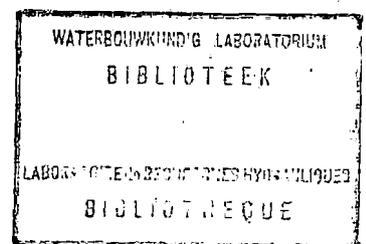


69 - 10



131480

ETUDE DE L'AMELIORATION DU BIEF MARITIME
DU FLEUVE CONGO
NOTES TECHNIQUES

Jointes au rapport général 1968 - MATEBA I

MOD. 255

MATEBA III

Texte

0 3 00 ^

ETUDE DE L'AMELIORATION DU BIEF MARITIME DU FLEUVE CONGO

PERSONNES AYANT PARTICIPE AUX MISSIONS

Ministère des Travaux Publics de Belgique-Administration des Voies Hydrauliques :

- MM.A. STERLING, Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées, Directeur du Laboratoire de Recherches Hydrauliques. Chef de la Mission 1967.
- C. ROMBOUTS, Ingénieur aux Voies Hydrauliques, Ancien Directeur au Service des Voies Navigables au Congo et ancien Directeur Général des Travaux Publics au Congo. Membre de la Mission 1967.
- J. J. PETERS, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Laboratoire de Recherches Hydrauliques. Membre de la Mission août-septembre 1968.
- M. DAMBRAIN, Conducteur-adjoint des Ponts et Chaussées, Service d'Etudes Hydrologiques et Ouvrages d'Art Hydrauliques. Membre de la Mission août-septembre 1968.

S. A. Girec :

- MM. J. CHARLIER, Ingénieur en chef. Ancien Chef du Service Hydrographique au Congo. Membre de la Mission 1967 et chef des Missions de mars-juin; août-septembre et novembre-décembre 1968.
- A. KHOKHLOFF, Hydrographe-expert. Ancien chef des études hydrographiques au Bas-Congo. Membre de la Mission mars 1968.
- A. CRESPIAN, Hydrographe. Membre des Missions mars et août-septembre 1968.
- E. GILSON, Hydrographe. Membre de la Mission août-décembre 1968.

ETUDE SUR MODELE REDUIT.

- M. I. COEN, Ingénieur Principal des Ponts et Chaussées, Laboratoire de Recherches Hydrauliques. Chargé de l'étude sur modèle.

Ministère des Transport et Communications du Congo - Service
de la Marine et des Voies Navigables - Section du Bief maritime à Boma:

MM. MAMBUKU, Chef de la Section.

TONGA, Chef du Service de Balisage, Dragages et
Hydrographie.

LAMBERT, Agent de la Coopération Technique belge, Conseiller
pour le balisage et les dragages.

LEMAN, Agent de la Coopération Technique belge,
Conseiller pour l'hydrographie.

TABLE DES MATIERES

	<u>page</u>
Avant-propos	1
<u>NOTE TECHNIQUE MATEBA A</u>	
HYDROGRAPHIE ET TOPOGRAPHIE	3
Introduction	3
CHAPITRE	
I	Levés hydrographiques 4
II	Topographie : le levé des bancs et des fles 11
III	Renseignements divers utiles à la construction et à l'exploitation du modèle 13
IV	Activités des missions en 1968 dans le domaine de l'Hydrographie et de la Topographie 15
<u>NOTE TECHNIQUE MATEBA B</u>	
HYDROMETRIE	16
1ère Partie : <u>Limnimétrie et Lignes d'eau</u>	16
Introduction	
CHAPITRE	
I	Echelles limnimétriques et limnigraphes de la région divagante' 17
II	Calcul des lignes d'eau 20
III	Lignes de concordance des échelles 24
IV	Activités des missions en 1968 dans le domaine de la Limnimétrie 25
2ème Partie : <u>Débits liquides</u>	27
CHAPITRE	
I	Généralités 27
II	Mesures de débits liquides 29
III	Relations hauteurs-débits en mouvement permanent 52
IV	Répartition des débits 54
V	Mesures effectuées au cours de l'année 1968 58

NOTE TECHNIQUE MATEBA C

SEDIMENTOLOGIE		65
Introduction		
CHAPITRE		
I	L'histoire géologique du fleuve congo	67
II	Caractéristiques sédimentologiques du bief maritime	69
III	La mesure du transport solide	76
IV	Les sédiments	99
V	Evolution des dunes sur les seuils	102

AVANT - PROPOS .

Les missions envoyées au bief maritime du fleuve Congo dans le cadre de l'étude de l'amélioration de la navigation ont effectué des mesures et travaux ayant pour but de permettre la construction et l'exploitation du modèle réduit. Les activités des équipes congolaises et belges sont reprises dans les trois notes techniques suivantes , intitulées "Hydrographie et Topographie" (note technique A) , "Hydrométrie" (note technique B) et "Sédimentologie" (note technique C). Ces trois notes complètent le Rapport Général 1968-Mod.255-Mateba I de l'Etude de l'amélioration du bief maritime du fleuve Congo.

La première note technique "Hydrographie et Topographie" montre quelles sont les données nécessaires à la construction d'un modèle réduit à fond fixe et les travaux et mesures auxquelles elles donnent lieu. Ceci correspond donc au levé des parties en dessous de l'eau (hydrographie) et au-dessus de l'eau (topographie). Des renseignements complémentaires, tels que genre et densité de la végétation, sont également repris dans cette note.

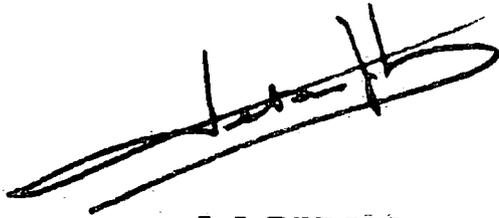
La note technique "Hydrométrie" montre les données qui sont nécessaires à l'étalonnage hydraulique du modèle réduit et les travaux et mesures auxquelles elles donnent lieu. Ceci correspond donc à l'étude des lignes d'eau (limnimétrie) et des mouvements de l'eau (débits liquides).

La note technique "Sédimentologie" montre les données qui sont nécessaires à l'étalonnage des mouvements des alluvions dans le modèle réduit et les travaux et mesures auxquelles elles donnent lieu.

Nous croyons qu'il était intéressant et utile d'une part de donner au Service des Voies Navigables de la République du Congo, journallement confronté avec les problèmes liés à la navigabilité du fleuve, une synthèse des travaux dans les domaines de l'hydrographie, de la

topographie, des débits liquides et de la sédimentologie nécessaires à la construction et à l'exploitation du modèle réduit; d'autre part de donner aux membres des missions belges se rendant au bief maritime du fleuve Congo une description des méthodes de travail et du matériel qu'ils seront amenés à utiliser sur place.

Nous avons repris plusieurs extraits de textes de Messieurs Charlier et Van Nimmen, anciens Ingénieurs du Service des Voies Navigables du Congo. Monsieur Charlier fut Chef du Service Hydrographique du Congo. Monsieur Van Nimmen fut ingénieur du même Service à Boma et effectua une série de mesures hydrométriques dont les résultats constituent un outil particulièrement utile pour l'étalonnage du modèle réduit.



J. J. PETERS.

Ingénieur des Ponts et Chaussées.



A. STERLING.

Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées
Directeur du Laboratoire de Recherches Hydrauliques

NOTE TECHNIQUE MATEBA A

HYDROGRAPHIE ET TOPOGRAPHIE

INTRODUCTION.

La construction du modèle nécessite la connaissance de la topographie des fonds, des bancs et des fles, ainsi que de la végétation.

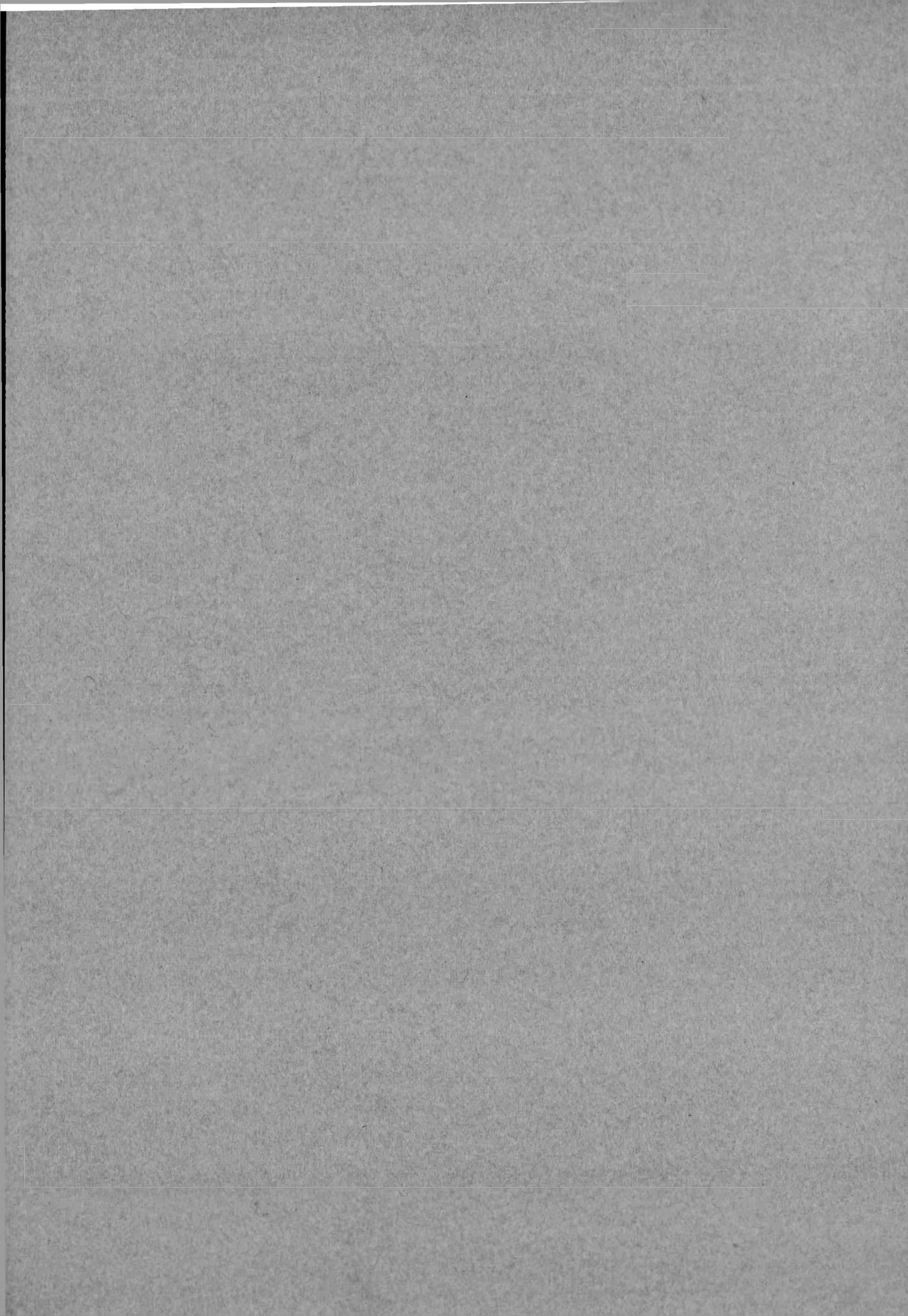
Le levé des fonds fait partie du programme de travail des équipes hydrographiques congolaises.

Le levé de certains bancs et de certaines fles ainsi qu'une série de renseignements sur le type et la densité de la végétation de la région divagante ont été faits par la mission belge pendant la période de août à décembre 1968.

*

*

*



CHAPITRE I

LEVES HYDROGRAPHIQUES

A. BUT ET SIGNIFICATION.-

Les levés hydrographiques des cours d'eau navigables ont pour but de déterminer la profondeur d'eau disponible et de délimiter le chenal de navigation.

Dans le bief maritime, ce chenal est bordé par une série de bouées noires à droite de la passe et rouges à gauche de celle-ci (pour un navire descendant le fleuve vers l'océan).

Lors d'un déplacement naturel de la passe, ces bouées sont déplacées de même (fig.1).

Au cas où les profondeurs deviennent insuffisantes pour permettre le passage de navires à grand tirant d'eau, les travaux de dragage permettent de rétablir la situation (fig.1).

Les profondeurs sondées sont ramenées à un niveau de référence, matérialisées par le zéro d'une échelle limnimétrique. La région est divisée en tronçons. Les profondeurs de chaque tronçon sont ramenées au zéro de l'échelle limnimétrique la plus rapprochée du centre de ce tronçon.

Les zéros des échelles limnimétriques ont été placés aux niveaux des plus basses eaux de 1915. Cette année là, l'hydrographe Nisot avait profité des eaux exceptionnellement basses pour matérialiser cette surface de référence.

TABLEAU I : NIVELLEMENT DES POSTES D'OBSERVATIONS.

LIEU	X	Y	Z Ancienne	Z 1.10.68	Z Nov.68	Z 10.12.68
BOMA	395,050	352,245	1,90	1,905	1,905	1,905
ALBY	389,410	352,265	1,787	1,756	1,785	1,785
QUATUOR	384,520	347,450		1,265	1,265	1,265
FETISH-ROCK	385,260	345,800	1,24	1,215	1,215	1,215
C'	380,412	342,645		0,885	0,885	0,885
MAYAUDON	379,172	340,775		0,750	0,750	0,750
POINTE PALMIERS	376,290	336,335		0,496	0,496	0,496
CAMOENS	372,850	338,860	0,35	0,400	0,400	0,400
MATEBA VILLAGE	370,620	342,800	0,34	0,308	0,308	0,308
CONVENSAINGH	366,290	340,100	0,12	0,080	0,080	0,080
KATALA	359,840	339,705	-0,106	-0,150	-0,150	-0,150
LONGO (K)	356,430	336,880		-0,280	-0,280	-0,325
TORTUES	374,260	343,612	0,75	0,750	0,750	0,750
PODIA	376,880	342,550		1,985	1,985	1,985
BANC AVAL	378,470	345,760		2,235	2,235	2,235
A'	378,400	347,150		2,280	2,280	2,280
BANC AMONT	379,660	345,910		2,370	2,370	2,370
BORASSUS POINTE	379,900	347,120		2,360	2,360	2,360
MATEBA BARRAGE	380,640	347,300	1,12	1,110	1,110	1,110
BANC 66	378,260	344,370				2,020
N'TEVA-MALELA	348,155	337,020				-0,375
KIANGA (Shishianga)	371,640	332,940				0,270

La figure 2 représente un profil en long allant de Boma à Convensaingh. Sur celui-ci ont été portées deux lignes. L'une correspond à la ligne des zéros des échelles limnimétriques (débit du fleuve $+ 24.000 \text{ m}^3/\text{sec}$), l'autre correspond à un débit du fleuve de $41.123 \text{ m}^3/\text{sec}$. Les pentes de cette seconde ligne sont plus fortes que celles de la première. En effet, les pentes augmentent avec les débits.

Nous allons voir ce que signifie la réduction des sondes. Prenons comme exemple le levé Jonction Mateba Amont.

Lors des sondages de ce levé, l'échelle limnimétrique de référence est celle de Mateba Village. Des profondeurs mesurées est soustraite une hauteur égale à la lecture de l'échelle limnimétrique. Cette hauteur s'appelle la réduction des sondes et est représentée par le segment "b" de la figure 2.

Le fait d'utiliser une réduction des sondes constante pour des sondages situés loin en amont ou en aval de Mateba Village, par exemple jusqu'à Convensaingh, revient à introduire une petite erreur " Δz " représentée à la figure 2.

Pour un profil de sondage donné, cette erreur " Δz " est la différence de la réduction des sondes "b" et de la hauteur limnimétrique fictive "a" qui serait lue à une échelle limnimétrique placée à cet endroit. Cette dernière longueur est la différence entre la hauteur de la ligne d'eau et celle de la ligne des zéros à l'endroit du profil sondé.

En aval de Mateba Village la réduction des sondes est trop grande, le Δz est positif; en amont de Mateba Village la réduction des sondes est trop faible, le Δz est négatif.

$H_f = h - b$

Ainsi à Convensaingh, à l'extrémité aval du levé Jonction Mateba Amont, la réduction des sondes vaut toujours 1,81 m, pour le débit de $41.123\text{m}^3/\text{s}$

Ce même profil, faisant partie du levé Mateba Aval sondé avec l'échelle de Convensaingh comme échelle de référence, aura une réduction des sondes de 1,62 m (lecture de l'échelle limnimétrique de Convensaingh).

Les profondeurs du profil dans ce levé seront donc 0,19 m plus grandes que dans le levé Jonction Mateba Amont, cette différence étant égale à la différence des lectures d'échelles à Mateba Village et Convensaingh.

Nous voyons ainsi l'intérêt qu'il y a d'équiper le fleuve d'un réseau d'échelles limnimétriques le plus complet possible pour limiter l'erreur commise lors de la réduction des sondes.

Les levés hydrographiques dressés par le Service des Voies Navigables ne peuvent être utilisés tels quels pour la construction du modèle. Il nous manque encore l'altitude des zéros par rapport à une surface horizontale de référence.

La construction du modèle nécessite donc deux corrections aux sondages hydrographiques :

- réduction de sonde : les profondeurs sont réduites de la hauteur lue à l'échelle limnimétrique de référence.
- correction du zéro : les profondeurs réduites sont ajoutées à la hauteur du zéro de l'échelle limnimétrique par rapport au plan horizontal de référence (voir longueur "c", figure 2).

Pour la navigation, seule cette première correction est nécessaire.

B. LES SONDAGES. -

Nous allons décrire brièvement les techniques et le matériel utilisé.

Les levés hydrographiques sont faits au 1/10.000^e.

En général deux brigades hydrographiques travaillent simultanément dans deux régions différentes.

Chacune des deux brigades comporte trois équipes disposant chacune d'une vedette à moteur d'une longueur de 15 m environ ayant à son bord un écho-sondeur donnant la profondeur en mètres.

1. Personnel d'un bateau de sondage.

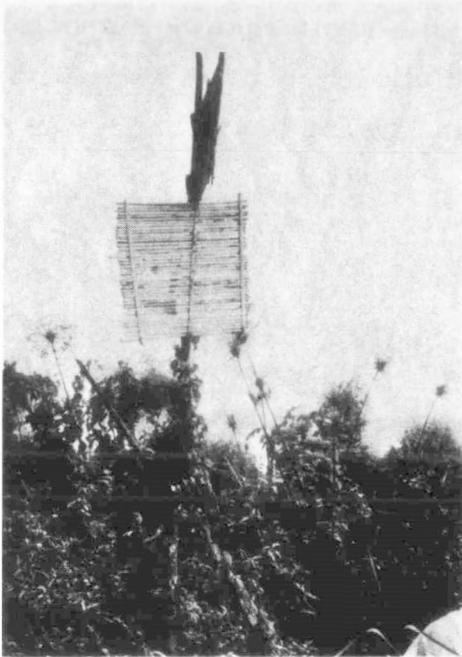
- trois opérateurs hydrographes. Le premier est le chef d'équipe. Le deuxième est preneur d'angle et secrétaire. Le troisième est preneur d'angle et porte les positions sur la minute de travail.
 - un opérateur écho-sondeur surveille le fonctionnement de l'appareil et marque les échogrammes à l'aide de "tops".
 - deux membres d'équipage dont l'un est le barreur profileur et l'autre motoriste.
- soit un total de six personnes.

2. Technique de sondage.

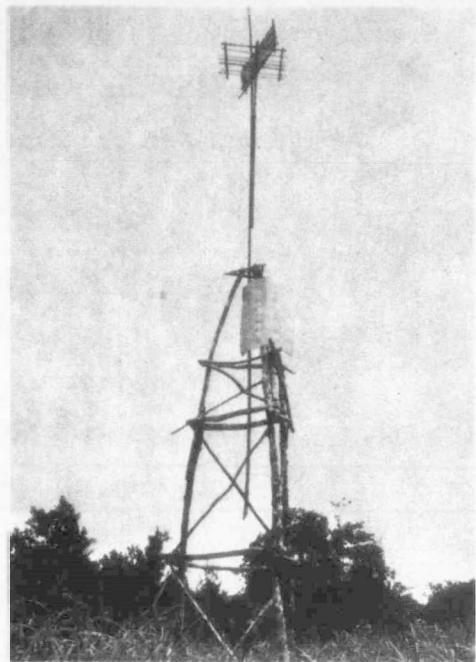
La vedette accoste à la rive. Le chef d'équipe fait prendre la position, choisit le profil et son repérage sur le terrain.



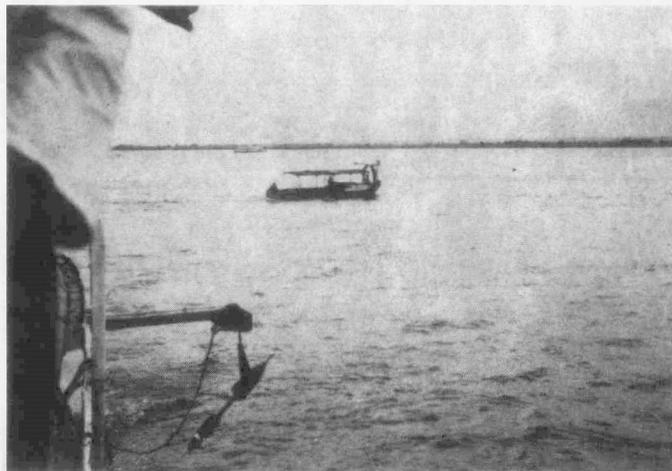
Signal Podia Bis - (Banc Podia Bis)



Signal Iguane 59
(Ilots Monroë)



Signal Pamba
(Ile des Papyrus)



Canot de sondage au travail

Le barreur fait parcourir à la vedette un profil en travers perpendiculaire au courant où à la rive. Ces profils sont parallèles dans les tronçons droits et en faisceau dans les courbes.

La position de la vedette est prise au sextant tous les 1 à 2 cm sur la carte et aux points des profondeurs caractéristiques et portés sur la minute à l'aide du stigmographe. La carte est en général au 1/10.000e (fig. 3).

Lors de l'accostage à la rive opposée, le chef d'équipe vérifie le nombre de "tops" portés sur la minute. Un croquis de la rive est tracé en s'aidant du sextant.

La vedette est déplacée au profil suivant à vue ou à l'aide du sextant.

Lorsqu'un profil de sondage traverse une passe navigable, des positions (tops) supplémentaires doivent être prises dans les alignements des bouées. Le profileur doit maintenir la vitesse uniforme entre deux tops de façon à pouvoir répartir les sondages intermédiaires le plus exactement possible.

Il est utile de compléter les levés des passes par le sondage des profils en long.

Au cours du sondage les niveaux d'eau sont relevés par un observateur aux échelles permettant la réduction de sondages au plan de référence (fig. 4).

Une équipe parcourt environ 1500 m de profils par jour. Le travail doit en général être arrêté entre midi et treize heures à cause

des remous créés par le vent d'ouest et qui se lève à ce moment. Ces remous et les nuages de sable qui en résultent diminuent l'intensité des ultrasons et l'échogramme devient illisible.

3. Tracé des courbes bathymétriques.

Le dépouillement des échogrammes se fait au chaland d'habitation, habituellement basé à Mateba Village.

Les échogrammes se déroulant à vitesse constante dans l'appareil et la vitesse du bateau étant fonction de la vitesse de l'eau dans le fleuve, il faut ramener l'échelle linéaire des temps de l'échogramme à une échelle non linéaire de distances.

Entre deux "tops" sur l'échogramme on suppose la vitesse du bateau linéaire. Le dessinateur divise l'intervalle en sous-intervalles réguliers. Sur la minute de travail, il répète la même opération. Pour chaque point ainsi marqué il relève la profondeur sondée, soustrait la lecture à l'échelle limnimétrique de référence et porte la cote trouvée au point correspondant de la minute. Les profondeurs sont exprimées en décimètres. La seconde opération s'appelle la réduction des sondes.

La minute est tracée sur du papier fort(toilé) résistant à l'humidité.

Au bureau de dessin, la minute est copiée sur papier calque. Les points d'égale profondeur sont reliés par une ligne continue (fig. 5).

Pour les besoins de la navigation on trace les courbes de manière que la situation réelle du fond relevé n'est pas moins favorable que celle représentée sur le plan.

4. Mesures des courants de surface.

Les levés hydrographiques doivent être complétés par les mesures de vitesse et de direction des courants de surface.

Ces mesures sont effectuées à l'aide de flotteurs. Ceux-ci sont constitués de deux planches en bois de 1,4m x 0,12m réunies en T et lestés de façon à rester en position verticale. Ils sont jetés dans le courant et suivis par groupe de deux ou de trois par une vedette.

Les preneurs d'angles déterminent les positions successives des flotteurs au sextant en notant l'heure à des intervalles de trois à cinq minutes.

Cette méthode très rapide est amplement suffisante quant à la précision pour exprimer les vitesses en kilomètres par heure.

Afin de tenir compte de la marée, les mesures sont répétées à marée haute, marée descendante, marée basse et marée montante (fig. 6, 7, 8 et 9).

L'influence de la marée sur les courants est peu importante. On observe une légère accélération au pendant et un léger ralentissement au gagnant.

L'effet est sensible dans la partie aval du modèle réduit (Convensaingh) et devient négligeable à la partie amont du modèle (Banc d'Anvers).

*

*

*

CHAPITRE II

TOPOGRAPHIE : LE LEVE DES BANCS ET DES ILES.

La construction du modèle nécessite la connaissance du niveau des bancs, des îles et des berges qui sont inondées lors des crues . On distingue les bancs des îles par le fait que les premiers ne sont recouverts d'aucune végétation alors que les secondes en ont.

Le levé des bancs lors des basses eaux est plus facile que le levé des îles à cause de la végétation qui entrave le travail de nivellement.

A. LEVE DES BANCS. -

Les bancs sont levés par lignes de niveau. Lorsque le niveau à l'échelle de Boma atteint une cote ronde, tous les demi - mètres par exemple, les hydrographes suivent à pied la laisse des eaux en repérant leur position par rapport à des repères topographiques. (fig. 10) .

B. LEVE DES ILES. -

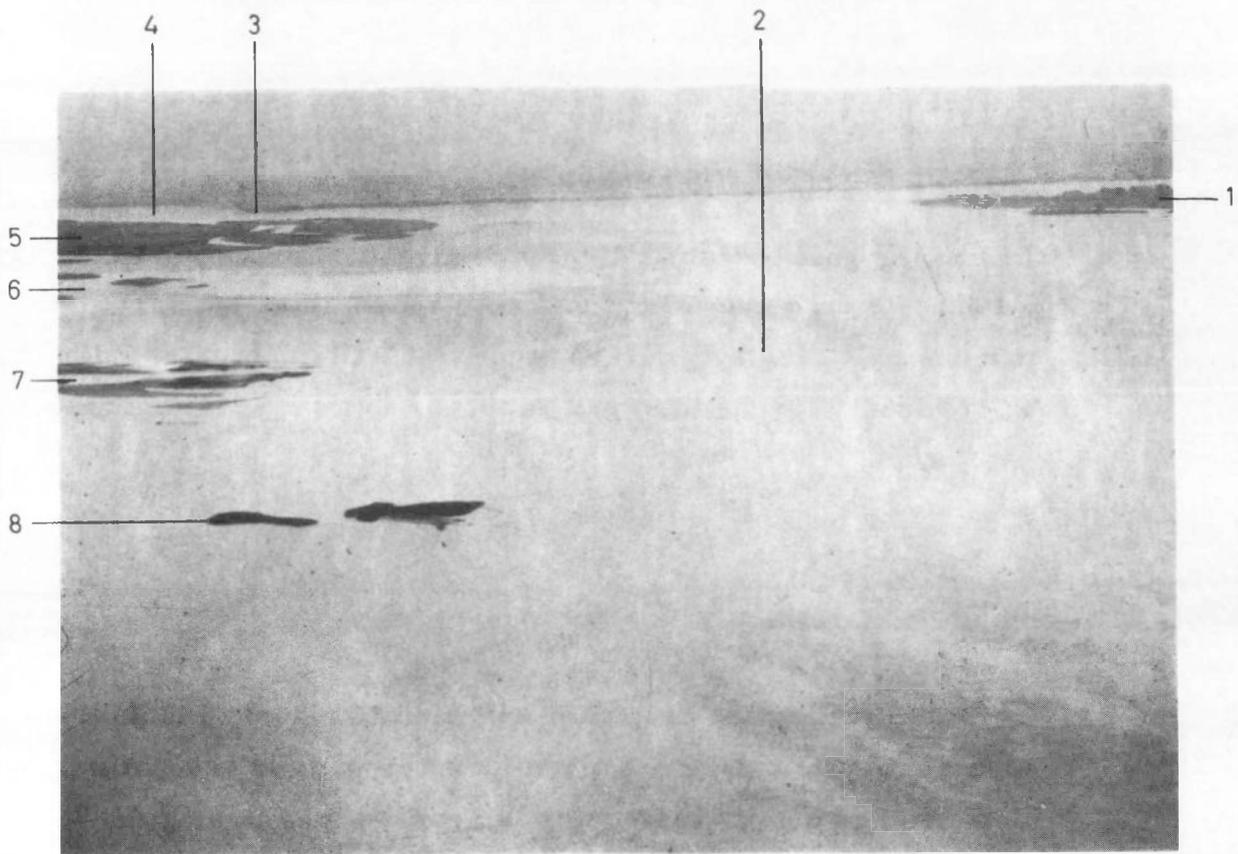
Lors du nivellement des échelles limnimétriques, les équipes topographiques ont du créer des percées dans la végétation. Cela leur a permis de tracer des profils types le long de ces percées.

