

SOMMAIRE

	pages
I. CONNAISSANCE DU TERRAIN - ASPECTS THEORIQUES	1
I.1- LE LIT DU COURS D'EAU NATUREL	1
I.11- Géométrie du lit	1
I.12- Nature du lit	12
I.2- LES ECOULEMENTS	18
I.21- Grandeurs caractéristiques	18
I.22- Régimes d'écoulement	22
I.23- Contrôle hydraulique	30
I.3- LA STATION HYDROMETRIQUE	40
I.31- Grandeurs mesurées	40
I.32- Choix du site	41
I.33- Sections caractéristiques	43
I.4- LA RELATION HAUTEUR - DEBIT	46
I.41- Etalonnage et tarage	46
I.42- Différents types de tarage	52
I.43- Fiche-résumé	56
II. TRACE DE LA COURBE DE TARAGE	59
II.1- INVENTAIRE ET CRITIQUE DES DONNEES DISPONIBLES	59
II.11- Dossier technique de la station	
II.12- Données limnimétriques	62
II.13- Liste de jaugeages	
II.2- PREPARATION DU GRAPHIQUE	72
II.21- Choix du papier et du format	72
II.22- Choix des échelles	73
II.23- Repérage des points	73
II.3- ANALYSE DE LA DISPERSION DES POINTS	74
II.31- Recherche des critères de non-univocité	76
II.32- Anomalies	78
II.4- TRACE DE LA COURBE DE TARAGE	80
II.41- Règle pratique de minimisation des écarts	80
II.42- Poids relatif de chaque jaugeage	82
II.43- Précision du tracé	82
II.44- Exemple de l'Oued KADIEL	84

II.5- EXTRAPOLATION DE LA COURBE DE TARAGE	86
II.51- Remarques préalables	87
II.52- Moyennes et hautes eaux	87
II.53- Basses eaux	107
II.6- TRAITEMENT AUTOMATIQUE	109
III. TARAGE DES STATIONS NON UNIVOQUES	113
III.1- STATIONS INSTABLES	114
III.11- Choix de la période de validité de chaque courbe	114
III.12- Domaine d'application	118
III.2- STATIONS A DEUX ECHELLES	119
III.21- Représentation graphique de la surface de tarage	120
III.22- Méthode de la dénivelée normale	122
III.3- STATIONS A UNE SEULE ECHELLE	137
III.31- Méthode du gradient limnimétrique	138
III.32- Méthode de l'écart à la cote maximale	152
III.4- COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES	161
III.41- Conditions d'emploi	161
III.42- Performances	162
IV. TRANSFORMATION DES HAUTEURS EN DEBITS	165
IV.1- BAREME DE TARAGE	165
IV.11- Méthode des segments de droite	166
IV.12- Méthode des tronçons de parabole	176
IV.2- CALCUL DES DEBITS	196
IV.21- Chronique des débits instantanés	196
IV.22- Débits moyens	200
CONCLUSION	209
LISTE DES DOCUMENTS CONSULTES	211
PROGRAMME DE MISE EQUATION DE LA COURBE DE TARAGE	215
ANNEXES : Exemple de tarage	225

Etalonner une station hydrométrique, c'est rechercher la relation entre les cotes et les débits, afin de transformer la courbe des hauteurs en courbe des débits"

Jean RODIER

J. RODIER aurait pu compléter cette parfaite définition du thème de cette 5^{ème} partie du Manuel d'Hydrométrie de l'ORSTOM par une observation sur l'ampleur de la tâche de l'hydrologue, chargé de rechercher cette relation. Nous ne pensons pas que nos collègues confrontés au problème, toujours complexe, du tracé de la courbe de tarage, viendront démentir ce propos.

Le but de ce manuel est d'exposer de manière aussi complète que possible, les connaissances théoriques indispensables et les méthodes pratiques utilisées dans les études de la relation hauteur-débit.

Chaque station hydrométrique possède ses propres caractéristiques et il n'existe pas de recette universelle qui a permis, du moins jusqu'à ce jour, de laisser à l'ordinateur le soin de tracer les courbes de tarage. Seule, la pratique laborieuse de cas réels permet d'acquérir l'expérience nécessaire pour trouver la méthode la mieux adaptée, voire découvrir de nouvelles techniques et procédés, aussi astucieux qu'efficaces.

C'est la raison pour laquelle, avant même de commencer la rédaction de ce manuel, nous avons désiré connaître le point de vue de tous nos collègues, chercheurs et techniciens, du Service Hydrologique de l'ORSTOM. Un avant-projet détaillé a été adressé à chacun d'eux, sollicitant des commentaires, des critiques et des suggestions. Les quatorze réponses qui nous ont été adressées, ont été fondamentales pour définir la structure finale du manuel, choisir les exemples les plus représentatifs et citer certaines astuces originales. Ces co-auteurs sont, par ordre alphabétique : M. ALDEGHERI, B. BILLON, Y. BRUNET-MORET, P. CHEVALLIER, J. CLAUDE, M. GAUTIER, G. GIRARD, R. LEFEVRE, Y. LHOUE, F. MONIOD, B. POUYAUD, M. ROCHE, P. SECHET et P. TOUCHEBEUF.

Après la rédaction du premier manuscrit, sa première révision par S.PIEYNS et sa dactylographie au Service Hydrologique à Bondy, un Comité de Lecture a reçu la lourde tâche d'étudier et de critiquer cette première version. Ce comité de volontaires comprenait B.BILLON, Y.BRUNET-MORET, G.HIEZ et F.MONIOD pour l'ensemble du manuel, P.DOSSEUR et P.TOUCHEBEUF pour le premier chapitre et J.P. LAMAGAT pour le chapitre III. Les travaux ont été coordonnés par S.PIEYNS.

Tous les commentaires du Comité de Lecture ont été pris en considération (lorsqu'ils n'étaient pas contradictoires, car rappelons-le, le sujet est ardu...) et la version définitive du manuel a pu être mise au point.

Restait encore le travail considérable de mise en forme de la minute définitive. Elle a pu être réalisée à Brasilia, au cours de l'année 1986, grâce à l'acquisition d'un petit équipement de traitement de texte et à la mise à notre disposition (à temps partiel) par le Directeur du DNAEE/DCRH, des dessinateurs de cette administration brésilienne.

Nous tenons à adresser nos remerciements à tous ceux dont les noms ont été cités et à tous ceux, non-cités, qui ont néanmoins contribué par leurs commentaires oraux à la réalisation de ce manuel.

Chapitre I : CONNAISSANCE DU TERRAIN - ASPECTS THEORIQUES

La relation qui existe entre le débit d'un cours d'eau dans une section transversale et la hauteur sous laquelle ce débit s'écoule, est une fonction très complexe des caractéristiques géométriques et hydrauliques de la section considérée et du bief qui la contient, bief dont l'extension peut être considérable.

Construire une courbe de tarage, c'est rechercher une représentation graphique de la relation hauteur-débit, à partir de quelques jaugeages souvent mal répartis et dans certains cas peu précis. Seule une bonne connaissance du terrain et une exacte compréhension du fonctionnement hydraulique du bief de l'échelle limnimétrique permettent une interprétation correcte des données mesurées.

Ce chapitre qui définit successivement les caractéristiques du lit du cours d'eau naturel, les formes d'écoulements et les propriétés du site de la station hydrométrique, propose une classification des types de relations hauteur-débit.

I.1- LE LIT DU COURS D'EAU NATUREL

Vecteur de l'écoulement, il lui impose des contraintes par sa forme et la rugosité de ses parois. L'un des problèmes essentiels du tarage des stations hydrométriques a pour origine l'instabilité dans le temps de ces deux caractéristiques.

I.11- Géométrie du lit

On désigne sous ce terme la définition et la description du cours d'eau naturel, considéré dans son tracé en plan, son profil longitudinal et sa section transversale. Nous nous plaçons toujours ici, dans les limites du bief d'une station hydrométrique.

I.111- Tracé en plan -

Son examen, sur le terrain ou sur une photographie aérienne, permet de différencier :

a) les lits rocheux, ou principalement rocheux, dont le tracé dépend de la résistance à l'érosion des formations géologiques et de l'existence d'accidents tectoniques : le tracé est généralement très irrégulier et accompagne la direction des failles et fractures (tracés en "baionnette");

b) les lits entièrement alluvionnaires que J.C LEBRETON (bibl. 6) classe et décrit comme suit, suivant la nature érosive des berges et la pente générale :

- les lits à méandres, qui sont les plus fréquents, présentent une allure sinusoidale assez régulière dont la longueur d'onde est de l'ordre de 7 à 12 fois la largeur; les méandres progressent en général vers l'aval;
- les lits en tresses sont caractérisés par des îles et des chenaux multiples entrelacés; ils correspondent à des cours d'eau à forte pente et à fort transport solide;
- les lits rectilignes sont rares et ne portent que sur des biefs de longueur assez courte, de l'ordre de 10 fois la largeur; dans ces biefs, le lit mineur est sinueux et va d'une berge à l'autre en constituant des seuils et des mouilles.

La station hydrométrique est normalement installée dans un tronçon rectiligne à chenal unique. Mais ce n'est pas toujours le cas et un examen approfondi du tracé en plan doit être fait avec soin pour détecter tout bras secondaire pouvant exister, quelquefois à plusieurs kilomètres du lit principal.

Les singularités du tracé en plan sont constituées par les coudes, les confluences et défluences. Chacune d'elles peut avoir une influence sur l'écoulement au droit d'une échelle limnimétrique installée à proximité.

I.112- Profil en long -

Le bief est considéré de l'amont vers l'aval. Le profil en long est représenté dans le plan vertical qui suit la ligne des profondeurs maximales de chaque profil en travers (figure I.1). Deux lignes composent le profil : l'une, inférieure, correspond à la trace du fond du lit sur le plan vertical, l'autre supérieure est la trace de la surface libre de l'eau.

Sur la figure I.1, ont été tracées deux lignes d'eau correspondant l'une à un débit faible (basses-eaux), l'autre à un débit important (hautes eaux). Le profil de hautes-eaux est généralement plus régulier que le profil de basses-eaux qui prend l'allure d'une ligne brisée, comme la trace du fond du lit.

Fig.:I-1- PROFIL EN LONG

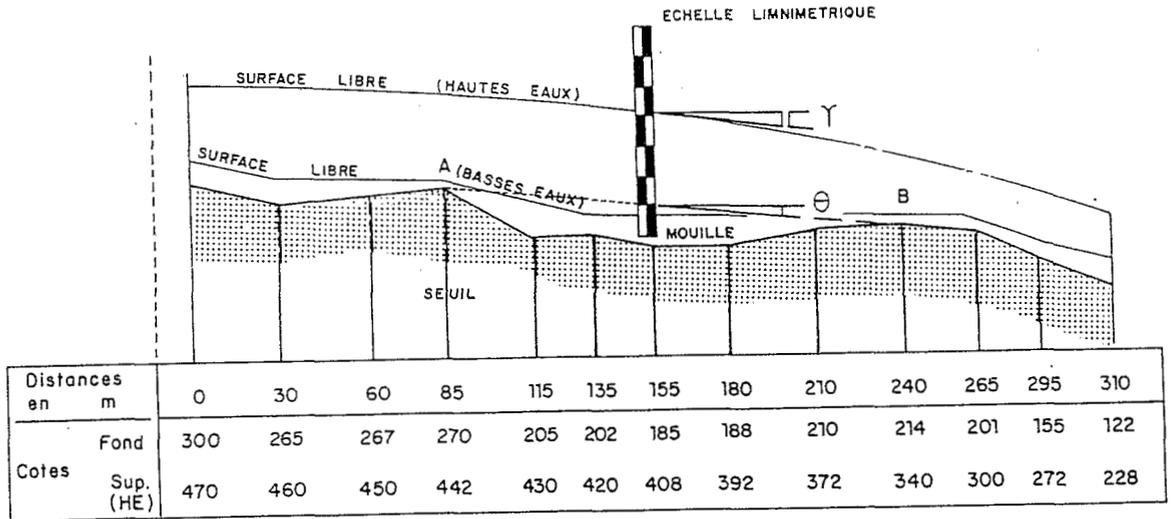
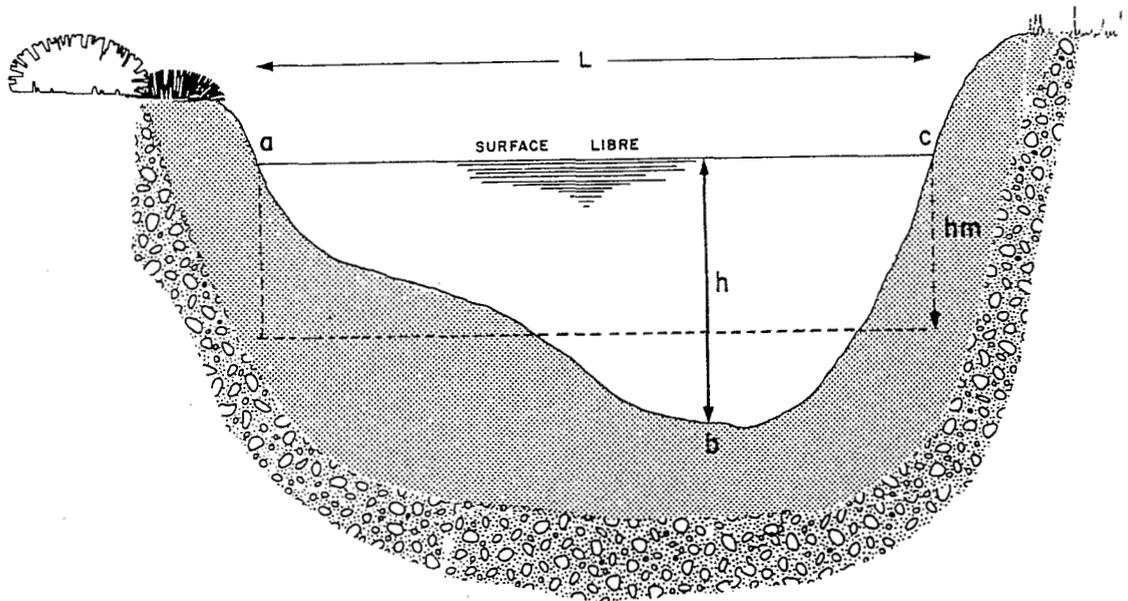


Fig.:I-2 - ELEMENTS GEOMETRIQUES DE LA SECTION TRANSVERSALE



Les points bas du fond sont les mouilles (entre les points A et B sur la figure I.1), zones profondes à vitesses d'écoulement lentes, et les points hauts sont les seuils ou maigres, secteurs à faible profondeur et à courant rapide (en A ou en B sur la figure I.1).

