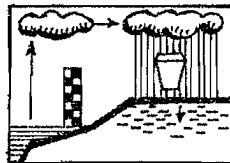


REPUBLIQUE DE  
HAUTE-VOLTA

CENTRE ORSTOM DE OUAGADOUGOU  
Section d'Hydrologie



## ROUTE OUAGADOUGOU-KAYA

ETUDE HYDROLOGIQUE  
DES PRINCIPAUX  
FRANCHISSEMENTS



J. CLAUDE

Hydrologue à l'ORSTOM

ROUTE OUAGADOUGOU - KAYA - DORI

=====

ETUDE HYDROLOGIQUE

=====

Franchissement par la route de l'exutoire  
de quatre bassins versants de plus de 1000 Km<sup>2</sup>

par J. CLAUDE  
Hydrologue à l'ORSTOM

-----

JUIN 1979

S O M M A I R E

-----

	<u>Page</u>
AVANT PROPOS	
INTRODUCTION	1
I - LE CLIMAT - LA PLUVIOMETRIE	2
Vents	
Température - Humidité	
Evaporation	
Précipitations	
II - Le MASSILI à LUMBILA	6
Le bassin versant du Massili à Lumbila	
Estimation des débits de crues exceptionnelles	
Ouvrages à prévoir	
III - La VOLTA BLANCHE à BISSIGA	11
Le bassin versant de la Volta Blanche à Bissiga.	
Les données hydrologiques	
Estimation des crues exceptionnelles	
Ouvrages à prévoir	
IV - La GWAYA à TOUGOURI	18
Le bassin versant de la Gwaya	
Données disponibles - estimation des crues	
Ouvrages à prévoir	
Franchissements de OUANOBI et KOSSONKORE	
V - La WANGA à YALOGHO	28
Le bassin versant de la WANGA	
Estimation des crues exceptionnelles	
Ouvrages à prévoir	

## AVANT PROPOS

-----

Effectuant pour le Ministère des Travaux Publics des Transports et de l'Urbanisme l'étude de la route OUAGADOUGOU - KAYA - DORI, le bureau d'Ingénieurs Conseils EUROPROGETTI a demandé à l'ORSTOM par lettre du 24 Avril 1979 d'effectuer l'étude hydrologique des principaux bassins versants traversés par cet axe routier.

La Direction Générale de l'ORSTOM ayant confirmé son accord par lettre du 7 Mai 1979; la section Hydrologique du Centre ORSTOM de Ouagadougou a été chargée d'effectuer cette étude qui fait l'objet du présent rapport.

Il s'agit principalement d'évaluer les débits de crue de fréquence rare et de donner des indications pour le dimensionnement des ouvrages d'art à prévoir au franchissement de quatre cours d'eau importants ( Massili, Volta Blanche, Gwaya et Wanga).

## INTRODUCTION

La route OUAGADOUGOU - KAYA - DORI, suit sur 265 Km, une direction Nord Est avec un ample crochet entre Korsimoro et Pissila qui lui permet de desservir KAYA.

Elle quitte le plateau central Mossi vers Tougouri et aboutit aux limites du Sahel et du Liptako à DORI. Toutes les régions traversées sont très plates, la route est située entièrement entre les courbes de niveau 260 et 300 m., les seules déclivités notables se situant dans la zone des collines entre KORSIMORO et BOUSSOUMA (Km 70 à 80) et entre BANI et BAMGA (Km 230 à 245).

Cette route coupe quatre cours d'eau dont le bassin versant dépasse 1000 Km<sup>2</sup> et qui font l'objet de cette étude. Tous les autres cours d'eau rencontrés sont situés à l'amont de bassins versants affluents et aucun de ces bassins ne dépasse 200 Km<sup>2</sup> sauf deux affluents de la GWAYA dont nous reparlerons.

Les calculs hydrologiques pour les petits bassins versants peuvent donc être menés par la méthode préconisée par MM. RODIER et AUVRAY, qui est désormais classique, et en utilisant les données disponibles pour la région.

Les quatre rivières dont nous étudierons le franchissement ici sont :

- le MASSILI au barrage de LUMBILA
- la VOLTA BLANCHE à BISSIGA
- la GWAYA à TOUGOURI
- la WANGA ( ou FAGA) à YALOGHO.

Les quatre bassins versants de ces rivières sont situés au Nord Ouest de la route et remontent jusqu'à des régions nettement sahéliennes.

Après une brève description des caractéristiques climatiques et principalement pluviométriques de la région, nous étudierons séparément pour chaque bassin les crues exceptionnelles en fonction des données disponibles, nous donnerons des indications sur les ouvrages à prévoir pour évacuer les débits maximums envisagés.

.../...

## I - LE CLIMAT - LA PLUVIOMETRIE

La région qui nous intéresse est située entre les parallèles 12° 25' N et 14° 10' N et les méridiens 0° et 2° 30' W.

Le climat est de type Nord soudanien à soudano sahélien, c'est-à-dire qu'il est caractérisé par l'alternance d'une saison sèche prolongée d'Octobre à Mai et une saison des pluies d'autant plus courte et peu abondante que l'on remonte vers le Nord (Mai Juin à fin Septembre).

Le régime des précipitations est commandé par les déplacements du Front intertropical (F.I.T) qui est la ligne de contact entre les masses d'air chaud et sec continentales venant du Nord Est (Harmattan) et d'air équatorial humide venant du Sud Ouest (Mousson). Les différents facteurs climatiques sont aussi conditionnés par cette alternance.

### - LES VENTS :

Leur répartition est très régulière d'une année à l'autre. En saison sèche ce sont les vents de Nord Est à Nord qui prédominent souvent accompagnés de brume sèche. En saison des pluies on a essentiellement des vents du secteur Sud Ouest. Les périodes de transition entre ces deux régimes sont très courtes. D'une façon générale ces vents ne sont pas violents et leur vitesse est de 2 à 5 m/s. Les tornades de début de saison des pluies, peuvent par contre être accompagnées de coups de vent extrêmement violents.

### - TEMPERATURE - HUMIDITE :

Ces paramètres suivent aussi les variations des saisons, il fait frais et sec en saison sèche, humide et chaud en Mai Juin, humide et plus frais au cours de la saison des pluies ce qui est montré par le tableau ci-dessous :

.../...

	OUAGADOUGOU		DORI	
	Température moyenne ° C	Humidité relative %	Température moyenne ° C	Humidité relative %
Janvier	25,1	28	23,4	27
Février	27,8	17	26,4	23
Mars	30,9	23	29,8	22
Avril	32,3	34	32,9	23
Mai	31,3	48	33,9	35
Juin	28,7	62	31,7	48
Juillet	27,0	73	29,1	69
Août	26,1	76	27,7	75
Septembre	26,7	77	28,7	75
Octobre	28,9	60	30,4	51
Novembre	27,9	40	27,6	31
Décembre	25,7	31	24,4	31

L'EVAPORATION :

Déficit de saturation de l'air, ensoleillement constant et vent fréquent provoquent une forte évaporation, particulièrement en saison sèche ce qui entraîne des pertes d'eau considérables dans les retenues de barrages en général peu profondes et très étendues.

L'évaporation sur nappe d'eau libre déduite de l'évaporation mesurée du Bac Colorado, peut-être estimée à 2200 mm dans la région de Ouagadougou et 2900 mm dans la région de Dori.

Un certain nombre d'études fournissent des données assez détaillées sur ces valeurs de l'évaporation ainsi que de l'évapotranspiration potentielle, mais elles n'ont qu'un intérêt relatif pour le présent rapport.

.../...

LES PRECIPITATIONS :

Les précipitations sont limitées à cinq mois dans l'année (Mai à Septembre) mais elles sont très irrégulières dans le temps et dans l'espace.

La pluviométrie moyenne annuelle décroît du Sud vers le Nord, les isohyètes étant légèrement inclinés sur les parallèles (voir carte N° 1).

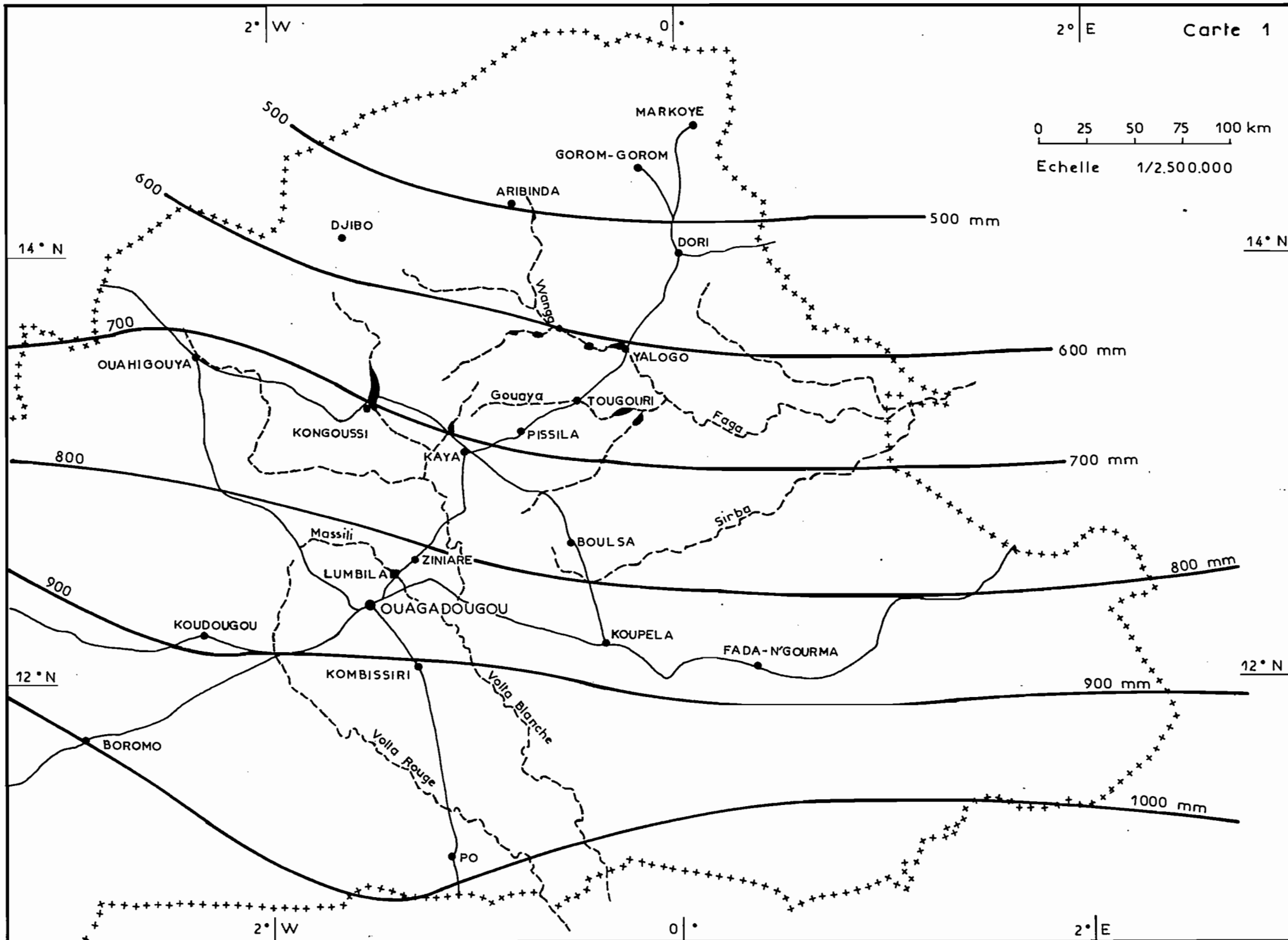
La pluviométrie moyenne à Ouagadougou est de 870 mm elle n'est plus que de 540 mm à Dori et 705 à Kaya. La répartition mensuelle des pluies est centrée sur le mois d'Août qui reçoit 30 à 35 % des pluies annuelles alors que la période Juin Septembre cumule 90 % du total annuel.

Il est intéressant de connaître les hauteurs journalières de pluie maximales auxquelles on peut s'attendre car se sont elles qui conditionnent les plus forts écoulements. Pour cela nous utiliserons l'étude de Y. BRUNET-MORET sur les averse exceptionnelles en Afrique Occidentale qui fait autorité bien que datant de 1963. Nous avons donc résumé dans le tableau ci-dessous les valeurs caractérisant le mieux le régime pluviométrique à différentes stations situées dans la zone étudiée ou à proximité.

Caractéristiques du régime des précipitations

Station pluie tot. annuel.	OUAGA V.	KAYA	KOUEPELA	DORI	DJIBO
	en mm.				
P. moy. annuel	868	716	824	538	547
P. médiane	867	710	839	534	546
P. dec. sèche	712	568	694,7	391	371
P. dec. humi.	1023	868	991	675	734
P. max. jour. de fréquence	en mm.				
Annuelle	61,5	52,8	63,7	50,0	59,4
1/ 2 ans	74,0	63,0	77,8	59,3	72,8
1/ 5 ans	92,0	77,4	98,6	72,4	92,3
1/10 ans	107,2	89,1	115,9	83,2	108,6





Le service météorologique national possède les originaux de tous les relevés de pluviométrie journalière aux postes du réseau. Ils peuvent y être consultés pour la période 1965 - 1978. Pour la période antécédente on aura intérêt à utiliser la publication faite par l'ORSTOM pour le compte du C I E H :

" Précipitations journalières de l'origine des stations à 1965 ".