Nous parlerons plus loin des nivellements géométriques.



(voir fig. 35 n°110)

Le rocher de Fetish-Rock



(photo aérienne n°1218)

Pool de Camoëns

- | | |
|-----------------------|------------------------------|
| 1 Ile des Papyrus | 4 Passe Mayaudon |
| 2 Passe Camoëns | 5 Iles Camoëns |
| 3 Pointe des Palmiers | 6-7-8 Ilots des Hippos Amont |

Une série de renseignements topographiques ont été recueillis lors des tournées de prises d'échantillons.

Les photos aériennes ont permis de compléter les données de terrain.

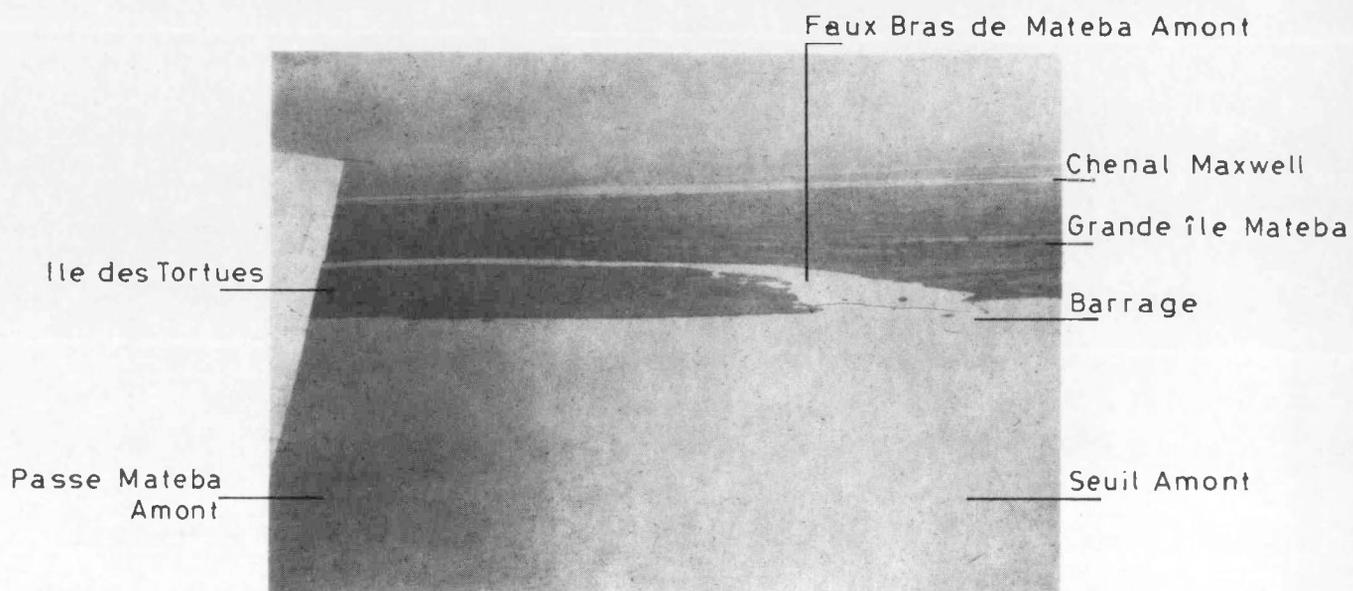
Une série de coupes types sont représentées aux figures 11 à 16.

*

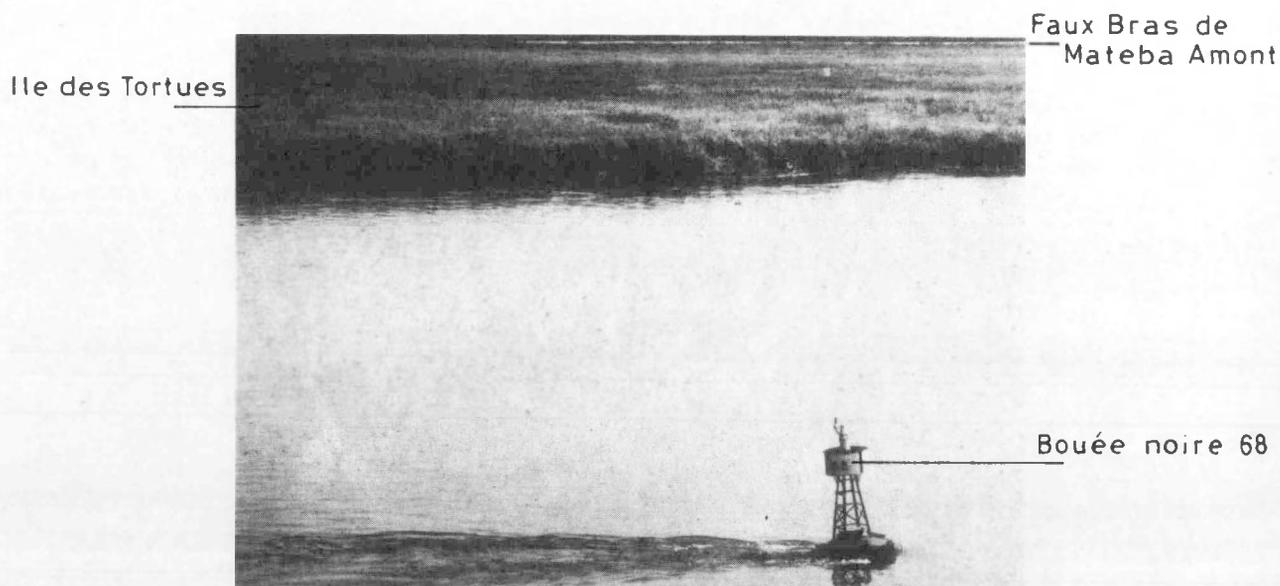
*

*

POOL DE MATEBA AMONT



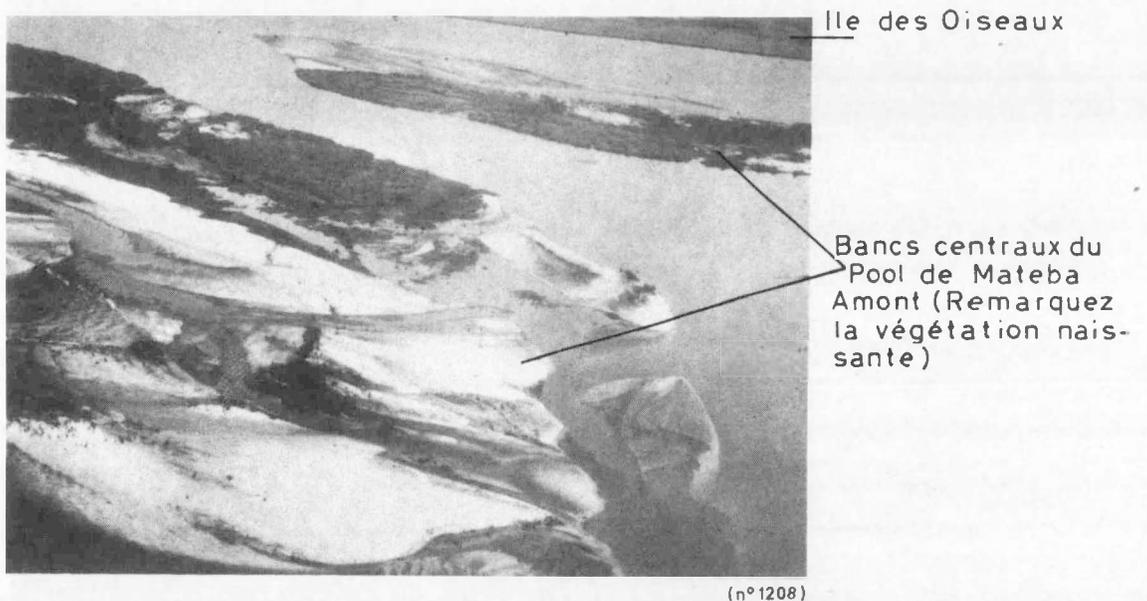
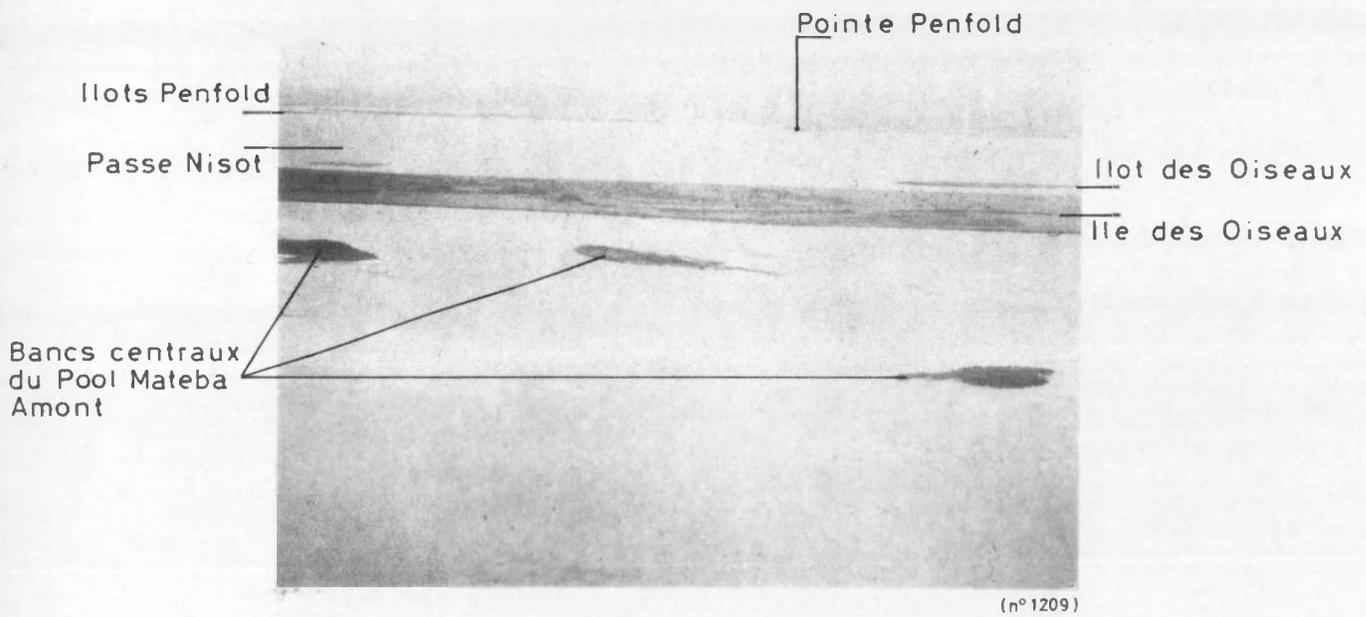
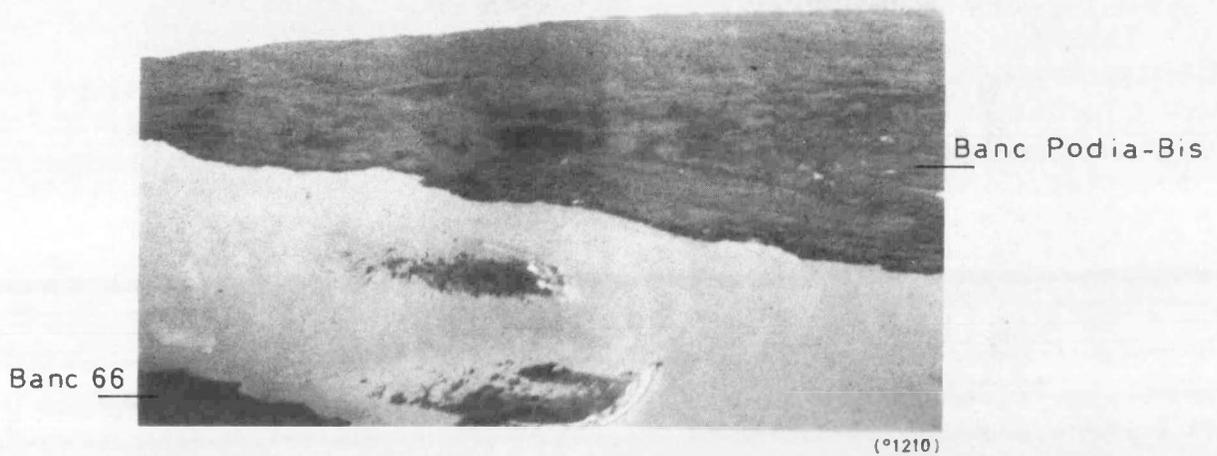
(photo aérienne n° 1205)

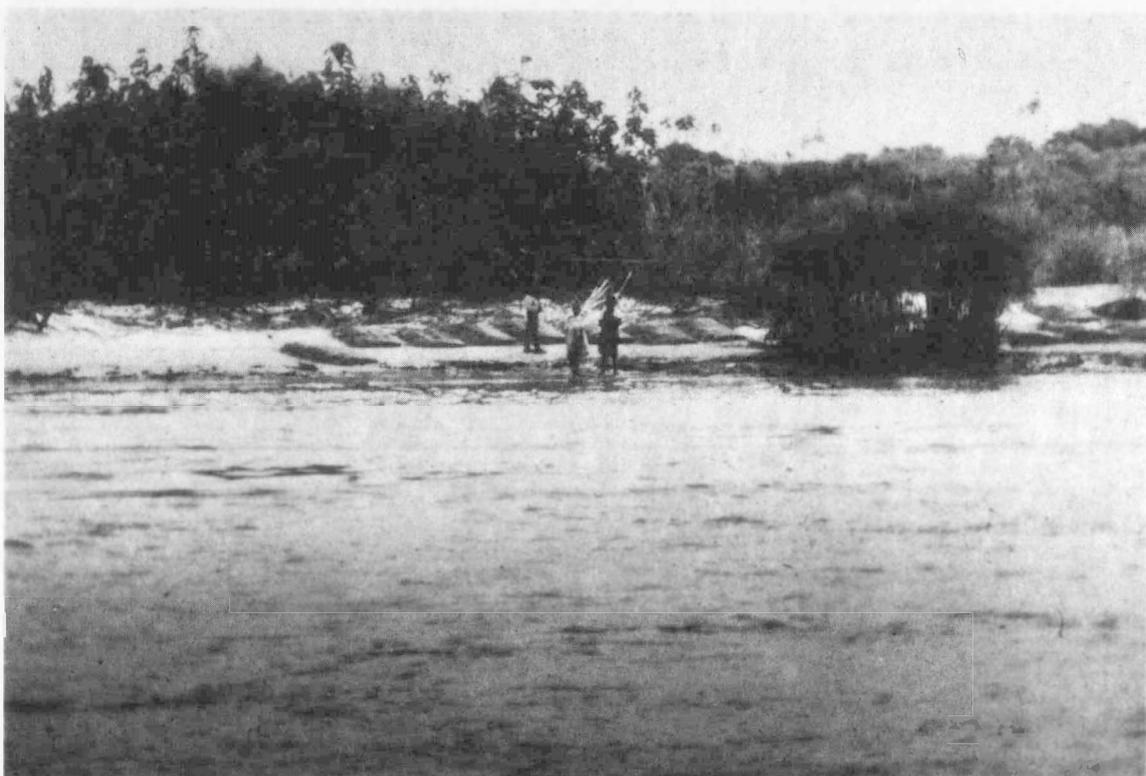


(voir fig. 37 n°531)

BANCS CENTRAUX DU POOL DE MATEBA AMONT
(photos aériennes)

Banc de sable  Ile des Oiseaux





(voir fig. 42 n°102)

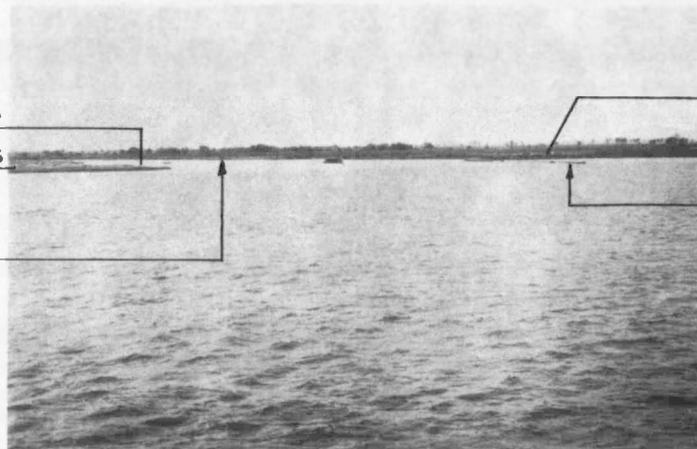
GRANDE ILE MATEBA
Rive entre Convensaingh et Mateba Village

Rive érodée de la grande île Mateba en amont du Barrage



(voir fig 35 n°232)

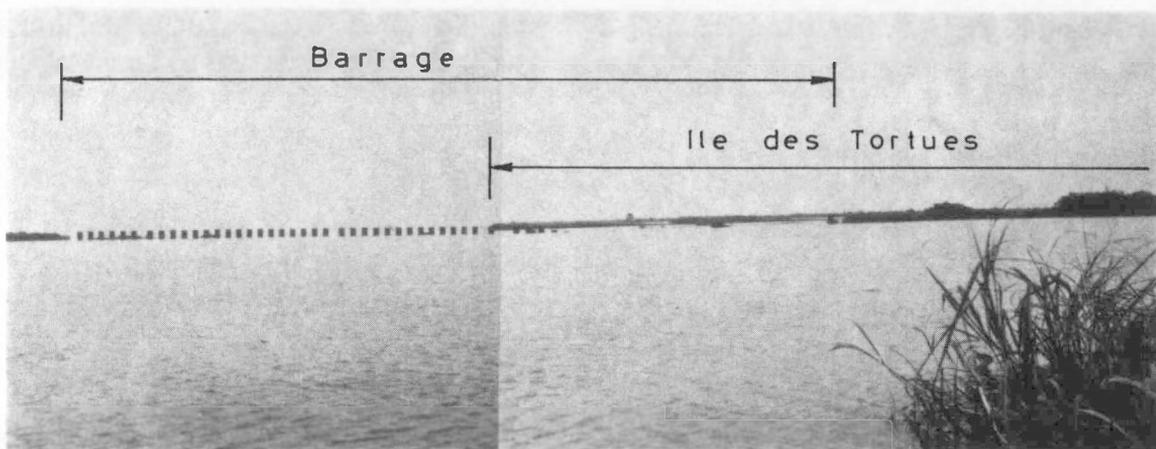
Barrage du Faux Bras de Mateba Amont



Erosion de l'île des Tortues permettant aux eaux du Faux Bras de contourner le Barrage

(voir fig.37 n°1118)

Passe Mateba Amont



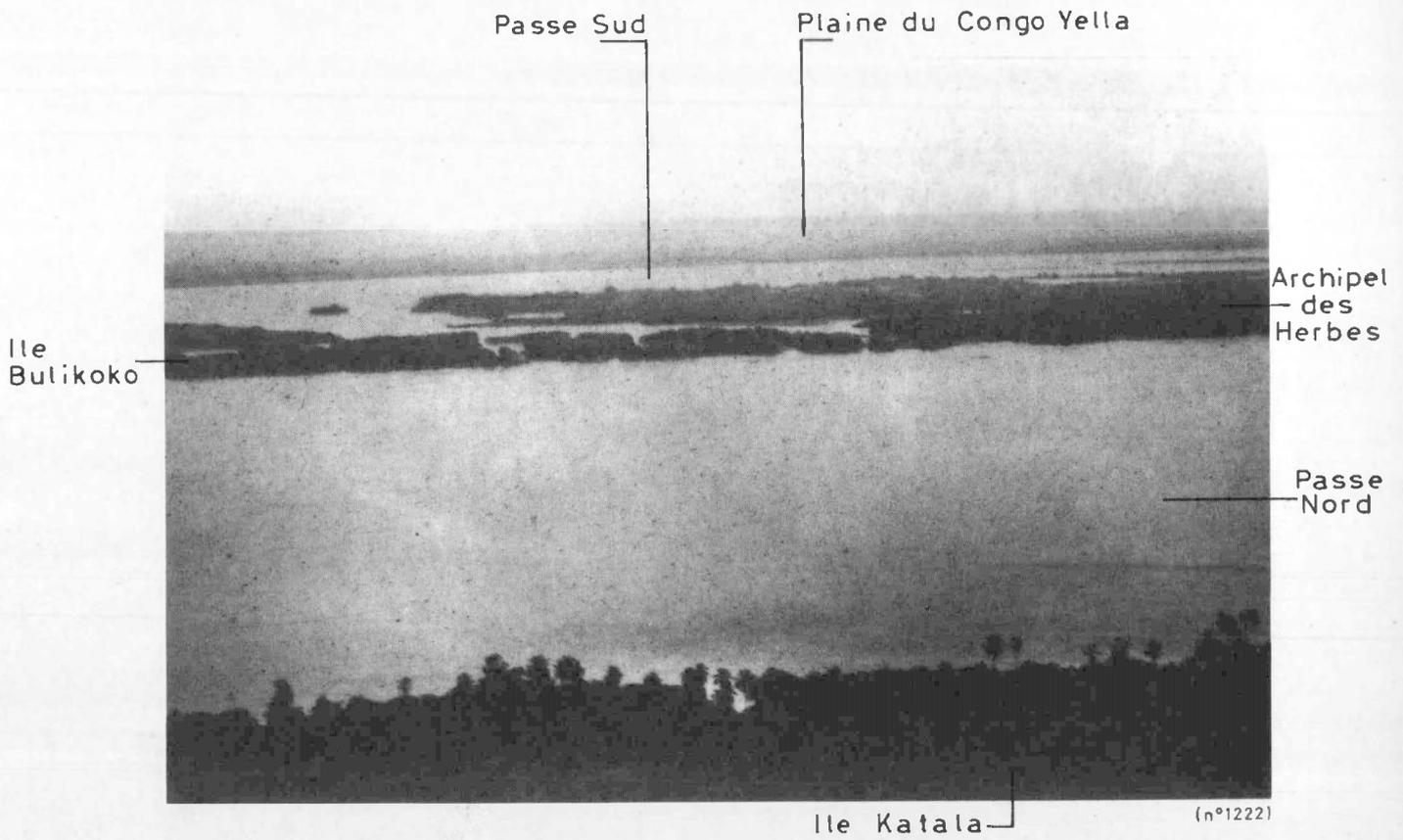
(voir fig 37 n°609-610)

Rive de la grande île de Mateba

MATEBA AVAL ET PASSE NORD (photos aériennes)



(n°1220)



(n°1222)



(voir fig 45 n° 924)

PASSE SUD — Erosion de la rive

CHAPITRE III

RENSEIGNEMENTS DIVERS UTILES A LA CONSTRUCTION ET A L'EXPLOITATION DU MODELE.

(plan d'ensemble figure 17 - légendes figure 18)

A. RENSEIGNEMENTS CONCERNANT LA VEGETATION. -

La plupart des bancs et des fles sont immergés lors des hautes eaux. Il est important pour l'exploitation du modèle de connaître la densité et le type de la végétation et de définir son influence sur l'écoulement des eaux.

Les figures 19 à 33 résument ces données.

Nous avons distingué quatre catégories :

- pas de végétation : aucune résistance à l'écoulement de l'eau.
- herbes éparses : faible résistance à l'écoulement.
- buissons : résistance moyenne à forte.
- arbres-végétation : forte résistance.
dense

Plus de 700 photographies prises sur place ont permis au personnel exploitant le modèle de se faire une meilleure idée de la région.

Certaines de ces photographies montrent des prises d'échantillons de sédiment.

Une vingtaine de photographies de la région divagante ont été prises d'avion en octobre 1968.

ETUDE DES SEDIMENS ET DE LA VEGETATION

(voir fig. 36
n° 129)



— herbes
— sable
— couche
d'argile

Pointe amont de l'île des
Oiseaux

(voir fig. 42
n° 606)



30 cm

Détail de la rive à Convensaingh
Le sédiment est de l'argile

(voir fig. 37
n° 619)



Bancs Amont - Echantillon
pris à l'aide d'une pelle

(voir fig. 38
n° 220)



Mateba Amont - Echantillon de
fond pris à l'aide d'une bou-
teille spéciale

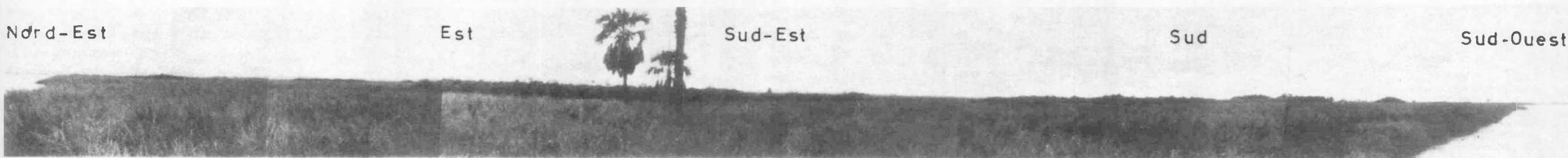
Nord-Est

Est

Sud-Est

Sud

Sud-Ouest



Ile des Oiseaux

(voir fig. 38 n° 201 à 207)

Photo panoramique - Végétation type herbe, buissons et arbres épars

La localisation des photographies est faite sur les figures 34 à 48).

B. RENSEIGNEMENTS COMPLEMENTAIRES CONCERNANT L'AGE DES ILES, LES COURANTS, LE pH DE L'EAU, LES ZONES D'EROSION ET D'ENGRAISSEMENT.

Il importe de savoir si une île ou une rive est ancienne (plusieurs dizaines d'années), moyennement récente (plus de dix ans par exemple) ou fort récente (moins de dix ans par exemple). Le critère utilisé est l'existence et l'importance de la couche arable.

Certains détails de courants (par exemple tourbillons) peuvent être utilisés lors de l'échallonnage hydraulique du modèle réduit.

La localisation des zones d'érosion et d'engraissement est utile lors de l'étude de l'évolution d'ensemble de la région divagante.

La mesure de l'acidité de l'eau (pH) , bien qu'elle ne soit pas demandée pour l'étude sur modèle a été mesurée.

Ces renseignements ont été portés sur les figures 40 à 63 .

*

*

*

CHAPITRE IV

ACTIVITES DES MISSIONS EN 1968 DANS LE DOMAINE DE L'HYDROGRAPHIE ET DE LA TOPOGRAPHIE .

1. HYDROGRAPHIE ET TOPOGRAPHIE.

Les brigades hydrographiques congolaises ont fait le levé complet de la région divagante excepté le Banc d'Anvers en dix mois.

Le levé proprement dit ne prend normalement que 4 à 5 mois. Cependant il a fallu recommencer le travail de repérage planimétrique, ce qui explique le retard. C'est surtout le repérage des régions sud qui a pris le plus de temps.