La pente longitudinale du fond du lit est très variable. Elle est définie par le sinus de l'angle que forme le fond avec le plan horizontal.

On définit une pente longitudinale moyenne dans un bief par le sinus de l'angle avec l'horizontale de la ligne joignant deux seuils successifs. Nous la désignerons plus simplement par l'expression pente de fond et elle sera symbolisée par la lettre I :

$$I = \text{Sin } \theta$$

Dans le bief d'une station hydrométrique, la mesure de la pente du fond est faite par nivellement du fond du lit sur plusieurs centaines de mètres, de part et d'autre de l'échelle. On peut ainsi déterminer les deux seuils qui doivent être utilisés pour le calcul de I.

Le plus souvent, la pente du fond est faible en dehors des zones de chutes ou de rapides. On confond généralement le sinus avec la tangente de l'angle ou encore avec sa valeur numérique exprimée en radians. Les unités utilisées sont le mètre par kilomètre (m/km) ou le centimètre par kilomètre (cm/km). La pente du fond des cours d'eau naturels varie de plusieurs dizaines de mètres par kilomètre à quelques centimètres par kilomètre pour les rivières de plaine. Elle peut même être presque nulle sur plusieurs centaines de kilomètres (cuvette lacustre et delta du NIGER) ou même devenir périodiquement négative dans certaines zones deltaïques (SENEGAL inférieur).

La pente du fond, est une caractéristique géométrique peu variable dans le temps, même pour les lits à fond mobile, puisqu'elle dépend surtout de la topographie de la région.

La pente superficielle J est le sinus de l'angle de la ligne d'eau avec le plan horizontal. Elle ne doit pas être confondue avec I : c'est une caractéristique de l'écoulement, généralement variable avec le débit.

Les singularités du profil en long sont constituées par les brusques changements de la pente du fond entre deux biefs successifs. Ce peut être soit une augmentation brutale (rapides, chutes), soit une diminution qui peut aller jusqu'à une contre-pente (ressaut). Ces singularités ont souvent une cause artificielle : barrages, déversoirs, seuils bétonnés, radiers ou ponceaux routiers.

I.113- Section transversale -

On appelle ainsi, en hydraulique, la section plane d'un cours d'eau, perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Outre le fait que cette direction n'est pas toujours bien définie, une telle section n'est pas rigoureusement verticale, en raison de la pente du fond.

Pour l'hydrologue, la section transversale est une section verticale de direction perpendiculaire aux rives, définition très proche de la précédente si l'on ne se situe pas dans une singularité du tracé en plan.

Les éléments géométriques de la section transversale sont tous définis en fonction du niveau de l'eau et varient donc avec lui. Le repère du niveau habituellement choisi est la profondeur maximale; dans la section transversale qui contient l'échelle limnimétrique, appelée section de l'échelle, on utilisera toujours la hauteur lue sur l'échelle, encore appelée cote limnimétrique.

Ces éléments sont (fig I.2) :

- la section mouillée, partie de la section transversale occupée par l'eau, dont la surface mouillée S (aire abc) est exprimée en m^2 ;
- le périmètre mouillé p , longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit (ligne abc), exprimée en mètres;
- le rayon hydraulique $R = S/p$, quotient de la surface mouillée, par le périmètre mouillé, homogène à une longueur exprimée en mètres;
- la largeur superficielle l , mesurée à la surface (ligne ac) exprimée en mètres;
- la profondeur moyenne $hm = S/l$, quotient de la surface mouillée par la largeur superficielle exprimée en mètres.

Surface mouillée et rayon hydraulique sont d'une utilisation constante dans l'élaboration des courbes de tarage. Il est donc important de les calculer correctement.

Nous donnons ci-après un exemple pratique de calcul pour la section de l'échelle de l'oued KADIEL, exutoire d'un bassin versant de 36 km^2 du sahel mauritanien. Le levé topographique a été fait avec un niveau pour les cotes verticales et avec un cable gradué, tendu d'une rive à l'autre, pour les distances horizontales; méthode simple, rapide et précise pour les rivières peu profondes.

Le choix de distances intermédiaires fixes entre points nivelés facilite le tracé du profil transversal sur un papier millimétré (fig I.3). Les cotes au sol sont exprimées en hauteurs à l'échelle.

Tableau 1.1 - Oued KADIEL -
Calcul des éléments géométriques -

1	2	3	4	5	6
hauteur h m	largeur l m	surface S m ²	prof. hm m	périm. p m	rayon R m
0,04	0	0	0	0	0
0,20	5,5	0,48	0,09	5,80	0,08
0,40	8,7	1,90	0,22	9,11	0,21
0,80	10,0	5,64	0,56	10,6	0,53
1,20	10,5	9,74	0,93	11,4	0,86
1,60	11,5	14,1	1,23	12,6	1,13
2,00	11,8	18,8	1,59	13,6	1,38
2,40	12,7	23,5	1,85	14,8	1,59
2,80	13,8	28,8	2,09	16,2	1,78
3,20	14,6	34,5	2,36	17,6	1,97
3,60	15,3	40,5	2,65	18,8	2,16
4,00	17,0	46,9	2,76	20,7	2,26

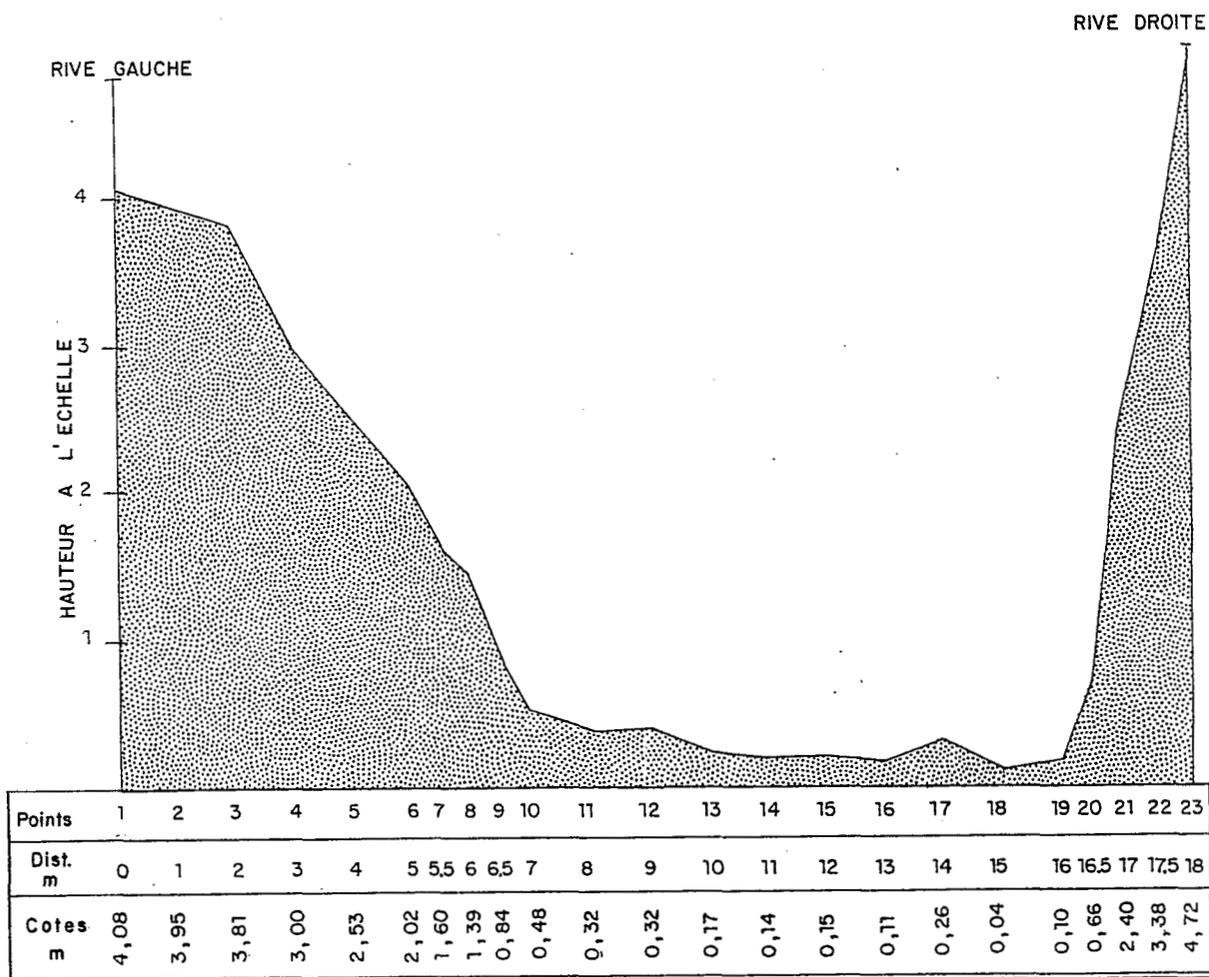
Le choix nécessaire de deux échelles différentes pour les hauteurs et les distances horizontales, entraîne une modification de la forme réelle de la section transversale, beaucoup moins encaissée qu'il n'y paraît. Le second inconvénient de ce choix réside dans l'impossibilité de mesurer le périmètre mouillé sur le graphique, puisque l'échelle des segments obliques varie avec leur inclinaison. Ces inconvénients sont à peu près inévitables pour les lits naturels d'une largeur supérieure à une dizaine de mètres.

Le profil en travers est utilisé pour la mesure de la largeur superficielle à différentes hauteurs choisies à priori (colonnes 1 et 2 du tableau 1.1).

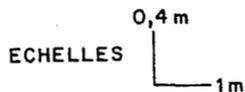
Les autres éléments géométriques sont calculés comme suit :

- surface mouillée, elle est calculée à partir du fond par la méthode des trapèzes, exprimée par la formule

Fig.:I-3_ OUED KADIEL A KADIEL
 PROFIL EN TRAVERS DE LA SECTION DE
 L'ECHELLE



REFERENCE DES COTES = ZERO DE L'ECHELLE LIMNIMETRIQUE



suivante :

$$\Delta S = \frac{l_i + l_{i-1}}{2} (h_i - h_{i-1})$$

ΔS étant l'accroissement de surface mouillée entre les deux profondeurs h_{i-1} et h_i auxquelles correspondent les largeurs l_{i-1} et l_i , la première valeur de S correspondant à la plus basse cote (cote 0,20), est obtenue soit par planimétrage, soit par décompte des mm² sur le graphique millimétré.

- profondeur moyenne, elle est calculée par $hm = S/l$
- périmètre mouillé, c'est la somme des distances réelles au sol; cette distance, entre deux points cotés, est égale à la racine carrée de la somme des carrés de la dénivelée et de la distance horizontale (théorème de Pythagore); les distances horizontales des hauteurs entières, choisies à priori (col.1 du tableau 1.1), sont lues sur le graphique.
- rayon hydraulique, il est calculé par $R = S/p$

L'utilisation d'une calculatrice électronique programmable simplifie beaucoup l'exécution des différents calculs, particulièrement celui du périmètre mouillé qui entraîne l'extraction de nombreuses racines carrées.