.../...

## II - LE MASSILI à LUMBILA

Le Massili est le premier cours d'eau important que croise la route Ouagadougou/Kaya au PK 20 où est situé le barrage de LUMBILA qui assure une grande partie de l'alimentation en eau de la ville de Ouagadougou.

### 1 - Le bassin versant du Massili à Lumbila :

Le Massili est un affluent rive droite de la Volta Blanche. A la station de Lumbila son bassin versant est de : 2120 Km<sup>2</sup>. Son périmètre est de 188 Km, et le coefficient de compacité  $K_c = 1,15$ . Ce qui traduit une forme assez compacte.

Il s'étend au Nord de Ouagadougou entièrement sur un substratum imperméable/granitogneiss précambriens, recouvert d'une épaisse couche d'altération latéritique. Le relief est très peu marqué, la pente moyenne ne dépasse pas 1 ‰.

Les sols sont du type ferrugineux tropicaux lessivés; ils sont argileux et peu perméables ce qui favorise le ruissellement des eaux de pluie; mais les cours d'eau qui drainent ces surfaces sont fort dégradés et de très faible pente ils s'étalent en zones d'inondations et mares qui amortissent sensiblement les écoulements. Le chevelu hydrographique est assez bien structuré et dense. Il faut noter la présence de deux petites retenues sur les deux principaux tributaires du Massili, l'une à PABRE en rive droite, l'autre à DONSE en rive gauche. De nombreuses très petites retenues villageoises se rencontrent sur tout le bassin versant qui est très peuplé et très cultivé, dont l'effet est d'augmenter encore le ralentissement et l'amortissement des ruissellements.

### 2 - Estimation des débits de crues exceptionnelles :

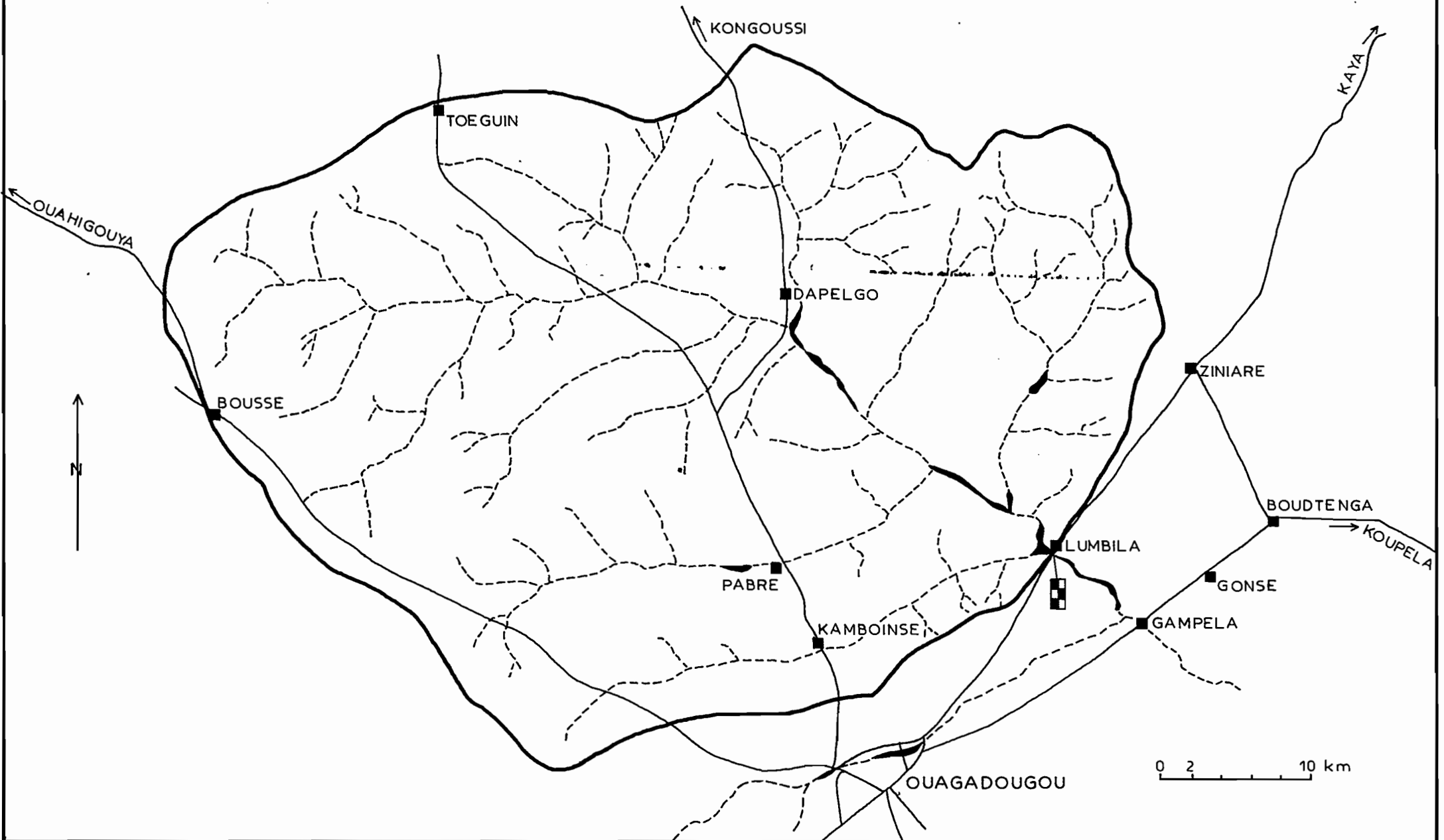
Au droit du franchissement le Massili est barré par une digue qui existait déjà en 1956 et qui a été reconstruite, rehaussée et aménagée en 1970 pour servir à l'alimentation en eau de Ouagadougou.

Cette station du Massili à Lumbila a déjà fait l'objet de plusieurs études : en particulier

- Etude hydrologique des bassins versants de la région de Ouagadougou (ORSTOM 1963).
- Alimentation en eau de la ville de Ouagadougou à partir du PK 20 (SOGETHA 1967).
- Ligne ferroviaire Ouagadougou/Tamabao. Etude hydrologique (BCEOM 1975).

.../...

B V DU MASSILI A LUMBILA



0 2 10 km

Les deux dernières études s'appuient dans leurs estimations sur les mesures faites à l'occasion de la première et l'on retrouve à peu près les mêmes chiffres pour les débits maximums de crues exceptionnelles.

! Estimation de !	! Période de retour !			
	! 1/ 2 ans !	! 1/10 ans !	! 1/50 ans !	! 1/100 ans !
! ORSTOM 1963 !	! 100 !	! 280 !	! - !	! - !
! SOGETHA !	! 100 !	! 280 !	! - !	! 560 !
! BCEOM !	! 50 !	! 230 !	! 430 !	! 520 !

L'étude ORSTOM donne une estimation de la crue décennale à partir de la construction d'un hydrogramme synthétique et de l'étude statistique des pluies moyennes sur le bassin versant.

La SOGETHA reprend les chiffres ORSTOM et estime la crue centennale en multipliant par 2 la crue décennale ce qui est peut être un peu exagéré ici.

Le BCEOM se base sur l'ajustement d'une loi de Gumbel à une série de 6 valeurs annuelles, ce qui est assez imprécis pour les fréquences élevées.

Compte tenu des crues observées en 1961 (169 m3/s) et en 1974 (environ 250 m3/s) nous retiendrons une valeur assez élevée pour la crue exceptionnelle à prendre en compte, ceci parce que les conditions de ruissellement sur le bassin versant en milieu de saison des pluies peuvent être très favorables (mares et retenues déjà pleines, sols saturés).

Nous retiendrons donc un débit de crue exceptionnelle.

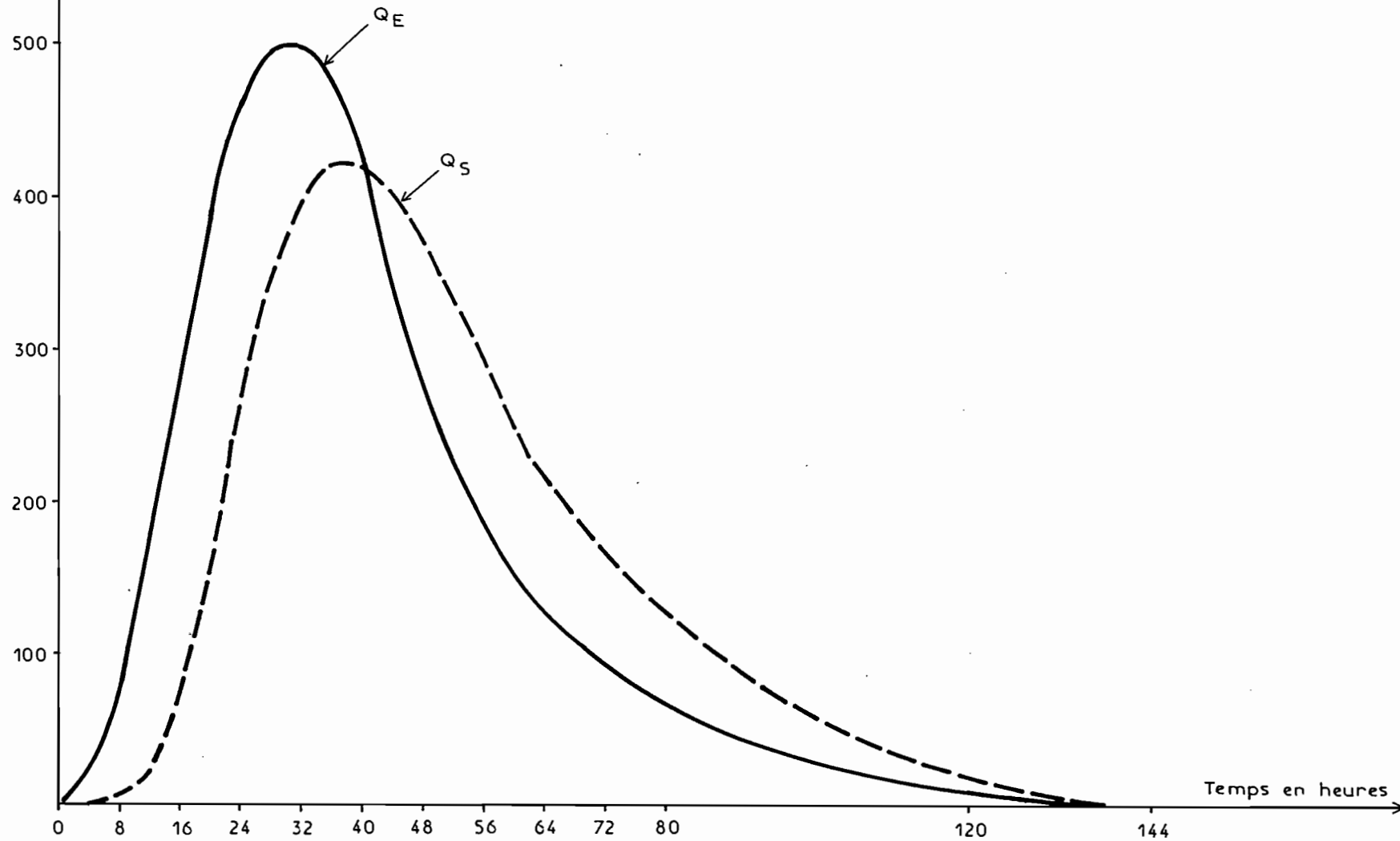
$$Q \text{ max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit correspond à la crue naturelle entrant dans le barrage pour laquelle nous adopterons la forme de l'hydrogramme synthétique donné dans le rapport ORSTOM et que nous reproduisons fig. N° 1.

.../...

## LE MASSILI A LUMBILA

Amortissement de la crue exceptionnelle  
dans la retenue du P.K.20



Cette crue subit un laminage dans la retenue, que nous allons évaluer.

Nous supposons dans le cas le plus défavorable que la retenue est pleine au moment ou arrive la crue.

L'eau est à la côte 278,20 m seuil du déversoir semi circulaire qui peut évacuer un débit  $Q_{max} = 35 \text{ m}^3/\text{s}$  avant que le seuil déversant calé à 278,80 m et mesurant 260 m de long n'entre en fonction.

On exprime le fait que la différence entre le débit entrant et le débit de sortie correspond au stockage dans la retenue pendant un temps  $\Delta t$ .

$$Q_E - Q_S = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

$$\text{soit : } (Q_E - Q_S) \times \Delta t = S \times \Delta H$$

on évalue  $S \times \Delta H$  à partir de la courbe de remplissage et des surfaces noyées de la retenue (fig. N° 2).