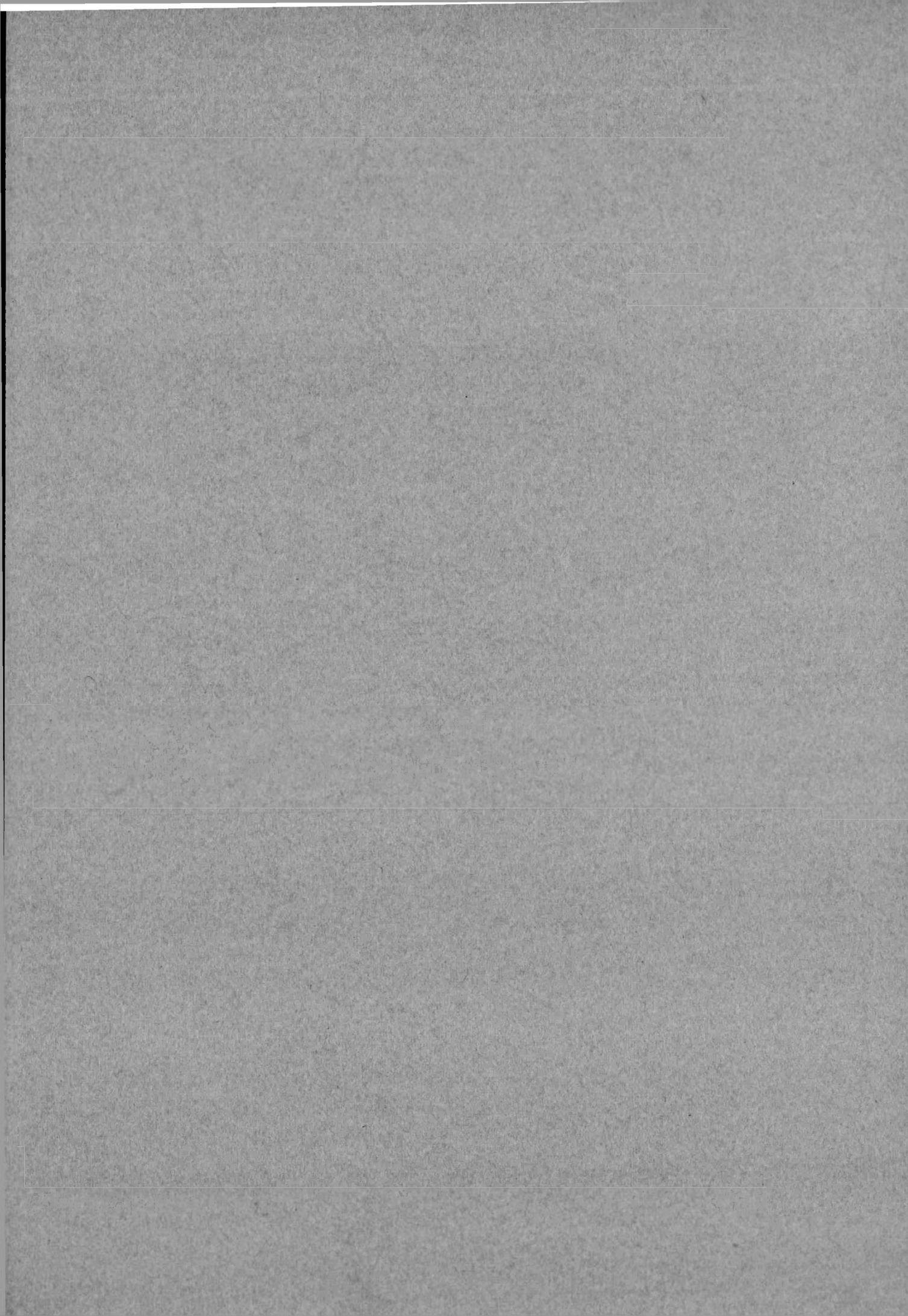
Il a en outre été procédé au levé des bancs de sable de la région de Mateba Amont pour 3 hauteurs d'eau caractéristiques, à savoir 2,15 , 2,50 , 2,95 m à Boma.

Les bras secondaires de l'île Bulikoko et des archipels qui l'entourent ont également été levés (fig. 71-72).

Ces deux derniers travaux étaient nécessaires pour une bonne représentation en modèle.

*

* *



NOTE TECHNIQUE MATEBA B.

HYDROMETRIE.

Ière PARTIE : LIMNIMETRIE ET LIGNES D'EAU.

INTRODUCTION.

La ligne d'eau est la représentation graphique des niveaux d'eau du fleuve portés suivant un profil en long qui est tracé suivant la route de navigation.

Dans la région divagante cette ligne d'eau est influencée par le débit d'amont, le lit du fleuve et la marée.

Les niveaux d'eau sont mesurés aux échelles limnimétriques et aux limnigraphes enregistreurs. Ces appareils sont nécessairement placés le long des rives. On suppose que le niveau dans la passe navigable est le même que le long de la rive, ce qui cependant n'est pas toujours le cas, car une pente transversale peut exister.

*

*

*

CHAPITRE I

ECHELLES LIMNIMETRIQUES ET LIMNIGRAPHERS DE LA REGION DIVAGANTE.

Trois appareils enregistreurs subsistaient début 1967, à savoir ceux de Bulabemba, Convensaingh et Boma.

Au cours des missions, le réseau a été complété. Fin 1968 quelques 14 limnigraphes et 12 limnimètres étaient en service. La figure 64 donne la localisation de ces appareils.

Les limnigraphes sont des appareils OTT type X25 à tambour horizontal faisant un tour par semaine. La longueur du papier enregistreur est de 384mm, la vitesse d'avancement est de 2mm/h. L'appareil est monté sur un tube support dans lequel ont été percés des trous .

Un flotteur suit les variations de niveau d'eau à l'intérieur du tube et les transmet au tambour enregistreur par l'intermédiaire de son câble de suspension qui passe sur une poulie complée au dispositif d'enregistrement.

La rotation du tambour est obtenue par un moteur mécanique compensé, à réserve de marche de 32 jours. Le papier enregistreur est remplacé chaque semaine sur le tambour. Les dates et les heures du début et de la fin de l'enregistrement ainsi que la lecture à l'échelle locale sont notées.

L'enregistrement terminé, le papier est ramené et dépouillé au bureau de dessin. Les niveaux minima, maxima et moyens sont mesurés pour chaque jour.

Le placement des tubes support se fait avec un bateau (la Clayford) ancienne drague munie d'une grue.

Les tubes sont assemblés à partir d'éléments de 9m de long munis de brides. Le diamètre intérieur du tube est de 0,60m.

La grue maintient le tube vertical. Une pompe chasse l'eau sous pression à travers deux lances à eau, l'une étant à l'intérieur, l'autre à l'extérieur du tube. Cette eau affouille le sable. Le tube s'enfonce lentement d'environ trois mètres. Le tube est maintenu parfaitement vertical.

Au préalable on a foré des trous dans la paroi tous les 0,50 m avec une mèche de ϕ 7mm.

Le sommet du tube est équipé d'une plate-forme sur laquelle vient se poser le limnigraphe et sa cabine de protection.

Le tube est alors équipé d'une échelle et d'un limnimètre.

Les limnimètres du Service des Voies Navigables du bief maritime sont des échelles en tôle émaillée ~~graduées~~ en décimètres. La lecture au centimètre se fait par interpolation.

Ces échelles sont fixées sur des pieux métalliques qui sont enfoncés à la masse. Le zéro des échelles est placé au niveau des plus basses eaux de 1915 (zéro hydrographique).

Une série d'échelles supplémentaires a été placée par la mission belge. Alors que les échelles du Service des Voies Navigables sont destinées à la navigation, les échelles de la mission ont uniquement pour but de permettre de tracer avec plus de précision les lignes d'eau. Ces échelles sont donc temporaires. Leur zéro a été placé environ au niveau des plus basses eaux de 1968. Elles ont ensuite été raccordées au nivellement de précision de façon à connaître leur cote exacte.

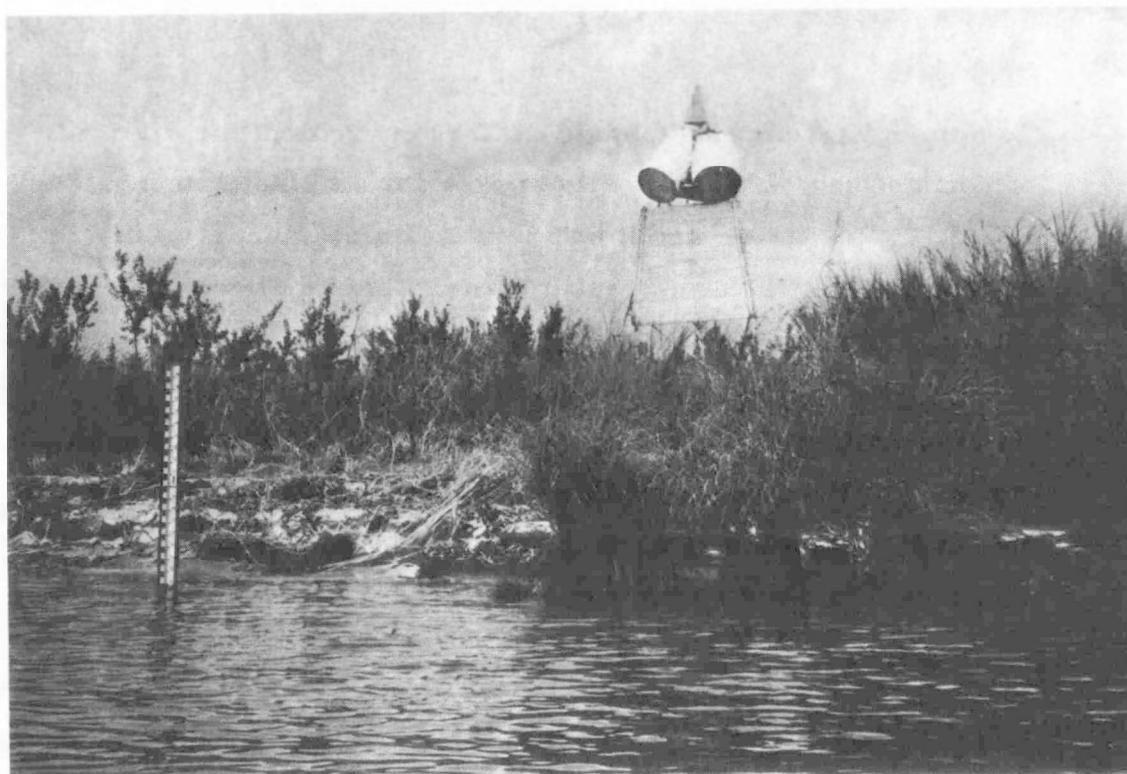
Le support est un assemblage de fers en U dont les éléments ont 1,50m de long. L'échelle elle-même est en plastique moulé en relief. La partie en relief est peinte. Un élément a un mètre de long et est gradué en centimètres. Chaque élément d'échelles est collé sur une poutre en bois.

On commence par enfoncer les éléments en U à la masse de cinq kilos. On ajoute des éléments jusqu'au refus. La fiche doit avoir au moins 1,00 m . Ensuite les bois munis des échelles sont fixés aux fers U avec des tire-fonds.

*

*

*



(voir fig.38 n°712)

L'échelle limnimétrique de Podia-Bis devant le signal de même nom (placée par la mission en septembre 1968)

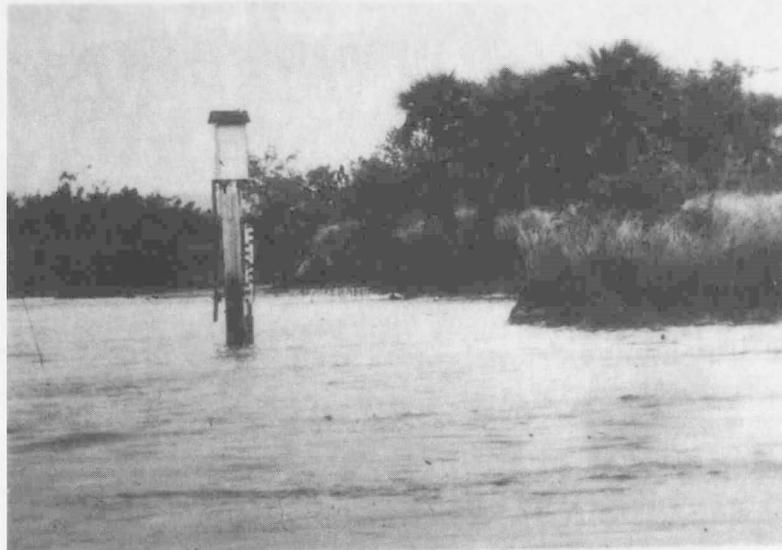


(voir fig.37 n°629)

L'échelle limnimétrique de Banc Amont (placée par la mission en août 1968)



Le P9, canot servant aux observations limnimétriques



(voir fig.42
n° 103)

Le limnigraphe et l'échelle limnimétrique de
Convensaingh



(voir fig.45
n° 1441)

Le limnigraphe et l'échelle limnimétrique de
Pointe Claeysens

CHAPITRE II

GALCUL DES LIGNES D'EAU.

Une ligne d'eau instantanée est obtenue en joignant les niveaux instantanés lus aux limnigraphes et limnimètres placés suivant un profil en long.

La ligne d'eau que nous devons introduire dans le modèle réduit doit correspondre à un débit constant dans le temps; nous nous trouvons donc en mouvement permanent. Or dans la nature la marée et la crue viennent influencer cette ligne d'eau. Une ligne d'eau de la nature ne correspond donc jamais à la ligne d'eau du modèle réduit fonctionnant en mouvement permanent.

Il est possible de générer en modèle un mouvement non permanent reproduisant les phénomènes de marée et de crue. Pour l'étude en cours cela n'a cependant que peu d'intérêt.

Nous allons voir comment nous tenons compte de la crue et de la marée pour le calcul de la ligne d'eau à introduire dans le modèle.

A. CRUE. -

Le régime du fleuve Congo est particulièrement stable.

Ainsi pendant la grande crue de 1968, le débit du fleuve est passé

de 33.000 m³/sec à 51.000 m³/sec d'août à décembre.
En quatre mois le débit n'a même pas doublé. Rappelons que les débits maximum et minimum du fleuve sont respectivement de 25.000 et 80.000 m³/sec.

La région divagante étant large et peu profonde, l'effet de la crue sur la hauteur d'eau est relativement faible. La variation maximum du niveau d'eau en crue, correspondant au passage du débit minimum au débit maximum observés, est de l'ordre de trois mètres à Mateba Village pour une profondeur d'eau moyenne de dix mètres avec des fosses de près de vingt mètres.

En 1968 les niveaux minimum et maximum observés étaient respectivement de 1,30 m et 3,12 m à Boma, et de 1,18 m et 2,31m à Mateba Village.

La vitesse maximum de montée des eaux à Mateba village au cours de la crue de 1968 était de 3 cm/jour .

B. MAREE.

La marée est faible dans la partie de la région divagante représentée en modèle. L'amplitude de marée est de l'ordre de 0,40 m à l'aval du modèle (Convensaingh) et de 0,15 m à l'amont du modèle (Fetish-Rock). Les amplitudes de marée sont plus grandes aux eaux basses qu'aux eaux hautes.

La marée ne s'accompagne pas d'une renverse de courant. Les vitesses des courants diminuent au gagnant et augmentent au perdant. Cet effet est sensible à Convensaingh et négligeable à Banc d'Anvers.

La figure 65 montre les variations de niveau dues à la marée à l'embouchure (Bulabemba), à l'aval du modèle (Convensaingh) et à Boma.

Vu la forme de la courbe de marée, on peut l'assimiler sans grande erreur à une sinusoïde. Le calcul de la correction due à la marée des lectures d'échelles se base sur cette hypothèse et sur celle de l'égalité de la durée de la montée (gagnant) et de la descente de la marée (perdant).

G. CALCUL DE LA CORRECTION DUE A LA MAREE. -

Pour les lectures aux limnigraphes, l'effet de la marée est neutralisé en prenant pour chaque jour la lecture moyenne, c'est-à-dire la moyenne arithmétique des maxima et des minima.

Pour les lectures aux échelles limnimétriques se pose le problème de déduire la cote moyenne à partir d'une lecture faite à n'importe quel moment de la marée.

En effet les lectures se font en parcourant le trajet marqué à la figure 64, trajet qui prend plusieurs heures. Chaque échelle est donc lue à un moment différent de la marée. Le tableau ci-joint est une feuille d'observations d'une telle tournée.

Ce calcul peut être fait, moyennant certaines hypothèses simplificatives, par interpolation entre limnigraphes.

Sur un profil en long sont portés, d'une part les amplitudes de marée du jour de mesure, d'autre part le retard de marée (fig. 66).

LIMNIMETRIE-Lectures échelles le 21 octobre 1968.

BOMA	06,00h	2,12m
QUATUOR	06,20	1,99
FETISH-ROCK	06,25	2,03
C'	06,40	1,89
MAYAUDON	06,45	1,87
PALMIERS-POINTE	06,55	1,87
POINT-FINAL	07,40	1,28
LONGO	08,00	1,21
KATALA	08,10	1,34
CONVENSAINGH	08,30	1,53
MATEBA-VILLAGE	08,45	1,71
CAMOENS	09,05	1,61
PODIA	09,20	0,54
TORTUES	09,25	1,77
BANC AVAL	09,35	0,56
BANC AMONT	09,40	0,56
A'	09,45	0,53
BORASSUS-POINTE	09,50	0,56
BARRAGE	09,55	1,89
QUATUOR	10,10	1,91
ALBY	10,27	2,01
BOMA	10,45	2,10

quels sont les documents
à déposer pour la mission |

En supposant la marée sinusoidale, l'interpolation permet de fixer l'amplitude de marée et les heures de marée haute et de marée basse. Connaissant l'heure et le niveau de la lecture, il suffit de déplacer verticalement la sinusoïde de marée de l'endroit jusqu'à ce qu'elle passe par le point de lecture. Le niveau lu a mi-amplitude représente avec une bonne approximation le niveau moyen du jour (Fig. 67).

Les corrections ainsi apportées se sont avérées précieuses pour l'étalonnage du modèle. En effet, celui-ci se fait d'autant plus facilement que la ligne d'eau est connue avec précision.

Les corrections de marée les plus importantes que nous avons apportées à des lectures d'échelles sont respectivement de 6 et de 9 cm à l'échelle de Tortues pour des débits du fleuve de 41.123 m³/sec et de 51.000 m³/sec. dans le cas le plus défavorable, la correction de la pente de la ligne d'eau était de 15% , ce qui n'est certes pas négligeable.

Ces corrections sont plus importantes pour la partie aval du modèle l'amplitude de marée y étant plus grande.

La figure 68 donne les retards de la marée haute et basse.

La figure 69 la réduction d'amplitude en fonction de la crue.

La figure 70 les lignes d'eau - Bulabemba-Boma et Matadi.

*

*

*

CHAPITRE III

LIGNES DE CONCORDANCE DES ECHELLES.

corrélation?

Une ligne de concordance est le lieu géométrique des points représentatifs des niveaux instantanés lus à deux échelles.

Grâce aux dizaines d'années d'observations limnimétriques, des lignes de concordance ont pu être établies entre les différentes échelles limnimétriques du bief maritime.

Le but de ces lignes est d'avoir un contrôle à postériori de l'exactitude d'une lecture. En effet, supposons qu'une échelle ait été déplacée que son zéro ne soit plus au même niveau. En portant deux lectures simultanées à l'échelle de Boma et à l'échelle dont il est question sur le diagramme, le point représentatif se situera à côté de la ligne de concordance.

Lorsqu'on fait une telle constatation il y a lieu de vérifier, de déterminer par nivellement la cote du zéro et d'apporter la correction voulue.

*

*

*

./..



CHAPITRE IV

ACTIVITES DES MISSIONS EN 1968 DANS LE DOMAINE DE LA LIMNIMÉTRIE.

Il a été procédé au placement de 11 limnimètres aux emplacements suivants (fig. 64) :

- 2 limnimètres appelés "A" et "Borassus Pointe" le long de la rive de l'île Tortue immédiatement en aval du barrage.
- 2 limnimètres appelés "Banc Amont" et "Banc Aval". Ceux-ci sont les témoins des deux précédents. Ces quatre limnimètres encadrent la région type qui a fait l'objet d'une étude détaillée de transport solide.
- 2 limnimètres aux bancs centraux du Pool de Mateba Amont, à savoir "Podia bis" et "Kijema".
- 1 limnimètre à Camoëns-Central.
- 2 limnimètres le long de la rive sud de l'île des Oiseaux, pour préciser la ligne d'eau entre Fetish-Rock et la Pointe des Palmiers le long de l'ancienne route de navigation.
- 1 limnimètre à Longo près de l'emplacement de l'ancien limnigraphe à mi-distance environ entre Katala et Point Final le long de la rive Sud de l'île Katala.
- 1 limnimètre à Kianga le long de la rive angolaise, point situé à mi-distance environ entre la Pointe des Palmiers et la Pointe Claeysens, point terminus atteint par le nivellement géométrique dont il sera question ci-après.
- 4 limnigraphes ont été placés à l'archipel des Tortues, Katala, Point Final et Nteva.



Les autres limnigraphes ont été révisés. Certains ont dû être remis en état, comme "Pointe Palmiers", "Mateba barrage", "Convensaingh", "Fetish-Rock" et "Alby".

Le rattachement par nivellement géométrique de ces échelles et limnigraphes, déjà pénible le plus souvent par la présence de la végétation qu'il faut couper ou contourner, a été rendu encore plus difficile par la hauteur des basses eaux. Celles-ci ne sont pas descendues en dessous de 1,30 m à l'échelle de Boma.

Les photos ci-jointes illustrent ce travail.

Certains nivellements devront être recommencés, par exemple sur les bancs amont.

La figure 73 montre les nivellements réalisés en 1968.

Il faut se rappeler que l'infrastructure, comprenant signaux, échelles limnimétriques et limnigraphes, qui sert aux levés et à la limnimétrie, doit être renouvelée continuellement, les érosions transformant chaque année l'aspect de la région divagante. Les travaux de placement de cette infrastructure sont longs et pénibles.

*

*

*

2ème PARTIE : DEBITS LIQUIDES.

CHAPITRE I

GENERALITES.

Le service des Voies Navigables (S.V.N.) avait établi en 1961 les courbes hauteurs-débits pour 3 sections, au moyen de 125 jaugeages mesurés au moulinet (Mao, Banc d'Anvers et Maxwell).

Jusqu'en 1961 également, le S.V.N. avait procédé à environ 225 jaugeages expéditifs au moyen de flotteurs de surface; les résultats de ces jaugeages calculés de façon rapide en utilisant un coefficient de réduction égal au rapport de la vitesse moyenne sur la vitesse de surface, partout et toujours égal à 0,85, servaient à étudier de façon générale les répartitions et les variations de répartitions des débits dans les divers bras de la région.

En 1961-62, une crue d'une ampleur exceptionnelle (6m26 à Kinshasa, 3m80 à Boma, 80.000 m³/s environ pour le débit) a profondément bouleversé la configuration des fonds.

Depuis 1966, de nouveaux jaugeages aux flotteurs ont été mesurés dans la plupart des sections de la région divagante et notamment au Banc d'Anvers et à l'entrée du chenal Maxwell.

Mesurés et calculés comme auparavant, ces débits au Banc d'Anvers sont systématiquement plus élevés que ceux correspondants aux mêmes niveaux pour la période antérieure à 1961. Il semble que la crue de 1961 à 1962 ait modifié l'équilibre du fleuve. Les débits

mesurés en 1968 ont cependant tendance à se rapprocher de la courbe hauteurs-débits établie par Monsieur Van Nimmén. Il est probable, les mesures de 1969 le montreront, que nous avons eu raison de garder cette courbe pour l'étalonnage du modèle réduit, le fleuve étant revenu vers un état d'équilibre où cette relation reste valable. figure 76a.

*

*

*

./...

CHAPITRE II

MESURES DE DEBITS LIQUIDES

A. DESCRIPTION D'UNE SECTION DE JAUGEAGE. -

Le choix d'une section de jaugeage est déterminé par plusieurs facteurs, à savoir :

- la section doit se trouver dans une partie du fleuve où le fond est invariable et régulier.
- les vitesses doivent être perpendiculaires au profil.
- la largeur de la section doit être la plus faible possible.

Lorsque la section se trouve sur un bras qui divague, il est parfois nécessaire de la déplacer pour tenir compte des facteurs mentionnés plus haut.

Chaque section est matérialisée par des signaux. Sur chaque rive deux signaux déterminent l'alignement de la section.

Des repères placés en amont et en aval de la section permettent à un observateur de déterminer au sextant la position dans le profil de la station de mesure.

De plus chaque section comprend en amont un profil de lancement et en aval un profil de repêchage de flotteurs. Ces profils servent aux jaugeages par flotteurs. La section elle-même sert aux jaugeages au moulinet.

Il est important que les deux balises d'un alignement soient bien visibles et suffisamment éloignés l'un de l'autre pour que le profil soit sensible. En effet, lors d'un déplacement du bateau de mesure

vers l'amont ou vers l'aval, l'observateur remarquera d'autant plus facilement que les deux panneaux ne se trouvent plus alignés si la distance qui sépare ceux-ci est plus grande. La figure représente la section de mesure Banc d'Anvers.

B. LEVE DU PROFIL EN TRAVERS DE LA SECTION DE JAUGEAGE. -

La technique est la même que pour le sondage des levés hydrographiques (voir note technique "Hydrographie et Limnimétrie").

Le bateau muni de l'écho-sondeur, parcourt la section de jaugeage suivant l'alignement matérialisé par les balises des rives.

Le levé se fait deux fois, une fois dans chaque sens.

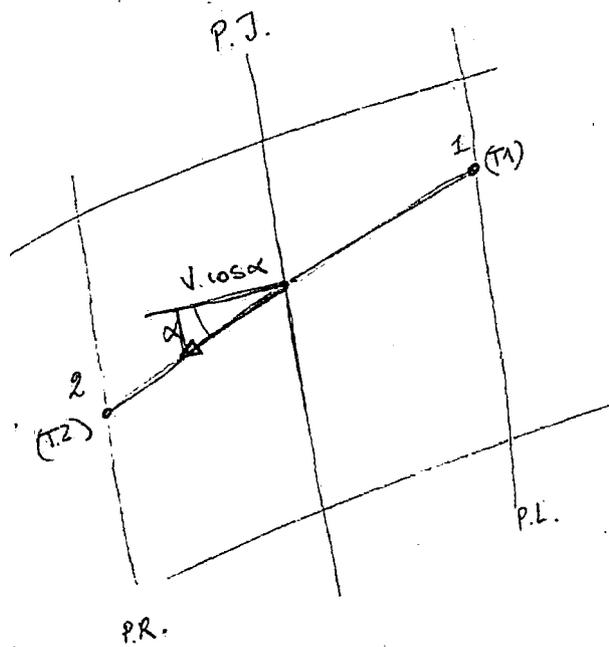
A intervalles de temps réguliers la position de l'embarcation est déterminée. L'échogramme est marqué au même moment. Cette opération permet de retrouver l'échelle des longueurs horizontales sur l'échogramme.

C. JAUGEAGES. -

Les jaugeages se font soit aux flotteurs, soit au moulinet.

Les mesures aux flotteurs sont utilisées pour déterminer la répartition du débit du fleuve entre les différents bras.

Les mesures au moulinet servent à déterminer les débits des trois sections principales de Mao, Maxwell et Banc d'Anvers. Cette dernière est la section d'entrée du modèle réduit.



$$(T_2 - T_1) = T \text{ [sec]}$$

$$\bar{V} = \frac{S_{12}}{T}$$

Est-il prévu dans le programme des mesures aux flotteurs?

1. Jaugeage aux flotteurs (figure 78).

a. - Description du flotteur. (figure 74)

Les flotteurs sont constitués de deux planches en bois de 1,40 m Ils sont lestés de façon à ce que seul 25 à 30 cm émergent de l'eau. Cette longueur doit être suffisamment grande pour permettre le repérage et suffisamment petite pour que le vent n'influence pas trop la vitesse du flotteur.

b. - Technique de jaugeage.

