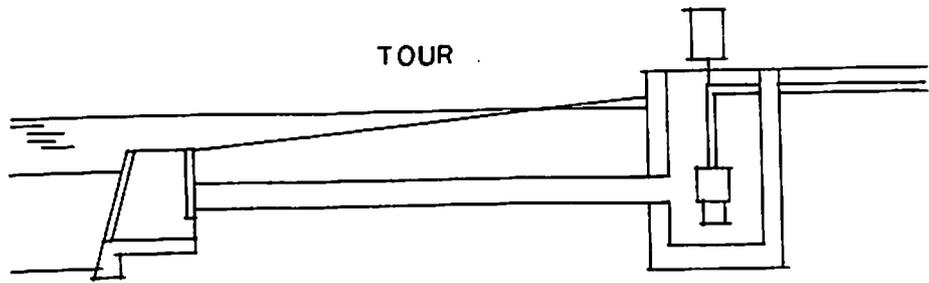
EN CHARGE



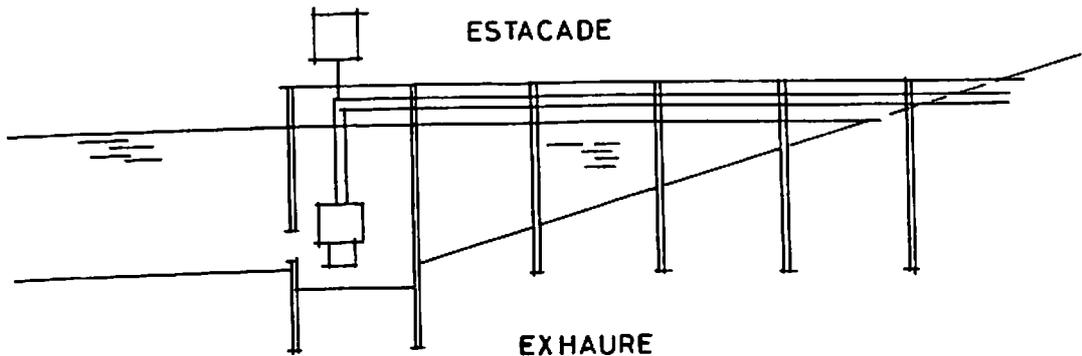
EN ASPIRATION



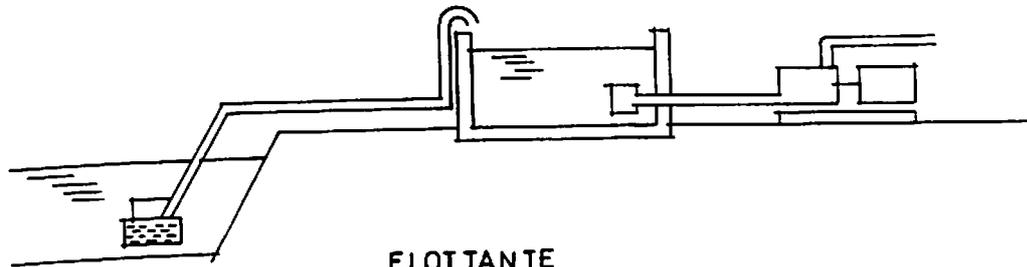
TOUR



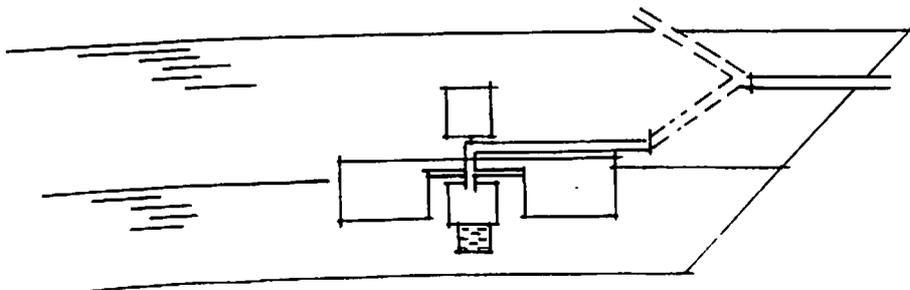
ESTACADE



EXHAURE



FLOTTANTE



ECHELLE

DATE: AVRIL 1993

VISA

ANNEXE 8.3

### Choix des dispositions générales

Le choix des dispositions générales d'une station de pompage peut être basé sur le tableau ci-après qui indique approximativement la zone de validité de chaque disposition.