En prenant un pas de temps

$$Q_S = 0 \text{ pour } T = 0 \text{ et un pas de temps } \Delta t = 2 \text{ h.}$$

on calcule de proche en proche  $\Delta H$  puis  $Q_S$  qui permet de tracer l'hydrogramme de la crue à la sortie du barrage.

Pour calculer  $Q_S$  on utilise la formule du déversoir à seuil épais,

$$\text{(d'après Lencastre) } Q_S = L \times \mu \times \sqrt{2g} \cdot H^3 \text{ avec ici } \mu = 0,385 \text{ et } L = 260 \text{ m}$$

On constate que l'amortissement est faible puisque  $Q_S \text{ max} = 427 \text{ m}^3/\text{s}$ , la retenue ayant surtout pour effet de retarder la crue.

Pour garantir la sauvegarde de la route qui doit passer à l'aval du barrage, il faut donc prévoir l'évacuation d'un débit :

$$\underline{Q_S = 427 \text{ m}^3/\text{s}}$$

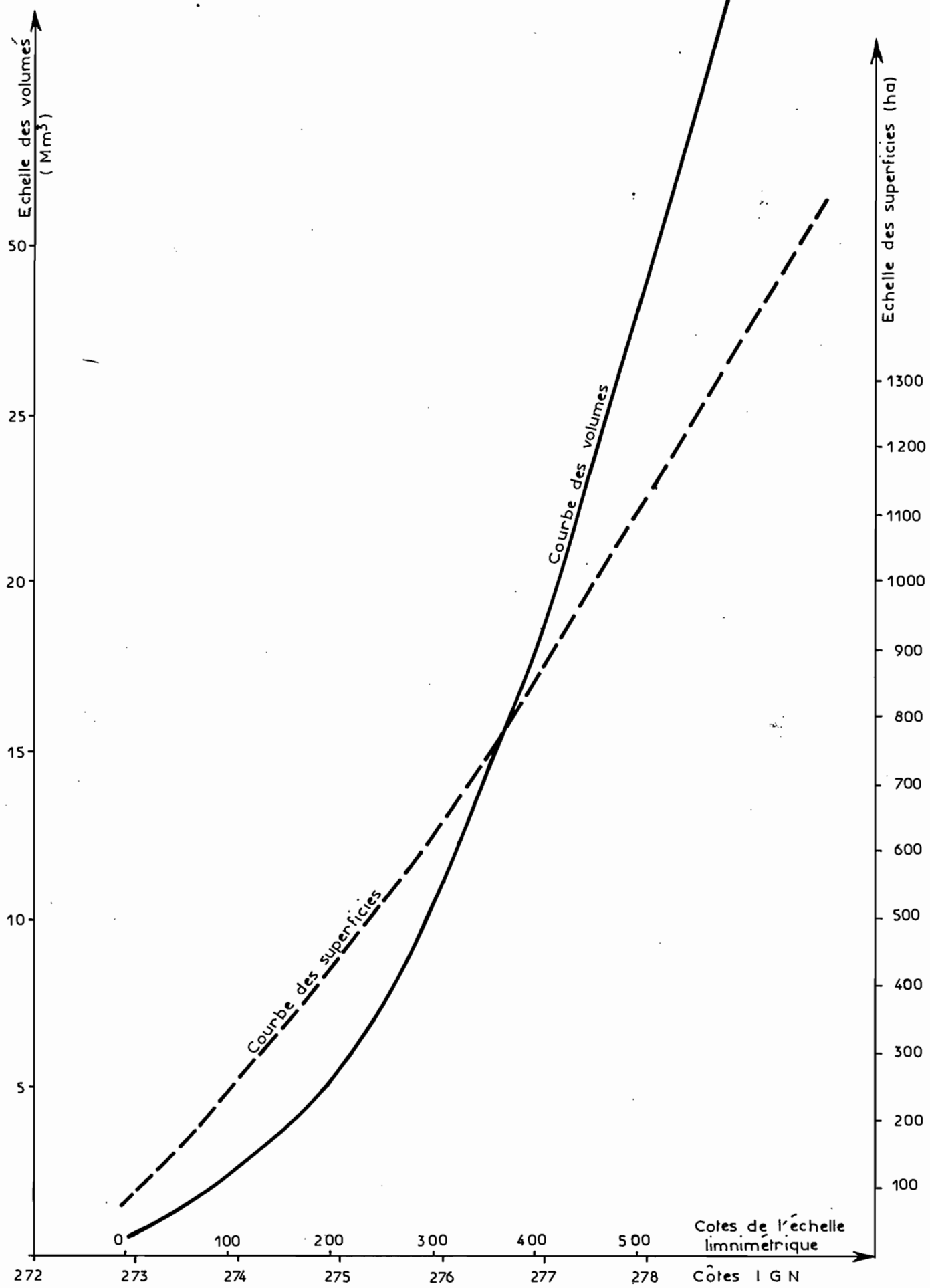
### 3 - Ouvrages à prévoir - dimensionnement

Sur le tracé prévu la route coupera :

- l'ancien lit du Massili par où transite un très faible débit correspondant aux fuites et aux rejets de la station de pompage.

MASSILI A LUMBILA

CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE DU P.K. 20





- le canal évacuateur du déversoir semi circulaire qui passe sous le radier,
- la zone d'étalement des eaux passant sur le seuil déversant qui rejoignent ensuite le canal et le lit du Massili par la rive gauche.

La majeure partie du débit s'écoulera dans le canal d'évacuation trapézoïdal.

Au niveau du passage de la route ce canal a une largeur au plafond de 16 m, une profondeur d'écoulement de 3,20 m. et une largeur au miroir de 30 m.

La pente du fond du canal est de 2 ‰ à partir de l'aval du radier actuel.

On utilise la formule de Mannig Strickler pour obtenir le débit dans le canal coulant à pleins bords :

$$Q = k \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

où S = section mouillée  
R = rayon hydraulique  
i = pente du fond  
k = coefficient valant ici (40) (canal en terre compactée peu entretenu).

on obtient : Q = 226 m<sup>3</sup>/s  
pour une vitesse moyenne V = 3,09 m/s.

Le bord supérieur du canal en rive gauche est à la cote 277,20 m NG.

Au delà de cette cote le débit sera canalisé par les culées du pont; la configuration du canal amène à prévoir un pont de 3 travées de 15 m = 45 m. Dans cette tranche d'eau supplémentaire, on conservera une vitesse moyenne de l'eau de 3,1 m/s.

Une hauteur d'eau supplémentaire de 1 m. permettra donc l'évacuation de 140 m<sup>3</sup>/s supplémentaires, la cote du plan d'eau sous le pont sera alors :

278,20 m NG - le débit total évacué sous le pont étant

$$Q_{\text{Pont}} = 366 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Les plus hautes eaux ne doivent pas dépasser cette cote de 278,20 m NG car c'est le niveau du premier déversoir qui cesserait alors d'être fonctionnel.

.../...

Aux plus hautes eaux, le niveau au dessus du grand déversoir est de  $H = 98$  cm soit  $1$  m., la cote du plan d'eau dans la retenue est alors  $279,80$  m NGT, ce qui permet d'assurer une chute suffisante à l'aval du radier pour que le déversoir fonctionne normalement.

Nous fixerons donc la cote des PHE =  $278,20$  m NG

Il faudra prévoir alors l'évacuation du débit résiduel de  $60$  m<sup>3</sup>/s par une série de dalots situés en face du déversoir principal.

La cote du terrain naturel à cet endroit est environ  $277$  m NG. Les conditions d'écoulement par ces dalots seront assez médiocres étant donné la faible pente. On calcule le débit passant sous ces dalots par la formule du déversoir épais à contraction latérale :

$$Q = 1,5 \times L \times H^{3/2}$$

soit pour une hauteur d'eau de  $1,20$  m (cote  $278,20$  m) débit de  $1,98$  m<sup>3</sup>/s par mètre linéaire de dalot.

Il faut donc prévoir la construction de  $10$  dalots de  $3$  m x  $2$  m inclus dans le remblais.

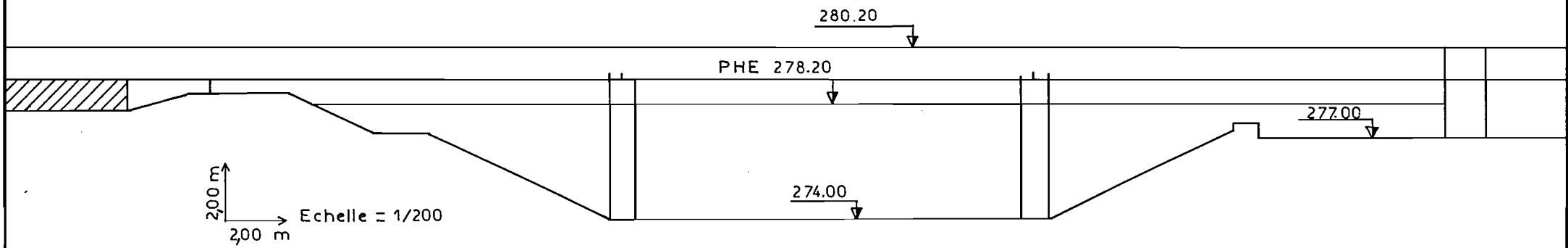
Compte tenu de la hauteur libre sous le pont à prévoir et de l'épaisseur des poutres du pont, le remblais devra atteindre la cote  $280,20$  m NG.

Le croquis de la fig. N° 3 indique l'implantation des ouvrages.

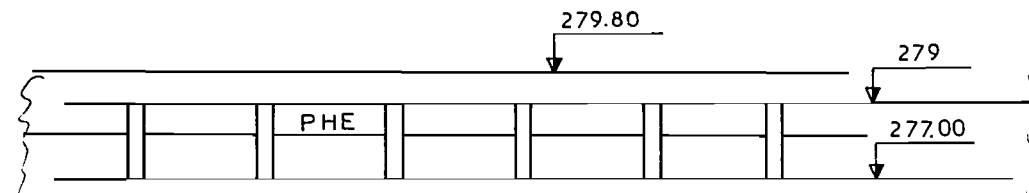
Quant au passage de l'ancien lit du Massili il suffira de prévoir un ponton de  $3$  m. de large qui ne servira en plus hautes eaux que si toute la zone amont en Rive droite vient à être inondée. Enfin il y aura lieu de prévoir de guider la plus grande partie de l'écoulement du déversoir vers le canal, cela pourra être fait en nivelant le terrain naturel en pente légère vers le canal dans la zone située entre le radier actuel et le remblais de la future route.

# PASSAGE DU MASSILI A LUMBILA

Pont - 3 x 15 m



Série de dalots



### III - LA VOLTA BLANCHE à BISSIGA

L'actuelle route OUAGADOUGOU/KAYA franchit la Volta Blanche par deux ponts métalliques de 23 m. et 20 m. au Km 58. Sur le deuxième pont est installé un limnigraphe, depuis 1974. Cet appareil a été placé là pour remplacer la station de Mané où les jaugeages de hautes eaux étaient impossibles.

La station de Bissiga contrôle un bassin versant de 17.000 Km<sup>2</sup>.

#### 1 - Le Bassin versant de la Volta Blanche à Bissiga

Ce bassin versant très vaste est assez hétérogène. Le cours de la Volta Blanche commence au Nord de Titao sur un plateau de faible altitude ( 335 m.) incliné vers le Sud; c'est alors un cours d'eau à caractère sahélien, à sec 9 mois par an. Après un parcours de 120 km vers le Sud, le cours de la Volta Blanche bifurque vers l'Est et reçoit quelques affluents notables de l'Ouest. La pente est toujours très faible (0,5 m/km) et la vallée se retrécit quelque peu avant la station de Yilou (sur la route de Kongoussi).

Après Mané, la Volta Blanche reçoit sur la rive gauche les exutoires des lac de Bam, de Dem et de Sian, qui sont en année moyenne, endoréïques.