Les flotteurs sont immergés en amont du profil de lancement par groupes. Les canots hydrographiques de l'équipe suivent les flotteurs. Au passage du premier profil on déclenche le chronomètre. A intervalles réguliers, le canot se rapproche du flotteur jusqu'à le toucher et les preneurs d'angles déterminent sa position au sextant.

Le temps nécessaire au flotteur pour parcourir la distance séparant les deux profils est relevé au chronomètre.

c. - Calcul du jaugeage aux flotteurs.

La méthode de calcul est semi-graphique.

Les vitesses sont déduites de la trajectoire et du temps relevés lors du passage du profil de lancement au profil de repérage. On suppose la vitesse dans la section de jaugeage égal à la vitesse moyenne V mesurée entre ces deux profils.

Une première correction $\cos \alpha$ est apportée pour tenir compte de l'angle α existant entre la trajectoire et la normale à la section de jaugeage.

Après avoir tracé sur papier millimétré la section en travers levée à l'écho-sondeur, les points de passage de chaque flotteur sont marqués sur celui-ci. Les profondeurs P lues à ces endroits sont multipliées par la vitesse réduite $V \cos \alpha$. Le produit $V \cos \alpha \cdot P$ ainsi obtenu est porté en ordonnée sur le graphique au regard des positions portés sur l'axe des abscisses qui représente les largeurs (fig. 79 à 82).

Le planimétrage de la surface contenue entre l'axe des abscisses et la ligne brisée reliant les extrémités des segments $V \cos \alpha \cdot P$ donne le débit brut D , qui suppose la vitesse moyenne sur la verticale égale à la vitesse du flotteur.

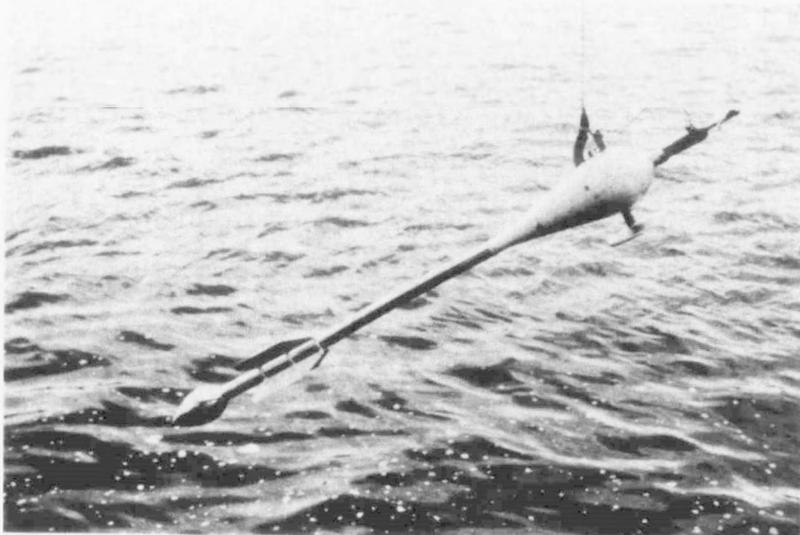
Pour obtenir le débit réel il faut multiplier les vitesses des flotteurs par un coefficient réducteur. Celui-ci n'est cependant pas constant. Il est fonction de plusieurs facteurs tels que la profondeur, de la crue, de l'état et du retard de la marée, de la nature et de la forme du fond et des rives etc....

L'influence de la profondeur, de la nature et de la forme du fond et des rives peut être limitée en choisissant une section régulière, éloignée de sources de perturbations tels que pitons rocheux ou criques et se trouvant dans une région où la section en travers en amont et en aval varie régulièrement.

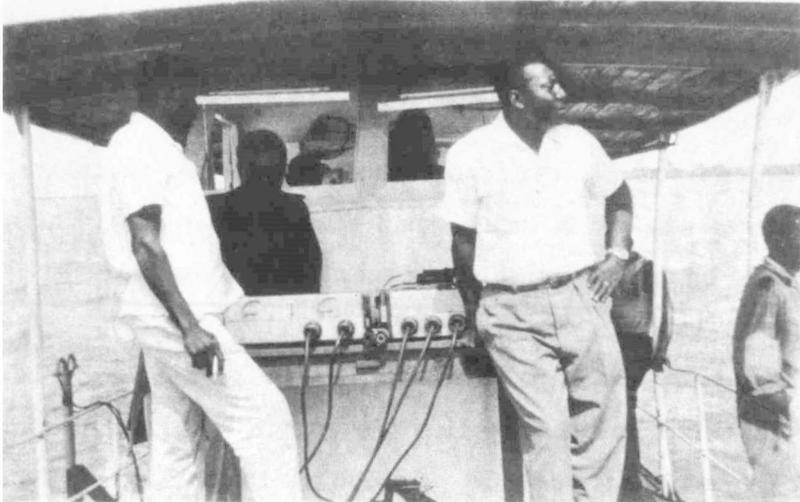
Une analyse plus détaillée est faite au chapitre V.

Les effets de la marée peuvent être réduits en choisissant pour les mesures une période de mortes eaux (quadrature) et en effectuant le jaugeage aussi près que possible d'une étale de marée.

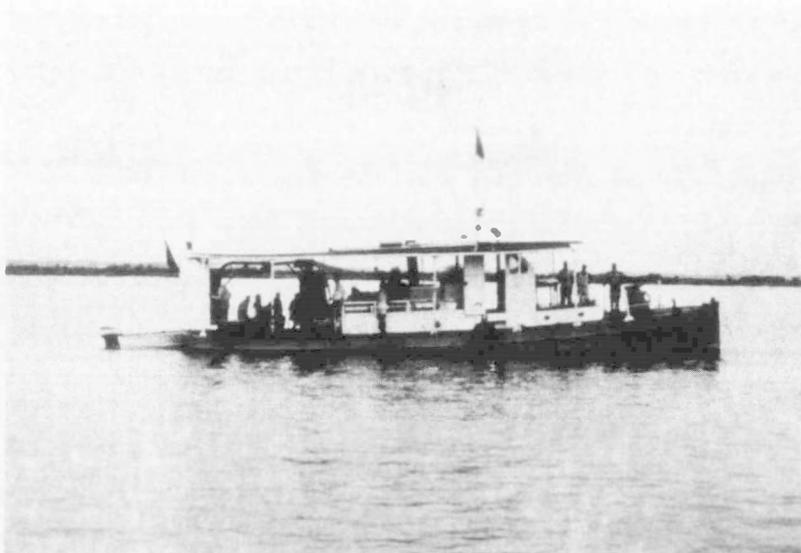
Le coefficient réducteur utilisé au bief maritime est de 0,85. Nous verrons au sous-chapitre D. que ce coefficient est trop faible et qu'il faudrait adopter 0,90.



Moulinet hydrometrique OTT



Levé du profil en travers de Banc d'Anvers à l'aide de l'écho-sondeur



Le Prince Baudouin lors d'une jaugeage au moulinet à Banc d'Anvers

2. Jaugeage au moulinet.

a. - Instruments.

Les moulinets utilisés au bief maritime sont du type Ott Arkansas V. L'ensemble comporte une hélice, un corps de moulinet relié à la surface par un fil conducteur, un plomb poisson de 100 kgrs suspendu à un câble d'acier et une queue munie d'ailerons. Le tout est équilibré dans l'eau de façon à ce que l'axe de moulinet prenne correctement la même orientation que le courant.

Le fil conducteur du moulinet passe dans l'âme du câble de suspension qui lui-même sert de masse.

Le plomb-poisson est muni d'un contact de fond.

Le câble de suspension est enroulé sur le tambour d'un treuil Wolga. Celui-ci est muni d'un compte tours permettant de connaître à chaque instant la profondeur du moulinet à 1 cm près.

L'autre extrémité du câble est reliée à une batterie de mesure F6. Cette batterie compte le nombre d'impulsions électriques dues à la rotation de l'hélice dans l'eau et comprend un chronomètre et un interrupteur général permettant la mise en circuit ou hors circuit du chronomètre et du compteur. Cet instrument fonctionne avec des piles électriques.

Le treuil Wolga a une capacité de 160 kgrs . La circonférence du tambour est d'un mètre. Il comporte un frein à bande, un compteur et trois bagues de contact par frottement pour la transmission des impulsions.

b. - Technique de jaugeage.

Pour avoir un maximum de précision il faut mesurer un grand nombre de verticales.

On limite généralement le nombre de verticales à dix, vu le temps nécessaire aux opérations de mouillage et de mesure.

1) Mise en station.

Les stations ont été déterminées à l'avance et portées sur la carte. Le barreur amène son embarcation en aval du profil à peu près à la bonne distance de la rive. Il remonte ensuite lentement le courant. La position est prise au sextant au passage de la section de jaugeage et portée sur la carte. Au cas où la station n'est pas bonne, le barreur recommence l'opération en compensant à gauche ou à droite. Au cas où la station est bonne, le barreur amène son embarcation, à une distance au moins égale à trois fois la profondeur, en amont du profil, largue l'ancre et se laisse dériver en laissant filer une longueur de chaîne valant trois fois la profondeur d'eau. A ce moment le bateau doit s'immobiliser un peu en amont de la section de jaugeage.

Si l'ancre dérapée et drague, il faut recommencer l'opération. Signalons que la remontée de l'ancre demande en moyenne 400 tours de manivelle .

Si l'ancre tient, le barreur file la chaîne jusqu'à se trouver dans la section.

La position est déterminée à l'aide des sextants et portée sur la carte.

Il se peut que l'ancre décroche au cours d'une mesure. Toute la mesure est alors à recommencer.

L'entredistance des verticales est en général de cent mètres environ. La section de Banc d'Anvers comporte 12 verticales.

2) Mesures des vitesses.

Dans chaque verticale la vitesse est mesurée à la surface, au fond et aux 2, 4, 6 et 8 dixièmes de profondeur.

Le fond est atteint lorsque la batterie F6 émet un son continu. La profondeur atteinte diffère souvent de la profondeur mesurée sur le profil en travers levé à l'écho-sondeur. Nous verrons plus loin d'où peut provenir cette différence. La profondeur réelle est obtenue en ajoutant 0,20 m à la lecture du compteur du treuil. En effet le contact de fond se trouve 0,20 m en dessous de l'axe du moulinet et le compteur du treuil est mis à zéro lorsque l'axe du moulinet se trouve à la surface de l'eau.

Connaissant la profondeur d'eau, on remonte le moulinet de 0,20m. La mesure de la vitesse de fond se fait à ce niveau. On se trouve ainsi à 0,40 m du fond réel.

La batterie F6 est mise à zéro, c'est-à-dire que le chronomètre et le compte-tours indiquent zéro. L'opérateur démarre la mesure en enclenchant l'interrupteur. Au bout de trois cent secondes le chronomètre et le compte-tours sont arrêtés simultanément à l'aide de l'interrupteur. Le nombre de rotations de l'hélice est noté.

Le moulinet est remonté de deux dixièmes de la profondeur et l'opérateur recommence la mesure.

L'opération est ainsi recommencée à quatre, six et huit dixièmes de la profondeur au-dessus du fond.

Lors de la mesure de la vitesse de surface, l'axe du moulinet se trouve à 0,30 m en dessous de la surface de l'eau.

c. - Calcul d'un jaugeage au moulinet.

Le calcul comprend les phases suivantes :

- calcul des vitesses .
- tracé des polygones de vitesses et calcul du produit $V_m \cdot H$, vitesse moyenne, profondeur.

- calcul de la section mouillée.
- tracé du polygone des vitesses moyennes dans la section.
- calcul du débit liquide.
- calcul de la vitesse moyenne de la section.

1) Calcul des vitesses.

La vitesse de l'eau est déterminée à partir du nombre n de révolution de l'hélice du moulinet à l'aide d'une formule du type.

$$v = a(n) + b$$

où a et b sont des constantes

Chaque moulinet et chaque hélice ont leur formule d'étalonnage.

2) Tracé du polygone des vitesses et calcul du point $\bar{v}_m \cdot H$.

Le polygone des vitesses est dessiné en portant verticalement les profondeurs et horizontalement les vitesses (fig. 84b) et en reliant par des segments de droite les extrémités des vecteurs représentant les vitesses.

La surface de ce polygone, déterminée par planimétrie, représente le produit " $\bar{v}_m \cdot H$ " où \bar{v}_m est la vitesse moyenne de la verticale et H la profondeur totale.

3) Calcul de la section mouillée.

La section transversale est dessinée en portant horizontalement les largeurs et verticalement les profondeurs du fleuve mesurées au compteur du treuil (fig. 84c).

On joint les points représentatifs du fond par des segments de droite.

La section mouillée ou section en travers est obtenue en planimétrant cette surface. A titre de contrôle on trace sur ce même dessin le profil en travers relevé à l'écho-sondeur.

4) Tracé du polygone des vitesses moyennes dans la section.

Ce polygone est obtenu en joignant les extrémités des vecteurs vitesses moyennes V_m portés verticalement sur la section en travers (fig. 84c).

5) Calcul du débit liquide.

Sur la section en travers on porte verticalement les vecteurs représentatifs du produit $V_m \cdot H$. Après avoir joint les extrémités des vecteurs par des segments de droite, on obtient le débit liquide en planimétrant la surface ainsi dessinée (fig. 84c).

6) Calcul de la vitesse moyenne de la section.

Cette vitesse s'obtient en divisant le débit liquide par la section mouillée.

Un programme a été établi permettant de faire le calcul du débit à l'ordinateur. Le travail de planimétrage qui prend plusieurs heures est ainsi remplacé par un calcul de machine de quelques minutes.

D. COMMENTAIRES CONCERNANT LE RAPPORT ENTRE LA VITESSE MOYENNE ET LA VITESSE DE SURFACE.

Nous avons vu que les jaugeages aux flotteurs font intervenir le rapport entre la vitesse moyenne et la vitesse de surface.

Jusqu'à présent pour tous les jaugeages effectués sur le fleuve Congo on a adopté ce rapport 0,85.

Nous pensons que le rapport 0,9 est plus proche de la réalité.

Nous essayerons de le prouver dans les lignes qui suivent.

Afin d'éviter toute confusion de terme, nous appelons v_s la vitesse superficielle mesurée en un point de la section de jaugeage; v_{sf} mesurée au moyen d'un flotteur et v_{sm} au moyen d'un moulinet.

v_m est la vitesse moyenne sur une verticale, calculée en réduisant v_{sf} si on a mesuré seulement cette dernière et calculé par planimétrage de la courbe des vitesses lorsqu'on a mesuré plusieurs vitesses à différents points de ladite verticale; ce dernier cas n'est donc applicable qu'en cas de mesures au moulinet.

Nous posons $\alpha_f = \frac{v_m}{v_{sf}}$ et $\alpha_m = \frac{v_m}{v_{sm}}$

D'autre part, V_m et V_s sont les vitesses moyennes générales pour toute la section; de même que pour v_s , il existe deux valeurs de V_s selon que les mesures ont été faites aux flotteurs ou au moulinet.

Nous avons :

$$V_{sf} = \frac{\sum H.l.v_{sf}}{\sum H.l.} = \frac{F}{S}$$

$$V_{sm} = \frac{\sum H.l.v_{sm}}{\sum H.l.} = \frac{M}{S}$$

tandis qu'il n'y a qu'une seule valeur de V_m

$$V_m = \frac{\sum H.l.v_m}{\sum H.l.} = \frac{Q}{S}$$

Dans ces formules, H et l représentent la profondeur et la largeur d'un panneau élémentaire, V_m la vitesse moyenne, v_{sf} et v_{sm} les vitesses en surface mesurées au flotteur et au moulinet au droit de ce panneau.

S est la section mouillée ,

Q est le débit et nous appelons débits bruts, non réduits, calculés au moyen des vitesses en surface, mesurées aux flotteurs ou au moulinet selon le cas, les expressions

$$F = \Sigma H.l.V_{sf} \quad \text{et} \quad M = \Sigma H.l.V_{sm}$$

Si on applique partout les mêmes coefficients pour réduire V_s en V_m , c'est-à-dire si on pose que α_f ou α_m sont des constantes, on en déduit immédiatement selon le cas :

$$Q = \alpha_m M \quad \text{ou} \quad Q = \alpha_f F$$

1. Calcul des valeurs $\frac{Q}{M}$ et $\frac{Q}{F}$ pour la période 1957-1960.

En pratique, nous disposons actuellement des éléments permettant de calculer Q, M et F pour les sections de Mao, Banc d'Anvers et Maxwell, vu les nombreux jaugeages effectués au moulinet et aux flotteurs, souvent simultanément, en cas 3 sections.

Nous disposons également des éléments permettant de calculer α_m en de nombreuses verticales de ces sections, pour divers états des eaux; Monsieur Van Nimmen, en 1959-60, a effectué de tels calculs et a trouvé des valeurs très dispersées mais dont les moyennes se rapprochent de 0,90.

Le Prof. Spronck en 1938-39, au moyen de quelques jaugeages, arrivait à la même conclusion.

Monsieur Charlier, au cours de la campagne de jaugeages au Lualaba en 1953-1954 également.

Quant à α_f , des instructions anciennes du Service des Voies Navigables imposent d'adopter partout et toujours la valeur 0,85.

Nous avons repris les valeurs des débits mesurés en 1957 et 1960, et avons dressé les courbes représentant Q, M et F en fonction du niveau d'eau à Boma (voir figures 76b, c et d)

Au départ de ces courbes, nous avons ensuite établi les tableaux donnant les valeurs moyennes probables pour Q, M, F et les rapports Q/M et Q/F pour des niveaux à Boma variables de 0,5 en 0,5m.

Section de Mao (1957-1959)

h Boma (m)	Q (± 50 mesures) (m ³ /sec)	M (± 50 mesures) (m ³ /sec)	F (± 15 mesures) (m ³ /sec)	Q/M	Q/F
0	24.600	24.900	28.200	0,993	0,874
0,50	29.000	30.200	33.400	0,960	0,870
1,00	34.000	35.600	38.800	0,955	0,878
1,50	39.300	41.700	44.100	0,942	0,890
2,00	44.700	48.500	49.800	0,920	0,897
2,50	50.400	55.500	56.200	0,908	0,897
3,00	56.800	62.800	62.400	0,905	0,910
3,25	60.200	66.300	65.900	0,909	0,914
Moyennes arithmétiques				0,940	0,888
Moyennes pondérées				0,938	0,887

Section du Banc d'Anvers (1957-1959)

h Boma (m)	Q (± 40 mesures) (m ³ /sec)	M (± 40 mesures) (m ³ /sec)	F (± 40 mesures) (m ³ /sec)	Q/M	Q/F
0	22.000	24.000	23.500	0,917	0,935
0,50	26.200	28.500	27.300	0,919	0,960
1,00	30.300	33.100	31.800	0,915	0,954
1,50	34.600	38.100	36.700	0,908	0,943
2,00	39.400	43.600	42.100	0,904	0,936
2,50	44.600	49.800	47.400	0,896	0,941
3,00	50.400	56.600	54.000	0,890	0,931
3,25	53.700	61.000	57.200	0,880	0,939
Moyennes arithmétiques				0,923	0,943
Moyennes pondérées				0,908	0,945

Section du cheñal Maxwell (1957-1959)

h Boma (m)	Q (± 40 mesures) (m ³ /sec)	M (± 40 mesures) (m ³ /sec)	F (± 40 mesures) (m ³ /sec)	Q/M	Q/F
0	3.000	3.000	3.250	1,000	0,923
0,50	3.850	4.000	3.950	0,962	0,975
1,00	4.650	5.000	4.750	0,930	0,978
1,50	5.500	6.000	5.900	0,917	0,932
2,00	6.300	7.100	6.950	0,888	0,906
2,50	7.350	8.300	8.250	0,886	0,891
3,00	8.600	9.750	9.650	0,882	0,891
3,25	9.700	11.000	10.600	0,882	0,915
Moyennes arithmétiques				0,923	0,928
Moyennes pondérées				0,917	0,938

Nous avons déterminé les valeurs moyennes de ces rapports de deux façons ; d'abord en calculant la moyenne arithmétique simple des différentes valeurs trouvées, ensuite en calculant la moyenne pondérée tenant compte des fréquences des différents niveaux à Boma au cours de la période 1957-1959.

Il n'a pas été tenu compte des valeurs trouvées pour la hauteur à Boma égale à 3,25 m, ces dernières valeurs résultant d'extrapolation des courbes.

Les différences entre valeurs moyennes des rapports $\frac{Q}{M}$ et $\frac{Q}{F}$ calculées par ces deux méthodes sont négligeables.

Rappelons que ces rapports $Q/M = \frac{V_m}{V_{sm}}$ et $Q/F = \frac{V_m}{V_{sf}}$ ne sont égaux à $\alpha_m = \frac{V_m}{V_{sm}}$ et $\alpha_f = \frac{V_m}{V_{sf}}$ que si l'on impose que ces rapports α_m et α_f sont constants et identiques pour toutes les verticales des sections et pour tous états des eaux.

2. Discussion des valeurs Q/M et Q/F pour la période 1957-1960.

Nous constatons des différences assez sensibles de ces rapports par section et pour les différents niveaux d'eau.

a) Comparaison des valeurs Q/M pour différentes hauteurs d'eau :

Nous notons d'abord que les valeurs de Q/M pour les 3 sections diminuent plus ou moins régulièrement lorsque les eaux montent. Cela signifie que les vitesses moyennes sont d'autant plus éloignées des vitesses mesurées près de la surface au moulinet hydrométrique que le niveau des eaux augmente, ou encore la courbure des polygones de vitesses sur verticales augmente avec la crue, les vitesses en surface augmentant proportionnellement plus rapidement que les vitesses en profondeur.

Bien que ce phénomène soit commun aux 3 sections, il est beaucoup moins accentué pour celle du Banc d'Anvers, ce qui signifierait que le régime s'uniformiserait et se stabiliserait plus rapidement en cette section.

Nous pouvons l'admettre pour plusieurs raisons :

- nous avons une section très large , avec des zones d'expansion très caractérisées en amont et en aval tandis que Mao est situé dans un chenal rocheux et que Maxwell est un étranglement très prononcé;
- le profil en travers au Banc d'Anvers présente une allure normale, les grandes profondeurs se situant dans la région centrale; les deux autres sections présentent leurs grandes profondeurs près de la rive droite; la fluctuation des niveaux y est donc moins importante et en tout cas moins régulière.

b) Comparaison des valeurs Q/F pour différentes hauteurs d'eau:

Pour les sections du Banc d'Anvers et de Maxwell , ces dernières valeurs présentent des variations dans le même sens et analogues aux précédentes.

Le rapport Q/F est cependant plus variable pour le chenal Maxwell; nous pensons que la section du chenal Maxwell est en cause ; la largeur y est inférieure à 500 m au lieu d'environ 2 km pour les autres sections; le débit y est de 12 à 15% de celui de Mao ou de 14 à 18% de celui du Banc d'Anvers, donc en tout cas, n'est pas comparable aux débits des deux autres sections.

En outre, la section de Maxwell est très irrégulière, présentant une fosse très profonde près de la rive droite , à rive abrupte, ce qui signifie que les erreurs de mesure dans les panneaux rive droite ne seront pas toujours compensées et auront une influence prépondérante sur les résultats globaux.

Précisément, en rive droite, de telles erreurs seront fréquentes, vu la nature et le relief de cette rive qui constitue une véritable paroi contre laquelle le vent et les courants sont chassés. Il n'est donc pas surprenant que les résultats globaux pour cette section soient moins cohérents.

Quant à Mao, nous notons des différences de valeurs peu significatives, mais la courbe "F" de Mao étant moins bien définie, parce que résultant d'un nombre de mesures beaucoup inférieur aux autres, nous n'en tirons aucune conclusion.

c) Comparaison générale des valeurs moyennes :

On peut constater que les valeurs moyennes Q/M et Q/\bar{F} sont fort semblables; pour les sections du Banc d'Anvers et du chenal Maxwell, les premières étant toujours plus petites.

Cela signifie que ces deux sections réagissent de la même façon et notamment que les vitesses superficielles mesurées aux flotteurs sont systématiquement inférieures aux vitesses correspondantes mesurées au moulinet.

Nous pensons que les influences du vent et de la marée peuvent en être la cause dans ces deux sections situées en aval du chenal rocheux proprement dit, donc déjà dans la région divagante, on peut considérer que le vent d'aval est prépondérant pendant toute l'année et nous avons parfois du retard dû aux marées; nous pensons que cela peut en les retardant influencer plus le mouvement de flotteurs que l'écoulement en profondeur, même faible.

A Mao, l'influence du vent est moins régulière et moins permanente et l'influence de la marée est très faible; les vitesses en surface mesurées aux flotteurs sont plus grandes que celles mesurées au

moulinet; il y a en cette section un écoulement superficiel très prononcé au-dessus de couches à vitesses ralenties; cela s'explique par l'allure du chenal rocheux, dont le fond est très irrégulier et à pentes superficielles beaucoup plus fortes que dans les sections aval.

d) Conclusions :

Malgré les imprécisions rencontrées et la diversité des phénomènes perturbateurs d'un écoulement uniforme, nous pouvons adopter en pratique les conclusions suivantes :

- l'écoulement à Mao est du type classique pour un chenal rocheux à forte pente, avec prépondérance des filets superficiels, d'autant plus prononcée que les fonds sont irréguliers.
- pour les deux autres sections, l'influence des filets superficiels augmente avec la crue, ce qui fait augmenter les écarts entre vitesses moyennes et vitesses en surface ou diminuer les rapports en cause.
- Avec une réserve pour Q/F à Mao, compte tenu des degrés de précision qu'il est possible d'attendre pour de telles mesures sur le terrain et en laboratoire, nous pourrions adopter les valeurs moyennes globales suivantes :

Mao	: Q/M = 0,95	Q/F = 0,90
Banc d'Anvers	: = 0,90	= 0,95
Chenal Maxwell	: = 0,90	= 0,95

- Il est en tout cas certain que le rapport 0,85 adopté par le S.V.N. pour Q/F est trop faible pour la période de 1957 à 1960 étudiée ici.

./..

3. Cas particulier des très hautes eaux (crue 1961-1962).

Les écoulements en ces périodes sont sujets à des phénomènes perturbateurs fort prononcés, dus à l'augmentation très importante des vitesses superficielles au début de la crue, d'où diminution de la valeur des rapports; ensuite, lorsque la crue se développe, nous subissons alors des effets de freinage dus à des écoulements sur faibles profondeurs en aval et il y a augmentation des rapports; enfin, il y a débordement et inondations; à ce moment les sections et les lignes d'eau ne sont donc plus guère comparables nous disposons de trois séries de jaugeages effectués durant la crue de 1961-62, la plus forte de beaucoup parmi celles enregistrées depuis 1902, début des observations sur le fleuve Congo.

Les valeurs publiées dans les notes antérieures doivent être légèrement corrigées pour tenir compte des valeurs Q/F adoptées maintenant, soit :

0,92 pour Mao

0,94 pour le Banc d'Anvers

0,92 pour le chenal Maxwell

Pour Kinshasa-Kalina, le rapport Q/F n'a fait l'objet d'aucune détermination, car il n'y eut jamais de jaugeages aux flotteurs; nous ne pouvons donc connaître que le Q/M qui est égal pour la même période 1957-60 à 0,89.

Par analogie avec Mao, nous adopterons également 0,92 pour Q/F en cette section de Kalina.

Les différentes valeurs publiées à l'époque deviennent ainsi en mètres cubes par seconde :

Date	Kinshasa		Mao		Banc d'Anvers		Maxwell	
	h Kin. (m)	débit (m ³ /s)	h Boma (m)	débit (m ³ /s)	h Boma (m)	débit (m ³ /s)	h Boma (m)	débit (m ³ /s)
29.11.61	5,70	78.700						
30.11.61			3,62	80.100			3,63	11.900
1.12.61					3,62	68.700		
18.12.61					3,75	69.000	3,75	12.900
19.12.61			3,75	82.600				
23.12.61	6,23	80.000						
26. 1.62			3,39	75.900				
29. 1.62								

Nous estimons que ces valeurs sont remarquablement cohérentes, malgré les difficultés rencontrées à l'époque. Ces mesures ont été effectuées par Monsieur Khokhloff et les brigades congolaises.