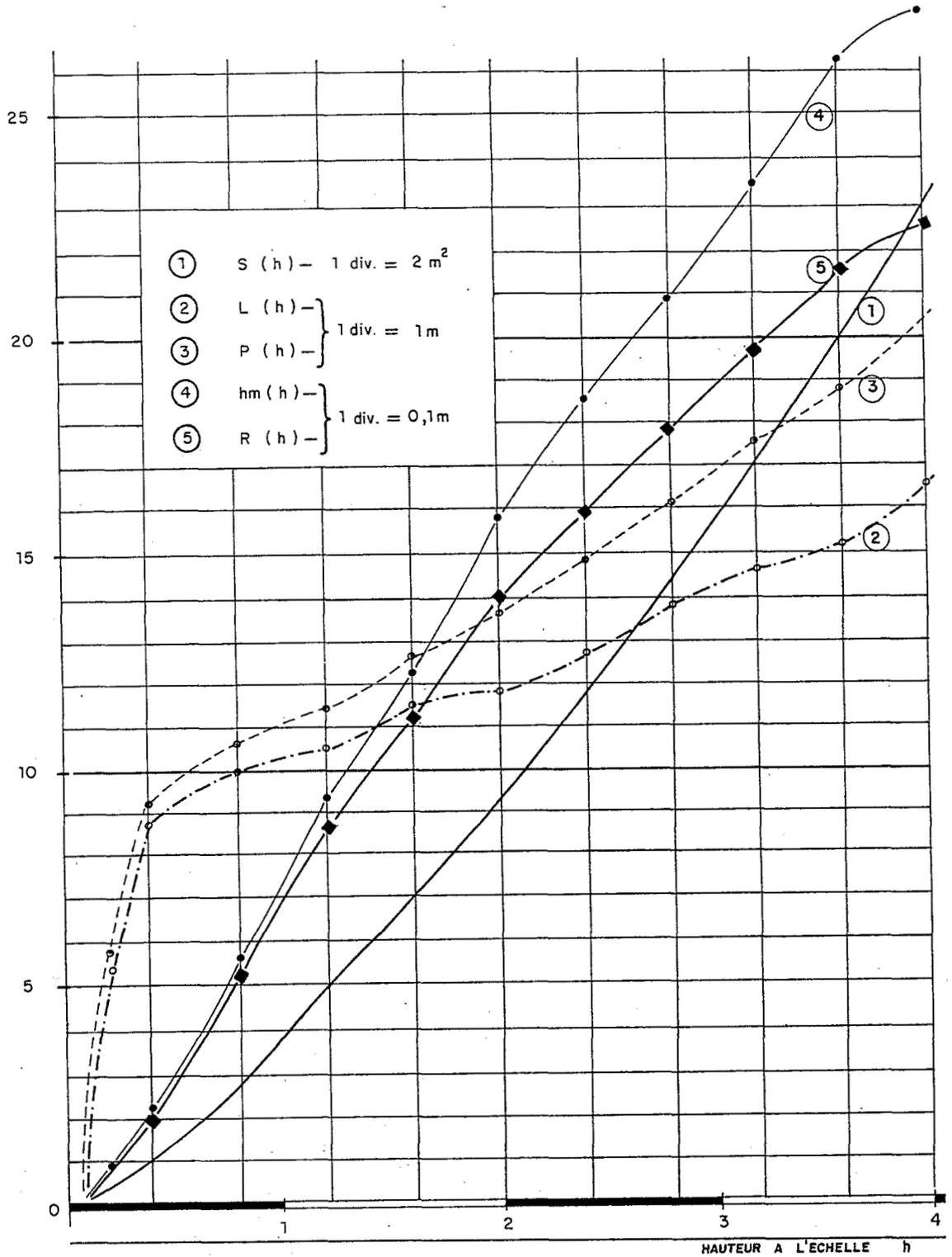
Les différentes courbes de variation des éléments géométriques, en fonction de la hauteur d'eau, sont tracées à partir des valeurs calculées. Elles sont représentées sur la figure 1.4.

On remarque :

- la régularité de la courbe des sections mouillées, facile à prévoir en raison de la forme trapézoïdale presque parfaite du profil transversal,
- l'allure très similaire des courbes de variation de la largeur et du périmètre mouillé d'une part, de la profondeur et du rayon hydraulique d'autre part.

La régularité de la courbe $S(h)$ permet de lui ajuster assez facilement une formule de type exponentiel $S = a (h - h_0)^n$ après détermination graphique (sur papier log.log) de la valeur

Fig.I-4 - OUED KADIEL A KADIEL
 VARIATION DES ELEMENTS GEOMETRIQUES
 DE LA SECTION DE L'ECHELLE



de h_0 qui permet le meilleur alignement des points. Le calcul des paramètres est fait par la méthode des moindres carrés appliquées aux couples $\log S$ et $\log (h - h_0)$.

L'application de cette méthode aux valeurs des colonnes 1 et 3 du tableau 1.1, conduit à l'expression suivante :

$$S = 8,50 (h - 0,10)^{1,25}$$

dont le champ d'utilisation est strictement limité à l'intervalle $0,20 \leq h \leq 4,00$.

Un tel ajustement évite le retour au graphique pour connaître la valeur de S correspondant à une hauteur h donnée et permet l'emploi de calculatrices programmables. Il n'est possible que pour les sections à profil transversal très régulier.

Le rayon hydraulique est toujours inférieur à la profondeur moyenne puisque le périmètre mouillé est nécessairement supérieur à la largeur superficielle.

En pratique, on confond souvent R et h_m , car leurs valeurs peuvent être très voisines. Cette confusion n'est acceptable que pour les sections de grande largeur ($l > 10$ fois la profondeur maximale) ou de forme très évasée. Sinon la différence entre R et h_m peut être importante : elle atteint 20% pour $h = 4m$ dans la section de l'oued KADIEL.

L'écart peut être encore supérieur dans un profil rectangulaire comme le montre la figure 1.5 où sont représentées les courbes $R(h)$ pour trois largeurs différentes : la courbe R correspond au profil transversal représenté, R' à un profil deux fois moins large, R'' à un profil deux fois plus large. La courbe $h_m(h)$ est, dans le cas d'une section rectangulaire, une droite indépendante de la largeur du lit.

Lorsque la section prend une forme plus ouverte, les courbes se rapprochent considérablement et la différence entre R et h_m devient insignifiante (fig 1.6).

Le rayon hydraulique apparait être un meilleur indicateur numérique de la forme de la section mouillée que la profondeur moyenne. Il est, pour cette raison, très utilisé dans les formules hydrauliques.

Contrairement à la surface mouillée, le rayon hydraulique n'est pas une fonction toujours croissante de la hauteur.

Une brutale discontinuité dans la forme du lit entraîne généralement une diminution de la valeur du rayon hydraulique. La figure 1.7 donne un exemple de profil transversal très fréquent dans les lits naturels. La valeur moyenne de R pour les hauteurs

COMPARAISON DES COURBES $R(h)$ E $hm(h)$

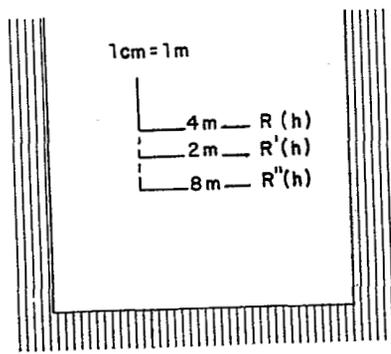


Fig.:I-5-

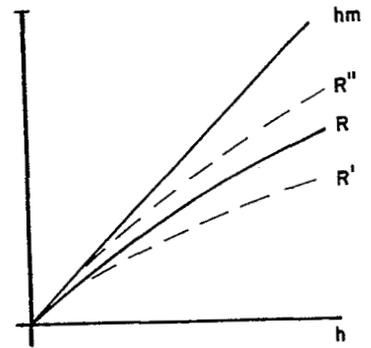
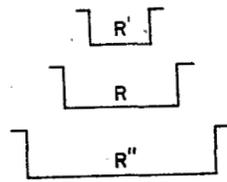


Fig.:I-6-

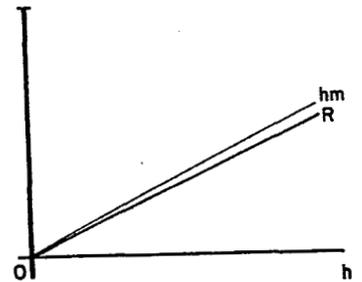
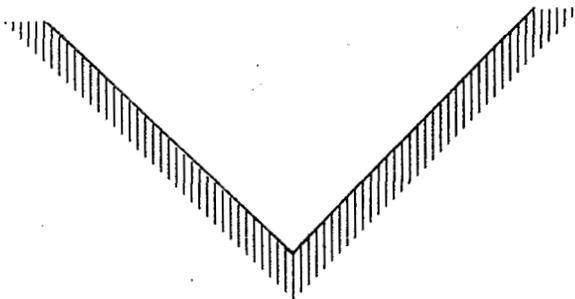
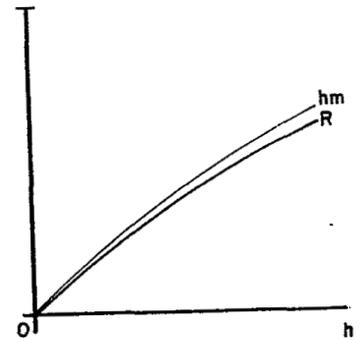
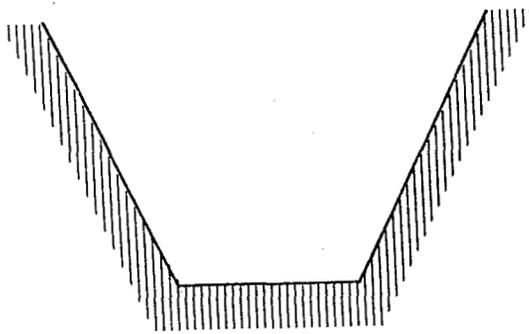
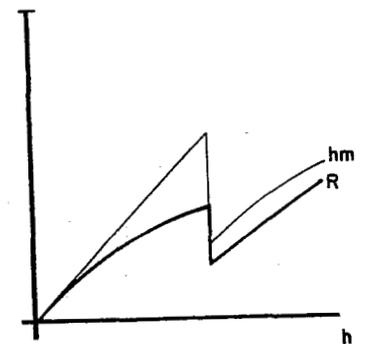
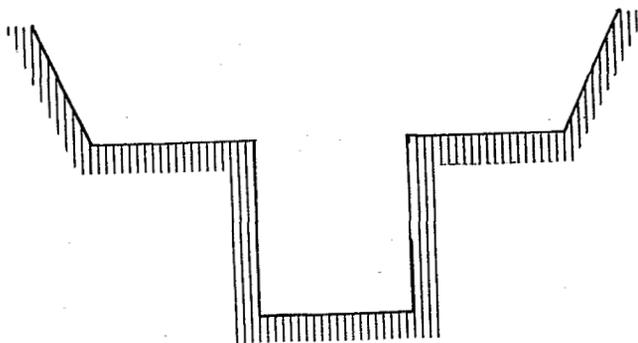


Fig.:I-7-



supérieures au niveau de la rupture du profil n'a pas de signification physique vraie, du moins en termes d'écoulement.

Nous verrons dans le chapitre suivant que l'on décompose de telles sections en deux parties : l'une correspond à la partie centrale du lit dont les rives sont supposées conserver leur inclinaison jusqu'à la hauteur maximale et l'autre associe les deux zones latérales (lit majeur).

Les singularités de la section transversale sont liées aux variations de forme de l'amont vers l'aval. La figure 1.8 en donne quelques exemples. On distingue :

- les réductions de la section mouillée, à l'entrée d'un défilé, d'un pont ou d'un ouvrage artificiel;
- les accroissements de la section mouillée, à la sortie d'une gorge ou de tout tronçon du lit artificiellement canalisé.

En résumé :

- *la géométrie du lit est définie par trois éléments principaux : la pente I du fond, la surface mouillée S et le rayon hydraulique R ;*
- *la construction des courbes $S(h)$ et $R(h)$, à partir du profil transversal de la section de l'échelle est indispensable pour le tracé de la courbe de tarage;*
- *les coudes brusques, les changements de pente et les variations rapides de la section transversale constituent des singularités*

I.12- Nature du lit

Elle intervient dans le processus d'écoulement par la rugosité du lit et par la mobilité des matériaux.

I.121- Rugosité -

Elle caractérise la résistance du lit au déplacement de l'eau : elle varie d'un secteur à l'autre du lit avec la nature physique du matériau et avec sa granulométrie. La présence d'ondulations dans les fonds sableux (dunes dissymétriques ou petites rides régulièrement espacées), ou l'existence d'éléments secondaires rapportés (végétation, cailloux, détritiques) l'augmente considérablement.