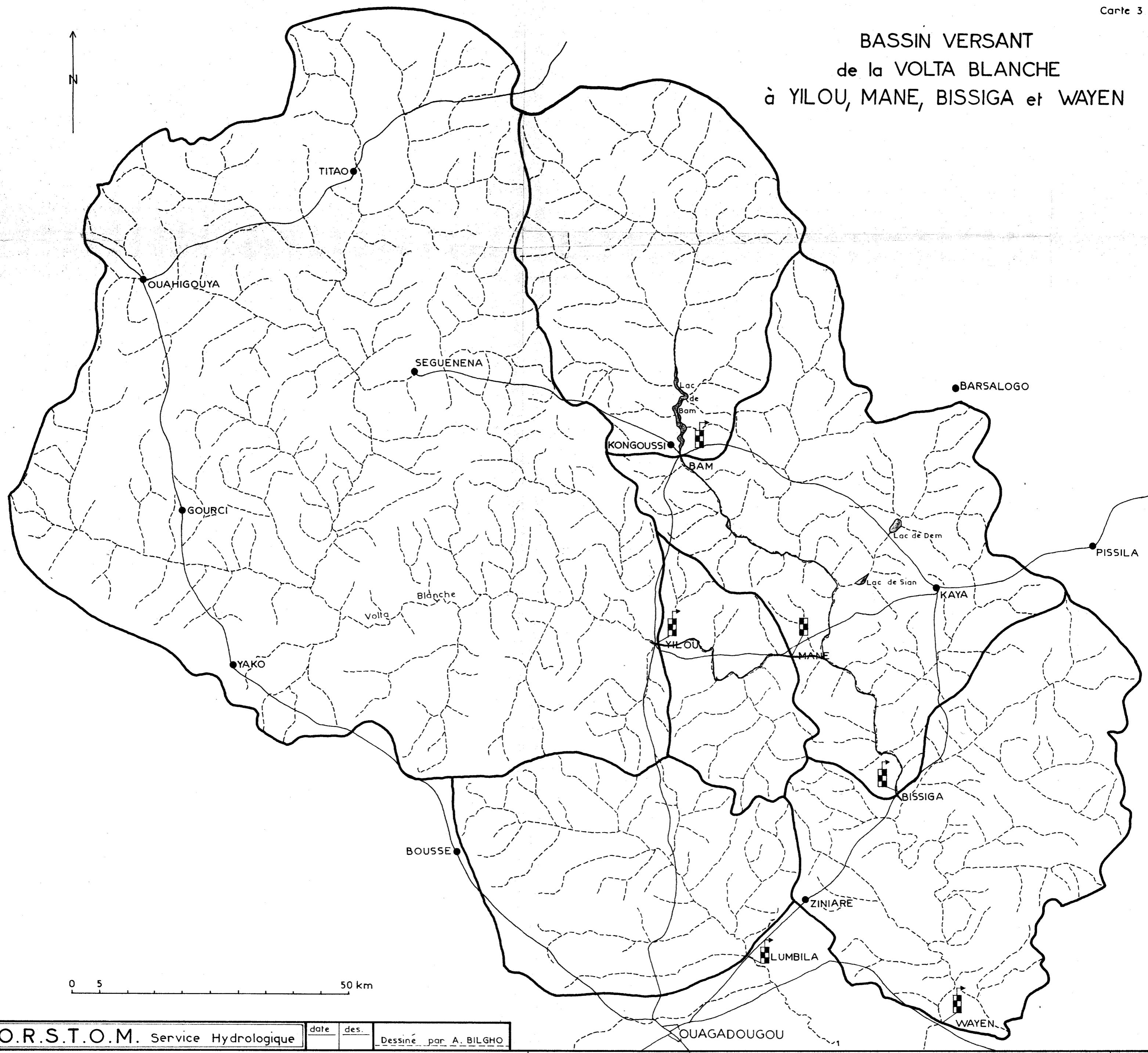
Après Ylou la pente est très faible et la Volta Blanche décrit de nombreux méandres et remplit de nombreux bas fonds et mares temporaires.

A partir de Mané la direction de l'écoulement est Sud Est, l'altitude du lit à Bissiga est de 266 m., elle est de 273 m. à Mané et 259 m. à Wayen ce qui représente des pentes de 0,177 m/km et 0,102 m/km.

Géologiquement et pédologiquement, l'ensemble du bassin versant se diversifie. Sur le vieux socle birrimien se rencontrent des granites et des roches éruptives, sur l'amont et l'ouest du Bassin alors que la vallée (au sens très large du terme) de la Volta Blanche s'étale dans des schistes, roches vertes et roches métamorphiques. On peut distinguer un zonage Nord-Sud du bassin versant à mesure que se fait la transition agro-climatique de la zone septentrionale sahélienne où la végétation est très pauvre sur des sols minéraux bruts ou des lithosols sensibles à l'érosion à la zone médiane Nord soudanienne où les cultures et les défrichements gagnent d'année en

.../...

# BASSIN VERSANT de la VOLTA BLANCHE à YILOU, MANE, BISSIGA et WAYEN



0 5 50 km

année sur une savane arbustive assez ouverte. Sur le plan hydrologique, il faut retenir essentiellement le manque de relief du bassin versant qui conduit à un semi endoréisme de grandes parties du bassin versant, au développement d'importantes zones de bas-fond et de marécages où les pertes sont importantes, enfin l'étendue du bassin versant et la transition climatique font qu'il est quasi impossible de voir l'ensemble du bassin versant contribuer à la formation d'une crue généralisée. Les débits que l'on peut observer à Bissiga proviennent en général des parties les plus avales du bassin, les zones à l'amont de Ylon ne produisent que de faibles débits véhiculés très lentement et avec beaucoup de pertes.

## 2 - Les données hydrologiques

L'actuelle station de Bissiga, créée en 1974 fonctionne depuis 1975 dans d'assez bonnes conditions. Trente deux jaugeages y ont été effectués par l'ORSTOM qui permettent de tracer deux courbes d'étalonnage, le détarage de la station étant fort probablement dû aux nombreux barrages à poissons installés dans le lit de la rivière et qui même détruits pendant la saison des pluies peuvent modifier le régime de l'écoulement au voisinage du pont.

(Voir liste des jaugeages et courbes d'étalonnage)

Les données obtenues sur 4 ans et publiées dans l'annuaire hydrométrique de Haute-Volta sont insuffisantes pour établir une série statistique et nous retiendrons la valeur, des débits maximums que nous comparerons avec ceux de la station de Wayen ( 20.800 Km<sup>2</sup> - 13 années d'observations).

ANNEE	Q. Max. à BISSIGA	Q. Max. à WAYEN
1978	215	203
1977	39,1	26,9
1976	13,7	19,7
1975	175	273
1974	-	263
1973	-	185
1972	-	32
1970	-	46
1969	-	39
1968	-	14
1967	-	39
1966	-	35
1965	-	195

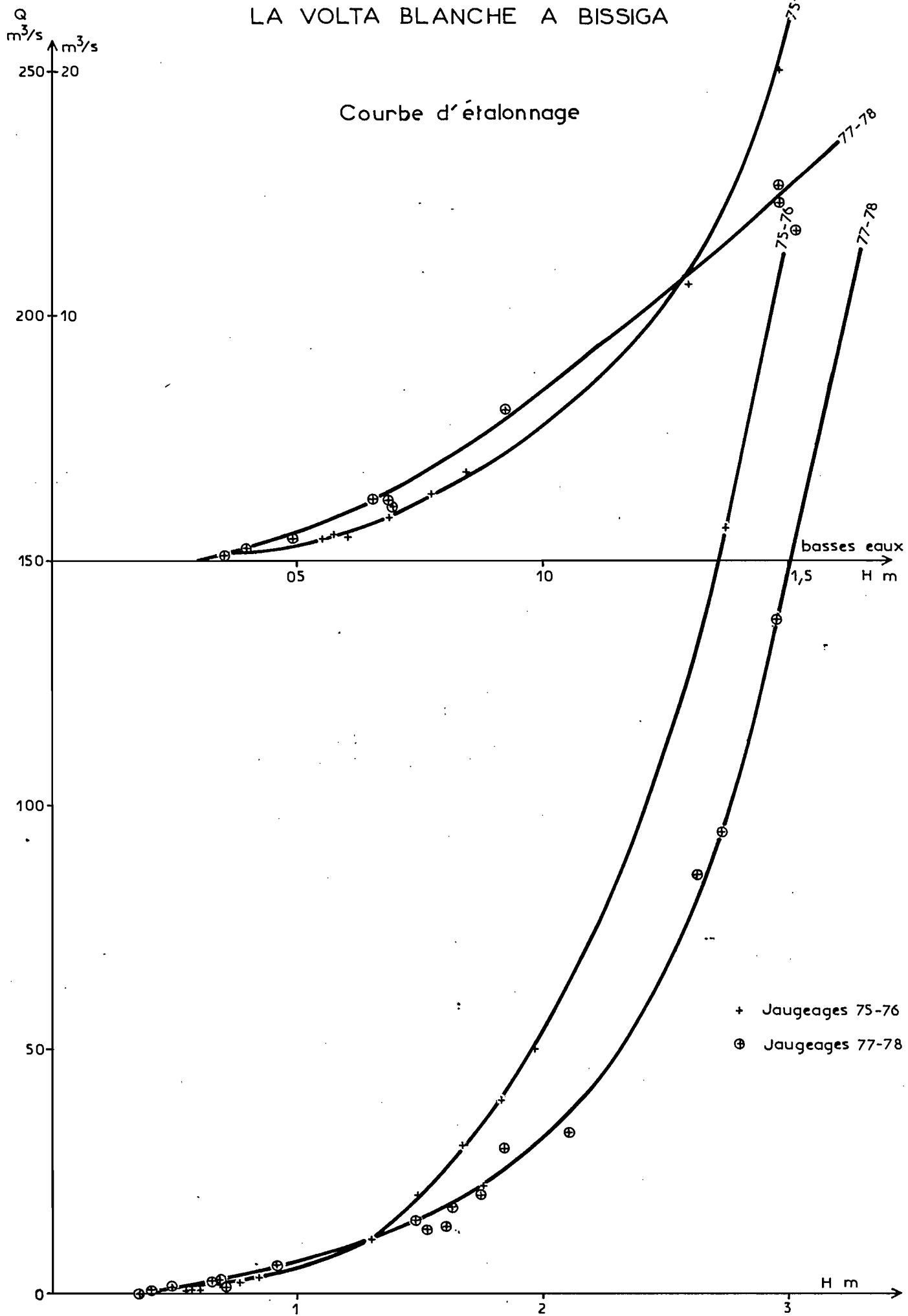
VOLTA BLANCHE à BISSIGA

LISTE des JAUGEAGES

<u>N°</u>	<u>Date</u>	<u>Hauteur</u>	<u>Débit</u>
1	1/ 8/75	2,74	157
2	9/ 8/75	1,48	20,1
3	20/ 8/75	1,29	11,3
4	3/ 9/75	1,96	50,2
5	12/ 9/75	1,82	39,4
6	18/ 9/75	1,67	30,0
7	24/ 9/75	1,75	22,2
8	13/10/75	0,68	1,80
9	22/10/75	0,60	1,00
10	18/11/75	0,40	0,470
11	14/ 7/76	0,57	1,05
12	10/ 8/76	0,77	2,65
13	13/ 8/76	0,84	3,58
14	3/11/76	0,55	0,88
15	24/ 8/77	1,52	13,5
16	25/ 8/77	1,60	13,9
17	18/11/77	0,35	0,189
18	28/ 6/78	0,40	0,461
19	3/ 7/78	0,92	6,04
20	20/ 7/78	0,68	2,53
21	25/ 7/78	0,69	2,23
22	4/ 8/78	2,72 - 2,73	94,8
23	7/ 8/78	2,95	138
24	11/ 8/78	2,62	85,5
25	19/ 8/78	2,105 - 2,10	33,5
26	24/ 8/78	1,84	30,6
27	28/ 8/78	1,74 - 1,73	21,7
28	12/ 9/78	1,48	15,4
29	12/ 9/78	1,48	14,6
30	18/ 9/78	1,635 - 1,61	17,7
31	10/10/78	0,65	2,54
32	20/10/78	0,49	0,773

# LA VOLTA BLANCHE A BISSIGA

## Courbe d'étalonnage





Nous n'avons pas d'autres données permettant de constituer un échantillon statistique valable. Nous pouvons comparer les débits de Bissiga avec ceux de Wayen, en estimant que la crue est suffisamment étalée entre les deux stations pour que les débits maximums soient voisins à condition qu'une crue du Massili ne concorde pas avec une crue de la Volta Blanche, ce qui est en général le cas, les crues du Massili étant plus rapides.

### 3 - Evaluation des crues exceptionnelles

Il est bien sûr hasardeux à partir de si peu de données de tenter une approche statistique pour évaluer le débit maximal à prendre en compte.

Nous avons classé les 13 valeurs de débits dont nous disposons pour Wayen et ajusté graphiquement une loi de Goodrich. Nous constatons ( fig. N° 5 ) que la répartition des points est très irrégulière et que le tracé de la courbe peut être largement interprété. Le BCEOM (op. cité) avait essayé l'ajustement d'une loi de Gumbel qui, à notre avis s'adapte encore moins bien de la loi de Goodrich.