4. Comparaison des résultats de 1966-1968 avec les résultats antérieurs.

Depuis 1966, de nouvelles séries de jaugeages aux flotteurs ont été entreprises dans la région divagante et depuis août 1968, on a recommencé les jaugeages au moulinet dans les 2 sections du Banc d'Anvers et du chenal Maxwell.

Les comparaisons d'ensemble sont donc possibles uniquement pour que ces deux sections, où nous disposons à nouveau de mesures simultanées au moulinet et aux flotteurs.

Nous avons donc dressé les tableaux donnant Q, M et F pour ces deux sections avec les valeurs de 1968, en nous limitant aux gammes de niveaux réellement observés.

Pour le Banc d'Anvers, vu les faibles écarts constatés entre les courbes h-Q et h-M actuelles et anciennes, nous avons conservé ces dernières.

Section du Banc d'Anvers (1968).

h Boma (m)	Q (7 mesures) (m ³ /sec)	M (7 mesures) (m ³ /sec)	F (15 mesures) (m ³ /sec)	Q/M	Q/F
1,00	30.300	33.100	36.000	0,915	0,842
1,50	34.600	38.100	40.900	0,908	0,846
2,00	39.400	43.600	46.500	0,904	0,846
2,50	44.600	49.800	51.900	0,896	0,860
3,00	50.400	56.600	58.900	0,890	0,855
3,25	53.700	61.000	63.500	0,880	0,846
Moyennes arithmétiques				0,905	0,850

./..

Section du Chenal Maxwell (1968)

h Boma (m)	Q (6 mesures) (m ³ /sec)	M (6 mesures) (m ³ /sec)	F (13 mesures) (m ³ /sec)	Q/M	Q/F
1,00	-	-	4.750	-	-
1,50	5.000	5.750	5.900	0,870	0,848
2,00	5.650	6.500	6.950	0,869	0,814
2,50	6.250	7.200	8.250	0,878	0,758
3,00	7.500	8.500	9.650	0,882	0,778
3,25	8.500	9.750	10.600	0,872	0,802
Moyennes arithmétiques				0,875	0,800

Nous avons calculé seulement les moyennes arithmétiques puisqu'aucune différence sensible n'était apparue lors des calculs précédents entre moyennes arithmétiques et moyennes pondérées.

Ces tableaux appellent les commentaires suivants :

- Pour le Banc d'Anvers, les valeurs moyennes des Q/M restent évidemment égales à elles-mêmes, tandis que les Q/F diminueraient de 0,945 à 0,850, soit 10% en moins.
- Pour le Chenal Maxwell, les valeurs moyennes des Q/M diminueraient de 0,92 à 0,875 soit 5% et les Q/F diminueraient de 0,93 à 0,80 soit 14 % en moins.

a) Comparaison des Q/M :

Comment expliquer la diminution des Q/M ?

Nous avons vu précédemment que ces valeurs diminuaient partout pour des niveaux allant en augmentant. Nous avons signalé encore qu'ils étaient systématiquement plus petits à Mao que dans les

2 autres sections; en fait, on pourrait donc dire que ces rapports varient en sens contraire avec les profondeurs ; nous avons noté enfin et expliqué pourquoi les variations de Q/M étaient beaucoup moins prononcées au Banc d'Anvers.

Par analogie , nous pouvons penser que la succession de fortes crues et la persistance de niveaux moyens élevés depuis quelques années à Boma ont joué un rôle analogue, en augmentant (de l'ordre de 5% pour le Chenal Maxwell et beaucoup plus légèrement pour le Banc d'Anvers, vu ce qui est dit plus haut) les vitesses superficielles par rapport aux vitesses moyennes et que cette influence a eu lieu non seulement au cours d'une crue donnée mais perdurerait encore actuellement.

Pour fixer les idées au sujet des niveaux actuellement observés, très supérieurs à ceux d'avant 1960, rappelons que le niveau moyen à Boma était 1,65 m pour la période 1933 à 1959 et 1,59m pour 1950-1959, période décennale précédant et au moment des mesures de la première série; jusqu'à présent, le niveau moyen pour la période de 8 années entre 1960-1967 est 2,20 m et il a même atteint 2,36 m pour les cinq premières années de 1960 à 1964 inclus. Il n'est donc pas étonnant qu'une telle succession de niveaux et de débits moyens très élevés ait profondément modifié toutes les caractéristiques des écoulements comme elle l'a fait pour les caractéristiques hydrographiques des fonds et des rives, ce qui est démontré par la comparaison des levés hydrographiques anciens et récents.

Nous pensons que ces événements ont modifié également les rugosités naturelles des fonds ce qui influence évidemment la répartition des vitesses dans les sections mouillées.

La comparaison des échogrammes anciens et récents fournira peut-être de plus amples informations à ce sujet.

b) Comparaison des Q/F :

Si l'on compare les valeurs moyennes de Q/F en 1957-1959 et en 1968, et si on se rappelle les faibles différences pour les Q/M, on doit bien admettre que les diminutions de l'ordre de 10 et 14% pour le Banc d'Anvers et le Chenal Maxwell sont difficilement explicables.

Nous remarquons que nous avons donc, pour le Banc d'Anvers :

$$\left(\frac{Q}{M}\right)_{68} = \left(\frac{Q}{M}\right)_{60} \quad \text{et} \quad \left(\frac{Q}{F}\right)_{68} = 0,90 \left(\frac{Q}{F}\right)_{60}$$

pour le Chenal Maxwell :

$$\left(\frac{Q}{M}\right)_{68} = 0,95 \left(\frac{Q}{M}\right)_{60} \quad \text{et} \quad \left(\frac{Q}{F}\right)_{68} = 0,86 \left(\frac{Q}{F}\right)_{60}$$

En divisant pour chacune de ces sections ces deux égalités l'une par l'autre on trouve le rapport des $\frac{F}{M}$ en 1968 et 1960; ce rapport vaut $\frac{1}{0,90} = 1,111$ pour le Banc d'Anvers et $\frac{0,95}{0,86} = 1,105$ pour le Chenal Maxwell; ces deux valeurs sont pratiquement égales et nous pensons donc qu'une modification a été introduite dans les mesures aux flotteurs entre les séries 1957-1959 et 1966-1968; nous en recherchons les causes.

*

*

*

CHAPITRE III

RÉLATIONS HAUTEURS-DEBITS EN MOUVEMENT PERMANENT.

On peut exprimer la variation du débit d'un fleuve en fonction du niveau ou lecture h à une échelle limnimétrique, de façon qu'à une lecture d'échelle h_1 correspond un débit Q_1 . Pour une lecture d'échelle h_2 supérieure à h_1 , le débit Q_2 est supérieur au débit Q_1 .

La relation $Q =$ fonction de h est du genre

$$Q = a + bh + ch^2 + dh^3 + \dots$$

où a, b, c, d, \dots sont des constantes.

Cette relation permet de calculer Q pour n'importe quelle lecture h , à condition que les constantes a, b, c, d, \dots soient connues.

En pratique la relation $h-Q$ est déterminée graphiquement à partir des mesures sur le fleuve. Pour cela on porte les points représentatifs des mesures sur un graphique avec les débits en abscisses et les hauteurs d'eau en ordonnées.

Pour le bief maritime, l'échelle limnimétrique de référence est celle de Boma. Les courbes $h-Q$ ont été tracées pour les sections de Mao, de Maxwell et de Banc d'Anvers.

Nous pouvons exprimer le débit d'une section quelconque de la région divagante en fonction de la lecture d'échelle à Boma, pour autant que le rapport entre le débit de cette section et celui du fleuve reste constant. En effet, au bief maritime les crues du fleuve sont suffisamment lentes pour que nous puissions admettre que le fleuve est constamment

en régime permanent. Nous avons d'ailleurs vu dans la partie limnimétrie (page 25) que la crue n'influence pratiquement pas la ligne d'eau, ce qui nous permet de corréler les lectures de n'importe quelle échelle limnimétrique de la région en fonction de celle de Boma. Ces lignes de concordances sont représentées à la figure 75. Grâce à ces lignes nous pouvons exprimer le débit à Banc d'Anvers, par exemple, en fonction soit de l'échelle de Fetish-Rock (échelle de référence de cette section), soit de l'échelle de Boma (échelle de référence de toute la région divagante). Pour toute hauteur d'eau à Boma, le débit trouvé à Mao doit être égal à la somme des débits de banc d'Anvers et de Maxwell.

Ces courbes restent valables aussi longtemps que les fonds et les rives en amont et en aval des sections de jaugeages ne sont pas modifiées de façon que l'écoulement se fasse plus ou moins facilement.

Les courbes h-Q représentées par la figure 76 ont été déterminées par Monsieur Van Nimmen et sont toujours valables.

Le fait que nous pouvons admettre le régime du fleuve comme permanent est confirmé par les relations hauteurs débits. En effet pour une même section la courbe en crue est la même que celle en décrue. Si le régime était non permanent, on obtiendrait pour un même débit un niveau d'eau plus élevé en décrue qu'en crue. Nous avons constaté ce point avec les mesures de Monsieur Van Nimmen.

La relation hauteurs-débits de la section Banc d'Anvers est valable pour l'exploitation du modèle réduit. Cette section limite le modèle en amont.

*

*

*

CHAPITRE IV.

REPARTITION DES DEBITS .

Le débit du fleuve Congo, sortant du défilé rocheux et entrant dans la région divagante, se divise plusieurs fois pour emprunter une série de passes. C'est ainsi que le débit passant à la section de Mao se divise en deux en aval de Boma pour emprunter le chenal Maxwell d'une part et la région divagante d'autre part.

La répartition du débit dans les diverses passes de la région divagante est représentée aux figures 77a et b.

Cette répartition est calculée à partir des jaugeages aux flotteurs. Le débit de chaque passe est exprimé en pourcentage du débit total du fleuve. Ce sont des pourcentages mesurés, c'est-à-dire que leur somme ne fait pas nécessairement 100%. Il faut en effet tenir compte des petits bras secondaires non mesurés et du passage possible de l'eau d'une passe vers une autre passe par dessus les bancs ou les files lorsqu'ils sont sous eau.

Un tableau représentant l'évolution de la répartition des débits depuis 1937 jusqu'à 1967 est représenté à la page 11 du rapport général 1968 (chapitre I, paragraphe 2).

L'analyse de cette évolution a été faite dans le rapport de mission de mai 1967.

Nous reprendrons ici les conclusions :

" Conclusions.

Au cours de ces 40 dernières années, de très nombreux jaugeages ont été effectués dans les diverses passes du bief maritime du fleuve Congo.

Ils montrent que l'on ne peut prendre séparément une série, ou même quelques séries, de jaugeages pour en tirer des conclusions d'ordre général, car les tendances du fleuve et son évolution naturelle sont fonction de divers facteurs perturbateurs que l'on ne peut éliminer qu'en étudiant les valeurs moyennes pour un assez grand nombre de mesures.

Nous estimons que pour pouvoir tirer des conclusions il faut disposer d'au moins une dizaine de séries de mesures.

Nous avons donc divisé les 40 années d'observations en 3 périodes

-1935 - 1938,

-1956 - 1960,

et -1966 - 1967.

Pour cette dernière période toutefois, nous ne disposons encore que de quatre séries de mesures et les résultats décrits ci-avant doivent donc être vérifiés au cours de cette année encore et de l'an prochain, par d'autres jaugeages.

Quoiqu'il en soit, on peut dire sans grands risques ce qui suit:

- 1°) le débit du Chenal Maxwell a diminué d'une manière lente mais constante depuis 1937; la diminution étant de l'ordre de 2% du débit total du fleuve.
- 2°) le débit du Banc d'Anvers a évidemment augmenté dans la même proportion; la répartition de ce débit entre les passes Mateba et Fetish Rock a évolué en faveur de Mateba amont qui, pour la première fois en 1962, a dépassé le débit de Fetish Rock.
- 3°) La concentration du débit dans Mateba amont s'est poursuivie depuis de nombreuses années, notamment dans les parties centrale et aval de ce Pool.

- 4°) La division du débit de Fetish Rock, alias Pointe des Palmiers, entre les passes de Camoëns et Portugaises, a évolué constamment au profit de ces dernières qui, pour la première fois également, ont dépassé en débits les passes de Camoëns, et également vers 1962.
- 5°) La répartition des débits de sortie du Pool de Camoëns semble ne montrer aucune variation importante entre 1937 et 1967, les passes jonctions absorbant environ 30 % du débit total. Toutefois, en 1956-1960, ces passes n'absorbaient que 23% de ce débit total.
- 6°) Le débit de la passe Nord diminue régulièrement au cours de toute cette période et, pour la première fois, est descendue en dessous de 60% en 1966.

*

* *

Nous constatons donc une évolution très défavorable en ce qui concerne la route de navigation actuelle (mai 1967). En effet, non seulement le débit global de Fetish Rock a diminué au profit de celui de Mateba, mais en outre, au moment où ce débit se divise en deux parties à l'aval de la Pointe des Palmiers, la partie utile allant vers Camoëns a diminué d'une façon extrêmement importante, tandis que la partie inutile, vers les passes Portugaises, augmentait dans la même proportion; le débit des passes Portugaises est actuellement près du double de ce qu'il était en 1937-1938.

Plus en aval, on constate depuis une dizaine d'année une augmentation à la perte d'eau sur les bancs de Camoëns et dans les passes jonctions. Cette eau est également destinée aux passes Portugaises donc perdue pour la passe de navigation.

Cette tendance ne doit-elle pas être rapprochée de celle décrite à la sortie aval de Mateba amont où nous avons constaté une augmentation du débit du Chenal réouvert après une période pendant laquelle le débit était négligeable.

Si, comme tout le laisse prévoir, ces tendances continues devaient s'amplifier, on assisterait au cours des prochaines années à l'inversion de l'importance des passes, non seulement entre Fetish-Rock et Mateba, ce qui s'est déjà réalisé, mais également en aval; la quote part du débit des passes Portugaises et Sud se trouvant au Sud des Iles Portugaises et Bulikoko devenant de plus en plus importante, le fleuve tendant à reprendre une situation analogue à celle qui exista avant 1930, au moment où la navigation empruntait le côté Sud de l'île Bulikoko. "

Ces tendances générales se sont maintenues . La répartition des débits entre la section de Banc d'Anvers et celle du Chenal Maxwell est restée semblable depuis 1960.

Depuis 1962, le débit de Mateba Amont reste un peu supérieur à celui de Fetish-Rock. La concentration du débit dans Mateba Amont s'est poursuivie surtout dans la partie amont et centrale de ce Pool. La disparition probable en 1969 de l'île des Flamants pourrait redisperser le débit dans la partie aval de ce Pool.

Depuis 1962, la division du débit de Pointe des Palmiers continue à évoluer en faveur des Passes Portugaises. Le débit de cette section est devenue supérieur de 50% à celle de Camoëns (alias Papyrus).

Le débit de la passe Nord semble se maintenir aux environs de 60% .

CHAPITRE V

MESURES EFFECTUEES AU COURS DE L'ANNEE 1968.

A. JAUGEAGES AUX FLOTTEURS.

Cinq séries complètes de jaugeages ont été effectuées en 1968 en janvier, mai, août, octobre et décembre. Ces trois dernières se situent respectivement au début, à la moitié et à la fin de la grande crue et ont été utilisées pour l'étalonnage du modèle réduit.

De plus des jaugeages aux flotteurs ont été effectués simultanément à chaque jaugeage au moulinet dans les sections de Banc d'Anvers et de Maxwell.

Au cours des mesures il est apparu que la section de Convensaingh ne répondait pas aux exigences requises pour une bonne section de jaugeage (chapitre II, A, page 29). En effet les courants superficiels s'éloignent en général fort de la normale à la section. Il est cependant difficile de trouver dans cette région une section meilleure permettant de mesurer le débit passant dans Mateba Aval.

Les répartitions des débits de août, octobre et décembre 1968 sont représentés aux annexes 18, 19 et 22 du premier rapport intérimaire (Mod. 255-1) des essais sur modèle.

Le tableau II représente les résultats des débits aux flotteurs faits au cours des missions en 1968.

La fig. 78 représente un exemple de jaugeage aux flotteurs à Banc d'Anvers.

Les figures 79 à 82 représentent les résultats des jaugeages aux flotteurs exécutés lors de la mission 1968.

TABLEAU II : MESURES DE DEBITS AUX FLOTTEURS.

Section de Banc d'Anvers. $\alpha_f = 0,85$

Date	E. E. Boma (m)	Q (m ³ /sec)
13.9.68	156	35.249
30.9	173	36.703
14.10	192	36.346
28.10	220	41.123
15.11	255	44.548
26.11	282	48.174
12.12	311	52.887

Section de Maxwell. $\alpha_f = 0,85$

Date	E. E. Boma (m)	Q (m ³ /sec)
13.9.68	156	5.697
14.10	192	5.248
28.10	220	6.800
15.11	255	7.050
26.11	282	7.892
12.12	311	8.976

B. JAUGEAGES AU MOULINET.

Ces jaugeages ont été repris peu après l'arrivée de la mission d'août.

Le premier travail fut la remise en état du matériel qui n'avait plus été utilisé depuis 1961. Le moulinet Arkansas V, la batterie de comptage F6, le plomb-poisson OHRE de 100 kg, le câble électroporteur et le treuil ont été révisés et les réparations ont été faites sur place. L'écho-sondeur Atlas a pu être remis en état grâce aux pièces manquantes qui furent amenées de Belgique. Le bateau de mesure, le "Prince Baudouin" a dû subir plusieurs modifications, entre autres aux davières et au dispositif d'ancrage.

Début septembre le matériel était en ordre de marche et le matériel fut essayé en face de Boma. Cette opération a permis de compléter l'écolage de l'équipe congolaise.

Par la suite, 11 jaugeages ont été effectués dans les sections de Convensaingh, Maxwell, Banc d'Anvers et Mateba Amont. Rappelons que "Banc d'Anvers" et "Convensaingh" sont respectivement les sections d'entrée et de sortie du modèle réduit (voir premier rapport intérimaire -Mod.255-1). La somme des débits mesurés à Maxwell et au Banc d'Anvers représente le débit total du fleuve. La section de Mateba Amont sert à l'étude du transport solide dans cette passe.

1) Section de jaugeage de Convensaingh.

Les mesures au moulinet réalisées dans cette section ne permettant pas d'obtenir le débit liquide. En effet la marée y est trop importante pour que son effet soit négligé. Les résultats des mesures des 13 verticales jaugées ont servi à avoir une meilleure idée du

rapport de la vitesse moyenne sur la vitesse de surface en fonction de la profondeur et de la marée. Les résultats sont représentés aux figures 83 a et 83 b .

Au cours des mesures, un jaugeage aux flotteurs a été effectué lors de l'étale de marée haute.

2) Section de jaugeage du Banc d'Anvers.

La section de Banc d'Anvers est située à environ 300m en amont de Fetish-Rock. Elle est régulière et bordée rive gauche par une petite falaise et rive droite par une plage à pente douce.

Sept jaugeages au moulinet ont été réalisés au Banc d'Anvers à chaque quadrature, de façon à limiter au maximum l'influence de la marée. Les résultats des jaugeages sont repris au tableau III et aux figures 84 à 90 .

3) Section de jaugeage du chenal Maxwell.

La section de Maxwell est située à l'entrée du chenal du même nom à plus ou moins 150 m en aval du limnigraphe d'Alby.

La section est bordée en rive droite (côté nord) par une paroi rocheuse verticale, tandis qu'en rive gauche elle se termine par une plage faisant partie de l'île de Mateba.

Six jaugeages au moulinet ont été réalisés au chenal Maxwell à chaque quadrature. Les résultats des jaugeages sont repris au tableau III. Les calculs et résultats d'un jaugeage est repris à la figure 91. Lors des premières mesures, la section était divisée en sept verticales. Il est apparu par la suite que ce nombre était trop faible. Depuis la fin de 1968 le nombre de verticales a été porté à 10.

TABLEAU III : MESURES DE DEBITS AU MOULINET.

Section de Banc d'Anvers.

Date	E. E. Boma h (m)	Surface mouillée Ω (m ²)	Débit Q (m ³ /sec)	Débit calculé à l'ordina- teur
12-13.9.68	156	29.151	36.632	36.680
30.9-1.10	174	28.264	35.214	34.879
14-15.10	192	28.749	37.730	37.487
28-29.10	223	30.061	41.708	41.426
14-15/11	252	30.358	44.690	43.865
26-27.11	282	30.706	48.019	47.419
13-14.12	311	30.762	50.632	49.877

Section de Maxwell.

Date	E. E. Boma h (m)	Surface mouillée Ω (m ²)	Débit Q (m ³ /sec)
14.9	158	5.425	5.726
16.10	199	5.629	5.962
30.10	228	5.407	5.971
16.11	255	5.047	6.219
28.11	284	5.306	6.869
15.12	311	6.182	8.459

./...

4) Section de Mateba Amont.

L'étude du déplacement des sédiments dans la passe Mateba Amont a nécessité une mesure complète comprenant entre autre un jaugeage au moulinet.

La section de jaugeage se trouve à deux kilomètres en aval de Mateba-barrage. Elle est limitée au nord par l'île des Tortues et au sud par les Bancs Amont. Bien que les critères qui ont amené le choix de la section de mesure ne sont pas les mêmes que ceux utilisés pour le choix d'une section de jaugeage, celle-ci s'est avérée excellente pour les mesures du débit liquide.

Les mesures du débit liquide ont été effectuées simultanément aux mesures de débit solide les 25 et 26 septembre 1969, décrites dans la note technique Sédimentologie (voir page 65)

La mise en station du bateau dans la section de mesure a été modifiée de façon importante. En effet, nos premières recherches concernant les dunes du fond du fleuve et leur influence sur l'écoulement de l'eau et sur le transport solide nous ont amené à choisir chaque station en fonction des dunes. L'analyse des mesures de transport solide effectuées au bief maritime par le Prof. Spronck en 1938 et par les ingénieurs Van Nimmen et Bouche en 1960 révélait des variations trop importantes du débit solide dans la section transversale. Monsieur Dambrain avait constaté lors des jaugeages au moulinet en août et septembre 1968 que la profondeur renseignée par le moulinet et celle lue sur le levé à l'écho-sondeur différaient parfois fortement. De plus, lorsque le moulinet touchait apparemment le fond et que le contact de fond émettait un son continu, il arrivait que le contact quitte le sable pour une raison inexplicable. Il fallait alors parfois dérouler ou réenrouler de l'ordre de deux mètres de câble pour toucher à nouveau le fond. Les causes exactes de ces différences ne sont pas encore connues avec certitude, mais il est probable que la présence de dunes en est responsable.

Le mécanisme de déplacement des dunes décrit dans la note technique "Sédimentologie" montre qu'à l'aval de chaque dune se créent, dans les creux, des tourbillons. Les vitesses dans les creux et près du fond sont très turbulentes et changent parfois rapidement de sens. Il est certain qu'un moulinet placé dans de tels courants mesurera une vitesse moyenne qui ne tient aucun compte des variations de direction. Si nous nous plaçons sur la crête d'une dune, le courant sera plus régulier et toujours du même sens. Ceci nous a amené à adopter la technique de mise en position suivante: le barreur amène son bateau en aval de la section de mesure. Il remonte le courant à peu près dans l'alignement de sa station de mesure projetée pendant que le chef d'équipe fait fonctionner l'écho-sondeur de bord. Arrivé dans la section il observe la dune au-dessus de laquelle il se trouve. Remontant plus en amont il choisit sa position définitive sur la face amont de la dune le plus près possible de la crête. Arrivé à une distance suffisante de la section de mesure il mouille l'ancre et laisse filer la chaîne jusqu'à se trouver à l'endroit ainsi prédéterminé.

La figure 92 montre les résultats du jaugeage de Mateba Amont. La description de la section et du transport solide se trouve dans la note technique Sédimentologie.

*

* . *

NOTE TECHNIQUE MATEBA C

SEDIMENTOLOGIE

INTRODUCTION.

Cette note technique décrit les travaux entrepris en 1968 dans le domaine de la sédimentologie de la région divagante aussi bien sur place lors des missions qu'au laboratoire.

La sédimentologie est l'étude des sédiments, de leurs mécanismes de dépôt et de transport, de leurs origines et de leurs transformations.

En 1967 nous disposions de quelques mesures dispersées concernant la sédimentologie du bief maritime, à savoir les mesures du Prof. Spronck de 1938, celles de Messieurs Van Nimmen et Bouche de 1958 à 1960 et celles de Monsieur Szawernowski de 1966, expert ONU. Nous pouvions également compter sur l'expérience de Monsieur Khokhloff qui fut pendant de nombreuses années hydrographe au bief maritime.

Ces données d'une valeur indiscutable étaient malgré tout insuffisantes. Pour cette raison la mission de 1968 a eu entre autre comme objectif de ramener un ensemble de données complémentaires.

Le présent rapport expose les mesures faites en 1968 et les compare aux mesures antérieures à 1960.

*

*

*

CHAPITRE I

L'HISTOIRE GEOLOGIQUE DU FLEUVE CONGO.

Initialement le fleuve Congo coulait plus au nord et débouchait dans l'océan Atlantique à plusieurs centaines de kilomètres au nord de l'embouchure actuelle. Un barrage naturel du fleuve dans sa partie ouest provoque la formation d'un lac dans la cuvette centrale. Ce lac avait un diamètre d'environ 750 km et son niveau s'est élevé au fur et à mesure du remplissage jusqu'au moment où il atteignit le point le plus bas des crêtes qui l'entouraient. Ce point était situé à l'est du Pool Stanley actuel.

Dès ce moment les eaux du lac se sont écoulées par dessus cette barrière naturelle constituée de grès tendres du Lubilash (Triassique) dont les couches plongent vers l'est. Le fleuve coulait alors par ce qui avait été une petite vallée mineure. Le drainage du lac s'est fait très rapidement à travers cette roche très tendre ce qui provoqua un appel d'eau toujours plus grand et donc aussi une érosion plus forte. La pente du fleuve dans le bassin intérieur, qui se trouvait à ce moment là à environ 300m au-dessus du niveau de la mer, s'est alors stabilisé à 2,5 centimètres par kilomètre environ.

Passé l'extrémité ouest du Pool Stanley, le fleuve coule sur les roches dures du Pré-Cambrien et y a creusé un canyon (fig. 93).

Pendant une période assez longue, au cours de laquelle l'océan était au même niveau qu'actuellement, le fleuve forma un petit delta dans la mer. Lorsque les océans se sont retirés, le fleuve Congo éroda les couches du Tertiaire et du Crétacé des plaines côtières pour former le canyon sous-marin actuel d'une profondeur d'environ 1500m et d'une largeur d'environ 13km.