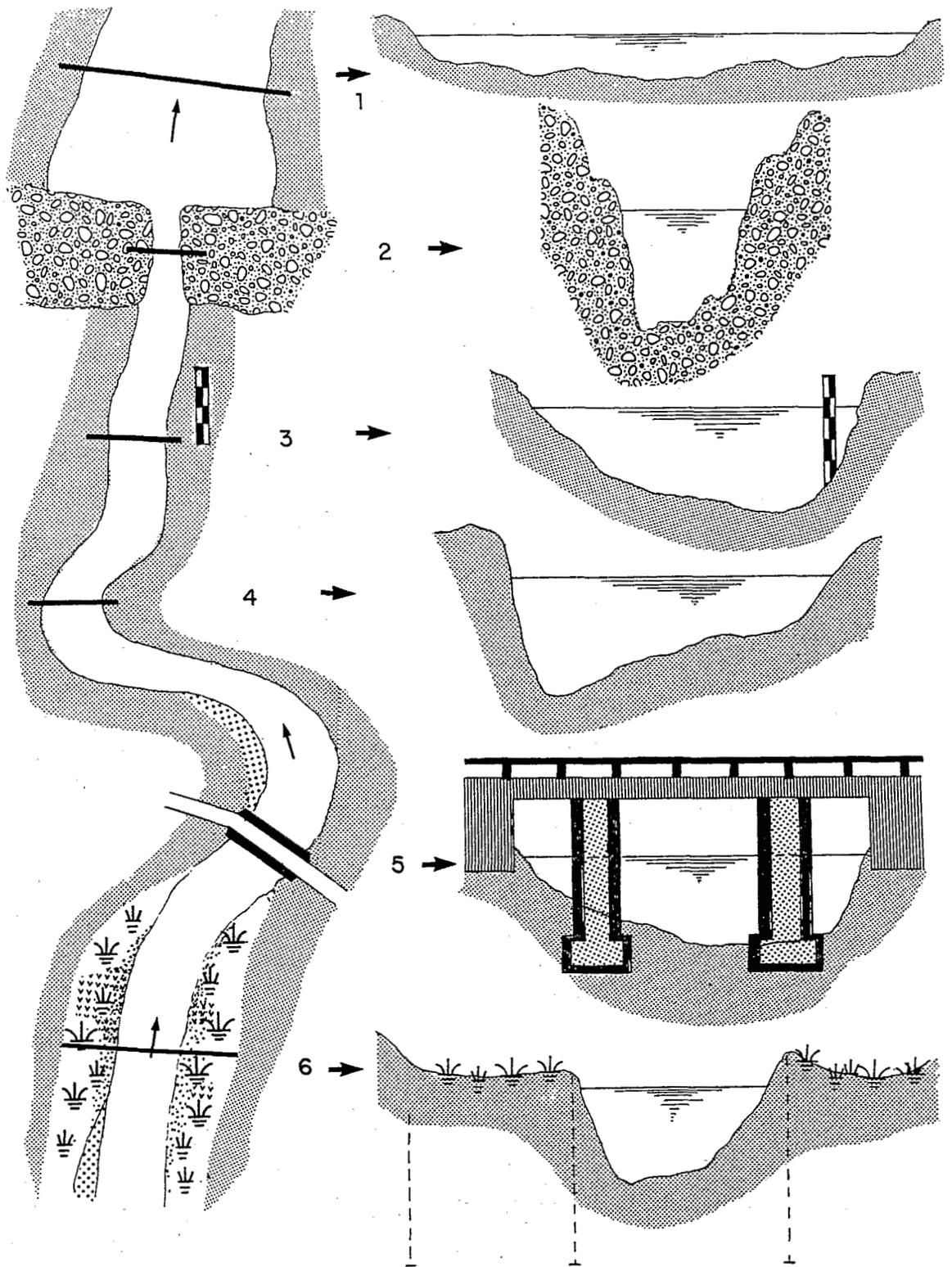


Fig.:I-8.

SECTIONS TRANSVERSALES

D'après VEN TE CHOW (bibl. 7 - p. 7.24 et 7.25) le coefficient de rugosité peut varier de 50% suivant la forme des dunes. Cette forme a donc une importance certaine qui pourrait, dans certains cas, expliquer des anomalies de tarage.

La rugosité du lit peut être évaluée par la valeur du coefficient n de la formule de MANNING qui s'écrit :

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

ou bien par la valeur du coefficient K de la formule de STRICKLER qui est équivalente :

$$U = K R^{2/3} J^{1/2}$$

U étant la vitesse moyenne d'écoulement en m/s
 R le rayon hydraulique en m
 J la pente superficielle.

Les dimensions du coefficient n sont $L^{-1/3} T$. Sa valeur peut être calculée par $n = \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{U}$, lorsque les trois éléments U , R et J ont été mesurés au cours d'un jaugeage. (cf. Annexe - exemple 2 - SENEGAL à GOUINA).

Le résultat obtenu par cette formule peut être rapproché des valeurs citées par différents auteurs et qu'il est utile de retenir à titre indicatif. (tableau 1.2)

On pourra consulter des tables beaucoup plus complètes dans différents manuels spécialisés (LENCASTRE, CRAUSSE, VEN TE CHOW - bibl. 3, 4 et 7), en tenant compte toutefois, du fait que les valeurs ont été établies dans des canaux rectilignes, à section constante, à plafond horizontal et à pente faible, c'est à dire dans des conditions particulières qui se rencontrent rarement réunies dans les cours d'eau naturels et dans les biefs hydrométriques.

Les hydrologues européens utilisent plus fréquemment le coefficient K de STRICKLER, inverse de n , peut être parce que ses valeurs caractéristiques sont plus faciles à retenir : il faut toutefois bien noter que K décroît quand la rugosité augmente ce qui est un inconvénient et peut être une source d'erreurs.

Tableau 1.2 - Quelques valeurs indicatives du coefficient de rugosité

Nature du lit	n	$K = \frac{1}{n}$
Lits bétonnés	0,015	70
Lits naturels propres à fond lisse, plafond horizontal	0,020	50
Lits naturels propres à fond rugueux	0,030	33
Lits naturels avec végétation	0,050 à 0,100	20 à 10

D'une manière générale, le coefficient de rugosité varie avec la hauteur d'eau mais tend à se stabiliser lorsque l'épaisseur d'eau devient importante en regard de la hauteur des aspérités du fond (rides, dunes, blocs rocheux). Cette tendance peut être masquée dans certaines sections hétérogènes par la présence de végétation (herbes, arbustes) sur les berges, surtout dans les lits de faibles largeurs.

L'extrapolation d'une valeur de la rugosité calculée à partir d'un jaugeage, doit être faite avec précaution.

En effet, la rugosité ne reste constante lorsque le niveau s'accroît, que si la section transversale est parfaitement homogène. Ce cas est peu fréquent; les matériaux du fond, souvent mobiles, diffèrent de ceux des berges, fixés par la végétation et les racines. Le coefficient de rugosité est donc une fonction généralement variable de la hauteur et l'utilisation d'une valeur calculée à partir d'un jaugeage, pour une cote différente, ne peut être faite sans une étude préalable de l'homogénéité du profil transversal.

I.122- Mobilité -

Tous les lits qui ne sont pas creusés dans une roche dure, un conglomérat ou une argile compacte sont mobiles et plus ou moins rapidement déformables. Cette déformation peut jouer un rôle important dans l'instabilité chronologique de la relation hauteur-débit.

La mobilité des matériaux apparaît différente selon qu'il s'agit du fond du lit ou des berges.

Elle est particulièrement accentuée au fond du lit lorsque les vitesses d'écoulement sont fortes (pente longitudinale élevée) et que les matériaux sont fins et sans cohésion. La mobilité du fond prend la forme d'une alternance de phases de mise en mouvement avec creusement et de phases de dépôt avec remblaiement.

Le processus qui règle ces mouvements est assez complexe et souvent mal expliqué : certaines crues creusent, d'autres remblaient, certaines passent sans action apparente.

Mais lors de crues exceptionnelles, la quantité de matériaux mise en mouvement peut être énorme : les exemples les plus remarquables sont observés sur les stations à fond sableux, situées dans des défilés rocheux, à l'amont d'un brusque élargissement du lit. Le passage d'un débit très élevé entraîne une rapide augmentation de la pente superficielle, due à l'effet de contraction du site et à la montée plus lente des eaux vers l'aval. Il n'est alors pas rare que la section mouillée s'accroisse autant par surcreusement du fond que par élévation du niveau de l'eau.

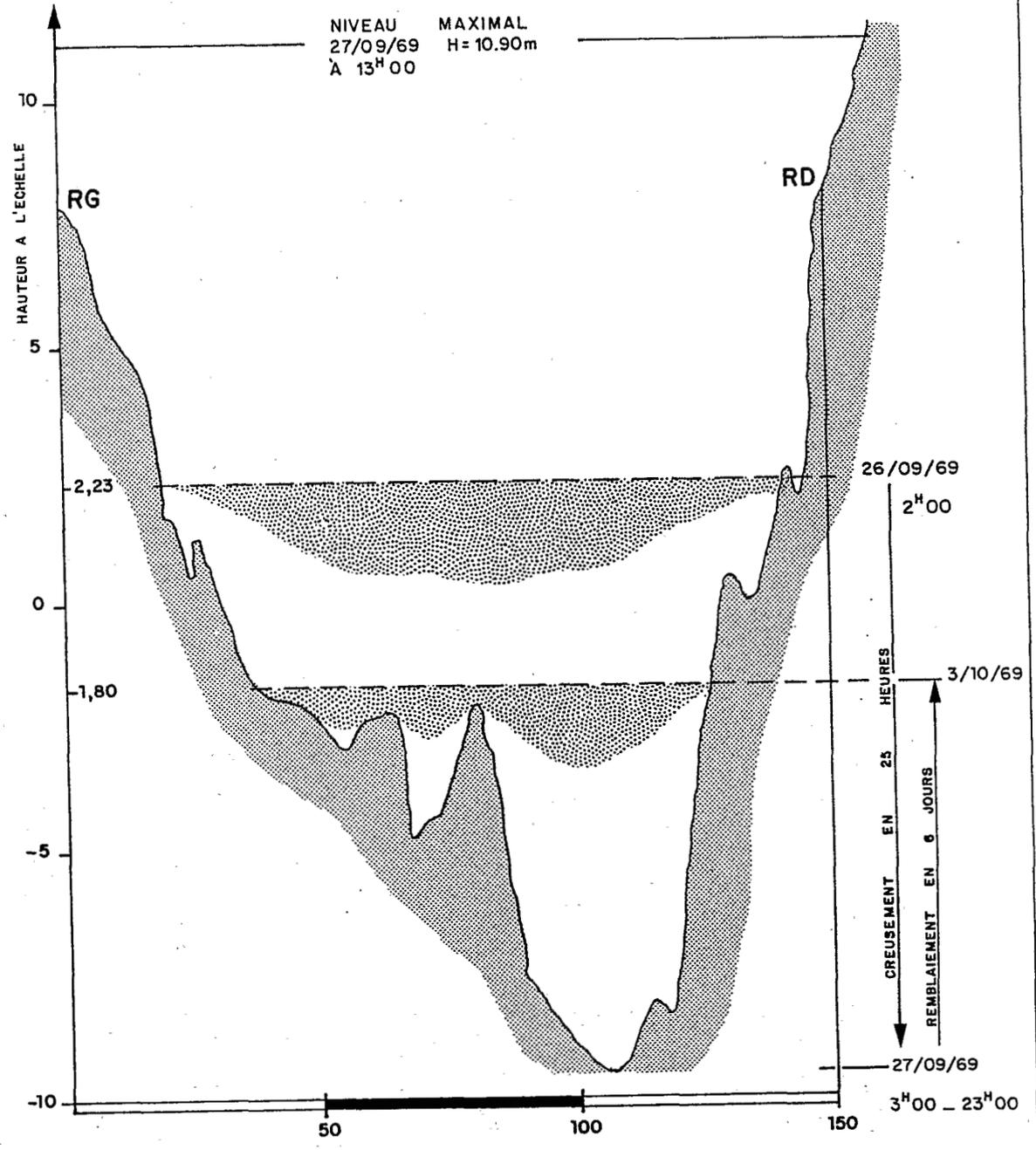
La figure 1.9 donne un exemple observé par les hydrologues de l'ORSTOM (J.CRUETTE et J.RODIER - bibl.20) à la station de SIDI SAAD sur l'oued ZEROUD en TUNISIE, lors du passage de la crue exceptionnelle du 27 septembre 1969 (débit maximal de 17000m³/s). Toute la couche de sables et limons, épaisse de 12 mètres dans l'axe du chenal, a été enlevée en moins de 24 heures. Plus de 10 heures avant le passage du débit maximal, le fond rocheux était totalement décapé. La phase de remblaiement, beaucoup plus lente, n'était pas terminée 6 jours après.

Le phénomène n'est pas toujours aussi spectaculaire mais peut se produire en très basses eaux pour une cause non naturelle. Y.BRUNET-MORET cite un abaissement du plan d'eau d'une dizaine de centimètres en quelques minutes, à la station de M'JARA sur l'oued QUERGHÀ au MAROC, par suite de la traversée à gué d'un gros troupeau de boeufs, précisément sur un seuil situé à l'aval immédiat de l'échelle.

Souvent le creusement du fond n'est pas apparent car il est compensé par le remblaiement à la décrue et la variation du profil transversal ne peut être décelée que par des levés topographiques précis.

Dans certains lits à fond peu mobile ou à pente faible, la mobilité est très réduite mais peut néanmoins avoir une influence sur la relation hauteur-débit, si elle s'exerce toujours dans le même sens.

Fig.:I-9 - OUED ZEROUD A SIDI SAAD (TUNISIE)
 PROFIL EN TRAVERS (A 2m AMONT TELEPHERIQUE)



SOURCE : CAHIERS ORSTOM
 VOL. VIII N° 1 p.49

La mobilité des parois latérales est généralement discontinue. Lorsqu'une berge verticale s'effondre au passage d'une crue, le processus est irréversible.

L'instabilité des lits naturels est un phénomène général qui affecte beaucoup de stations limnimétriques et est souvent très sous-estimé par les hydrologues au moment du choix du site. C'est pourtant là que réside la principale difficulté du tarage des stations.

En résumé :

- la rugosité du lit exprime sa résistance à l'écoulement, évaluée par le coefficient K de la formule de STRICKLER dont la valeur varie entre les limites usuelles de 35 pour les lits "propres" et de 15 pour les lits encombrés de végétation;
- la mobilité des parois, essentiellement du fond du lit, est un phénomène très fréquent, qui peut atteindre une ampleur extrême.

I.2- LES ECOULEMENTS

L'hydraulique des écoulements à surface libre établit des relations fondamentales entre les grandeurs géométriques du lit et le débit. Ces relations ne sont applicables que dans certains régimes, que nous étudierons à travers leurs caractéristiques hydrauliques.

Ce chapitre n'est pas un cours d'hydraulique : il ne contient que la définition des termes, le rappel des principes et la présentation des formules utilisés dans ce manuel et nécessaires à l'étude d'une relation hauteur-débit.