Les résultats auxquels on parvient sont :

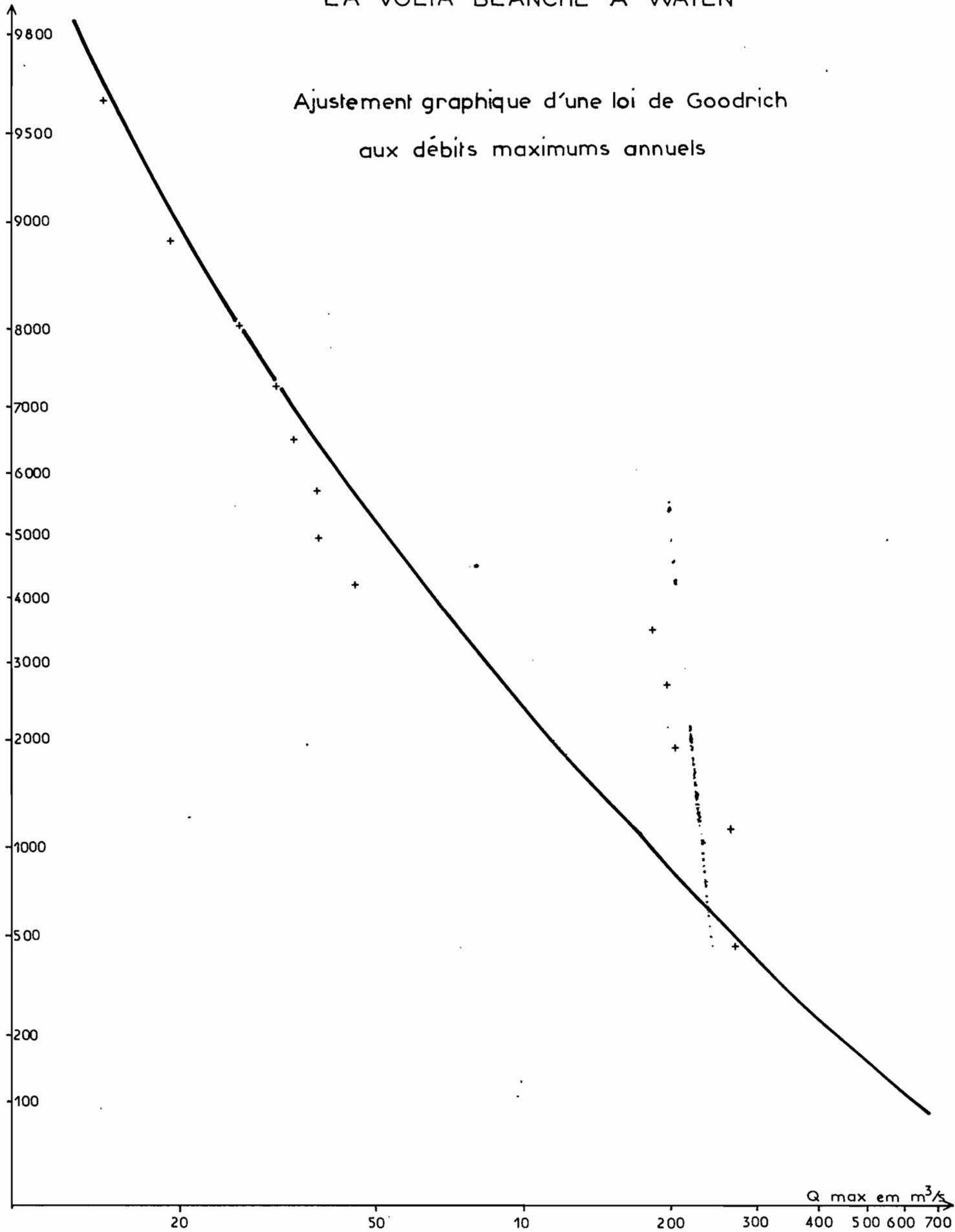
!Q. estimé ! ! par !	Période de retour				
	! 1/2 ans !	! 1/10 ans !	! 1/20 ans !	! 1/50 ans !	! 1/100 ans !
!Loi de !Goodrich !	! 53 !	! 180 !	! 270 !	! 440 !	! 630 !
!Loi de !Gumbel !	! 95 !	! 320 !	! 404 !	! 500 !	! 600 !

Notons que dans la Monographie du fleuve Volta réalisée par l'ORSTOM (1976), les estimations faites avec la loi de Goodrich pour la station de Yakala (33.000 km<sup>2</sup>), seule station de la Volta Blanche ayant plus de 20 ans d'observations sont :

.../...

LA VOLTA BLANCHE A WAYEN

Ajustement graphique d'une loi de Goodrich  
aux débits maximums annuels



- 510 m<sup>3</sup>/s pour la crue decennale
- 618 m<sup>3</sup>/s pour la crue cinquantennale
- 660 m<sup>3</sup>/s pour la crue centennale

Par ailleurs, POUYAUD (1976) en ajustant une loi de Goodrich aux crues maximales connues à Yilou (11.000 Km<sup>2</sup>) et à Mané (11.900 km<sup>2</sup>), aboutissait à des valeurs bien plus faibles :

- Crue decennale            154 m<sup>3</sup>/s
- Crue cinquantennale    200 m<sup>3</sup>/s
- Crue centennale         220 m<sup>3</sup>/s

Le bassin versant de la Volta Blanche à Bissiga est trop vaste et trop hétérogène pour envisager le cas de crues simples correspondant à une averse généralisée qui permettrait en ajustant un " modèle " de restitution hydropluviométrique une estimation des crues exceptionnelles à partir de l'étude statistique des pluies journalières.

Nous devons donc nous contenter de cette approche statistique si imparfaite soit-elle.

Nous admettrons, pour aller dans le sens de la sécurité, une crue centennale à BISSIGA de 600 m<sup>3</sup>/s, et nous prendrons en compte pour l'ouvrage à prévoir (pont et remblais) une crue cinquantennale.

$$\boxed{Q. \text{ max } = 440 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Ce débit maximum représentant déjà une valeur très importante pour ceux qui ont vu couler la crue de 1978 (215 m<sup>3</sup>/s à la cote H = 3,20 m à l'échelle limnimétrique).

#### 4 - Ouvrages à prévoir

Les conditions d'écoulement des eaux de la Volta Blanche au franchissement par la route sont très médiocres puisque les deux ponts actuels sont situés sur un méandre recoupé et que les zones d'inondation à l'amont et à l'aval de ces zones peuvent s'étendre sur 1,5 à 2 Km de large.

.../...

Le tracé prévu par le projet fait passer la nouvelle route environ 850 m à l'aval à un endroit où le lit de la Volta Blanche est unique mais assez mal marqué, le lit lui-même ne semblant pas pouvoir à lui seul évacuer plus de 30 m<sup>3</sup>/s.

Nous allons examiner les conditions d'écoulement dans cette partie; nous disposons pour cela des mesures détaillées du jaugeage du 7/8/1978 fait en deux parties à l'aval de chaque pont.

Le zéro de l'échelle est calé au fond du lit soit à la cote 266,40 m NG.

Le 7/8/78 l'eau est à la cote H = 2,95 m soit 269,35 mNG le débit total est de 138 m<sup>3</sup>/s

	<u>1 er Pont</u>	<u>2 ème Pont</u>
Débit	82,4 m <sup>3</sup> /s	52 m <sup>3</sup> /s
Section mouillée	60,8 m <sup>2</sup>	41 m <sup>2</sup>
Profondeur moyenne	2,95 m	1,70 m
Profondeur maximale	3,20 m	2,65 m
Vitesse moyenne	1,35 m/s	1,25 m/s

A ce niveau les 6 buses sous le remblais débitent 3,5 m<sup>3</sup>/s. Si l'on applique la formule de Manning Strickler à chacune des sections on peut en déduire la valeur du coefficient K.

$$U = K \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Le rayon hydraulique est assimilé à la profondeur moyenne. La pente moyenne est d'environ 2 m/km soit  $2 \times 10^{-3}$  d'après le relevé topographique dont nous disposons, on obtient :

- 1 er Pont K = 17,6
- 2 ème " K = 19,6

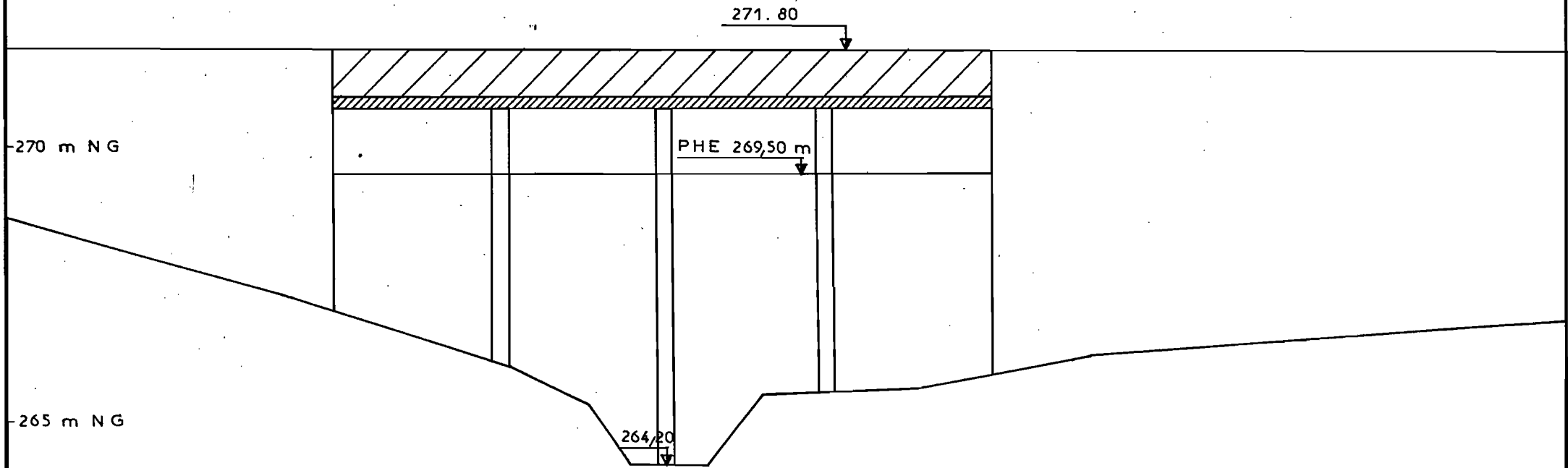
Nous utiliserons donc un coefficient moyen K = 18

Au niveau du franchissement, nous avons reproduit le profil en travers ( fig. N° 6 ) en fonction de la taille du lit mineur et de la platitude des berges, nous avons prévu un pont à 4 travées de 15 m. soit 60 m. de large.

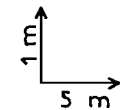
.../...

# LA VOLTA BLANCHE A BISSIGA

Croquis du franchissement par  
un pont à 4 travées de 15 m



Echelles = H = 1/100  
L = 1/500



Au maximum de la crue (440 m<sup>3</sup>/s), il faut tabler sur une vitesse moyenne de 2 m/s environ donc une section de 200 m<sup>2</sup>.

Si nous fixons la cote des PHE au niveau de la section telle que représentée sur la figure N° 6 à 269,50 mNG, nous aurons :

- Largeur 60 m.
- Section mouillée 236 m<sup>2</sup>
- Prof. moyenne 3,90 m
- Prof. maximale 5,30 m
- Pente  $2 \times 10^{-3}$

avec la formule de Manning Strickler nous obtenons :

$$V_{\text{moy}} = 18 \times (3,9)^{2/3} \times (2 \times 10^{-3})^{1/2}$$

$$\text{Soit : } V_{\text{moy}} = 1,99 \text{ m/s}$$

ce qui permet de faire transiter sous le pont un débit

$$\boxed{Q_{\text{max}} = 470 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Nous conservons donc la cote des PHE = 269,50 m NG

Compte tenu de la construction du pont cela impose une cote de la chaussée sur le pont et remblais à la cote 271,80 m.

Notons qu'à ce niveau la largeur de la zone d'inondation à l'amont du pont sera d'environ 450 m et que le remblais aura une longueur de 600 m. On constituera donc une petite retenue temporaire entre l'ancienne et la nouvelle route, à moins de prévoir la démolition des ponts actuels.

Cette mesure serait peut être à envisager, car pour la cote 269,50 m à l'aval, en supposant que la ligne d'eau soit parallèle à la pente du lit du cours d'eau, le niveau de l'eau à l'amont des ponts actuels serait 271,20 m. soit  $H = 4,80$  m à l'échelle limnimétrique; c'est à dire qu'il affleure le tablier des ponts qui sont à 271,30 m. Autrement dit, les deux ponts actuels ne peuvent pas laisser transiter un débit de 440 m<sup>3</sup>/s avec une sécurité suffisante.

.../...

#### IV - LA GWAYA à TOUGOURI

La piste actuelle de KAYA à DORI passe sur la digue construite à Tougouri pour retenir les eaux de la Gwaya; elle franchit l'exutoire de la retenue par deux radiers cimentés de 140 m. de long, calés en cote à 25 cm l'un par rapport à l'autre.

##### 1 - Le Bassin versant de la GWAYA

A la sortie de la retenue le bassin versant de la GWAYA tel qu'il est tracé sur la carte au 1/200000 a une taille de 1760 Km<sup>2</sup>.

Il peut se diviser en trois parties correspondant aux bassins versants de ses 3 formateurs :

- la partie Nord, qui est drainée par l'affluent le plus court mais dont la partie amont est formée de collines assez élevées (point culminant 423 m.), et dont la superficie est 350 Km<sup>2</sup>.
- la partie Ouest, drainée par l'affluent nommé Bouela sur lequel est construit la petite retenue de Taloueguen, sa superficie est de 630 Km<sup>2</sup>, le relief est très peu marqué, seules émergent quelques buttes cuirassées, la pente moyenne du cours d'eau est 0,8 m/ Km.
- la partie Sud Ouest, correspond aux affluents Tilga qui coupe la route à OUANOBI (BV 317 Km<sup>2</sup>) et Kolongo qui recoupe la route à KOSSONKORE (BV 720 Km<sup>2</sup>).