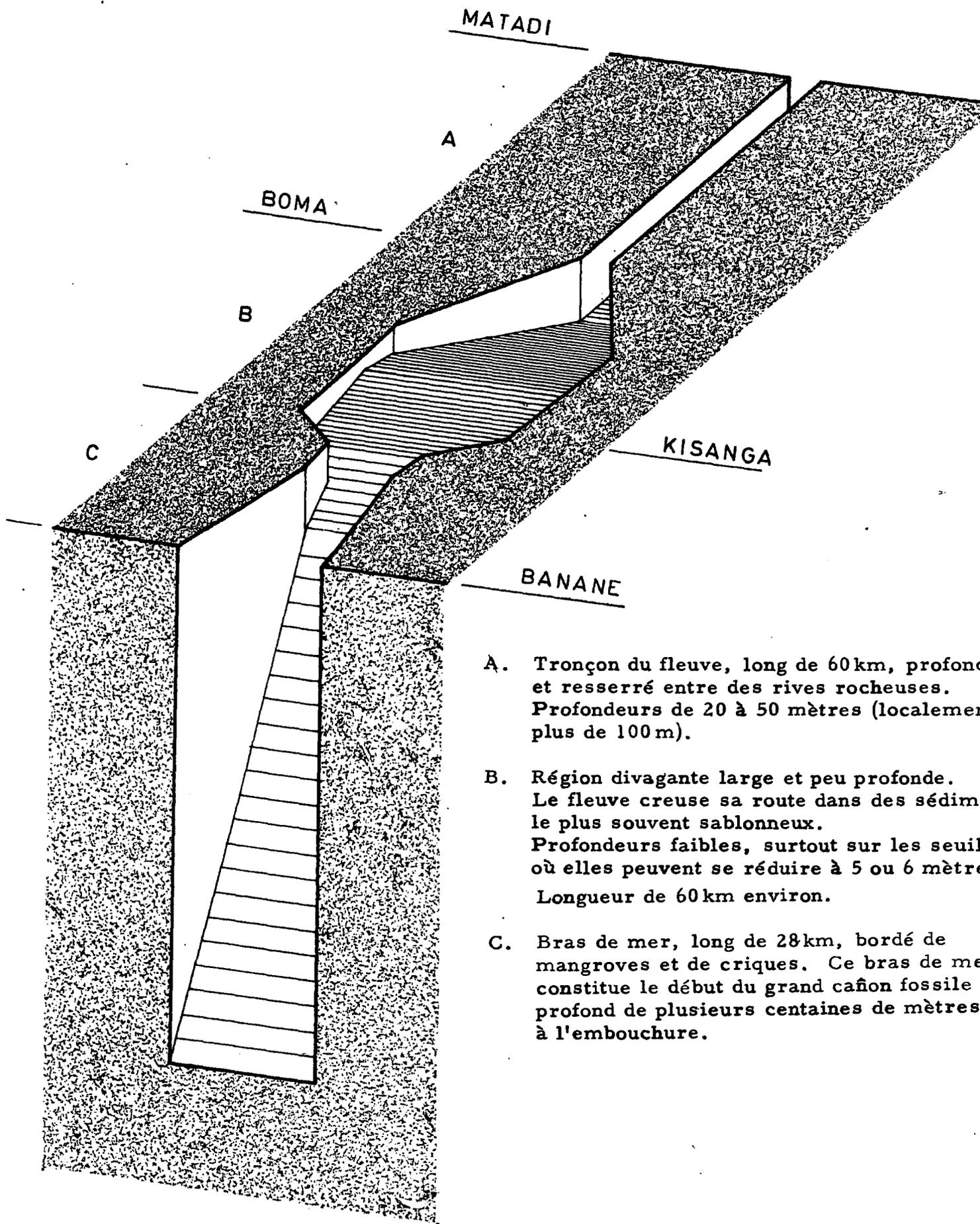
Après être resté pendant longtemps à ce niveau, l'océan remonte rapidement jusqu'à cent mètres sous le niveau actuel. La montée continuera dès ce moment très lentement et l'action des vagues créa une plaine sous-marine. Le sable produit par cette action des vagues a rempli tous les petits chenaux du fleuve. Le canyon sous-marin ne fut pas remblayé à cause du grand débit du fleuve Congo érodant facilement les couches tendres du Crétacé et du Tertiaire alors que le débit solide de ce fleuve resta très faible. Bien que le fleuve Congo ait un débit moyen annuel plus grand que celui du Mississippi, il transporte une quantité anormalement faible de sable à cause des pentes faibles du fleuve en amont du Stanley Pool. L'eau de ce Pool est fort claire. Le sédiment du fleuve Congo en aval de Matadi provient de l'érosion des roches pré-cambriennes des montagnes de Cristal. Ce sédiment se dépose en aval de Boma. On estime généralement que le bief maritime s'est ensablé en une période allant de 5.000 à 10.000 ans.

*

*

*

REPRESENTATION SCHEMATIQUE
DU BIEF MARITIME DU FLEUVE CONGO



- A. Tronçon du fleuve, long de 60 km, profond et resserré entre des rives rocheuses. Profondeurs de 20 à 50 mètres (localement plus de 100 m).
- B. Région divagante large et peu profonde. Le fleuve creuse sa route dans des sédiments le plus souvent sablonneux. Profondeurs faibles, surtout sur les seuils où elles peuvent se réduire à 5 ou 6 mètres. Longueur de 60 km environ.
- C. Bras de mer, long de 28 km, bordé de mangroves et de criques. Ce bras de mer constitue le début du grand cañon fossile profond de plusieurs centaines de mètres à l'embouchure.

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES SEDIMENTOLOGIQUES DU BIEF MARITIME.

A. LES SEDIMENTS DE LA REGION DIVAGANTE. -

Les sédiments rencontrés sont pour la plupart des sables fins. Par endroits on rencontre des limons et même des argiles. Sur certaines îles, souvent immergées et où l'eau est presque immobile, on trouve de la vase.

Les sables ont des grains de quartz rose bien arrondis. Leur granulométrie est souvent bien classée et le diamètre moyen le plus fréquent est de 0,3 mm.

B. LE TRANSPORT DES SEDIMENTS.

A notre échelle, qui est celle des dragages d'entretien de la passe navigable, le fleuve Congo transporte des quantités énormes de sables. Par Mateba Amont, un des trois bras principaux du fleuve à hauteur de l'île des Oiseaux, par lequel s'écoule près de la moitié du débit total du fleuve, il passe chaque jour plusieurs milliers de m³ de sable.

Cependant, comparé à l'importance du débit liquide, cette quantité est très faible.

La capacité de transport du fleuve Congo dans la région divagante est faible à cause des pentes superficielles qui varient entre 2 et 15 cm par km (voir fig. 70).

. / . .

•

TABLEAU IV. Les principaux fleuves au monde classés suivant l'importance du débit annuel
(d'après NEDECO 1959).

	Débit liquide annuel (10^9 m ³)	Débit solide annuel (10^6 t.)	Rang	Sédiment transporté annuellem. par m ³ d'eau (gr/m ³).	Rang	Débit liquide maximum (m ³ /sec.)	Débit liquide minimum (m ³ /sec.)	Débit max. Débit min.	Longueur (km)	Type de débouché en mer.
Amazone	3.000	900	(3)	300	(8)	203.000	probable- ment élevé	probable- ment faible	5.500	estuaire
Congo	1.400	70	(11)	50	(14)	65.000*	27.000*	3	4.200	estuaire
Yang-tsé-kiang	700	970	(2)	1.400	(3)	80.000	5.270	15	5.200	delta
Mississippi	600	600	(4)	1.000	(4)	76.500	3.500	22	4.200	delta
Parana (Plata)	600	90	(8)	150	(12)	-	-	-	3.300	estuaire
Irrawaddy	520	290	(6)	560	(6)	64.000	1.300	49	2.000	delta
Zambese	500	100	(7)	200	(10)	-	-	-	2.660	delta
Mékong	400	80	(9)	200	(11)	60.000	1.700	35	4.200	delta
Brahmaputra	380	Proba- blement élevé	-	-	-	-	-	-	2.000	delta
Saint Laurent	300	3	(15)	10	(15)	-	-	-	3.800	estuaire
Volga	250	25	(14)	100	(13)	-	-	-	3.690	delta
Houang-Ho(Fleuve Jaune)	200	1.890	(1)	10.000	(1)	25.000	245	102	4.100	delta
Indus	200	400	(5)	2.000	(2)	26.000	490	53	2.900	delta
Danube	200	80	(10)	400	(7)	10.000	-	-	2.900	delta
Niger	180	40	(13)	220	(9)	30.000	1.200	25	4.200	delta
Nil	85	60	(12)	700	(5)	-	-	-	6.500	delta

* Les débits extrêmes connus à ce jour pour le fleuve Congo sont de 80.000 m³/sec et 24.000 m³/sec.

Le tableau IV indique le rapport qui existe entre le débit liquide et le débit solide pour les plus grands fleuves au monde. Nous avons ajouté à ce tableau des données telles que le sédiment transporté annuellement par mètre cube d'eau, les débits liquides maximum et minimum, le rapport existant entre ces deux valeurs, la longueur du fleuve et le type de débouché en mer.

De ces comparaisons il ressort que le fleuve Congo, second du monde quant au débit liquide annuel est le onzième quant à la quantité de sédiment transportée annuellement. Cette faible capacité de transport du fleuve et la finesse du sable font que les déplacements des sédiments se font par migration de dunes ou de rides de grandes dimensions.

Les différents bras du fleuve méandrent entre des bancs et des îles dont les érosions et les atterrissements changent continuellement l'aspect de la région divagante.

Ces méandres donnent naissance à une succession de mouilles profondes et de seuils qui se déplacent et se transforment continuellement horizontalement et en profondeur.

La région divagante est fort instable. A quelques exceptions près toutes les îles peuvent être érodées et l'examen des photos aériennes montre que les îles sont presque toutes formées à partir de bancs de sables. A leur endroit s'est donc fatalement trouvé, un jour ou l'autre, un bras du fleuve.

Avant de poursuivre nous allons définir certaines notions qui interviennent dans la suite de l'exposé.

C. DEFINITIONS.

Avant d'entreprendre l'étude en détail de la sédimentologie du fleuve, il est important de définir les termes utilisés.

1. Formes topographiques des fonds (fig. 94).

Suivant le régime d'un fleuve à fond sableux apparaissent les formes suivantes :

Bas régime (puissance du fleuve faible).

1. Rides
2. Dunes avec des rides
3. Dunes.

Régime de transition.

Dunes se transformant en anti-dunes]

Haut régime (puissance du fleuve élevée).

1. Fond plat
2. Anti-dunes.
 - a) Ondes stationnaires
 - b) Anti-dunes se brisant
3. Chutes et pools.

Dans la région divagante on ne trouve que de bas régime.

2. Bas régime d'écoulement.

Dans ce cas la résistance à l'écoulement est forte et le transport de sédiment faible.

La résistance totale à l'écoulement provient de la rugosité due aux grains de sable et de la rugosité due à la forme des rides ou des dunes.

Le transport de sable se fait par entrainement des grains se trouvant sur la face amont de la dune. Ceux-ci dès qu'ils atteignent la crête descendant la face aval en avalanche et s'y déposent. Les dunes et les rides se déplacent vers l'aval.

Puissance = ? (H₁)

3. Dunes.

Grandes ondulations du fond au profil triangulaire.

En général la pente amont est plus faible que la pente aval.

Celle-ci est environ égal à l'angle de talus naturel du sédiment.

Des rides peuvent se mouvoir sur la face amont d'une dune (fig. 95).

4. Rides (ripple).

Ondulations du fond au profil triangulaire, plus petites que des dunes. Leurs grandeurs et leurs formes sont plus régulières que celles des dunes (fig. 95).

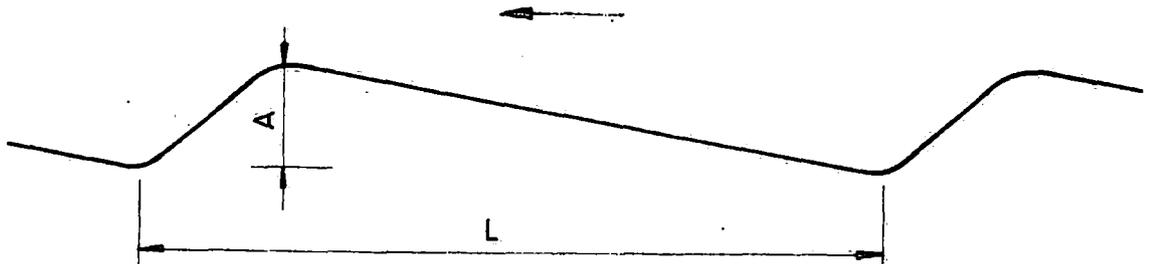
5. Cambrure.

La cambrure d'une dune est le rapport de son amplitude sur

sa longueur d'onde, soit $\frac{A}{L}$

A = amplitude

L = longueur



Dans la région divagante la cambrure est en général inférieure à 1/20 pour les dunes et supérieure à 1/20 pour les rides.



6. Profondeur d'eau (fig. 96)

la notion de profondeur ou de hauteur d'eau est différente suivant qu'il s'agit de navigation ou de migration des dunes.

Pour la navigation il importe de connaître la profondeur minimum, c'est-à-dire au-dessus de la crête d'une dune.

Dans l'étude de la migration des dunes Monsieur Szawernowski utilise comme profondeur caractéristique soit cette profondeur minimum, soit la profondeur à mi-amplitude de la dune.

A notre avis la profondeur des creux est bien plus importante dans l'étude du transport de sédiment.

On peut imaginer une surface régulière passant par les creux des dunes. Les dunes avancent au-dessus de cette surface. Tout ce qui se trouve au-dessus de cette surface est tôt ou tard mis en mouvement, ce qui se trouve en dessous reste en place.

Une autre surface est très importante pour l'étude des débits solides et liquides. Chaque dune crée une zone turbulente dans le creux aval. La surface en question délimite l'eau du fleuve située au-dessus de ces zones turbulentes.

7. Vitesses de fond.

L'écoulement de l'eau près du fond est fortement influencé par la présence des dunes ou des rides. Nous ne parlerons pas de l'influence des dunes sur l'écoulement de l'eau sur toute la profondeur. Notre but est d'attirer l'attention sur le fait qu'au plus on se rapproche du fond, au plus la vitesse varie rapidement en grandeur et en direction. Ces variations peuvent être fort brutales.

La mesure de vitesse de fond au moulinet ne renseigne
qu'une mesure moyenne. De plus, on la suppose horizontale.
En fait la vitesse peut passer en une fraction de seconde
de plusieurs dizaines de centimètres par seconde à zéro
et ensuite devenir négative. La direction peut changer
tout aussi rapidement et toutes les directions sont possibles.

Il n'en reste pas moins que la technique de la mesure au
moulinet reste valable mais qu'il serait souhaitable
de rechercher l'ordre de grandeur de l'erreur commise
lors de la mesure au moulinet Ott et de mesurer la
turbulence du courant. C'est en effet cette turbulence
plus que la vitesse elle-même qui joue un rôle très
important dans le transport solide.

*At-on fait par ailleurs des
mesures de turbulence ?*

8. Transport solide.

C'est après la seconde guerre que Einstein distingue
trois sortes de transport de sédiment (ou transport solide):
le transport par charriage ou roulement sur le fond (bed-load),
le transport par suspension (suspended load) et le transport
de chasse (wash-load).

Cette classification est très utile pour les études, mais
il ne faut pas perdre de vue qu'elle est arbitraire et que
les limites ne sont pas bien définies. Ainsi les sédiments
transportés sur le fond (bed-load) se retrouvent parfois
mis en suspension (suspended load) pendant un temps plus
ou moins long. Leur mouvement se fait donc par roulement
et par suspension.

Nous ferons abstraction dans notre étude du transport de chasse. Les sédiments transportés de cette façon proviennent d'amont et ne font que transiter dans la région pour rejoindre rapidement l'océan. Les particules solides se déplacent dans ce cas à la même vitesse que l'eau. Une très faible fraction du transport de chasse peut parvenir des fonds ou des fles lors d'érosions.

Le transport par charriage et le transport par suspension sont fonction des matériaux du lit et de leur ensemble est appelé transport des matériaux du lit (bed material load). Les particules solides ainsi transportées ont des vitesses ~~inférieures~~ aux vitesses de l'eau.

Nous voudrions introduire une nouvelle notion : le transport solide façonnant. Ce transport serait celui qui participe directement aux modifications du fond d'un tronçon limité. Ce débit est différent à l'entrée et à la sortie du tronçon considéré. La différence est due aux érosions ou aux dépôts qui s'y font.

Le transport solide façonnant Q_f est inférieur ou égal à la somme du transport solide par charriage Q_c et du transport solide par suspension Q_s .

$$Q_c \leq Q_f \leq Q_c + Q_s$$

Au cas où toutes les particules solides en suspension ne touchent jamais le fond, on a

$$Q_f = Q_c$$

CHAPITRE III

LA MESURE DU TRANSPORT SOLIDE.

A. METHODES.

Le débit solide ou transport solide se compose d'un transport par charriage, d'un transport par suspension et d'un transport de chasse. Le dernier n'intervient pas dans cette étude, puisque le solide concerné ne fait que passer sans influencer les fonds.

La mesure du sédiment en suspension ne présente actuellement plus de grandes difficultés. Le problème le plus ardu reste sans contesté la détermination du transport du sédiment par charriage.

Jusqu'à présent cette détermination s'est faite suivant trois techniques:

- mesure directe avec des appareils de divers types.
- par des équations reliant le transport de sédiment à des grandeurs physiques caractéristiques du fleuve.
- par une mesure quantitative du résultat d'un processus de sédimentation tel qu'érosion ou dépôt.

Malheureusement les appareils n'ont pu être utilisés que dans des cas simples ayant des conditions sédimentaires et hydrauliques fort limitées et bien définies; les équations n'ont jamais été assez précises pour que le transport solide puisse être déterminé avec suffisamment de précision; les mesures quantitatives n'ont fourni des informations que pour le domaine étudié.

Nous avons utilisé les trois méthodes d'investigation , recherché quelle est la technique de mesure la plus valable pour déterminer le transport solide de la région divagante.

1. La mesure du débit solide par les appareils.

a) Quelques remarques au sujet de la mesure du débit solide par les appareils.

Le débit solide est déterminé soit par la mesure, pendant un certain temps du poids de solide en mesurant la concentration en particules solides et leur vitesse dans la section de mesure.

Anciennement, la mesure du transport solide par suspension se faisait par la méthode de la concentration et la mesure du transport solide par charriage par la méthode du poids.

Actuellement et lorsque les sédiments sont sableux, la méthode du poids est utilisée pour la détermination du débit ~~total~~.

La mesure du débit solide par les appareils est faussée par l'efficacité de l'appareil , par le relief des fonds, et par l'irrégularité du transport solide.

L'efficacité d'un appareil dépend de sa forme, de la profondeur à laquelle se fait la mesure de la vitesse de l'eau, de la dimension des particules solides du sédiment et de l'importance du transport solide.

L'appareil doit donc être conçu pour perturber le moins possible le débit solide, il doit être dessiné de façon à retenir aussi bien les fines que les grosses particules. En outre on demande qu'il soit stable, qu'il s'oriente correctement verticalement et horizontalement de façon à ce que toutes les particules solides aient les mêmes chances d'y pénétrer.

Pratiquement il est impossible de satisfaire à toutes ces exigences et les appareils doivent être testés et étalonnés pour déterminer leurs coefficients d'efficacité.

L'efficacité d'un appareil dépendra des facteurs suivants: vitesse, profondeur, granulométrie, importance du débit solide, degré de remplissage et relief des fonds. Comme ces facteurs varient fort dans les fleuves naturels, l'efficacité est fort variable.

L'efficacité des appareils de mesure du transport solide par charriage dépend fortement du relief des fonds. On ne dispose pas dans la littérature d'études concernant cette influence. Nous sommes cependant certain de l'importance des effets du relief sur l'efficience des appareils. Si les dunes ont des dimensions importantes comparées aux appareils, la localisation de l'appareil peut faire varier grandement l'efficience.

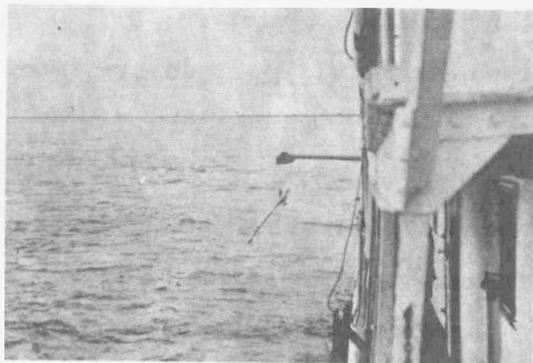
La dispersion des résultats obtenus lors de mesures à l'aide d'appareils est due aux variations brutales et périodiques du transport par charriage.

La figure 97 montre des variations du transport par charriage dans la rivière Inn (Ehrenberger 1931).

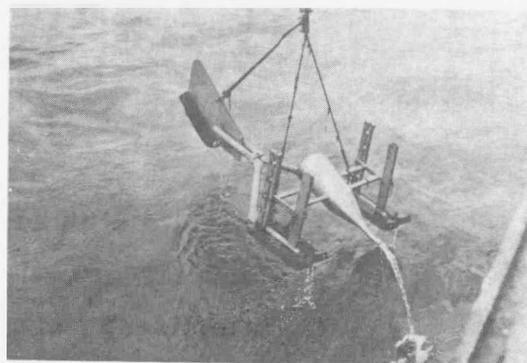
Ehrenberger en a conclu qu'on obtient une plus grande précision en mesurant sur un nombre réduit de verticales pendant des périodes longues au lieu de mesurer sur beaucoup de verticales pendant de courtes périodes.

Les appareils de mesure du transport solide par charriage peuvent prélever par accident du sable du fond. Cet accident est fréquent. En effet, l'appareil suspendu à son câble, traverse au fur et à mesure de sa descente des couches dont les vitesses décroissent.

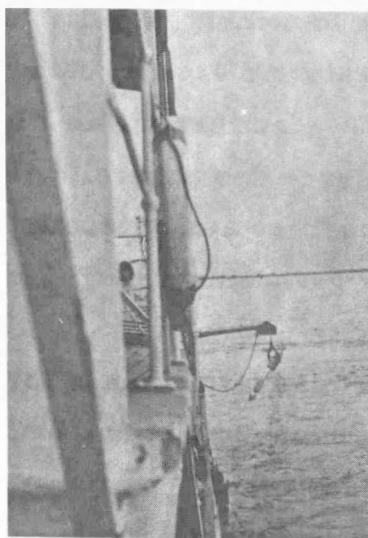
APPAREILS SERVANT A UNE MESURE DE DEBITS SOLIDES ET LIQUIDES



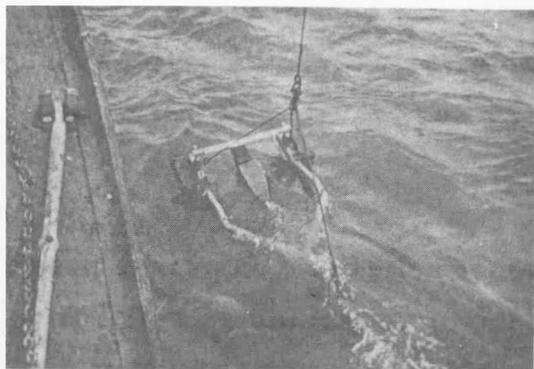
Moulinet hydrométrique



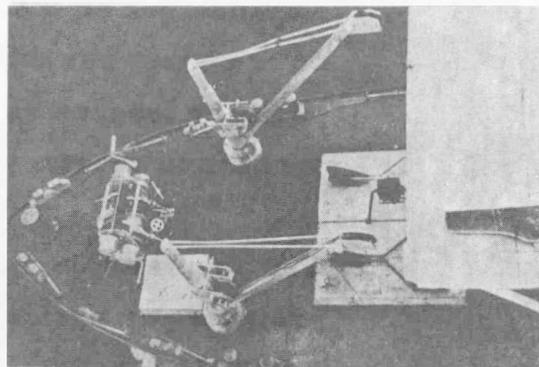
La bouteille de Delft sur charriot DF2



La bouteille de Delft suspendue



Le BTMA



Les davier à l'avant du Princesse Astrid, bateau ayant servi aux mesures de débit solide

Au début la force de trainée l'entraîne vers l'aval. Cette force de trainée décroît avec la vitesse surtout près du fond. L'appareil est alors ramené de lui-même vers l'amont. Si par malheur l'ouverture creuse le fond, il enlève du sable. Comme il est impossible de voir ce qui se passe au fond ce sable sera considéré comme faisant partie du transport solide par charriage.

Signalons pour terminer que l'on considère généralement que le transport solide mesuré dans la tranche de 10 cm au-dessus du fond est du transport par charriage alors que le transport dans le reste de la section est du transport par suspension.

b) Appareils utilisés au biefs maritime.

Les appareils utilisés au bief maritime sont d'origine hollandaise. Ce sont le BTMA et les bouteilles de Delft DF 1 et DF 2.

*Description de la
procédure des différents
appareils.*

1) **BTMA ou Bed-load transport meter Arnhem.**

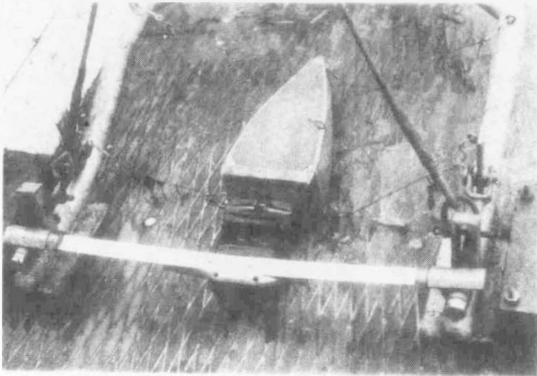
L'instrument, qui est démontable, est constitué par un récipient de prise de sable suspendu dans un cadre qui prend la direction du courant grâce à la présence d'un gouvernail fixe (fig. 98).

Tout l'appareil est suspendu à un davier de façon telle que le gouvernail touche le lit en premier lieu, ensuite les appuis avant et enfin le récipient. L'influence perturbatrice du placement et de l'enlèvement de l'appareil est ainsi réduite au minimum.

La descente de l'appareil doit se faire avec précaution de façon à ce que l'appareil se pose tranquillement sur le fond.

Les appuis avant de l'appareil se trouvent suffisamment éloignés du réservoir pour qu'ils n'influencent pas les courants à l'orifice d'entrée.

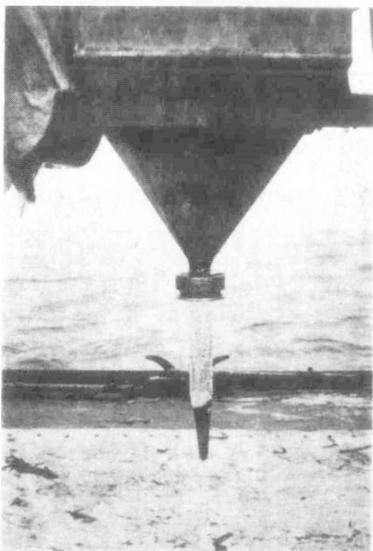
Mesure du transport solide par charriage .Appareil : BTMA



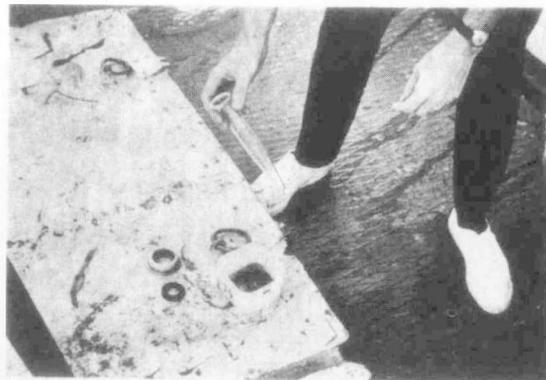
Le récipient du BTMA et son système de suspension



Vidange du récipient du BTMA



L'échantillon de sable (prise) recueilli dans le tube en verre gradué



L'échantillon de sable recueilli dans une boîte en plastique

Cette embouchure , large de 85 mm et haute de 50 mm est fixée au cadre au moyen d'une lamelle flexible qui la maintient contre le lit. Le corps du récipient est constitué d'un treillis dont les ouvertures ont 0,3 mm de côté.

Grâce à la forme hydrodynamique de l'appareil, il se produit une dépression qui assure l'entrée non perturbée de l'eau dans le bec; l'eau quitte ensuite les mailles du treillis en abandonnant son sable dans le récipient.

Au début de l'opération , quand il y a ~~encore~~ peu de sable retenu dans le récipient, le coefficient hydraulique de l'appareil est égal à 1. Au fur et à mesure du remplissage de l'appareil, ce coefficient diminue (fig. 98).

Un bouchon dans le fond du récipient permet de vider et de nettoyer au jet d'eau le récipient après chaque période de prise (1 ou 2 minutes).

Le BTMA a été conçu pour des fleuves tels que le Rhin où les profondeurs sont plus faibles qu'au bief maritime. Les forts courants et les grandes profondeurs du fleuve Congo font que l'appareil dérive fort loin.

Les appareils du bief maritime avaient été lestés afin de les faire descendre vers le fond avec une dérive la plus faible possible. Il est cependant certain que ce lest perturbe l'écoulement autour de l'appareil et peut de ce fait modifier la prise.