I.21- Grandeurs caractéristiques

Nous définirons successivement le débit, la vitesse moyenne, l'énergie totale ou charge et la pente hydraulique.

I.211- Débit -

Il mesure l'importance de l'écoulement à un instant donné : c'est le volume d'eau qui s'écoule à travers la section mouillée en une seconde.

On désigne le débit par la lettre Q ; sa dimension est $L^3 T^{-1}$ et ses unités sont le m³/s et le l/s.

C'est une grandeur imposée à la section limnimétrique par le bassin versant amont. Il varie dans le temps en fonction du régime climatique et de la pluviométrie du bassin versant.

I.212- Vitesse d'écoulement -

Elle caractérise la dynamique de l'écoulement.

Sa dimension est LT^{-1} et elle s'exprime en m/s ou en cm/s.

La vitesse instantanée des particules d'eau peut varier dans le temps et en direction, en fonction de la turbulence qui existe toujours dans les écoulements naturels. Ces variations, de caractère plus ou moins cyclique (pulsation du courant), sont souvent décelées par les changements de la cadence de rotation d'une hélice de moulinet hydrométrique; l'opérateur doit donc choisir un temps de mesure recouvrant plusieurs cycles successifs, pour obtenir une vitesse moyenne ponctuelle ou vitesse locale.

La vitesse locale diffère d'un point à l'autre de la section mouillée. Le dessin du champ des vitesses varie avec la forme de la section : les valeurs maximales se situent près de la surface, généralement près de la verticale de la plus grande profondeur et les vitesses latérales décroissent vers les rives et le fond, d'abord lentement, puis très rapidement par suite de la rugosité.

Si l'on désigne par v la vitesse locale en un point quelconque de la section mouillée S , la vitesse moyenne U dans la section est la moyenne des vitesses locales. Elle est telle que :

$$U = \frac{1}{S} \iint v dS$$

Débit, vitesse et surface mouillée sont liés par l'équation fondamentale $Q = US$ qui montre que la vitesse varie à l'inverse de la surface mouillée, dans un bief où le débit reste constant.

I.213- Energie totale et charge -

Le bilan énergétique total d'un liquide en mouvement résulte de la composition de plusieurs termes, représentatifs de la vitesse d'écoulement (énergie cinétique), des pressions

internes (énergie de pression), de la hauteur d'eau (énergie de position ou de gravité) et d'autres forces d'inertie et de frottement, qui peuvent ou non se manifester.

Rapportée à l'unité de poids et à un niveau de référence arbitraire, l'énergie mécanique totale de la particule d'eau est appelée charge. La charge est la hauteur à laquelle devrait se trouver la particule d'eau si toute son énergie mécanique était intégralement transformée en énergie de position ou énergie potentielle. On la désigne généralement par le symbole H.

Dans la section transversale d'un écoulement rectiligne, la charge H est donnée par la formule de BERNOUILLI :

$$H = h + \frac{aU^2}{2g}$$

- où :
- h est la hauteur de la surface libre par rapport au niveau de référence, exprimée en mètre;
 - U est la vitesse moyenne exprimée en m/s;
 - g est l'accélération de la pesanteur;
 - a est un coefficient qui tient compte de la répartition des vitesses locales dans la section.

Dans un bief rectiligne de section régulière, le coefficient a a une valeur très peu supérieure à 1; l'expression de H peut donc être simplifiée :

$$H \approx h + \frac{U^2}{2g}$$

La charge ainsi exprimée, comprend deux termes:

- h qui est la hauteur représentative de l'énergie potentielle de la particule d'eau, par rapport au niveau de référence;
- $U^2/2g$ qui est la hauteur représentative de l'énergie cinétique de la particule d'eau.

Le théorème de BERNOUILLI, appuyé sur le principe de la conservation de l'énergie, indique qu'en l'absence de frottements et pour un écoulement permanent dans le temps, la charge reste constante dans le bief considéré: il y a conservation de l'énergie mécanique mais transformation possible et réversible d'énergie potentielle en énergie cinétique.

Lorsque dans une section transversale, la charge est rapportée au fond du lit, elle prend le nom de charge spécifique dans cette section.

I.214- Perte de charge et pente hydraulique -

Dans le profil longitudinal, la ligne d'eau superficielle est construite en reportant la valeur de la hauteur d'eau h en chaque section transversale. Si l'on ajoute à h la hauteur cinétique $U^2/2g$ au-dessus de la surface libre, on définit une nouvelle ligne appelée ligne de charge (ou ligne d'énergie totale), représentant l'énergie qui traverse la section.

La figure I.10 donne une représentation de ces deux lignes, dans un bief S1 - S2 de pente I .

Comme nous avons défini la pente superficielle J par l'angle de la ligne d'eau avec le plan horizontal (§ I.112), nous pouvons définir la pente de la ligne de charge i par l'angle qu'elle fait avec l'horizontale.

Il est important de bien différencier :

- la pente I du fond qui est une grandeur géométrique du lit, indépendante de l'écoulement, mesurable et peu variable dans le temps;
- la pente J de la surface libre qui est une caractéristique de l'écoulement, variable avec le débit et facilement mesurable sur le terrain (lorsqu'elle n'est pas trop faible);
- la pente de la ligne de charge i qui est aussi une caractéristique de l'écoulement, variable avec le débit, représentative de l'énergie totale et non mesurable directement sur le terrain.

En général, les valeurs de i et de J sont voisines et la pente superficielle, mesurable, est souvent utilisée, en remplacement de la pente de la ligne de charge dans l'application pratique des formules de l'hydraulique.

Toutefois si la vitesse moyenne U varie très sensiblement de l'amont vers l'aval du bief, indiquant une transformation réciproque d'énergie potentielle en énergie cinétique, on ne peut plus assimiler les valeurs de i et de J .

C'est pourquoi on désigne souvent la pente superficielle sous le nom de pente hydraulique et nous verrons que l'analyse de ses variations, suivant le débit, est nécessaire pour la bonne compréhension du fonctionnement hydraulique d'un bief hydrométrique.

En résumé, un écoulement est caractérisé par :

- son débit Q et la vitesse moyenne U , définie par la relation fondamentale $U = Q / S$;
- son énergie ou charge, évaluée par une hauteur d'eau dont les deux composantes sont la hauteur h de la surface libre et la hauteur cinétique $U^2/2g$;
- sa ligne de charge dont la pente i est, en pratique, évaluée par la pente hydraulique J de la ligne d'eau superficielle.

I.22- Régimes d'écoulement

L'hydraulique étudie les propriétés des différents régimes d'écoulement. L'application de formules théoriques à un écoulement naturel suppose l'identification préalable de son régime à partir de ses caractéristiques.

I.221- Ecoulements laminaires et turbulents -

Cette classification se réfère à la viscosité et à la turbulence des particules. Les écoulements naturels étant presque toujours turbulents, cette classification n'a pas d'utilité pratique pour l'hydrologue.

I.222- Ecoulements permanents et non permanents -

Cette classification se réfère à la variabilité du régime dans le temps, dans une section transversale donnée.

Un écoulement est dit permanent lorsque ses caractéristiques ne changent pas en fonction du temps. Ceci signifie en particulier que :

- le débit reste le même dans le temps (mais peut varier de l'amont vers l'aval du bief);
- dans une section transversale, la vitesse moyenne, la surface mouillée, donc la hauteur d'eau et la charge totale, gardent une valeur constante;
- la ligne de charge et la ligne d'eau conservent leurs positions.

Cette définition ne peut, en toute rigueur, s'appliquer aux cours d'eau naturels dont la variabilité du débit dans le temps est la caractéristique principale et justifie les mesures hydrométriques. Mais en dehors des périodes de crues rapides,

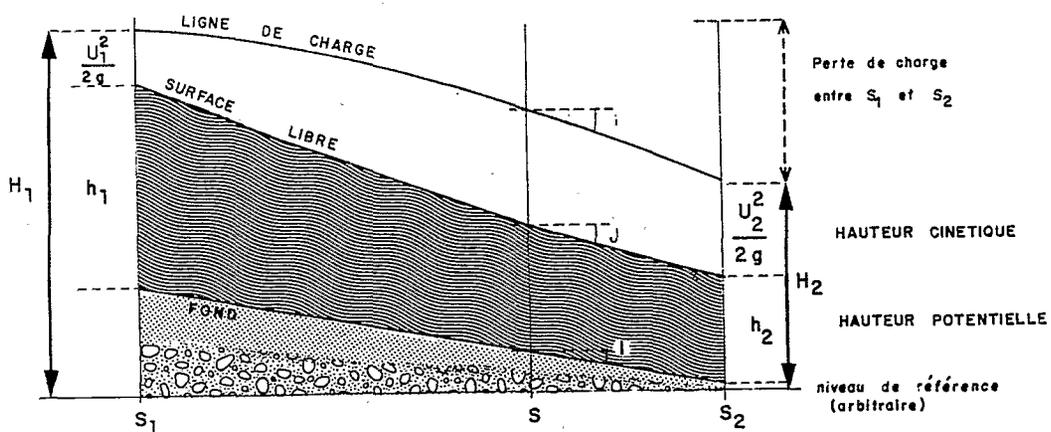


Fig.:I-10_ SURFACE LIBRE ET LIGNE DE CHARGE

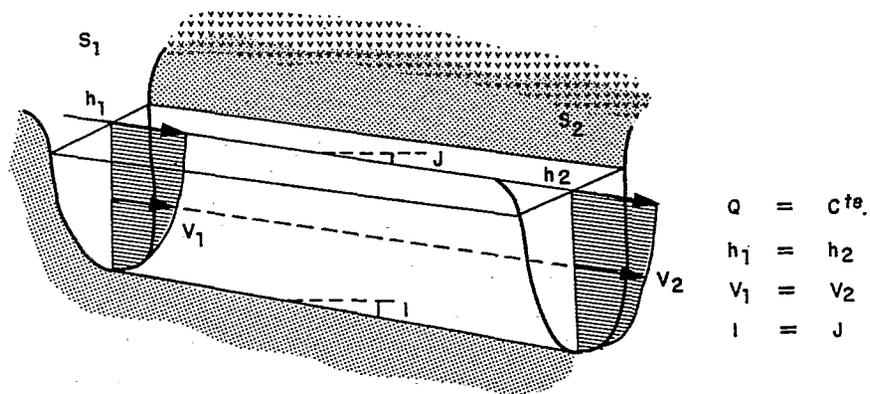


Fig.:I-11_ ECOULEMENT UNIFORME

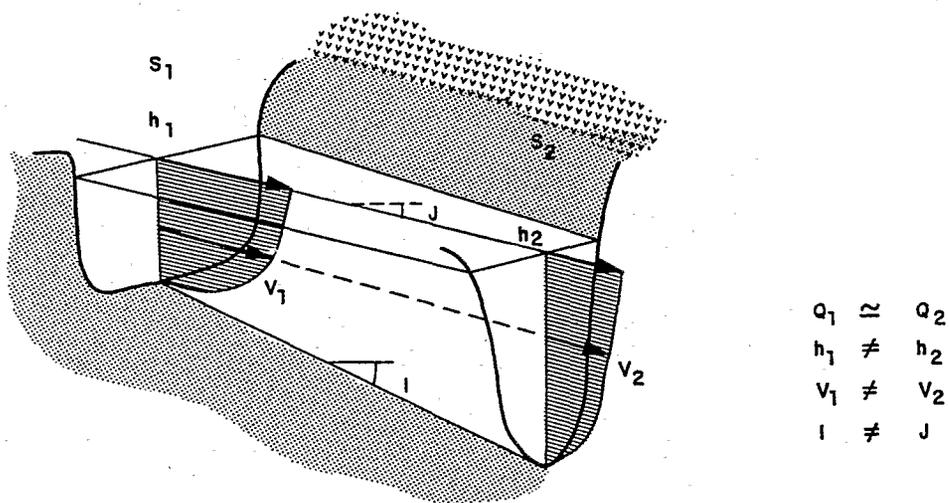


Fig.: I-12_ ECOULEMENT VARIE

L'évolution du débit est suffisamment lente pour que le régime d'écoulement puisse être considéré comme permanent.

Au contraire le régime est non-permanent ou variable :

- lorsque le bief est traversé par une onde de crue naturelle ou artificielle (lâchure d'un barrage);
- lorsque le débit étant constant à l'entrée du bief, la vitesse moyenne et la pente hydraulique varient sous l'influence de conditions changeantes en aval (crue d'un affluent, remplissage d'une retenue, influence de la marée par exemple).

I.223- Ecoulements uniformes et variés -

Cette classification se réfère à la modification du régime d'écoulement de l'amont vers l'aval d'un bief (variabilité dans l'espace).

Un écoulement est uniforme lorsque les caractéristiques ne changent pas d'une section à l'autre.

Autrement dit :

- il est nécessairement permanent : continuité du débit;
- la section transversale (appelée dans ce cas section droite) reste identique à elle même dans tout le bief : surface mouillée et profondeur conservent la même valeur;
- les vitesses locales sont constantes le long d'une même trajectoire et les trajectoires sont rectilignes parallèles entre elles et avec le fond (aux effets de la turbulence près).

Ces différentes propriétés sont regroupées sur la figure I.11.

Dans un écoulement uniforme, la ligne de charge est parallèle au fond et à la surface libre : la perte de charge est exactement compensée grâce à la pente naturelle du lit. Un tel régime ne peut donc exister dans un bief à fond plat ou ascendant. On l'observe très rarement dans les lits naturels mais il s'établit généralement dans les canaux de pente constante et de géométrie régulière, sur une grande longueur.