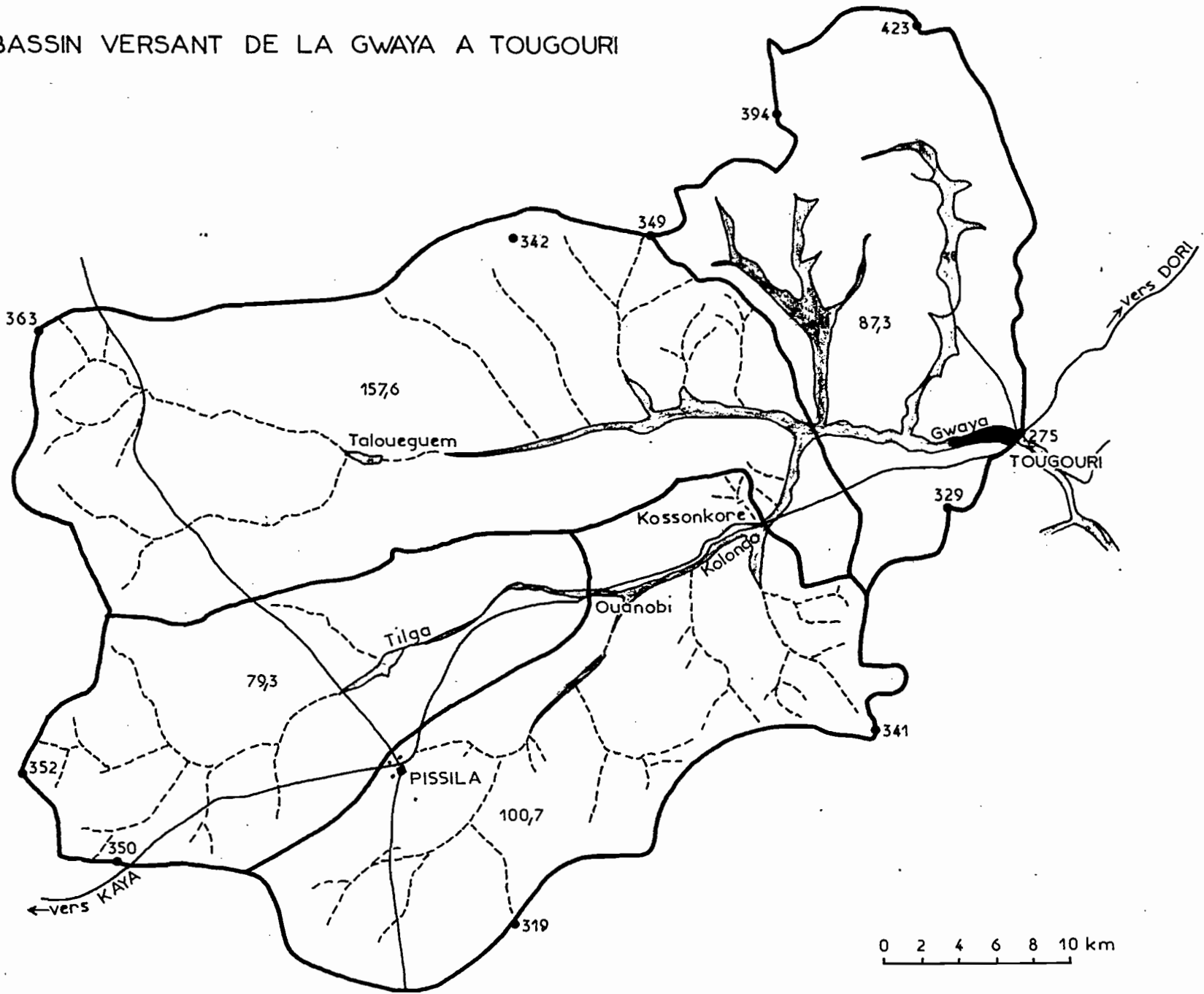
Cette partie est aussi très plate, mais le réseau hydrographique est mieux organisé et les zones d'inondations moins étendues que pour la zone Ouest. La pente moyenne du drain principal est de 0,910 m/Km.

L'ensemble du bassin versant, de taille encore assez modeste présente des caractéristiques déjà nettement sahéliennes (faible relief, réseau hydrographique dégradé, larges zones d'inondations, sols squelettiques et couverture végétale très pauvres).

On sait que ces cours d'eau, au Nord de l'isohyète 700 mm, sont soumis à un régime d'écoulements très irrégulier ; certaines années n'apportant pas les volumes d'eau nécessaires au remplissage de la retenue du barrage alors que d'autres voient le paysage noyé pendant une bonne partie de l'hivernage.

.../...

BASSIN VERSANT DE LA GWAYA A TOUGOURI





2 - Données disponibles - estimation des crues exceptionnelles.

Il n'existe pas de données hydrologiques spécifiques du barrage de Tougouri.

La digue a été construite en 1952/53, nous n'avons retrouvé aucun plan ni étude préliminaire à sa construction.

D'après notre enquête sur le terrain, la digue aurait été endommagée il y a une quinzaine d'années (probablement en 1962 d'après la pluviométrie), le barrage serait totalement vidé d'un coup. La digue a été réparée l'année suivante (1963 ?).

En 1973, le F E D a financé la réfection des radiers des deux déversoirs qui semblent contemporains de la construction de la digue; une dalle en béton coulée directement sur les anciens gabions, de 30 à 40 cm d'épaisseur et 4 m de large, donne aux radiers leur profil tel qu'il a été relevé par les topographes du projet (fig. N° 7 )

Ne possédant aucun plan de la retenue, nous avons planimétré sur une photo restitution au 1/20000 la courbe de niveau 275 m., et la surface de l'eau libre que nous avons supposé voisine de 273 m; de là nous avons estimé très grossièrement des points de la courbe de remplissage de la retenue :

	<u>Surface</u>	<u>Volume</u>
Cote 273 m.	270 ha	5,5 Mm3
Cote 274 m	660 ha	8,8 Mm3
Cote 275 m	960 ha	13,9 Mm3

- la cote 275 m qui correspondrait à une lame d'eau de 1,75 m sur le déversoir N° 1 ne semble pas pouvoir jamais être atteinte.

A défaut de mesure nous allons devoir évaluer les crues exceptionnelles par comparaison avec d'autres bassins.

Parmi les différents bassins versants étudiés par l'ORSTOM depuis une vingtaine d'années, nous pouvons en retenir certains dont les caractéristiques se rapprochent de celles de la Gwaya à Tougouri.

.../...

Un moyen de comparaison assez commode des crues exceptionnelles des bassins versants de plus de 1000 Km<sup>2</sup> est le coefficient K de Francon-Rodier.

Si l'on relie le débit maximum de crue à la superficie du bassin versant par la formule

$$\frac{Q}{Q_0} = \left( \frac{S}{S_0} \right)^{1 - \frac{K}{10}}$$

où  $Q_0 = 10^6$  m<sup>3</sup>/s et  $S_0 = 10^8$  x Km<sup>2</sup>, on remarque que pour une même valeur de K, les points représentatifs de  $Q = f(S)$  sur un graphique bilogarithmique s'alignent sur des droites qui convergent vers le point  $Q_0, S_0$ .

Le coefficient K caractérise donc la puissance des crues maximales; il varie en pratique de 0 à 6 et plus K est élevé plus la crue est importante, indépendamment de la taille du bassin versant. Nous avons constaté que K pouvait avoir une valeur régionale pour des crues de fréquence rare.

Le tableau ci-après regroupe les valeurs des Q max decennaux et de K pour des bassins versants comparables à celui de la Gwaya. Pour la Gwaya elle même nous avons calculé le Q max d'une crue dont nous avons relevé des indices sur la digue et dont un ancien habitant nous a assuré qu'elle était la plus forte qu'il ait vue (sans en être certains, nous pensons que c'est la crue de 1974) au cours de cette crue on avait de l'eau jusqu'aux hanches sur le radier N° 1, (0,70 m) et au dessus des genoux sur le radier N° 2 (0,45 m). L'application de la formule des déversoirs à seuils épais, conduit pour cette crue à un :

$$Q \text{ max.} = 211 \text{ m}^3/\text{s}$$

.../...

Tableau de comparaison

Bassins Versants	Surface Km <sup>2</sup>	Pluie méd annuelle mm	Q max décennal m <sup>3</sup> /s	K 10	Q max exception (50 ans)
Koulouoko à Niegha (H.V.) argileux sur socle gran. soudano-sahél.	1.010	750	120	2,15	250 m <sup>3</sup> /s K = 2,79
Massili à Lumbi la (HV) argil. faible pente sols ferrugi. soudanien de transition	2.120	800	280	2,40	520 m <sup>3</sup> /s K = 2,98
Manga Niarba (HV) soudanien couvert végét.	572	950	230	3,07	300 m <sup>3</sup> /s K = 3,28
Bam-Bam (Tchad) sah. cristallin perméable, pente	1.200	800	350	2,98	-
Badiguichéri (Niger) grès et marnes, sahélien pentes	825	470	300	3,08	-
Kori Telona (Niger) forte pente, cristallin sub désertique	1.170	170	450	3,22	-
Gwaya/ Tougouri	1.760	650	211	2,27	-

Compte tenu des observations faites sur la pente des bassins versants et la nature des terrains, il semble justifié pour la Gwaya à Tougouri d'adopter  $K_{10 \text{ ans}} = 2,30$  soit

$Q_{10 \text{ ans}} = 220 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $K_{\text{max}} = 3,00$  ce qui donne un débit exceptionnel que l'on pourra qualifier de centennal.

$$Q_{\text{max}} = 470 \text{ m}^3/\text{s}$$

.../...

Ce débit maximum à évacuer à l'exutoire sera laminé dans la retenue, en prenant le cas le plus défavorable de la retenue pleine on peut tabler sur une diminution du débit de 20 % environ. Le débit que nous prendrons en compte sera donc:

$$\boxed{Q \text{ max} = 380 \text{ m}^3/\text{s}}$$

### 3 - Ouvrages à prévoir

Plusieurs solutions sont possibles pour faire traverser la route à cet endroit :

- passage sur la digue et les radiers actuels aménagés
- construction d'une série de ponts cadres sur les déversoirs et renforcement de la digue actuelle,
- passage à l'aval sur un pont avec remblais d'accès

#### a) Aménagement des radiers actuels

En utilisant la formule des déversoirs en seuil épais

$$Q = \mu \times L \times \sqrt{2gH^3} \quad \text{avec } \mu = 0,385 \text{ (Lancastre)}$$

on calcule que le débit maximum peut être évacué avec une lame d'eau de 1 m sur le radier N° 1 et de 0,75 m sur le radier N° 2, en effet pour ces valeurs :

$$Q_1 = 237 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 154 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\underline{Q \text{ Total}} = 391 \text{ m}^3/\text{s}$$

la cote du plan d'eau à l'amont sera alors 274,25 m NG

Cet aménagement nécessitera de reprendre la dalle en béton des radiers, de l'élargir à la taille de la chaussée (7 m au lieu de 4 m) et d'élargir aussi le sommet de la digue ce qui entraînera le rechargement des talus.

Cette solution <sup>qui</sup> serait la moins onéreuse à l'inconvénient de ne pas supprimer les risques de coupure de la route. Nous évaluerons ces risques à 7 à 10 jours par an en moyenne.

.../..

b) Aménagement de ponceaux sur les radiers

Pour utiliser la digue actuelle, ce qui aurait pour avantage de la remettre en état et de vérifier sa bonne tenue; on peut prévoir des ponceaux construits sur les actuels radiers.

Fixons à priori la largeur de ces ponceaux à 3 m et à 0,30 m l'épaisseur des murs les séparant. Sur chaque radier de 140 m on pourra installer 42 ponceaux.

La largeur totale offerte au déversement sera donc de 252 m pour les deux radiers.

Nous ramènerons le plancher des deux radiers à la même cote 273,25 m NG puisque l'aménagement de ponceaux ne justifie plus le décalage de hauteur entre les seuils.

Le débit calculé sous les ponceaux est donné par la formule des déversoirs à contraction latérale :

$$Q = \mu \times L' \times \sqrt{2 g H^3}$$

où  $L' = K \times L$  ;  $K =$  coefficient de contraction  
d'après Lencastre, on prendra  $K = 0,9$

le coefficient de débit est alors  $\mu = 0,360$  pour tenir compte de la rugosité des parois.

Pour faire transiter un débit de 380 m<sup>3</sup>s il faut alors que la charge amont soit :  $H = 0,96$  m

Dans ce cas la cote du plan d'eau amont aux plus hautes eaux sera : PHE = 274,20 m NG

L'abaissement du seuil du radier N° 2 permet de conserver pratiquement la même cote PHE que précédemment

En prenant une revanche de 0,6 m sous les ponceaux (justifiée par la petite taille des ponts et l'absence de remous à l'amont) et une épaisseur de la dalle supérieure et de la chaussée de 0,5 m., le niveau de la crête de la digue où passera la route devra être porté à 275,30 m NG. La digue actuelle devra donc être rehaussée de 40 cm environ.

c) Passage à l'aval

Le passage de la route peut se faire environ 350 m à l'aval de la digue. Un profil en travers a été levé sur cette section.

.../...