De plus on n'est jamais certain que l'embouchure du BTMA s'applique correctement sur le fond. Le câble ayant "du mou", le courant exercé malgré tout une certaine traction ce qui peut empêcher que l'embouchure touche le fond.

Le coefficient d'efficacité (du BTMA) est, pour un sable fin, de l'ordre de 70% (Meyer-Peter, 1937).

L. C. Fowler, lors de mesures faites à Dunning (Nebraska, USA) sur la rivière Middle Loup a constaté les fortes variations des prises à un même point de mesure. Celles-ci varient entre des valeurs extrêmes dont le rapport est de 1 à 10.

Lors de nos mesures de 1968, nous avons rencontré des rapports de 1 à 20 et un rapport de 1 à 40. Ces deux derniers cas doivent être considérés avec précaution, car il n'est pas exclu que l'appareil ait enlevé du sable du fond.

Ces fortes variations dans les prises confirment que de nombreuses mesures sont nécessaires pour faire une estimation précise du transport solide par charriage dans les cinq premiers centimètres au-dessus du fond.

2) Appareil de mesure de matières en suspension "Bouteille de Delft". DF.

L'appareil a la forme d'une bouteille qui provoque la dépression nécessaire pour faire circuler l'eau à l'intérieur du corps.

Au moyen d'un tube divergent et de deux cloisons longitudinales, l'eau est astreinte à parcourir un double circuit à l'intérieur de la bouteille et la quitte par des orifices aménagés dans le fond. Chaque bouteille est pourvue d'un double jeu comprenant chacun une embouchure et un tube divergent. Le jeu le plus large est utilisé pour des petites vitesses du courant et (ou) du sable grossier. Les orifices de sortie doivent être adaptés aux dimensions de l'embouchure utilisée.

La plus grande quantité de sable se dépose entre les cloisons longitudinales.

Le coefficient de cet appareil est légèrement supérieur à 1 et augmente avec la vitesse jusqu'à un maximum (fig. 99).

Quand sait-on qu'il faut employer tel ou tel autre embout ?

Les bouteilles sont en cuivre, à part l'embouchure, partie vulnérable de l'appareil, qui elle est en acier. De petites ouvertures permettent, lors de la descente, l'échappement de l'air enfermé dans l'appareil.

(a) Bouteille de Delft suspendue à un câble (DF 1).

Cet instrument est utilisé pour mesurer le transport de sable entre 50 cm au-dessus du lit jusqu'à la surface. (fig. 100). Il est pourvu à l'arrière d'un couvercle à charnière auquel est fixé un gouvernail pour le maintenir dans la direction du courant. Il est suspendu à un câble passant sur une poulie fixée à un davier, ce qui permet de la faire descendre au point choisi. Le contenu de la bouteille est vidé dans un réservoir à bord au moyen d'un jet d'eau.

(b) Bouteille de Delft sur traineau. (DF2)

La bouteille est fixée sur un traineau à une hauteur de 15, 25 ou 35 cm du lit. Afin d'éviter la formation de remous près du fond par la présence de la bouteille, la partie arrière de celle-ci est placée légèrement plus haut, tandis que l'embouchure est recourbée (fig. 100). Toutefois l'inclinaison de la bouteille ne peut être trop forte afin d'éviter que l'eau ne parvienne plus à entraîner le sable contre cette pente. Cette bouteille a les mêmes caractéristiques que celles décrites précédemment.

La durée de prise est de dix minutes.

2. Formules du transport de sable.

Nous n'entrerons pas ici dans le détail des formules utilisées généralement pour le calcul du transport solide. Notre but est de comparer les mesures directes et indirectes de débit solide avec le résultat de formules pour vérifier si les résultats concordent.

La formule utilisée est celle de Meyer-Peter et Müller.

$$Q_{\text{sol}} = \frac{l}{15,1} (\mu h I - 7,9 d_t)^{3/2}$$

- où
- l = largeur de la section de mesure (en m)
 - h = profondeur moyenne (en m)
 - I = pente de surface (en cm par km)
 - d_t = diamètre moyen du sédiment transporté (en mm)

Comment connaît-on
 d_t et d_b ?

$$\mu = \left(\frac{C}{18 \log \frac{12 \cdot h}{d_b}} \right)^{3/2}$$

↳ suspension, classe ou échantillon ?

- avec
- C = coefficient de Chézy
 - d_b = diamètre du sédiment composant le fond (en m)

Spronck avait trouvé en 1938 une formule expérimentale permettant de calculer le transport solide en fonction du débit liquide :

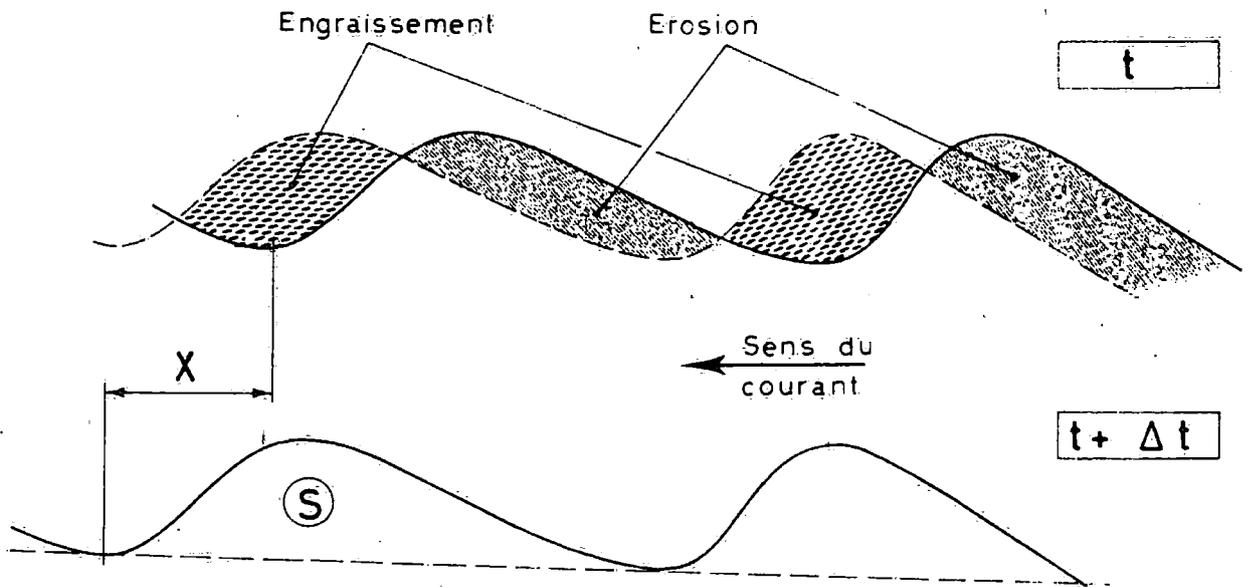
$$Q_{\text{sol}} = 5,25 \cdot 10^{-9} Q^{3/2} (Q - 8500) \text{ en kgr/sec}$$

ou encore

$$= 3,41 \cdot 10^{-7} Q^{3/2} (Q - 8500) \text{ en m}^3/24\text{hrs}$$

3. Mesure du transport solide par la méthode du déplacement des dunes.

Principe : Les dunes d'un fleuve avancent vers l'aval sous l'action combinée de l'érosion de leurs faces amont et de l'engraissement de leurs faces aval.



*la dune avance-t-elle
de manière homogène;
sans dilatation + et - ?*

Pendant le temps Δt , la dune a avancé de la distance X . Sa vitesse d'avancement est $V = \frac{X}{\Delta t}$. Si la surface transversale de la dune S , mesurée au-dessus d'une ligne joignant les creux, reste constante on peut dire que le débit solide par unité de largeur est égal à

$$Q_f = S \cdot V$$

./..

Nous appellerons ce débit "façonnant" car il contribue aux modifications du fond. Il n'est pas relié directement au transport par charriage ou au transport par suspension. En effet, les particules érodées de la face amont d'une dune peuvent se déplacer soit en suspension soit par charriage. Le débit solide réel correspondant au déplacement des dunes est relié au débit façonnant par une équation tenant compte du trajet réel des particules solides.

La figure 101 représente quelques exemples de trajectoires. Dans le cas I, toutes les particules solides érodées de la face amont d'une dune se déposent sur la face aval de la même dune. Le transport est du charriage pur.

Dans le cas II, une particule solide sur trois, par exemple, érodée de la face amont de la dune (b) se déplace en suspension jusqu'à la face amont de la dune (a) située immédiatement en aval, les deux autres se déplaçant comme au cas I.

Dans le cas III, deux particules solides sur trois se déplacent de la dune (b) à la dune (a) en suspension et une par charriage de la face amont à la face aval de la dune (b).

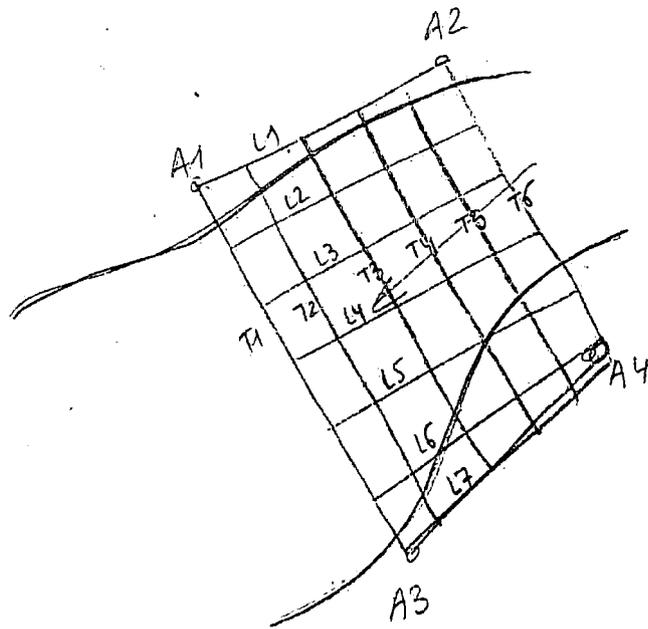
Dans le cas IV, toutes les particules se déplacent en suspension de la dune (b) à la dune (a).

Les équations donnant le débit solide réel est de la forme :

$$Q_r = k \cdot S \cdot V = k Q_f$$

où k est une constante fonction du type de déplacement.

Nous voyons qu'il existe une infinité de variantes possibles pour les trajectoires des particules solides.



Pour calculer le débit solide façonnant on procède en quadrillant la région étudiée par des profils longitudinaux et transversaux. Les profils longitudinaux sont parallèles à la direction dans laquelle on mesure le débit solide. Grâce à des échogrammes levés suivant ces profils on calcule sur l'échogramme les surfaces des dunes rencontrées. En recommençant le même levé après une période dont la durée est fonction de la vitesse d'avancement de la dune, on mesure cette vitesse en divisant le déplacement du creux ou de la crête par l'intervalle de temps. Les profils transversaux servent au repérage de la position de la dune. Après avoir fait le calcul pour chaque dune de chaque profil longitudinal, on regroupe les résultats par tronçons de profils entre deux alignements transversaux et on fait les moyennes. Ces moyennes sont portées sur chaque profil transversal en regard du profil longitudinal, ce qui permet de tracer le polygone du débit solide dont la surface est le débit solide dans cette section. Nous verrons plus loin un exemple d'un tel calcul pour le chenal de Mateba Amont.

4. Mesures de Mateba Amont.

Au cours de la semaine du 19 au 27 septembre 1968 ont eu lieu un ensemble de mesures qui avaient pour but d'obtenir une image la plus précise possible d'une situation instantannée dans la région centrale du modèle réduit actuel (fig. 102).

Les mesures ont nécessité l'intervention de près de cent personnes et de huit bateaux.

Les 25 et 26 septembre, la navigation sur le fleuve a été suspendue pendant de nombreuses heures pour éviter que les mesures ne soient

perturbée par les remous. Il faut en remercier ici le service du pilotage, la CMC, l'OTRACO, la PEMARCO et la SOCIR.

Le Service des Voies Navigables a collaboré de façon efficace avec les membres de la mission. Le service du balisage et du dragage a équipé la région de profils longitudinaux matérialisés par des bouées et des profils transversaux matérialisés par des panneaux placés sur les rives.

Nous devons remercier particulièrement le service hydrographique qui a réalisé très rapidement le levé hydrographique demandé et dont certains membres n'ont pas hésité à travailler la nuit.

Les documents réunis sont les suivants :

- levé hydrographique au 1/5000°.
- lignes d'eau.
- mesures aux flotteurs à quatre états de marées.
- débit liquide au moulinet.
- débit solide aux appareils hollandais.
- débit solide par la mesure du déplacement des dunes suivant 10 profils.
- prise d'échantillons de fond.

a) Description des mesures et des résultats.

(1) Levé hydrographique au 1/5000°

Ce levé comprend la zone de la passe Mateba Amont située entre les coordonnées $X = 377.500$ et $X = 381.500$ et reprend la partie aval du seuil amont. Ce levé est représenté à la figure 102. Grâce à celui-ci le laboratoire a pu construire

une maquette sur laquelle sont étudiées les formes et les orientations des dunes (voir figure 110).

Ce levé a été fait suivant la technique classique .

L'entredistance des profils sondés a été réduite à 50 m et les positions furent prises au sextant.

*dans le planing de mission
oct 72, est-il prévu des
mesures de vitesses superficielles?*



(2) Courants de surface.

Les équipes hydrographiques ont fait quatre mesures aux flotteurs des courants de surface le 25 septembre 1968, soit à mi-marée montante, à l'étale de marée haute, à mi-marée descendante et à l'étale de marée basse (fig. 6 à 9).

Ces mesures montrent bien l'influence de la marée sur la direction du courant dans la partie amont de la zone étudiée. Dans la partie aval et en particulier dans la section de mesure du débit solide, les courants de surface sont parallèles aux rives.

(3) Lignes d'eau.

La zone étudiée a été encadrée par quatre nouvelles échelles limnimétriques, deux sur l'île des Tortues, soit "Borrassus Pointe" à l'amont et "A" à l'aval; deux sur les Bancs Amont soit "Banc Amont" à l'amont et "Banc Central" à l'aval.

Lors de la première journée de mesure, le 25 septembre , les niveaux d'eau ont été relevés par des observateurs placés aux six échelles limnimétriques "Quator", "Borrassus Pointe", "Bac Amont" , " A " , "Banc Central" et "Tortues" Pendant neuf heures de façon à mesurer l'amplitude de marée (fig. 103). Pour la zone étudiée, cette amplitude était de 0,23m et la pente de la ligne d'eau y était de 6,5 cm par km pour une lecture d'échelle de 1,77 m à Boma.

*0,065 m
1000 m
9.065.10⁻³*

./..

(4) Débit liquide.

Ces mesures ont eu lieu à bord du "Princesse Astrid" et sont décrites dans la note technique "débits liquides".

La section avait une largeur de 1470 m , une profondeur maximum de 16,8 m et une surface mouillée de 13.000 m².

Le débit liquide mesuré au moulinet était de 16.500 m³/sec.

Sur la figure 92c on remarquera que le débit liquide se répartit très régulièrement avec un maximum à hauteur du profil 7, c'est-à-dire à l'endroit où la section est la plus profonde.

(5) Transport solide.

a) Méthode des appareils.

Les mesures ont été faites à bord du "Princesse Astrid" avec les appareils BTMA pour le charriage , DF2 et DF1 pour la suspension.

Le dépouillement se fait de la façon suivante :

- BTMA.

Cinq mesures sont effectuées à chaque station. La mesure dure en général 120 secondes ("t") la prise "g" est recueillie dans un récipient en forme de pyramide renversée, terminé à sa base par une éprouvette graduée. Le transport par charriage à l'endroit de la station est donné par la formule

$$a = \frac{g \cdot 8,64}{(t) \cdot c \cdot 8,5} \quad \text{en m}^3/\text{m 24hrs}$$

où g = prise (en cm³)

t = durée de la mesure (en secondes)

c = coefficient d'efficacité de l'appareil (fig. 98) ⇒

8,5 = largeur de l'orifice (en cm)

Mesmes x fait en descente ! (pas en montée !)

Les calculs sont représentés aux figures 104.

Le transport sur une hauteur de 10cm au-dessus du fond est obtenu en multipliant "a" par 1,15. On suppose en effet que le débit solide entre 5 et 10 cm est 15% de celui mesuré entre 0 et 5 cm du fond.

- DF2.

La bouteille de Delft est placée successivement à 0,15; 0,25 et 0,35 m du fond. La mesure dure 5 ou 10 minutes suivant l'importance du débit solide. La prise g est recueillie dans le même récipient que pour le BTMA. le transport dans chaque tranche d'eau d'une épaisseur de 10 cm est obtenue par la formule.

$$b = \frac{g \cdot d \cdot F}{t} \quad \text{en m}^3/\text{m} \cdot 24\text{hrs}$$

où g = prise (en cm³)

d = épaisseur de la tranche d'eau mesurée (en cm)

F = coefficient de l'appareil

= 3,79 pour la petite embouchure

= 7,58 pour la grande embouchure

Les calculs sont représentés aux figures 104 .

- DF1.

La mesure se fait en sommant les prises prélevées à une série de profondeurs dont les positions sont données dans un tableau en fonction de la profondeur totale (Tableau V, fig. 105). L'appareil est descendu à la première profondeur indiquée et y est maintenu pendant un temps renseigné au tableau V ensuite il est descendu à la position suivante et ainsi de suite.

TABLEAU VI.

Débit solide total par 24 Hrs.

n°	Entre- distance Entre verticales (m)	B. T. M. A.			D. F. 2.			D. F. 1		
		a _i m ³ /m.24hrs	$\frac{a_i + a_{i+1}}{2}$ m ³ /m.24hrs	a _{tot.} m ³ /m.24hrs	b _i m ³ /m.24hrs	$\frac{b_i + b_{i+1}}{2}$ m ³ /m.24hrs	b _{tot.} m ³ /m.24hrs	c _i m ³ /m.24hrs	$\frac{c_i + c_{i+1}}{2}$ m ³ /m.24hrs	c _{tot.} m ³ /m.24hrs
6	80		0,016	1,28		0,405	32,40		3,49 ⁵	279,50
		0,032			0,810			6,99		
1	133		0,1570	20,40		2,680	356,50		6,07 ⁵	808,00
		0,275			4,550			5,16		
7	77		0,2990	23,00		11,667 ⁵	860,00		7,24	557,50
		0,323			17,785			9,32		
2	165		0,2465	40,60		18,222 ⁵	3007,00		10,95	1807,00
		0,170			18,660			12,58		
8	125		0,1175	14,68		16,145	2017,00		13,03 ⁵	1630,00
		0,065			13,630			13,49		
3	90		0,0605	5,45		7,601	680,00		12,72 ⁵	1053,00
		0,056			1,572			9,96		
9	145		0,0630	9,13		2,604	377,50		9,92 ⁵	1438,00
		0,070			3,636			9,89		
4	135		0,1470	19,75		2,670 ⁵	360,00		7,16 ⁵	969,00
		0,224			1,705			4,44		
10	120		(0,6465)	(77,60)		2,150 ⁵	258,50		6,12 ⁵	734,50
		(0,225)		(26,95)						
5	110		(1,2130)	(133,30)		2,027 ⁵	223,00		4,32	475,00
		(0,258)		(26,55)						
	170		(0,6785)	(115,10)		0,720	122,20		0,41 ⁵	70,50
			(0,1790)	(21,95)						

Cas 1

$$A_{5cm} = \sum a_{tot} = 478,49$$

$$A_{10cm} = 1,15 \times 478,49 = 550,00$$

Cas 2

$$A_{5cm} = \sum a_{tot} = 209,74$$

$$A_{10cm} = 1,15 \times 209,74 = 241,00$$

$$B = \sum b_{tot} = 8.293,60$$

$$C = \sum c_{tot} = 9.719,00$$

La prise est recueillie et son volume mesuré comme pour le BTMA ou le DF2. Le transport solide est calculé à l'aide de la même formule utilisée pour le DF2. Dans la section Mateba Amont le nombre de position était de 7 ou de 8, la durée de chaque mesure était de 5 minutes. La mesure complète durait donc 40 minutes. Les calculs sont donnés aux figures 104 .

La mesure d'une station prenait environ 45 minutes. En y ajoutant les opérations de mise en station on arrivait à faire une mesure toutes les 70 minutes. La mesure complète de la section a duré plus de douze heures réparties en deux jours. Le calcul du débit solide total est donné au tableau VI.

La figure 106 résume les différentes mesures de débit solide et de débit liquide faites à bord du "Princesse Astrid".

b) Calcul par les formules.

Formule de Meyer-Peter et Müller.

$$Q_{\text{sol}} = \frac{\ell}{15,1} (\nu h I - 7,9 d_t)^{3/2}$$

$$\nu = \left(\frac{C}{18 \log \frac{12 h}{d_b}} \right)^{3/2}$$

$$C = \frac{Q}{\ell h \sqrt{h} \sqrt{I}}$$

or $\ell = 1470 \text{ m}$

$h = 9 \text{ m}$

$I = 6,5 \text{ cm/km}$

$d_t = 0,25 \text{ mm}$

$d_b = 0,0004 \text{ m}$

$Q = 16.500 \text{ m}^3/\text{sec}$

./..

$$C = \frac{Q}{l \cdot h \sqrt{h} \sqrt{I}} = \frac{16.500}{1470 \cdot 9.3 \cdot \sqrt{6,5 \cdot 10^{-5}}} = 51,5 \text{ m}^{1/2}/\text{sec}$$

$$\mu = \left(\frac{C}{18 \log \frac{12h}{d_b}} \right)^{3/2} = \left(\frac{51,5}{18 \log \frac{12,9}{0,0004}} \right)^{3/2} = 0,382$$

$$Q_{\text{sol}} = \frac{l}{15,1} (\mu hI - 7,9 d_t)^{3/2} = \frac{1470}{15,1} (0,382 \cdot 9 \cdot 6,5 - 7,9 \cdot 0,25)^{3/2}$$
$$= \underline{8960 \text{ m}^3/24 \text{ hrs}}$$

Cette valeur se rapproche fort de la somme des débits solides mesurés à l'aide des appareils BTMA et DF2.

La formule du Prof. Spronck a été établie en 1939 pour une situation de la région différente de celle que nous connaissons. Si nous faisons le calcul, nous obtenons :

$$Q_{\text{sol}} = 3,41 \cdot 10^{-7} Q^{3/2} (Q - 8500)$$
$$= 3,41 \cdot 10^{-7} (16500)^{3/2} \cdot (16500 - 8500)$$
$$= 5780 \text{ m}^3 \text{ par jour}$$

Ce débit est plus faible que celui obtenu par la formule de Meyer-Peter et Müller.

c) Calcul du débit solide pour la mesure du déplacement des dunes.

La zone étudiée à Mateba Amont a été équipée de 5 profils longitudinaux et de 13 profils transversaux. Les premiers sont matérialisés

chacun à l'amont par deux bouées qui déterminent l'alignement du profil. Les seconds sont matérialisés à terre par des avant-plans et arrière-plans qui sont soit des panneaux, soit des repères caractéristiques tels que buissons ou arbres. Les alignements longitudinaux sont parallèles aux rives et distants entre eux de ± 250 m. Les alignements transversaux sont perpendiculaires aux rives et distants entre eux de ± 200 m.

Ces profils ont été levés 16 fois en un peu plus de trois mois, soit en moyenne une fois par semaine. Ces 16 levés comportent environ 200 km de profils levés à l'écho-sondeur. Ce travail continue en 1969.

L'étude du dépouillement de ces documents fera l'objet d'un rapport ultérieur.

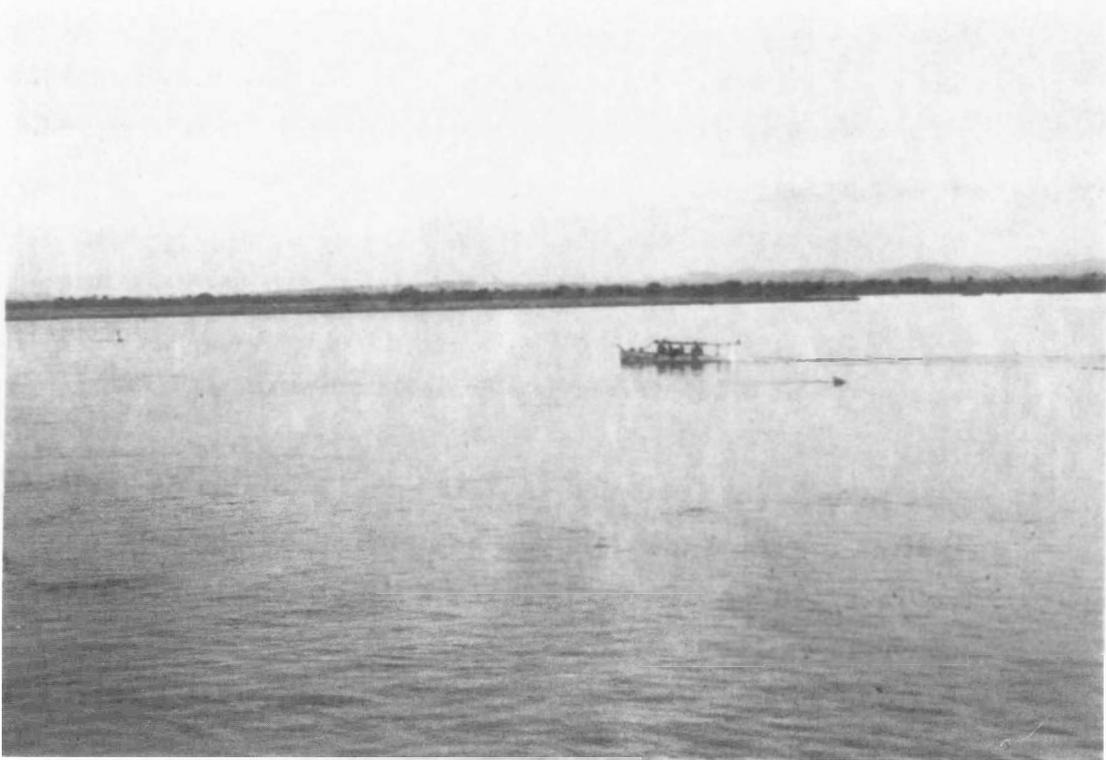
Les levés furent fait initialement avec le "Prince Baudouin". Par la suite l'écho-sondeur Atlas fut monté sur l' "Alouette", bateau servant au balisage.

Lors de la mesure des 25 et 26 septembre 1968, sept profils supplémentaires ont été levés à l'écho-sondeur, l'entredistance entre profils passa ainsi à environ 100 m (fig. 107).

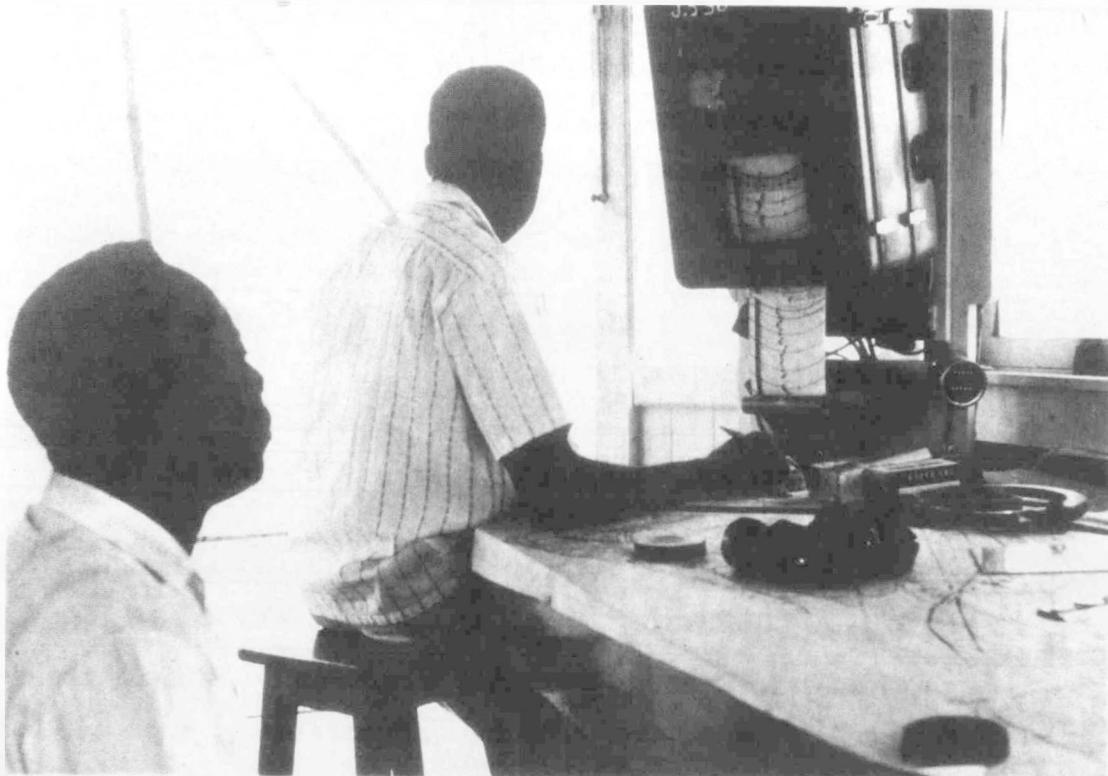
Les levés des 19, 25, 26 septembre et du 2 octobre ont servi à calculer le débit solide de Mateba Amont pour les journées du 25 et 26 septembre.