La formule fondamentale du régime uniforme a été établie par CHEZY en 1775. Elle s'écrit :

$$U = C(Ri)^{1/2}$$

U étant la vitesse moyenne;
R le rayon hydraulique;

- i la pente de la ligne de charge (égale à J et à I);
- C un coefficient variable, fonction du rayon hydraulique et de la nature des parois (SILBER - bibl. 5 p.10).

Farmi les formules empiriques exprimant le coefficient C de CHEZY, nous retiendrons celle de STRICKLER, déjà citée, qui s'écrit :

$$C = K R^{1/6}$$

soit : $U = K R^{2/3} i^{1/2}$ pour la vitesse moyenne,

et $Q = K S R^{2/3} i^{1/2}$ pour le débit.

K est l'inverse du coefficient de rugosité de MANNING (§ I.121).

C'est sous cette forme que la formule de STRICKLER est utilisée pour le calcul estimatif des débits maximaux qui n'ont pu être totalement mesurés sur le terrain. Si la section transversale est stable et de forme régulière, S et R, éléments géométriques, sont parfaitement connus. La pente hydraulique peut avoir été mesurée durant la crue ou à posteriori par les délaissés; seul le coefficient de rugosité $n = 1/K$ n'est pas directement mesurable : il ne peut être que calculé à partir des jaugeages complets ou estimé par les valeurs théoriques proposées par MANNING.

Quand la pente est inconnue, il est préférable d'associer K et $i^{1/2}$, et de calculer la valeur de leur produit, à partir des jaugeages complets.

La formule de CHEZY montre qu'en régime uniforme, l'écoulement d'un débit Q ne peut se faire que sous un rayon hydraulique R donné. Le niveau d'eau correspondant est dit normal. A chaque débit correspond donc une hauteur (ou profondeur) normale h_n .

Un écoulement non uniforme est varié : toutes ses caractéristiques hydrauliques se modifient d'une section à l'autre du bief, que le régime soit permanent ou non (fig. I.12).

On dit que l'écoulement est accélééré lorsque la vitesse augmente dans le sens du courant, il est dit retardé dans le cas contraire.

Suivant la rapidité du changement, on distingue :

- les écoulements brusquement variés, caractérisés par

une évolution très rapide, souvent discontinue. Ce type de mouvement s'établit principalement au voisinage d'une singularité naturelle (rétrécissement ou élargissement) ou artificielle (barrage-déversoir, pont) et se manifeste par une très rapide variation de la cote du plan d'eau (chute brusque ou ressaut hydraulique). Dans un lit naturel, les zones intéressées par les écoulements brusquement variés ont, en général, une extension limitée et l'on évite d'y installer une station limnimétrique;

- les écoulements graduellement variés, dont les caractéristiques hydrauliques évoluent très lentement d'une section à l'autre. On peut alors admettre que, dans un bief assez court, le régime est très proche de l'écoulement uniforme et que la perte de charge peut être confondue avec la pente hydraulique, elle même peu différente de la pente du fond : la formule de STRICKLER leur est donc applicable.

Les écoulements graduellement variés s'établissent dans les lits naturels, loin des singularités.

La figure I.13 montre un exemple théorique des divers écoulements qui s'établissent de part et d'autre d'un barrage-déversoir dans un canal de géométrie uniforme. La forme de la ligne d'eau superficielle à l'amont du barrage est appelée courbe de remous, et le retour au régime uniforme à l'aval se fait avec un ressaut hydraulique.

En pratique dans les lits naturels, s'observent tous les types d'écoulements, sauf sans doute le régime parfaitement uniforme. Cette classification est donc très théorique.

Mais elle est fondamentale pour l'hydrologue car elle distingue les écoulements pour lesquels les formules théoriques du régime uniforme peuvent être utilisées, de ceux qui s'éloignent trop des normes pour lesquelles ces formules ont été établies.

I.224- *Ecoulements critique, fluvial et torrentiel* -

Cette classification se réfère à la valeur du nombre de FROUDE, c'est à dire à la quantité $(U^2/gh)^{0.5}$, dont le carré est le double du rapport de la composante cinétique à la hauteur potentielle de la charge spécifique dans une section transversale

On dit que l'écoulement est critique lorsque le nombre de FROUDE est égal à 1, c'est à dire lorsque l'énergie potentielle est deux fois supérieure à l'énergie cinétique.

Fig.:I-13. ECOULEMENT VARIE EN REGIME PERMANENT
(d'après J. CRAUSSE)

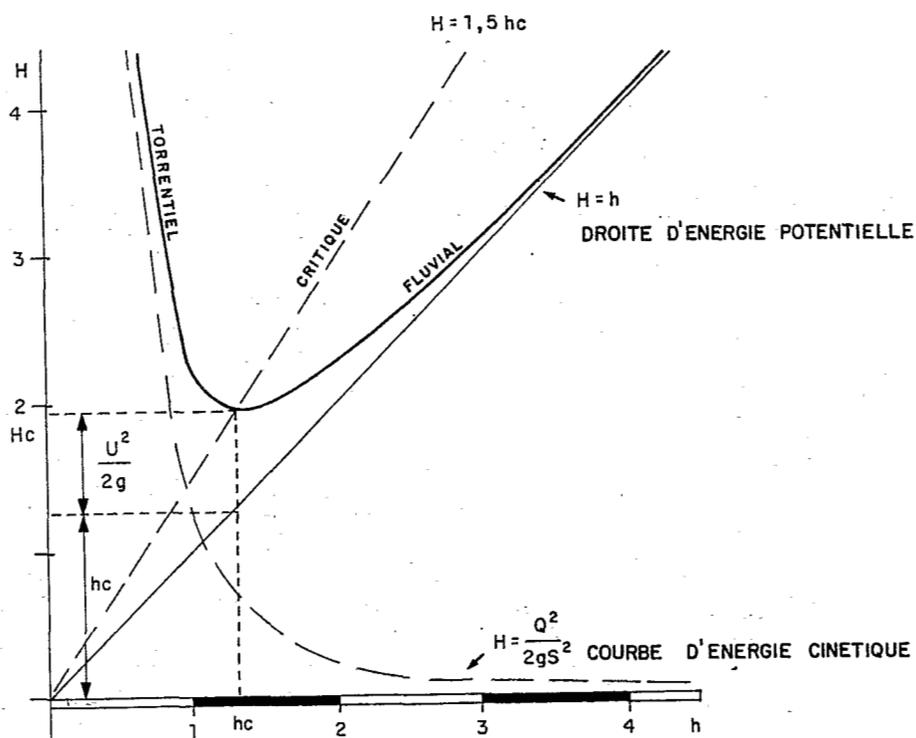
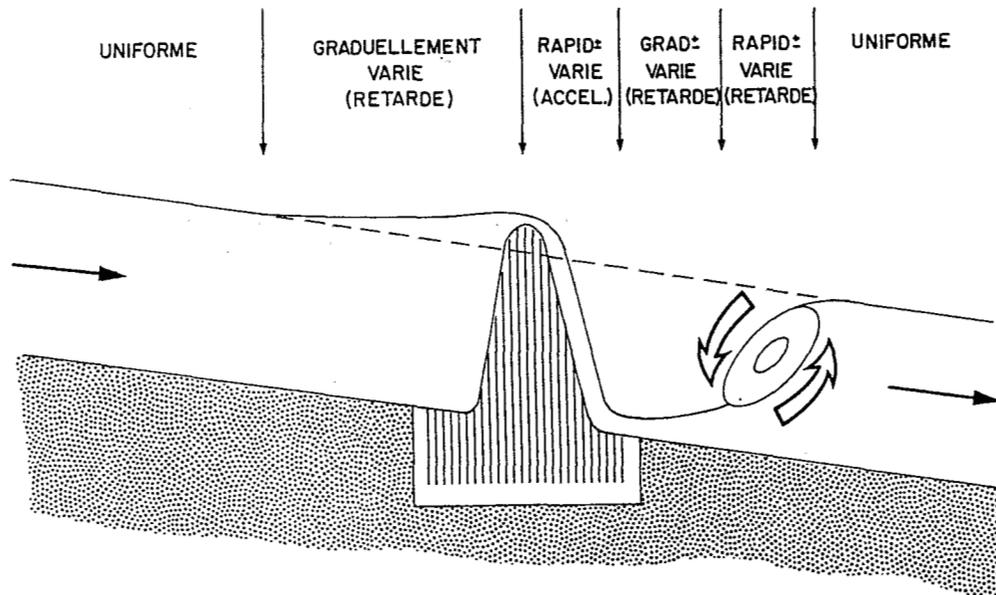


Fig.:I-14- COURBE DE CHARGE SPECIFIQUE DE L'OUED KADIEL
POUR UN DÉBIT DE $40 \text{ m}^3/\text{s}$

Lorsque la part de la première augmente par rapport à la seconde, l'écoulement dans la section est fluvial ($Fr < 1$); lorsqu'elle diminue, l'écoulement est torrentiel ($Fr > 1$). On utilise aussi les termes subcritique et supercritique.

L'expression simplifiée de la charge spécifique dans une section transversale d'un écoulement permanent uniforme ou graduellement varié est :

$$H = h + \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

qui peut s'écrire aussi :

$$H = h + \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (2)$$

Si l'on choisit un débit Q , il est facile de construire la courbe représentative de H pour ce débit en fonction de la profondeur h : chaque point de cette courbe est obtenu en additionnant les ordonnées de la droite d'énergie potentielle (d'équation $H = h$) et de l'hyperbole d'énergie cinétique (d'équation $H = Q^2 / 2gS^2$).

La figure I.14 en donne un exemple pour la section de l'oued KADIEL, pour un débit de 40 m³/s.

Lorsque la charge est supérieure à la valeur critique H_c , l'écoulement peut se faire sous deux régimes :

- l'un avec une profondeur faible $h < h_c$, h_c étant la hauteur critique, et une grande vitesse : c'est le régime torrentiel, représenté sur le graphique par la branche de gauche de la courbe;
- l'autre avec une grande profondeur $h > h_c$ et une vitesse faible : c'est le régime fluvial qui correspond à la branche de droite.

En pratique l'un des deux régimes s'établit spontanément en fonction de la pente hydraulique. Si la pente est forte, la vitesse d'écoulement est élevée, le régime est torrentiel ou rapide; si la pente est faible, la vitesse est réduite, le régime est fluvial ou lent. Il en est généralement ainsi pour la plupart des biefs des stations hydrométriques où l'on recherche à la fois de grandes hauteurs d'eau et des vitesses faibles afin d'améliorer la précision et la qualité des mesures. C'est le cas de l'oued KADIEL où le débit de 40 m³/s s'écoule sous une hauteur de 3,10m, très supérieure à la hauteur critique qui est de 1,28m (valeur calculée ou lue sur la figure I.14).

Dans une section critique, le nombre de FROUDE est égal à 1 : on en déduit l'égalité $U^2/2g = h/2$. L'expression simplifiée de la charge spécifique - équation (1) - devient $H = 1,5 hc$, qui est l'équation de la droite, lieu géométrique des points critiques quand le débit varie (fig I.14).

Si l'on reporte cette valeur de H dans l'équation (2) on obtient :

$$Q^2/g = hc S^2 \quad \text{ou} \quad Q = S (g hc)^{1/2}$$

relation qui montre que le débit critique ne dépend que des éléments géométriques de la section et de la hauteur critique.

Le passage du régime fluvial au régime torrentiel, dans un lit naturel, se fait généralement au droit d'une singularité telle qu'une brusque augmentation de la pente, un rétrécissement rapide ou encore un seuil naturel ou artificiel. Le passage inverse se manifeste par l'existence d'un ressaut hydraulique. Chacun des tronçons à même régime d'écoulement est ainsi limité vers l'amont et l'aval par des sections transversales à régime critique, ainsi que le montre la figure I.15.

Cette figure met bien en évidence le rôle différent que peut jouer la section critique.

Située à l'aval d'un tronçon à régime fluvial, elle y règle la position de la surface libre, souvent au-delà d'une singularité; par exemple la hauteur critique hc'' définit le niveau amont même au-delà de la rupture de pente observée au point C. Au contraire, la ligne d'eau du tronçon à régime torrentiel AB est définie par la section critique Sc : le ressaut hydraulique sera d'autant plus important que les niveaux imposés par Sc (à l'amont de B) et par Sc'' (à l'aval de B) seront différents. Par contre $h'c$ n'exerce aucune influence sur le niveau à l'aval de B.

C'est ainsi qu'une échelle limnimétrique, installée dans un écoulement fluvial et située à l'amont d'une section critique, est directement influencée par les conditions d'écoulement dans celle-ci mais ne dépend en rien de ce qui se passe plus à l'aval. On dit que la section critique est une section de contrôle. Nous en étudierons les propriétés au paragraphe suivant.

Remarques

1- La vitesse moyenne dans la section critique est donnée par

$V_c = (gh)^{1/2}$ ($Fr = 1$). Cette formule est identique à celle de la vitesse de propagation des ondes superficielles de

faible amplitude $C = (gh)^{1/2}$. Il s'en suit que dans un écoulement torrentiel, la vitesse d'écoulement étant supérieure à la vitesse critique, les petites ondes sont emportées par le courant. Au contraire dans un écoulement fluvial, les petites ondes remontent le courant et l'on peut faire des "ronds dans l'eau" en y lançant une pierre.