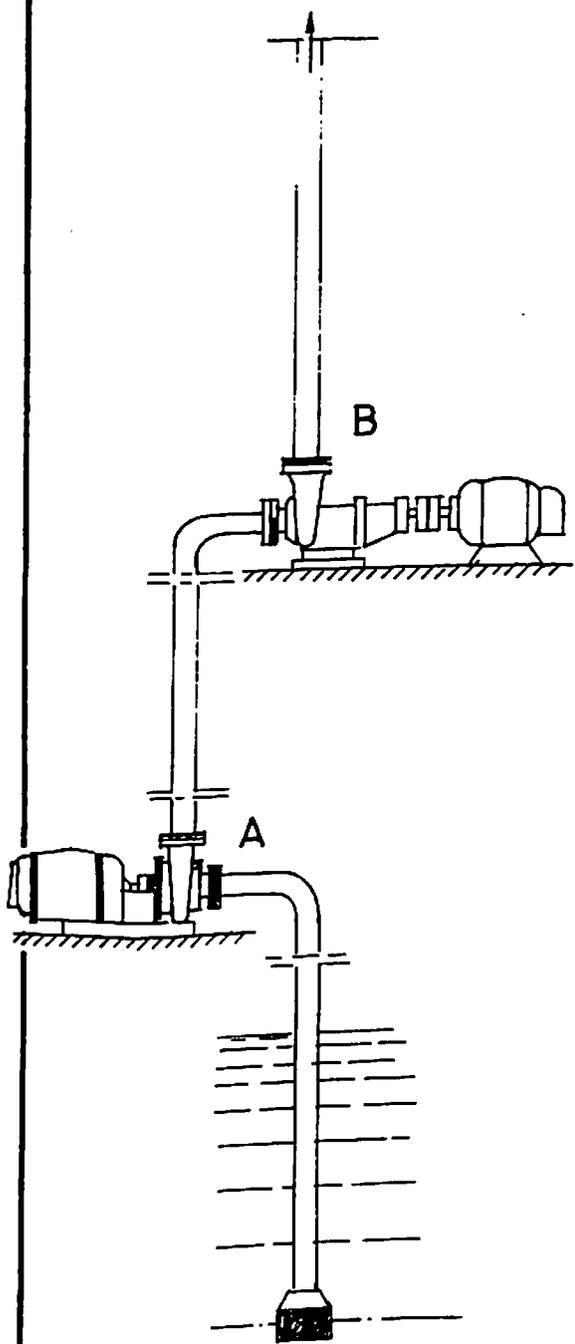
Marnage (mètres) :	0 - 2	2 - 5	5 - 10	> 10
Disposition en charge	—————			
en aspiration	—————			
Tour	—————			
Estacade	- - - - -			
Exhaure reprise	- - - - -			
Flottante	- - - - -			

Vitesse rivière (m/s)	0 - 0,5	0,5 - 1	1 - 2	> 2
Disposition en charge	—————			
en aspiration	—————			
Tour	—————			
Estacade	- - - - -			
Exhaure reprise	- - - - -			
Flottante	- - - - -			