Les résultats, pour les sections transversales 7 à 12, sont représentés à la figure 108.

De cette figure il ressort que le maximum de débit solide façonnant se situe dans la fosse profonde à hauteur des profils transversaux de 7 à 9. Plus en aval ce maximum semble se déplacer vers la rive gauche.



Le bateau du balisage et dragage, l'Alouette, sondant le Seuil Amont



Levé d'un profil en long à l'écho-sondeur

Les profils longitudinaux ne s'étendent pas suffisamment vers l'aval pour permettre de contrôler cette tendance. Les essais en modèle au laboratoire ont cependant confirmé cette tendance.

(6) Echantillons de sédiment.

Neuf échantillons de fond ont été prélevés sur les dunes de la zone étudiée (voir fig.22). Les répartitions granulométriques de ces échantillons ont été comparées à celles des 30 échantillons prélevés à l'aide des appareils hollandais BTMA , DF2 et DF1 (fig. 109). Les échantillons de fond sont numérotés de 38 à 46.

Nous pouvons constater en premier lieu que la répartition granulométrique des échantillons prélevés dans le creux ou sur la crête d'une dune ne diffère pas fortement. Nous ne pouvons pas conclure que le sédiment du creux est plus grossier que le sédiment de crête. Le diamètre moyen des sédiments du fond du chenal Mateba Amont est environ de 0,4 mm.

Nous constatons en second lieu que dans la fosse profonde, située rive droite, les sédiments prélevés au DF2 ont la même répartition granulométrique que ceux du BTMA, ce qui n'est pas le cas sur le plateau situé du côté de la rive gauche où ils sont plus fins. Cela voudrait dire que dans la fosse profonde le transport par charriage ne se limite pas aux dix premiers centimètres au-dessus du fond. Dans ce cas le calcul du transport solide mesuré au BTMA doit être modifié : le débit solide sur les dix premiers centimètres doit être égal à 2 fois et non 1,15 fois celui des cinq premiers centimètres.

Ce calcul rapide nous donne un débit solide dans les dix premiers centimètres à partir du fond égal à $\pm 1000 \text{ m}^3 / 24 \text{ hrs.}$

b) Conclusions pratiques.

(1) Choix de la zone étudiée.

Il apparait des résultats des différentes mesures que le choix de la zone pour une étude du mécanisme de transport solide dans la région divagante fut heureux. La section de mesure, la répartition des débits liquides et solides y sont réguliers. La zone comporte la sortie d'un seuil dont l'évolution est actuellement étudiée grâce aux profils en long levés à l'écho-sondeur. Elle se situe d'autre part dans une région qui a fort changé d'aspect ces dernières années.

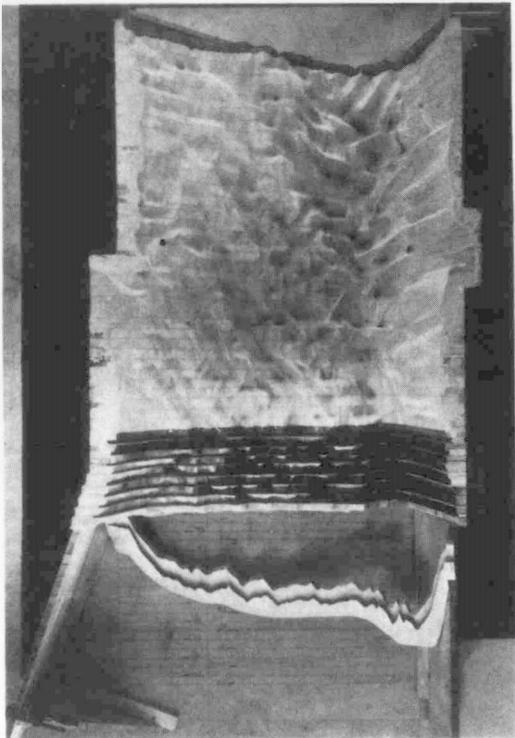
(2) Mesure du débit liquide.

La nouvelle technique de mise en station utilisée lors des mesures de débits liquides et solides donne d'excellents résultats. L'influence des dunes sur les vitesses près du fond est importante. L'étude de celle-ci est un des points mis au programme des missions 1969. La régularité de la répartition du débit liquide mesuré dans la section transversale est pour une grande part due au fait que la mesure se fait chaque fois dans la même position par rapport à la dune. La figure 110 représente la maquette de la région sur laquelle ont été indiqués les stations du bateau lors des mesures. Les différences de position entre la surface et le fond sont dues à l'effet de perspective de la photo. Les stations 1 à 5 ont été mesurées le 25.9.68, les stations 6 à 10 l'ont été le 26.9.68.

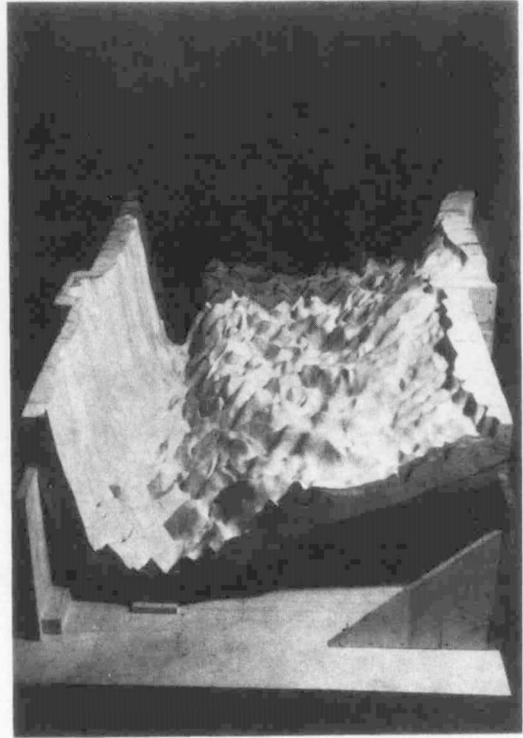
(3) Mesure du transport solide.

Les trois méthodes utilisées pour la mesure du débit solide donnant des résultats fort semblables. Nous pouvons dire que le débit solide qui contribue aux modifications des fonds de la

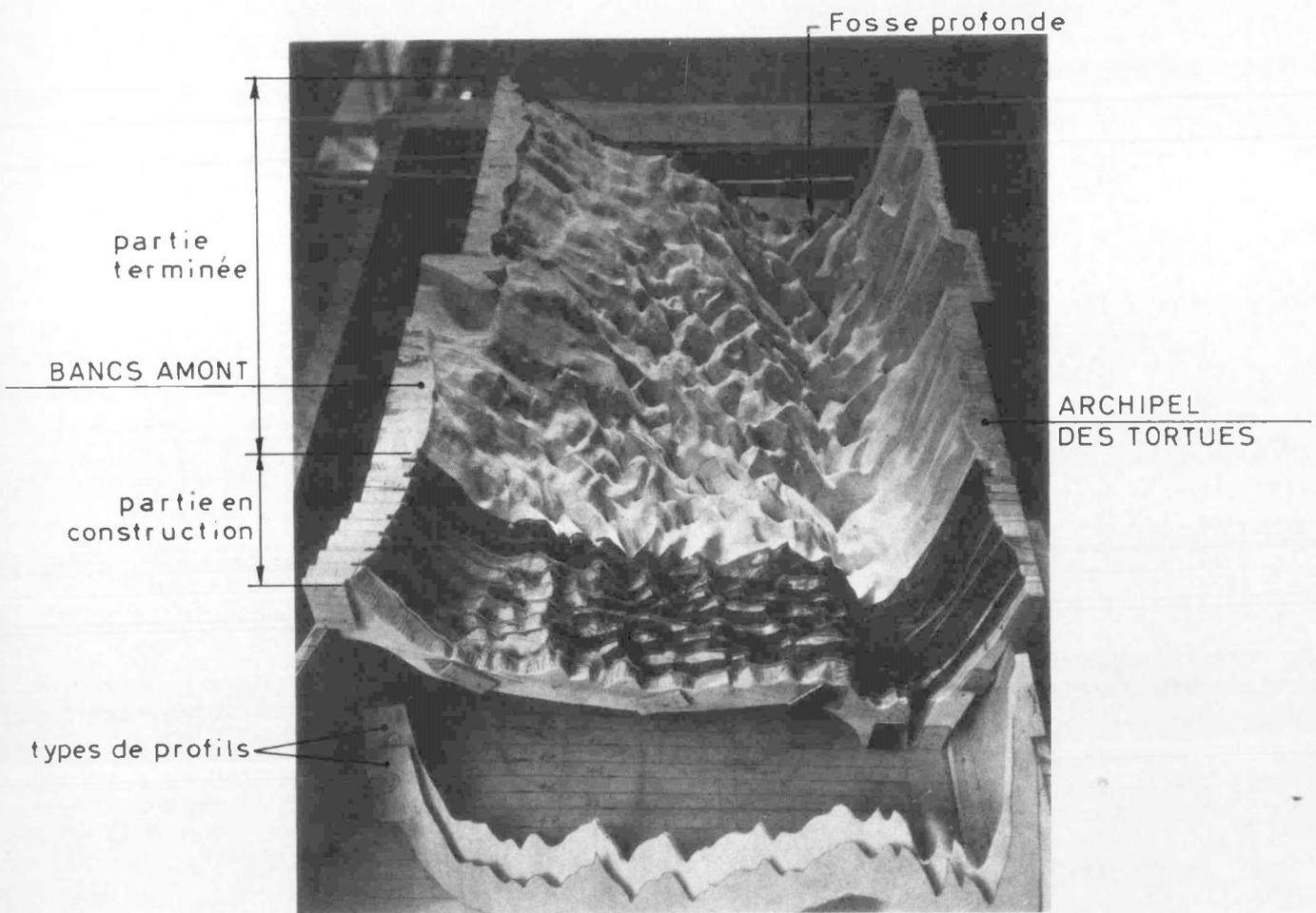
MAQUETTE REPRESENTANT LES DUNES DANS LA REGION DE
MATEBA AMONT



VUE EN PLAN



VUE D' AVAL



VUE D' AMONT

zone étudiée est de l'ordre de 9000 m³ de sable par jour pour un débit liquide de 16500 m³ par seconde et que ce débit solide est transporté dans une tranche d'eau située immédiatement au-dessus du fond, ayant plus de 10 cm d'épaisseur et atteignant sans doute plus d'un mètre par endroit . La distinction entre transport par charriage ou par suspension n'a que peu d'intérêt dans la région divagante. Le transport solide qui ne participe pas aux modifications du fond est dans la zone étudiée de l'ordre de 11000 m³ par jour. Le débit solide total y est donc de l'ordre de 20000 m³ de sable ce qui correspond à 14 cm³ (ou 19 gr) de sable par m³ d'eau, dont 6 cm³ (ou 8 gr) pour le débit façonnant.

Le transport solide immédiatement en aval du Seuil Amont est maximum dans la fosse et du côté gauche. Plus en aval , là où le chenal tourne vers la gauche autour du Banc Amont, ce maximum tend à quitter la fosse pour remonter le plateau situé à gauche de celle-ci (fig. 108). Une étude détaillée des dunes fera l'objet d'un rapport ultérieur. Signalons toutefois que les dunes dans Mateba Amont ont une amplitude variant de 0,50 m à 5 m et une longueur allant de 30 à 400 m.

Les dimensions rencontrées le plus couramment sont de 2 m pour l'amplitude et de 100 m pour la longueur. Les dunes avancent à une vitesse de 7 m par jour environ (mesurée dans le sens des profils longitudinaux). La maquette des fonds de Mateba Amont, construite au laboratoire, a montré que les crêtes des dunes ne sont pas alignées dans les sections transversales. Bien que cette étude fera également partie du rapport en cours de préparation que nous venons de signaler, nous pouvons déjà dire que les crêtes et creux des dunes sont généralement inclinés de 45 ° environ par rapport à la route de navigation.

Cet angle varie de 30° à 60° dans la zone étudiée (fig. 111).

$$\frac{7 \text{ m}}{24 \text{ h}} = \frac{7 \text{ m}}{26.400 \text{ sec}}$$

Le rapport annoncé comprendra également une étude des dunes et des rides au cours des crues et décrues du fleuve.

A titre d'exemple les figures 112 a à 112d montrent l'évolution des dunes et rides dans Mateba Amont au cours de la grande crue 1968. Au mois de août et septembre le fond du fleuve était partout constitué de dunes. Ensuite les rides apparaissent, superposées aux dunes qui disparaissent. En décembre 1968, au maximum de crue la région était couverte de rides.

(4) Sédiments.

Les sédiments sont partout du sable, à part une mince couche de terre recouvrant l'île des Tortues. Le diamètre moyen du sable de la rive de cette île varie entre 0,170 mm et 0,260 mm. Les sédiments des Bancs Amont ont un diamètre moyen allant de 0,170 mm à 0,320 mm. Les sédiments du fond de la passe ont un diamètre moyen allant de 0,300 mm à 0,420 mm. Les sédiments les plus grossiers sont donc ceux de la passe et les plus fins ceux des rives.

Les sédiments transportés, prélevés à l'aide des appareils BTMA, DF 2 et DF 1 ont également été analysés. Les diamètres moyens varient respectivement entre 0,250 mm et 0,320 mm (avec un échantillon de 0,390 mm), 0,185 mm et 0,275 mm, et 0,115 et 0,200 mm pour le BTMA, DF2 et DF 1.

Rappelons que le BTMA prélève ses échantillons de 0 à 0,05 m du fond, le DF2 de 0,15 à 0,35 m du fond, le DF 1 de 0,40 m du fond jusqu'à la surface. Ces résultats représentés à la figure 109 montrent que dans la fosse les sédiments prélevés du fond jusqu'à 0,40 m du fond ont environ le même diamètre, alors que sur le plateau de la rive gauche les sédiments deviennent plus fins d'une façon régulière à partir du fond. Ceci prouve que le transport solide se fait principalement dans la fosse dans une tranche d'eau

ayant plus de 0,40 m à partir du fond, alors que sur le plateau ce transport se fait surtout dans les premiers centimètres au-dessus du fond.

*

*

*

CHAPITRE IV

LES SEDIMENTS

Au cours des missions au bief maritime 150 échantillons de sédiments ont été prélevés soit dans le lit du fleuve, soit sur les rives ou sur les bancs. Ces échantillons ont été analysés au laboratoire. Un rapport ultérieur traitera en détail ces analyses. Nous allons reprendre les principales conclusions qui ressortent de l'étude des diamètres moyens des sédiments rencontrés dans la région divagante.

Les échantillons de sédiments ont été prélevés en surface soit à l'aide d'une pelle sur les fles et sur les bancs, soit à l'aide d'une bouteille spéciale représentées aux photos ci-jointes. Les endroits de prélèvement sont indiqués aux figures 19 à 33.

A. ETUDE DES SEDIMENTS PAR ZONES

Nous avons divisé le bief maritime en une série de zones qui sont représentées à la figure 113.

Pour chaque zone les courbes granulométriques ont été groupées sur une même feuille et les courbes enveloppes ont été tracées, délimitant ainsi une surface caractéristique de chaque région. Ces surfaces ont été hachurées (figures 114 à 132).

Comparons par exemple les zones II (seuil amont), VI (passe Nisot), IX (seuil central) et XII (passe Camoëns). Une première constatation

est que les courbes des seuils amont et central sont plus raides que celles des passes Nisot et Camoëns. Ceci indique un meilleur classement des sédiments dans les nouvelles passes. Les courbes de ces dernières se placent dans la partie droite de la classe IV, alors que celles des anciennes passes se classent dans la partie gauche de la classe IV (les classes sont indiquées en haut de chacune des figures 114 à 132). Ceci revient à dire que les sédiments des nouvelles passes sont plus fins que ceux des anciennes passes. Les diamètres moyens des sables de Mateba Amont varient entre 0,200 mm et 0,480mm, alors que ceux des passes Nisot, Mayaudon, Camoëns varient entre 0,430 mm et 1,000 mm.

Les autres conclusions importantes de l'étude des sédiments est la présence de limons et d'argiles à la pointe de l'île des Oiseaux, à Convensaingh et tout au long de la rive Angolaise. La pointe Penfold est constituée d'une argile desséchée très dure. L'étude de ces argiles doit être continuée sur place et au laboratoire.

B. COMPARAISON DES SEDIMENTS 1938-1968.

Nous disposons des résultats des analyses granulométriques du Prof. Spronck (1938) que nous avons comparé aux nôtres pour déceler d'éventuelles évolutions qui auraient pu se produire en trente ans. Ces comparaisons sont reprises aux figures 133 à 136. Remarquons que les diamètres renseignés au bas de chaque figure par le symbole d50 sont renseignés en microns soit $1/1000^{\circ}$ de mm.

La comparaison pour Mateba Amont indique peu de changement. Le diamètre moyen est légèrement plus élevé et le classement un peu moins bon.

Dans la passe Nisot les granulométries des sédiments sont restées les mêmes.

Dans la passe Mayaudon les sédiments sont devenus plus grossiers et le classement est moins bon qu'en 1938.

Dans la passe Camoëns l'allure générale est la même. Nous ne retrouvons cependant pas les sédiments fins du type 15, 16 et 17 trouvés par le prof. Spronck.

En conclusion nous pouvons dire que la situation a peu changé, à part peut-être une tendance à l'augmentation des diamètres moyens dans Mateba Amont et Mayaudon.

*

*

*

CHAPITRE V

EVOLUTION DES DUNES SUR LES SEUILS

L'étude en détail de cette évolution sera reprise dans le rapport ultérieur mentionné au chapitre III. Nous allons cependant déjà dégager les grandes lignes de cette étude et parler de l'évolution du seuil central après le dragage d'aménagement dont celui-ci a fait l'objet en mars et avril 1968.

A. COMPARAISON MATEBA AMONT - NISOT.

Nous avons équipé la passe Mateba Amont de profils longitudinaux qui sont levés chaque semaine à l'écho-sondeur (chapitre III).

Un profil en long témoin a été levé aux mêmes jours dans la passe Nisot de façon à comparer les dunes de ces deux régions. En outre la nouvelle et l'ancienne route de navigation sont levées à l'écho-sondeur depuis la bouée 44 (Convensaing) à la bouée 78 (Fetish-Rock) à chaque cote ronde lue à l'échelle de Borna (par exemple 2,00m, 2,50 m , 3,00 m). De ces comparaisons il ressort que :

- les dunes de Mateba Amont sont généralement plus grandes que celles de Nisot.

- Le tableau VII reprend la comparaison des longueurs et hauteurs des dunes pour les profils témoins en septembre 1968.

TABLEAU VII. Comparaison des dunes dans les passes Mateba amont et Nisot : (Septembre 1968).

Symbole	Caractéristique	Unité	Passe Mateba Amont			Passe Nisot		
			valeur minim.	valeur moyenne	valeur maxim.	valeur mini m.	valeur moyenne	valeur max.
A	hauteur	m	0,50	2,00	5,00	0,70	1,50	3,50
L_a	longueur apparente (mesurée suivant le profil)	m	30	100	400	30	60	100
α	orientation par rapport à la route de navigation	degrés	90°	45°	30°	-	-	-
L_r	longueur réelle = $L_a \sin \alpha$ (tenant compte de l'orientation)	m	30	75	200	-	-	-
$\frac{A}{L_a}$	cambrure apparente	-	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{15}$
$\frac{A}{L_r}$	cambrure réelle	-	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{35}$	$\frac{1}{10}$	-	-	-
V	vitesse d'avancement	m/24hrs	-	7	12	-	3	7

- les vitesses d'avancement sont plus faibles dans la passe Nisot que dans la passe Mateba Amont.
- l'orientation des dunes n'a pu être mesurée dans la passe Nisot. Dans la région étudiée de Mateba Amont cette orientation est de 45° environ.

- le transport solide par mètre de largeur calculé par la méthode du déplacement des dunes doit normalement être plus faible dans la passe Nisot que dans Mateba Amont, ce qui avait déjà été observé par le prof. Spronck en 1938.

B. EVOLUTION DU SEUIL CENTRAL.

Après les dragages de mars et avril 1968, le seuil central se présentait comme une fosse plane située à la profondeur de 33 pieds environ. Les seules formes topographiques étaient des rides de formes fort régulières de 20 m de long et 1 m de haut. En étudiant les profils en long de la passe navigable, on ne retrouvait nulle part trace de rides semblables. Il semble donc, et les études ultérieures devront contrôler cette affirmation, que la rugosité du fond s'était adaptée à la situation artificielle créée par les dragages et que la forme topographique des fonds correspondant à cet état était la ride. Le seuil évolue ensuite sans dragages jusqu'en juillet 1968. A partir de ce mois, quelques dragages, peu importants, ont eu lieu dans la partie aval. Nous avons ainsi l'évolution naturelle d'un seuil après des travaux de dragages importants depuis avril jusqu'à octobre au moins dans la partie amont de ce seuil. Cette évolution est représentée à la figure 137. De l'étude de cette évolution il ressort que les rides (non visibles à l'échelle de la figure) diminuent de grandeur pour disparaître complètement en août, tandis que les dunes apparaissent fin juin sous la forme de longues ondulations qui raccourcissent au fur et à mesure.

Les variations des amplitudes et des longueurs des rides et des dunes sont représentées à la figure 138. Pour celles des dunes nous avons choisi trois tronçons types compris respectivement

entre les profils de dragages 3 et 5, 5 et 7 et 8 et 10 (voir fig. 137). De mai à septembre les amplitudes passent (en moyenne) de 0,5 m à 1,15m, les longueurs de 275m à 120m et les cambrures de 1/550 à 1/60.

La figure 139 illustre les variations au cours de la même période des caractéristiques d'une dune située entre les alignements de dragages 3 et 5, à savoir la hauteur et la longueur apparente, la cambrure, la surface mesurée sur l'échogramme et la vitesse de progression dans le sens du levé.

Une conclusion pratique importante découle de cette évolution: il faut un temps relativement long pour que les dunes réapparaissent après avoir rendu le lit du fleuve plat par les dragages.

C. CONCLUSIONS POUR LES DRAGAGES DES SEUILS.

Lorsque le mouillage officiel du fleuve doit être réduit de quelques pieds au bief maritime, ce l'est souvent à cause de la présence d'une ou de deux dunes dont la crête vient à dépasser la profondeur requise pour la navigation. Or, cette ou ces dunes ne couvrent en général qu'une surface horizontale n'ayant que quelques dizaines ou quelques centaines de mètres carrés. C'est cette crête, et elle seulement, qu'il convient de draguer. Il ne sert à rien de draguer à côté ou, pire, en dessous de celle-ci. En effet nous avons vu par l'évolution du seuil central que le temps nécessaire à une dune pour se reformer au-dessus d'un fond plat est long. On a donc intérêt à draguer aussi plat que possible. D'autre part, toute dépression importante créée par un dragage mal mené est nuisible car elle tend à créer une nouvelle dune plus importante immédiatement en aval. Ce fut le cas au seuil central en juillet 1968, où une drague positionnée avec une élinde descendue trop profondément creusa une dépression créant une profondeur de 40 pieds.

Immédiatement à l'aval apparut une dune dont la crête se trouvait sous 25 pieds d'eau. Le mouillage du bief diminua

ainsi de 28 pieds à 25 pieds. L'intervention rapide du service de dragage permet de rétablir en un jour le mouillage à 28 pieds en draguant la nouvelle dune. Ceci prouve l'intérêt du dragage par écrêtement. Cette technique ne peut être efficace que si la mise en position de la drague est parfaite de façon à draguer la crête de la dune et elle seule. De bons repères de dragages, tels qu'ils existent aux seuils central, aval et Convensaingh, sont indispensables à cet effet. D'autre part, l'élinde doit être munie d'un dispositif de repérage de la profondeur, de façon à ce qu'elle soit remontée au fur et à mesure du remplissage et donc de l'enfoncement de la drague. La profondeur de dragage est ainsi gardée constante. Un tel dispositif a été monté avec succès sur la drague Mateba en 1968. Les bons résultats obtenus lors des dragages des seuils sont en grande partie due à l'application des techniques décrites ci-avant.

Borgerhout, juin 1969.

BIBLIOGRAPHIE

- A1 ALLEN John R. L. 1968. Current ripples.**
Their relation to patterns of water and sediment motion.
North-Holland publishing Company Amsterdam
- B1 BAGNOLD R. A. 1966. An approach to the sediment transport**
problem from general physics. Geological survey profes-
sional paper 422-1. U.S.G.P.O.
- D1 DEVROEY E. et VANDERLINDEN R. 1951. Le Bas-Congo.**
Artère vitale. Goemaere Bruxelles.
- H1 HEEZEN B. C. -MENZIES RJ. -July 1964. Congo submarine Canyon.**
Bulletin of the Amer. Ass. of Petroleum Geologist nb. 7-Vol. 48.
- H2 HUBBELL D. W. 1967. Apparatus and techniques for measuring**
bedload. Geological Survey water-supply paper 1748-US. G. P. O.
- L1 LABORATOIRE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES.**
Rapport Général 1968-Mod. 255-Mateba I - Etude de l'améliora-
tion du bief maritime du fleuve Congo.
- L2 LABORATOIRE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES.**
1er rapport intérimaire -Mod. 255-I -Etude de l'amélioration
du bief maritime du fleuve Congo.
- L3 LAVAL D. 1957. Méthodes de mesures de profondeurs, courants**
houles, marées, mouvements des matériaux solides.
Communications au XIXe Congrès International de la
Navigation, Londres.
- S1 SIMONS and RICHARDSON E. V.**
Resistance to flow in Alluvial Channels- 1966. U.S. G.P.O. 422-J.
- S2 SPRONCK R. 1940. Mesures Hydrographiques effectuées dans la**
région divagante du bief maritime du fleuve Congo.
Mem. Inst. Royal Colonial Belge.

- S3 STERLENG A. - ROMBOUTS C. et CHARLIER J. - 1967.**
Rapport de mission dans la région divagante du bief
maritime du fleuve Congo. Laboratoire de Recherches
Hydrauliques - Borgerhout - Anvers. Mai 1967.
- S4 SZAWERNOWSKI P. - Expert travaux publics O. N. U.**
Rapports d'activité au bief maritime - 1966
Archives des Voies Navigables - Boma
- V1 VAN TIL K. 1956. Le transport de sable dans les bras du Rhin
aux Pays-Bas. Bulletin de l'association internationale
permanente des congrès de navigation. Bruxelles.**
- V2 VEATCH-SMITH P. A. - 1939. Atlantic submarine Valleys of the
United States and the Congo Submarine Valley.
Geol. Soc. of America. Special Papers Nr. 7-Sept. 1939.**

Documents S. V. N. Boma

- 1. VAN REMOORTERE J.**
Nivellement dans le bief maritime
- 2. BOUCHE R.**
Limnimétrie
- 3. VAN NIMMEN A.**
Débits liquides par moulinet.

KHOKHLOFF A.

Notes concernant le bief maritime.