- 2- Il ne faut pas confondre les différents régimes d'écoulement représentés sur les figures I.13 et I.15. Un régime uniforme peut être torrentiel, critique ou fluvial, suivant la pente naturelle du fond. De même, le passage d'un régime graduellement varié à un régime brusquement varié peut avoir lieu dans un bief où l'écoulement est fluvial ou torrentiel en toutes sections. Les deux classifications sont totalement indépendantes.

En résumé :

- un écoulement est permanent, dans une section donnée, quand le débit, la vitesse et la hauteur ne varient pas en fonction du temps (ou varient très lentement);
- un écoulement est graduellement varié quand ses caractéristiques hydrauliques varient progressivement d'amont en aval : J est peu différent de I .
- un écoulement fluvial est caractérisé par une grande profondeur et une vitesse faible, éléments hydrauliques influencés par les conditions d'écoulement à l'aval.

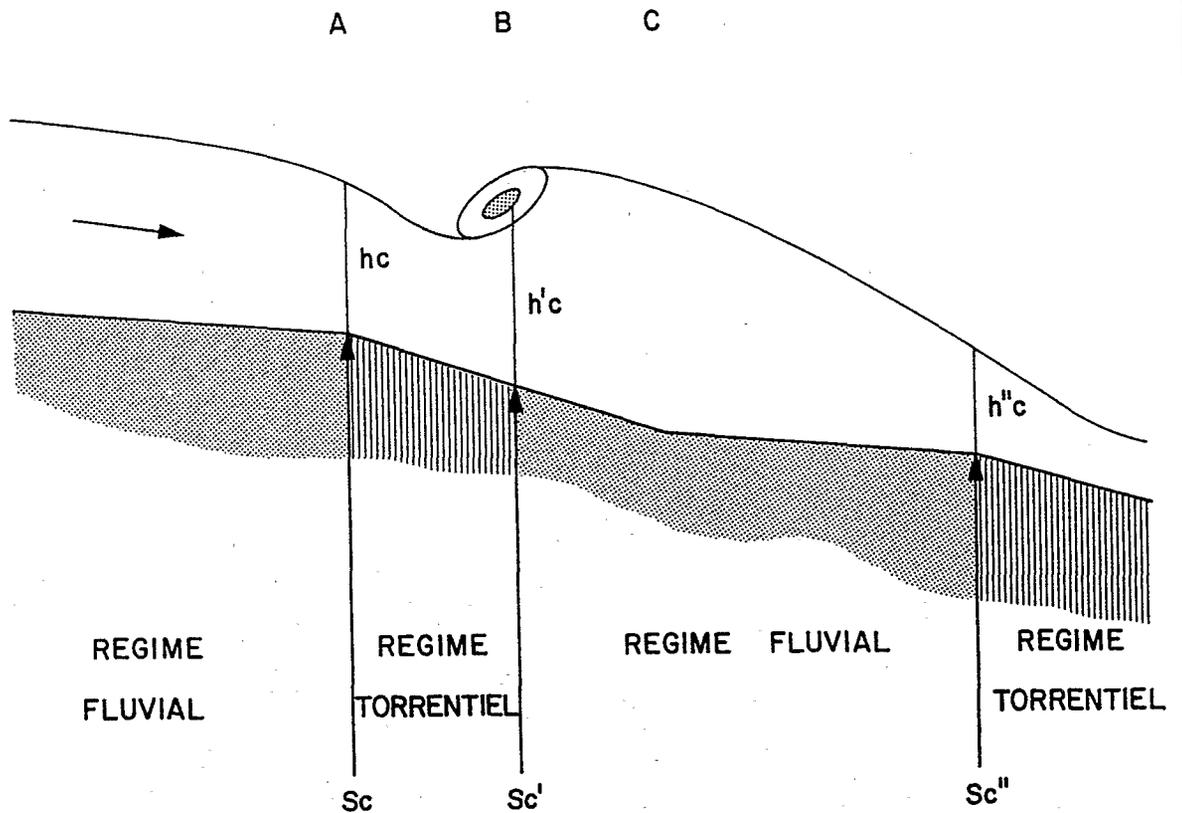
I.23- Contrôle hydraulique

La notion de contrôle hydraulique est importante pour la compréhension du fonctionnement du bief hydrométrique. Le contrôle s'exerce sous différentes formes et tout le tracé de la courbe de tarage dépend de ses propriétés.

I.231- Définition -

On dit que l'écoulement dans une section limnimétrique se trouve sous contrôle, lorsque les caractéristiques géométriques sont telles que le niveau d'eau est un indice stable du débit, ou en d'autres termes, lorsque la géométrie d'un bief restant invariable, un même débit s'écoule toujours sous la même hauteur. Cette définition suppose que le régime d'écoulement est permanent ou du moins que la variation du débit est faible.

Fig. I-15_ REGIMES D'ECOULEMENT



Sc = SECTION CRITIQUE

hc = HAUTEUR CRITIQUE

 RESSAUT HYDRAULIQUE

I.232- Types de contrôle -

Nous avons mis en évidence deux types d'écoulement dans lesquels le débit est analytiquement associé à la hauteur d'eau : le régime uniforme et le régime critique. Deux types de contrôle hydraulique leur correspondent : le "channel control" et la "section de contrôle".

I.2321. "Channel-Control" .

Nous avons vu qu'un écoulement pseudo-uniforme finissait toujours par s'établir dans un bief de géométrie régulière. C'est très souvent le cas des fleuves et rivières de plaine, lorsque le débit est suffisant pour occuper le lit apparent sur toute sa largeur entre les berges. Dans un tel écoulement, chaque débit est associé à la hauteur normale h_n , qui dépend des dimensions du lit, de la rugosité, et de la pente du fond (formule de MANNING).

C'est cette propriété que les hydrologues anglo-saxons désignent sous le nom de "Channel-Control".

Il existe dans tous les lits naturels où les conditions sont favorables, c'est à dire loin des singularités. La pente du fond doit être suffisante pour assurer un bon transfert du débit, puisqu'un régime uniforme ne peut s'établir dans un lit à fond plat. Par ailleurs le profil transversal du lit doit être de forme géométrique régulière : ceci limite généralement l'effet du "Channel-Control" au seul lit apparent.

I.2322. "Section de contrôle" .

L'écoulement pseudo-uniforme passe à un écoulement varié à l'approche des singularités du lit. Les seuils, les ponts entraînent un ralentissement de l'écoulement à l'amont, donc un relèvement de la ligne d'eau superficielle. Cette forme très caractéristique est appelée courbe de remous. Dans le tronçon influencé par le remous, l'écoulement se trouve placé sous le contrôle d'une section où s'effectue le changement de régime, section située au droit de la singularité.

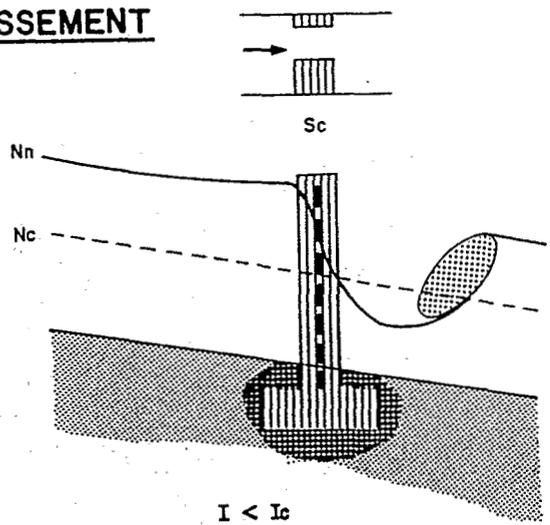
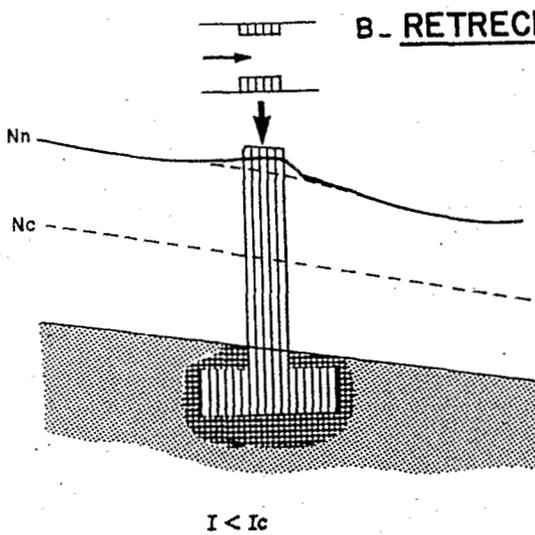
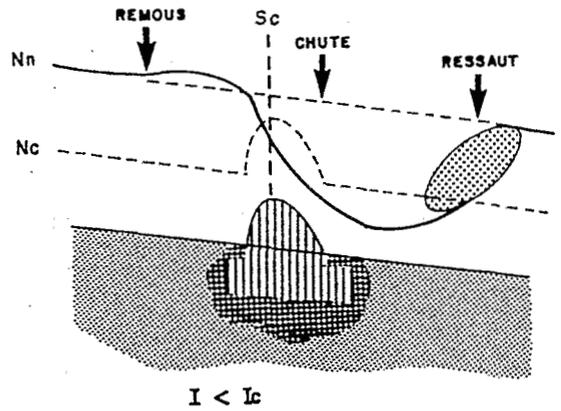
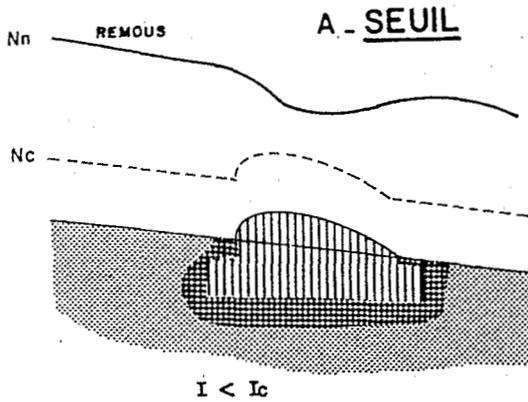
La figure I.16 qui représente l'allure de la ligne d'eau pour trois singularités différentes, montre qu'il existe deux situations possibles :

- dans les trois schémas de gauche, l'importance de la singularité est insuffisante pour abaisser la ligne d'eau sous le niveau critique : le régime reste fluvial. Il y a néanmoins un remous à l'amont de l'obstacle, un tronçon rapidement accéléré au droit de la singularité, puis un retour lent au niveau normal.

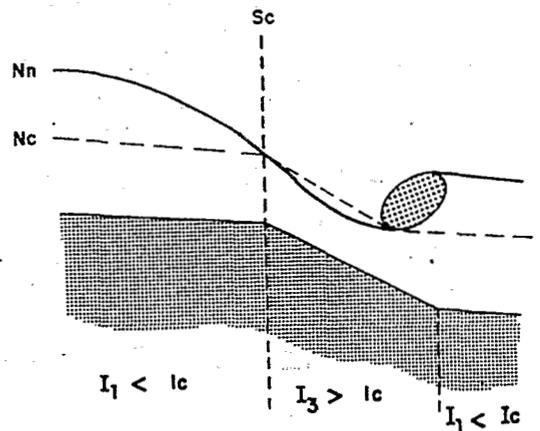
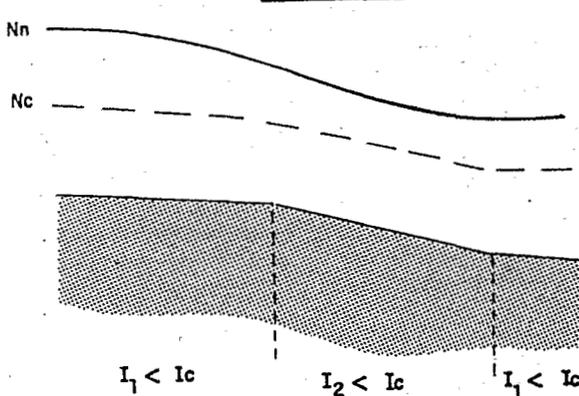
Fig.:I-16_ EFFET D'UNE SINGULARITE SUR LA LIGNE D'EAU

Nn = NIVEAU NORMAL
Nc = NIVEAU CRITIQUE

Sc = SECTION CRITIQUE
Ic = PENTE CRITIQUE



C - CHANGEMENT BRUSQUE DE LA PENTE DU FOND



- dans les trois schémas de droite, au contraire, le régime fluvial passe au régime torrentiel par une section critique localisée à l'intersection des courbes de niveaux normal et critique. Le retour au régime fluvial s'effectue par un ressaut hydraulique, témoin de l'existence d'une section critique.

Dans ce cas, le bief amont est totalement isolé du bief aval par la section critique, alors confondue avec la section de contrôle. On dit que le contrôle est complet. Au contraire, en l'absence de section critique, le bief amont reste partiellement influencé par l'écoulement du bief aval : la section de contrôle est encore localisée au droit de la singularité mais le contrôle n'est que partiel.

Lorsqu'un obstacle entraîne l'existence d'une section critique, le courant est dit dénoyé. Si, le débit augmentant, la section critique est amenée à disparaître, on dit que l'obstacle se noie : l'écoulement sur une singularité, sans régime critique transitoire, est noyé.