Fig. 7

# FRANCHISSEMENT DE LA GWAYA A TOUGOURI

Deversoir N° 1

Déversoir N° 2

275.30 Recharge

PHE 274.20

Radier actuel 273.25

Radier actuel 273.50

Echelle L = 1/2000  
h = 1/100

1- Aménagement de ponceaux sur les radiers existants



-274

Cote chaussée 274.20

Remblais

Remblais

PHE 272.00

-270

Echelle L = 1/2000  
h = 1/100

2 - Passage à l'aval - Construction d'un pont

Les eaux se concentrent immédiatement à l'aval de la digue dans un bas fond où les courants sont presque parallèles à la digue, chose à laquelle il faudra remédier pour éviter les affouillements. Elles empruntent ensuite une large dépression de 500 m. de large environ où le lit mineur est à peine marqué et où la végétation abondante freine les écoulements. Il est certain que l'évacuation d'un fort débit se fera assez difficilement et qu'un pont assez large doit être prévu.

La cote du terrain, dans la zone traversée se situe aux alentours de 270 m NG, la tranche d'eau sous le pont ne pourra donc pas excéder 2 m sinon on risque de créer une retenue entre la digue et le remblais ce qui serait préjudiciable à leur fonctionnement et à la stabilité de la digue.

La pente du terrain entre la digue et la section projetée pour le passage de la route est d'environ 3 ‰. Nous avons calculé le débit qui passerait sous un pont par la formule de Manning Strickler dans différents cas qui sont résumés ci-après (coefficient de Manning  $k = 20$ )

largeur du pont	Haut. de la lame d'eau	Section mouillée	Cote PHE	Débit m <sup>3</sup> /s
90 m 6 travées de 15 m.	1,5	135	271,50	194
	1,75	157,5	271,75	250
	2	180	272,00	313
	2,25	202,5	272,25	<u>380</u>
105 m 7 travées de 15 m	1,5	157,5	271,50	226
	1,75	183,75	271,75	292
	2	210	272,00	<u>365</u>
	2,25	236,25	272,25	<u>444</u>
120 m 8 travées de 15 m	1,5	180	271,5	258
	1,75	210	271,75	334
	2	240	272,00	<u>417</u>
	2,25	270	272,25	<u>508</u>

Il nous semble que la solution la plus adaptée et la plus sûre soit celle d'un pont de 105 m avec une lame de 2 m qui porterait la cote des PHE à 272,00 m NG environ au niveau du pont, ce qui compte tenu de la pente de la ligne d'eau et de la courbe de remous correspond à une cote voisine de 273 m NG à l'aval du déversoir.

Cette cote des PHE, impose donc une cote de la chaussée sur le pont à 274 m NG. A ce niveau la longueur du remblais pour l'accès au pont dépasse 1 km.

Il est à noter que cette solution du passage à l'aval par un pont est probablement la plus onéreuse par les travaux qu'elle nécessite et qu'elle comporte un risque non négligeable, c'est celui de voir la digue actuelle et les déversoirs non entretenus lorsque la circulation n'y passera plus et donc d'augmenter les chances de rupture de la digue ce qui aurait des conséquences désastreuses sur les ouvrages situés à l'aval.



#### 4 - Franchissements de OUANOBI et KOSSONKORE

Revenons aux ouvrages de Ouanobi et Kossonkoré qui enjambent deux branches d'un affluent de la Gwaya à 23 Km et 13 Km de Tougouri.

a) La Tilga à Ouanobi a un bassin versant de 317 Km<sup>2</sup> au relief très plat et dont le drain principal s'étend en larges zones d'inondation dès la moitié de son cours qui est presque parallèle à la route à partir de Solemnoré.

Le pont actuel présente 4 travées de 6 m mais il est très enfoui par les alluvions du marigot. La section de passage sous le pont est d'environ 30 m<sup>2</sup>, des traces de submersion aux abords du pont et sur la route sont nettes.

La vitesse de l'eau, étant donné la pente ne doit pas dépasser 1,5 m/s; le débit pouvant transiter sous le pont est donc de l'ordre de 45 m<sup>3</sup>/s et si l'on tient compte des débordements, c'est un débit maximum de 60 m<sup>3</sup>/s que nous prendrons en compte.

L'application brutale de la méthode AUVRAY et RODIER et l'utilisation des abaques au bassin versant en classe R2 P3 conduit à un  $K_r = 10 \%$  pour une pluie decennale de 90 mm.

Avec un temps de base de 60 heures on aboutit à un débit maximum decennal :

$$Q_{10} = 36 \text{ m}^3/\text{s}$$

ce qui est à notre avis une valeur faible mais justifie le choix d'une crue exceptionnelle de 60 m<sup>3</sup>/s.

Pour évacuer cette crue l'ouvrage actuel est insuffisant et devra être reconstruit, à notre avis, sous forme d'une série de 6 ponts-cadres de 3 m de large et de 2 m ou 2 m,50 de haut suivant la topographie du lieu d'implantation qui de toute façon ne pourra pas permettre des lames d'eau supérieures à 2 m et des vitesses de l'eau supérieures à 1,5 m/s. La section sous le pont offerte à l'écoulement ne devra donc pas être inférieure à 40 m<sup>2</sup>, mais étant donné les faibles pentes la hauteur de la revanche sous le pont pourra être de 0,5 m seulement.

b) Le marigot Kolongo que l'on rencontre à Kossonkoré a un bassin versant de 720 Km<sup>2</sup> qui comprend les 317 Km<sup>2</sup> du précédent. Il traverse la route après l'avoir bordé sur 6 Km environ par des zones marécageuses et des bas fonds.

.../...

L'ouvrage actuel est un pont à trois travées de 5 m et de 2,5 m de hauteur, un coursier bétonné assure une bonne circulation de l'eau et a évité l'alluvionnement sous le pont, mais a provoqué un affouillement de 50 cm environ à l'aval par la mise en vitesse de l'eau.

Des traces de crue sont visible sous le pont, le niveau le plus fréquemment atteint étant à 1 m et le niveau le plus élevé à 1,60 m, ce qui correspondrait à des débits de 30 m<sup>3</sup>/s et 55 m<sup>3</sup>/s, ce qui semble très faible.

Il faut voir en fait que ce pont ne fait qu'assurer le passage d'une zone d'inondation à une autre et que le débit passant sous le pont dépend plus des caractéristiques hydrauliques du pont que des débits de ruissellement du bassin versant qui eux alimentent ces zones d'inondation.

Le bassin versant complémentaire de 400 Km<sup>2</sup> de caractéristiques semblables à celles du précédent doit pouvoir fournir un débit maximal de l'ordre de 60 m<sup>3</sup>/s. Il faudrait donc s'attendre à Kossonkoré à un débit maximal de 120 m<sup>3</sup>/s si l'écoulement était généralisé à tout le bassin, or il est évident qu'un tel débit ne peut transiter sous le pont actuel qui pourtant ne porte pas de traces de submersion, ce qui s'explique par l'importance des zones d'inondation et nous sommes confrontés ici à un problème de niveau de l'eau dans les plaines d'inondation plus qu'à un problème de débits.

En conclusion, si le pont actuel semble suffisant et pourrait être conservé, il apparaît que sa position est défavorable et qu'il serait préférable de prévoir une déviation de la route vers le Nord de l'actuel tracé pour la maintenir au voisinage de la courbe de niveau 285 m.

Sur la photo restitution au 1/20000 il apparaît une section plus favorable pour le franchissement qui pourrait se faire par un remblais d'environ 1 Km et une série de 8 ponts-cadres de 3 m de large et 2,5 m de haut qui pourront débiter un

$$Q \text{ max} = 75 \text{ m}^3/\text{s}$$

avec une lame d'eau ne dépassant en aucun cas 2 m d'épaisseur.

Notons pour finir que ce bassin versant de 720 Km<sup>2</sup> contribue fort peu au débit maximum envisagé à Tougouri et qu'à coup sûr la partie Nord du bassin versant de la Gwaya qui offre les meilleures conditions de ruissellement et qui, proche de l'exutoire fournit l'essentiel du débit de pointe à Tougouri.

.../...

## V - LA WANGA à YALOGHO

La WANGA, que l'on appelle aussi FAGA plus à l'aval, est un affluent secondaire du Niger qui rejoint la SIRBA après la frontière voltaïque. Elle croise la route KAYA/DORI à YALOGHO, localité où a été édiflée une digue en terre avec déversoir sur radier qui constitue une assez vaste retenue d'eau et sur laquelle passe la route actuelle.

### 1 - Le Bassin versant de la WANGA

La superficie du bassin versant au site de YALOGHO est de 8190 Km<sup>2</sup>; les limites du bassin tracées sur carte IGN 1/200.000 ont été reportées sur la carte au 1/500.000.

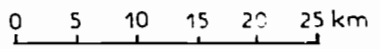
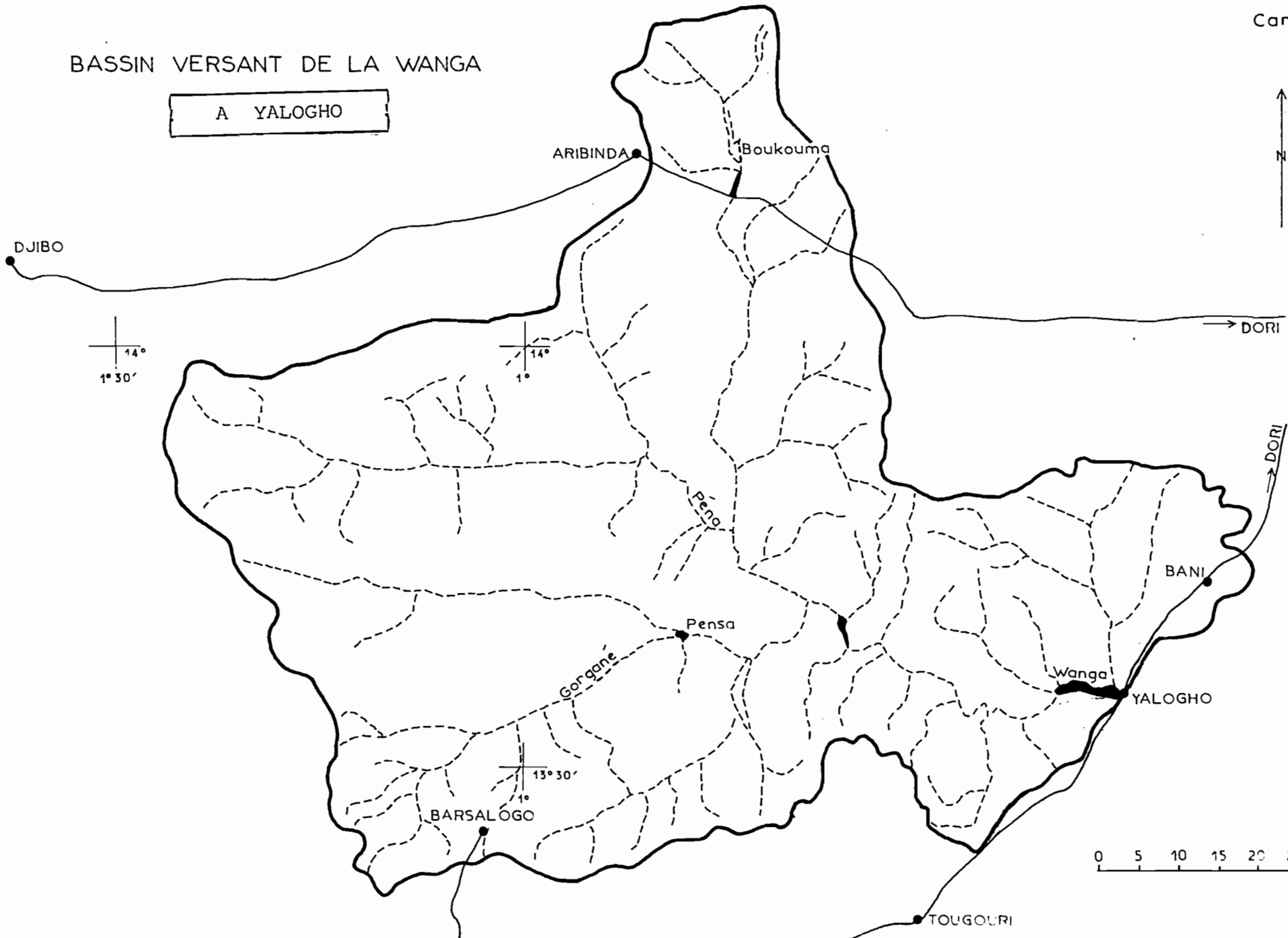
La WANGA dont le bassin versant est contigu de celui de la GWAYA au Sud, de la Volta Blanche à l'Ouest et du Gourouol au Nord présente des caractères nettement sahéliens. Le relief est extrêmement faible, le point culminant du bassin est à 423 m d'altitude mais la dénivelléespécifique est de l'ordre de 100 m; la pente moyenne des versants est d'environ 1 °/00 et la pente du lit des cours d'eau est en moyenne de 0,5 m/Km s'abaissant à 0,2 m/Km à l'aval.