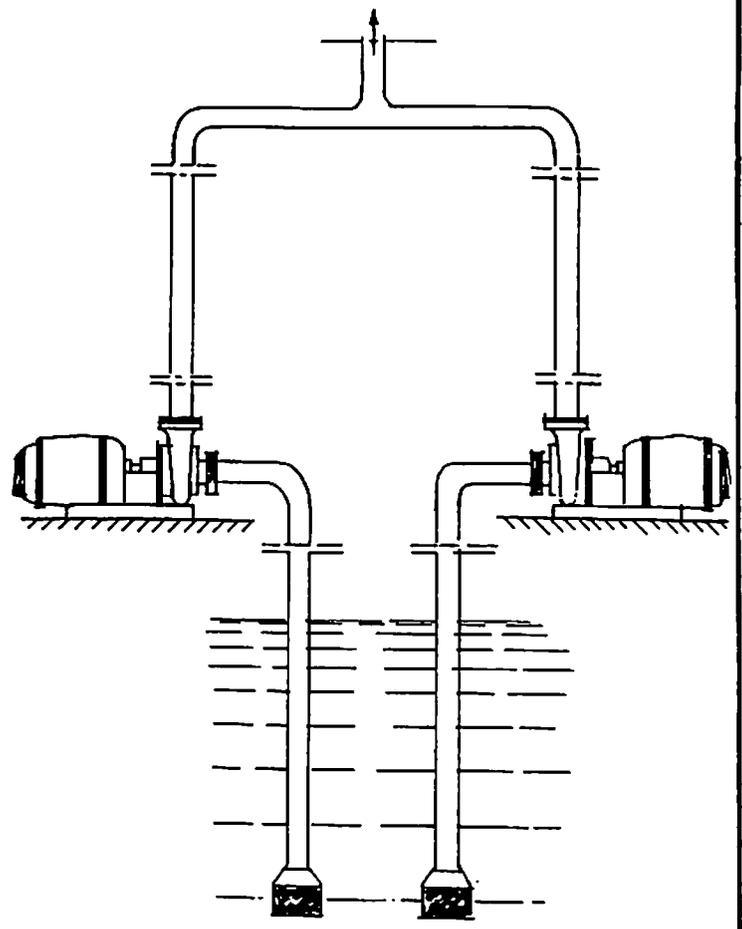
	Transport solide	graviers	Sables	Feuilles	Corps flottants
Disposition en charge	- - - - -				
en aspiration	- - - - -				
Tour	—————				
Estacade	- - - - -				
Exhaure reprise	- - - - -				
Flottante	- - - - -				

Site	Très exposé	Exposé	Peu exposé	Sûr
Disposition en charge	- - - - -			
en aspiration	- - - - -			
Tour	—————			
Estacade	- - - - -			
Exhaure reprise	- - - - -			
Flottante	- - - - -			

Fondation :	Roche	Alluvions franches	Sables	Vases
Disposition en charge	—————			
en aspiration	—————			
Tour	- - - - -			
Estacade	- - - - -			
Exhaure reprise	- - - - -			
Flottante	- - - - -			



Pompes montées en série



Pompes montées en parallèle

### 8.5 Définition des ouvrages et des appareillages

Les fonctions principales de la station de pompage sont :

- prise d'eau
- pompage
- contrôle
- énergie

L'analyse de ces fonctions principales permet de définir rationnellement les ouvrages et les appareillages adaptés.

Les ouvrages se regroupent normalement comme suit :

- un ouvrage de prise : entrée, fermeture, prétraitement ;
- une salle des pompes ;
- une salle des appareillages hydrauliques : clapets, vannes, compteurs, tuyauterie ;
- une salle des appareillages électriques.

Une telle station disposée facilitera la mise en oeuvre rapide des travaux et leur réalisation par tranches successives.

### 8.6 Mode du fonctionnement

Les stations de pompage peuvent fonctionner suivant deux types de marche :

- marche industrielle (commande manuelle - commande par l'amont) ; le responsable met en route, arrête la station et règle son fonctionnement, c'est-à-dire qu'il fixe le nombre de groupe en service simultané pour correspondre au débit nécessaire ;
- marche automatique (commande avec régulation - commande par l'aval) ;

La station est équipée d'un dispositif de régulation qui lui permet de se mettre en route, de régler sa marche et de s'arrêter en fonction de la "demande" du réseau, dans lequel les utilisateurs sont libres de l'usage qu'ils font des appareils de distribution ; la commande des groupes est automatique et s'ajuste au débit demandé ; c'est la marche habituelle des grands réseaux d'alimentation en eau et d'irrigation.

### 8.7 Conclusions

De ce qui précède, on peut conclure que des études de reconnaissance et recueil des données de base doivent être fait avant de décider sur cette option du transfert des eaux du Koulountou vers la Kayanga supérieure.