Les sols sont de plus en plus pauvres, une grande partie de la surface étant occupée par des sols peu profonds, sablo-argileux ou gravillonnaires portant une savane arbustive clairsemée faisant place vers le Nord à des sols sableux portant des pâturages sahéliens. Les fonds et les flancs des thalwegs très évassés comportent des sols sablo argileux à argileux en profondeur qui permettent les cultures vivrières. La pluviométrie annuelle est inférieure à 600 mm avec un fort gradient décroissant vers le Nord, mais les pluies peuvent être concentrées sur des épisodes assez courts ou sur des orages violents qui n'affectent en général que des zones de l'ordre de 200 Km<sup>2</sup>.

En conséquence il faut s'attendre à des écoulements faibles mais pouvant donner lieu à des valeurs maximales élevées l'irrégularité et l'hétérogénéité étant les principales caractéristiques de ces zones sahéliennes.

BASSIN VERSANT DE LA WANGA

A YALOGHO



## 2 - Estimation des crues exceptionnelles

Nous ne disposons d'aucune donnée hydrologique sur la station de YALOGHO. Une échelle limnimétrique a été installée en 1976 sur le radier du déversoir mais elle n'est pas lue régulièrement et aucun jaugeage n'a été effectué. Il faudra donc procéder encore à des estimations pour évaluer les crues exceptionnelles.

Cependant, il nous a été donné d'observer la forte crue survenue début Août 1978 et de prendre des photos d'avion du déversement des eaux sur la digue, ceci complété par notre enquête de terrain fournit des renseignements intéressants.

Le 3 Août 1978, le radier du déversoir supportait une lame d'eau de 70 à 80 cm d'épaisseur qui se déversant à l'aval inondait une large zone où la hauteur de l'eau pourrait atteindre 3 m par endroits; le lit naturel du cours d'eau étant de petite dimension, peu pentu et sinueux, les eaux se répandaient sur plus d'un kilomètre de large.

En rive droite, à 500 m du déversoir, la digue en terre s'abaisse légèrement et elle fut submergée par les eaux sur une longueur d'environ 150 m, le flot s'incurvant alors vers la gauche pour rejoindre la partie inondée à l'aval après avoir traversé les plantations de manguiers et plusieurs concessions situées à l'aval de la digue.

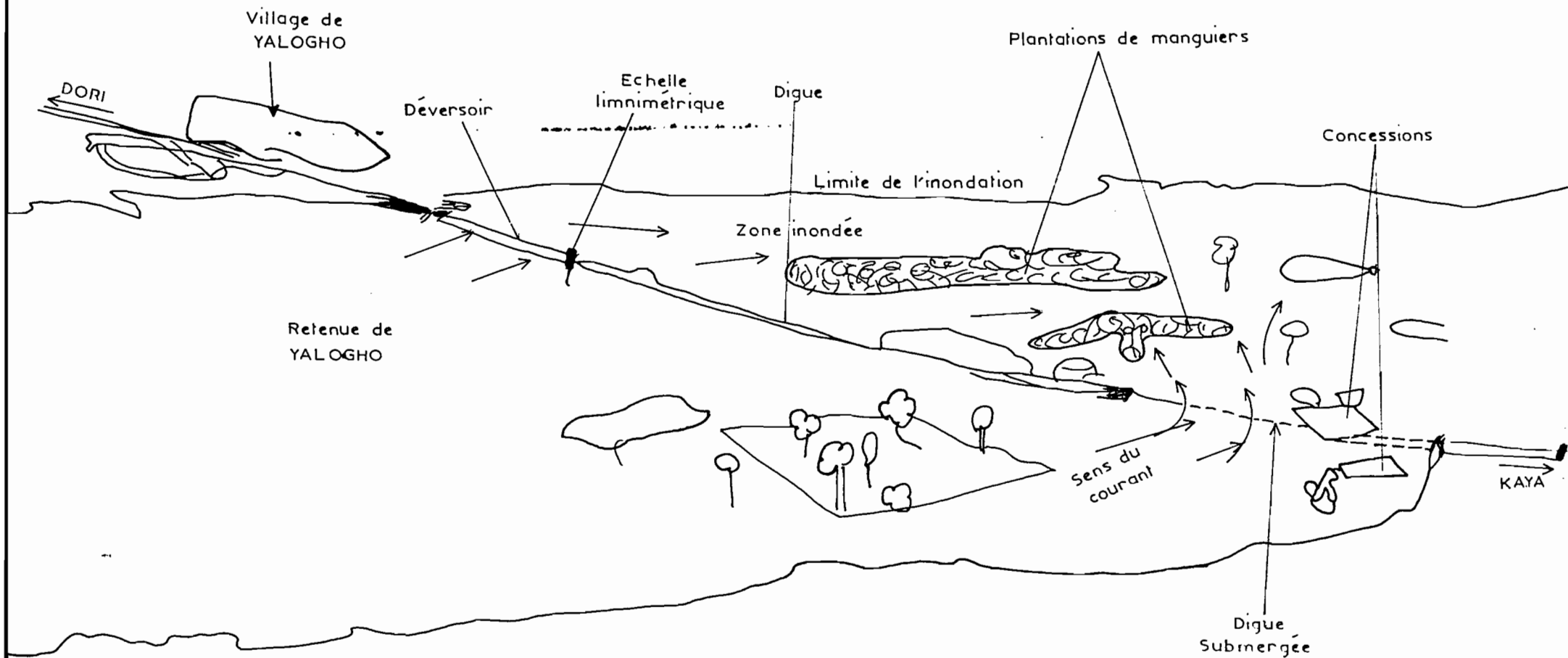
C'est ce que nous avons représenté sur le croquis de la fig. N°8 d'après une photo prise d'avion.

Au maximum de la crue, qui a été <sup>très</sup> étalée, le débit était :

- sur le déversoir avec une lame d'eau de 0,75 m	=	309 m <sup>3</sup> /s
- sur la zone de submersion de la digue avec une lame d'eau de 0,30 m et en utilisant la formule du déversoir pour cette partie	=	42 m <sup>3</sup> /s
soit au total - Q max		<u>351 m<sup>3</sup>/s</u>

.../...

CROQUIS DE LA RETENUE DE YALOGHO  
d'après photo prise d'avion le 3-8-1978



La récurrence de la crue de 1978 est difficile à estimer, mais on peut l'estimer entre 30 et 50 ans.

Nous savons qu'une crue importante avait déversé en 1974 avec une lame d'eau de l'ordre de 50 cm et qu'une autre crue très importante a eu lieu en 1940 à l'époque où le barrage n'existait pas.

Pour apprécier la crue exceptionnelle nous manquons de points de comparaison avec d'autres bassins du même ordre pour choisir par exemple une valeur du coefficient K de FRANCOU-RODIER, chaque cours d'eau sahélien étant pratiquement un cas particulier. A titre indicatif, voici les débits maximums de crues decennale évalués par l'ORSTOM pour quelques cours d'eau sahéliens où les observations l'ont permis.

- Gourouol à Dolbel (HV) 7500 km <sup>2</sup>	$Q_{10}$	=	117 m <sup>3</sup> /s
- Gourouol à Alcongui (Niger) 44850 Km <sup>2</sup>	$Q_{10}$	=	100 m <sup>3</sup> /s
- Sirba à Garbey Kourou (Niger) 38750 "	$Q_{10}$	=	500 m <sup>3</sup> /s
- Ba Tha à Houm Hadjer (Tchad) 32.950 Km <sup>2</sup>	$Q_{10}$	=	550 m <sup>3</sup> /s
- Ba Tha à Ati (Tchad) 45290 Km <sup>2</sup>	$Q_{10}$	=	500 m <sup>3</sup> /s

Il est inutile de chercher à aligner ces données sur un graphique.

Le BCEOM (rapport hydrologique pour la voie ferrée de Tambao) estime pour la Wanga le débit trentennal à 250 m<sup>3</sup>/s et le débit centennal à 310 m<sup>3</sup>/s ce qui nous semble un peu faible, mais ces chiffres sont établis par comparaison avec des cours d'eau non sahéliens.

Tenant compte de ce que l'on sait sur la SIRBA et de ce que les débits maximums sont laminés à l'aval des grands bassins sahéliens, nous retiendrons les valeurs suivantes de façon quelque peu empirique :

Valeur decennale	$Q_{10}$	=	200 m <sup>3</sup> /s
Valeur cinquantennale	$Q_{50}$	=	350 m <sup>3</sup> /s
Valeur centennale	$Q_{100}$	=	450 m <sup>3</sup> /s

Nous n'avons pas pu estimer le cubage de la retenue de YALOGHO mais il semble évident qu'elle n'est pas assez grande pour laminer efficacement une crue de cette ampleur. Nous retiendrons donc un débit à évacuer :

$$Q \text{ max} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 3 - Ouvrages à prévoir

Comme à Tougouri nous pouvons ici prévoir deux solutions : passage de la route sur la digue actuelle ou passage d'une déviation à l'aval.

#### a) Passage sur la digue actuelle

Le radier du déversoir qui mesure 280 m et qui a été refait en 1973 (reprise d'une dalle en béton sur l'ancien radier gabionné) peut-être aménagé soit simplement en passage submersible, soit en construisant une série de ponceaux sur la semelle existante, mais surtout la digue devra être rehaussée et la zone de submersion observée en 1978 devra être aménagée en déversoir de secours.

Le déversoir principal avec une lame d'eau de 80 cm peut actuellement évacuer un débit de 340 m<sup>3</sup>/s.

Si l'on construit des ponceaux de 3 m, comme à Tougouri sur la semelle actuelle, il faut prévoir une lame d'eau de 90 cm pour évacuer 327 m<sup>3</sup>/s à travers 85 ponceaux offrant une section de 255 m de large au total.

Dans ce cas la cote de la retenue sera à :

- 264,40 m NG dans le premier cas
- 264,50 m NG dans le second cas.

La chaussée sur la digue et sur les ponceaux devra alors être surélevée à la cote 265,30 m NG ( au lieu de 264,90 m NG actuellement).

Le débit supplémentaire sera évacué par un déversoir de secours aménagé en rive droite dont le radier calé à la cote 264,00 m NG et qui pour une longueur de 150 m et une lame d'eau de 40 ou 50 cm pourra débiter 63 m<sup>3</sup>/s ou 90 m<sup>3</sup>/s selon la solution retenue. Le débit total évacué et la cote des plus hautes eaux seront :

1 er cas - (aménagement des deux radiers)	Q = 405 m <sup>3</sup> /s
	PHE = 264,40
2 ème cas -(ponceaux et déversoir de secours)	Q = 417 m <sup>3</sup> /s
	PHE = 264,50

Dans les 2 cas la digue sera rehaussée à la cote 265,30 m assurant une sécurité de 0,90 ou 0,80 m largement suffisante.

.../...



b) Construction d'un pont à l'aval

Le passage de la route à l'aval de la digue sur un tracé relevé à 350 - 400 m traversant la zone de débordement sera une solution assez onéreuse. Les conditions d'écoulement sont assez mauvaises et l'évacuation d'un débit de 400 m<sup>3</sup>/s imposera la construction d'un pont de larges dimensions.

Le niveau des plus hautes eaux de 1978 relevé sur cette section est de 263,00 m NG soit 60 cm seulement en dessous du seuil du déversoir et correspond à une pente de la ligne d'eau de 3 ‰ environ.

Nous avons envisagé un pont unique enjambant le lit mineur très peu marqué dans cette section. Si l'on veut maintenir la cote des PHE à un niveau raisonnable pour la sécurité de la digue il ne faut guère dépasser les PHE de 1978.

Des travaux de terrassement seront nécessaires pour diriger vers le lit principal et le pont les écoulements à l'aval de la digue et surtout les écoulements pouvant passer sur le déversoir de secours qui de toute façon devra être aménagé.

Dans ces conditions, nous avons calculé le débit passant sous un pont pour diverses hypothèses.

Long. du pont	H. de la lame d'eau moy	Section mouillée	PHE mNG	DEBIT
105 m	2,00	210	263,00	365
	2,10	220	263,10	394
	2,20	231	263,20	427
120 m	2,00	240	263,00	417
	2,10	252	263,10	452
	2,20	264	263,20	488

On aura intérêt à choisir la solution d'un pont de 120 m qui avec une lame d'eau moyenne de 2 m pourra faire

.../...

transiter un débit maximum de 417 m<sup>3</sup>/s sans que la cote de l'eau ne dépasse 263,00 m NG au niveau du pont, c'est-à-dire la cote 263,50 à l'aval immédiat du déversoir. La chaussée sur le remblais d'accès et sur le pont devra être nivelée à 265,00 m NG. La longueur du remblais dans ce cas dépassera 1500 m et le coté amont de ce remblais devra être protégé des affouillements qui risquent de provoquer des courants parallèles à ce remblai venant du déversoir de secours en rive droite

La encore, signalons le danger que peut faire courir au pont à l'aval, le mauvais entretien du barrage à partir du moment où la route n'y passera plus.

FRANCHISSEMENT DE LA WANGA à YALOGHO

Solution N° 2 = Passage à l'aval

Pont de 120 m - 8 travées de 15 m