I.233- Permanence du contrôle -

Un contrôle parfait est un contrôle permanent dans l'espace et dans le temps. Une section de contrôle complet et stable présente un intérêt fondamental pour l'hydrologue qui doit la rechercher avec obstination, dans la prospection des sites de station. Les meilleurs contrôles complets existants sont les rapides, sauts et cascades des biefs rocheux, les seuils transversaux naturels constitués par des barres rocheuses résistantes ou les seuils artificiels (seuils déversants), quand leur structure est solide et leur ancrage au sol résistant.

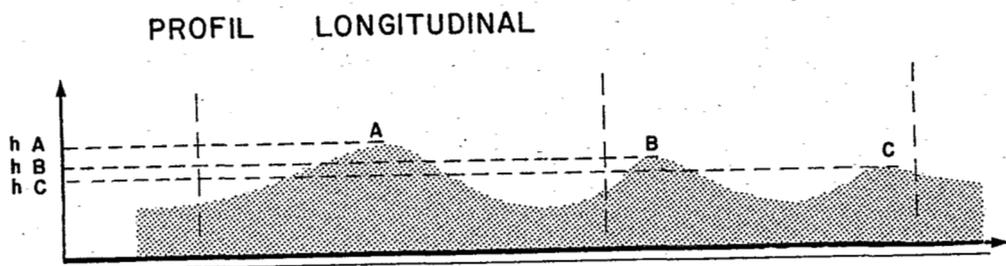
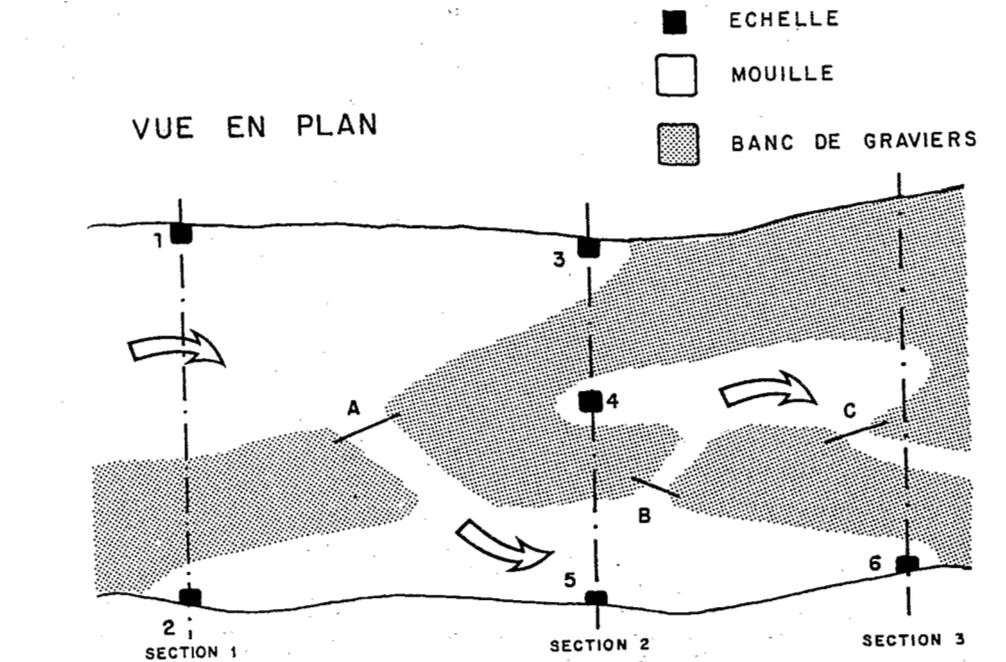
En l'absence de contrôle complet bien localisé, le contrôle devient partiel et la notion même de contrôle devient beaucoup plus floue : il est évident que l'écoulement est sensible aux conditions aval mais il n'est pas toujours facile de les identifier et de les localiser avec précision.

I.2331. Permanence dans l'espace .

Généralement, l'écoulement s'effectue sous le contrôle de plusieurs seuils successifs, de plus en plus éloignés vers l'aval. Ces seuils se relaient lorsque le débit augmente et sont noyés, en moyennes et hautes eaux, par le remous d'une singularité plus importante, comme un coude brusque ou comme le rétrécissement du lit par un pont. Un tel contrôle est dit complexe.

L'efficacité du "channel-control" est elle-aussi limitée à une partie du marnage. Aux faibles débits, le contrôle s'effectue par les bancs de sable et de graviers du lit mineur,

Fig.:I-17- LOCALISATION DU CONTROLE HYDRAULIQUE



LOCALISATION DES CONTROLES

ECHELLES	$h_A > h_B > h_C$	$h_B > h_A > h_C$	$h_A > h_C > h_B$
1	A	B	A
2	B	B	C
3	A	B	A
4	C	C	C
5	B	B	C
6	B	B	C

(d'après G. GIRARD)

alors qu'en très hautes eaux, s'il y a envahissement du lit majeur, l'écoulement devient très complexe et s'accompagne de nombreuses anomalies (remous localisés, contre-courants, défluences, etc ...).

La figure I.17 donne un exemple schématique d'un écoulement de basses eaux dans un lit mineur : elle montre que le contrôle d'une échelle peut être très différent suivant la position de celle-ci dans la section transversale.

I.2332. Permanence dans le temps .

A la variabilité spatiale du contrôle partiel, s'ajoute une variabilité dans le temps.

Les causes d'instabilité du contrôle sont multiples : elles s'identifient, de manière indépendante ou simultanée, dans la géométrie du lit et dans les caractéristiques hydrauliques du bief.

Les déformations géométriques du lit ont pour origines les facteurs déjà cités : mobilité naturelle des fonds et des parois, croissance périodique de la végétation, prise en glace des eaux superficielles, travaux de génie civil (ponts, radiers) ou travaux de rectification et nettoyage.

La modification des caractéristiques hydrauliques est généralement le fait de contrôles partiels, influencés par l'aval: variation temporaire du niveau due à la crue d'un affluent, à un effet de marée, à l'abaissement d'un seuil mobile. Elle peut être due aussi à une variation rapide du débit (situation temporaire de non-permanence).

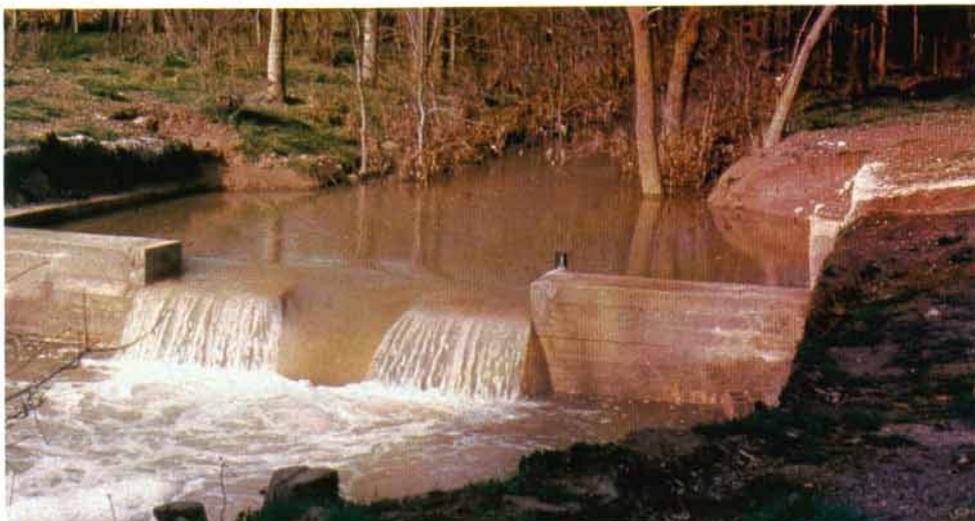
L'instabilité du contrôle affecte nécessairement la relation hauteur-débit mais avec des conséquences très variables suivant :

- son amplitude : le détarage peut être partiel ou total, insignifiant ou important;
- sa périodicité : la relation peut rester stable pendant de longues périodes;
- sa soudaineté : le détarage peut être brutal ou très progressif.

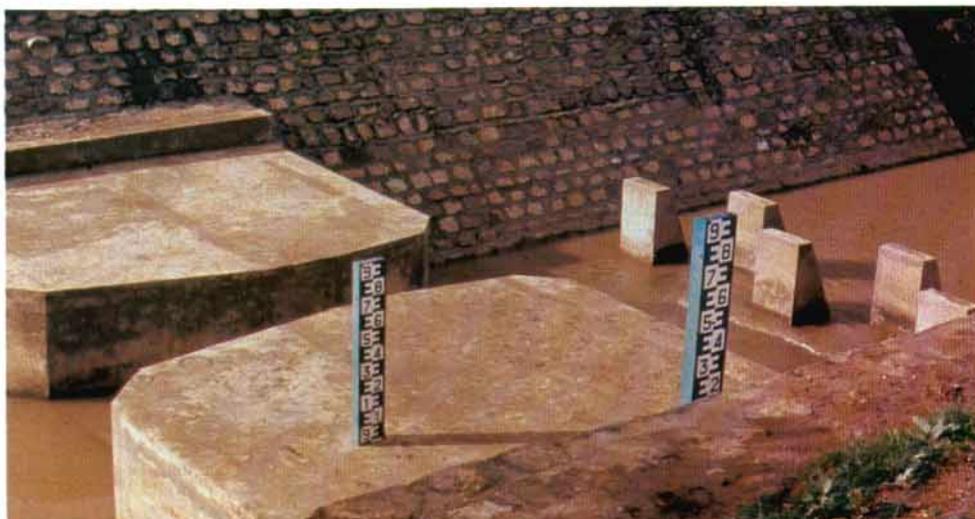
On limite souvent la forte instabilité du fond par la construction de seuils bétonnés, auxquels on demande aussi d'améliorer la sensibilité de la station et quelquefois de faciliter le mesurage des faibles débits. Ces seuils s'apparentent à deux types standard, généralement associés: le déversoir à seuil épais et les seuils à contraction latérale (figure I.18).

Fig. : I.18 - SEUILS ARTIFICIELS (Réseau hydrométrique d'ALGÉRIE)

**Déversoir
épais en V
(station de
Fermatou)**



**Seuil
PARSHALL
(station
d'Aïn Berda)**



**Seuil
contourné
(station de
Maoussa)**



(clichés G. JACCON)

Fig: I.18_ SEUILS ARTIFICIELS (Réseau hydrométrique d'ALGERIE)

Déversoir
épais en V
(station de
Fermatou)

Seuil
PARSHALL
(station d'
Aïn Berda)

Seuil
contourné
(station de
Maoussa)

(clichés G.JACCON)

Si ces ouvrages apportent un contrôle permanent et complet durant leur existence, il convient de signaler que leur construction entraîne toujours une modification du profil longitudinal et qu'une période de plusieurs années est quelquefois nécessaire pour que le profil d'équilibre normal du lit soit rétabli.

I.234- Fonctionnement du contrôle -

Le contrôle hydraulique qui s'effectue de l'aval vers l'amont s'exerce sur la seule caractéristique longitudinale de l'écoulement : la pente hydraulique.

Si la formule de STRICKLER est applicable - bief de géométrie régulière à régime peu varié - la pente hydraulique est liée au débit par l'expression :

$$Q = K SR^{2/3} J^{1/2}$$

Dans cette expression K, S et R se rapportent à la section de l'échelle et nous avons étudié la forme de leurs relations avec la hauteur d'eau.

J, par contre, dépend à la fois de la hauteur d'eau dans la section, c'est à dire de la hauteur normale h_n et de la hauteur d'eau dans la section de contrôle h_c . Lorsque le débit augmente, la variation de J dépend de la différence $h_n - h_c$. Trois situations sont possibles :

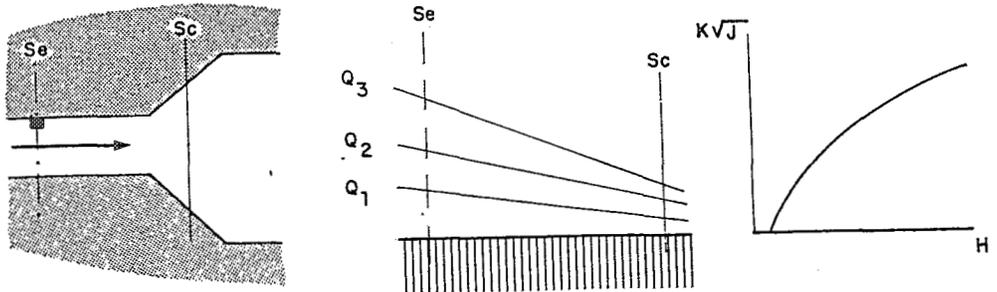
- J augmente avec le débit (figure I.19A) : c'est le cas lorsque la section de contrôle est localisée à un élargissement brusque du lit mineur, sur un seuil déversant ou à une rupture de pente;
- J reste constante quand le débit augmente (figure 1.19B) : c'est le cas du "Channel-Control"; la pente hydraulique reste à peu près égale à la pente longitudinale;
- J décroît quand le débit s'élève (figure 1.19C) lorsque la section de contrôle est située à un rétrécissement brusque (forte contraction latérale par exemple).

La multiplicité des contrôles d'une même échelle limnimétrique peut évidemment conduire à un schéma beaucoup plus complexe, même si les conditions d'écoulement restent acceptables pour l'application de la formule de STRICKLER. La variation de J avec h peut être successivement croissante puis décroissante, puis à nouveau croissante. Ce qui importe en termes de contrôle hydraulique, c'est la stabilité temporelle et spatiale des conditions d'écoulement.

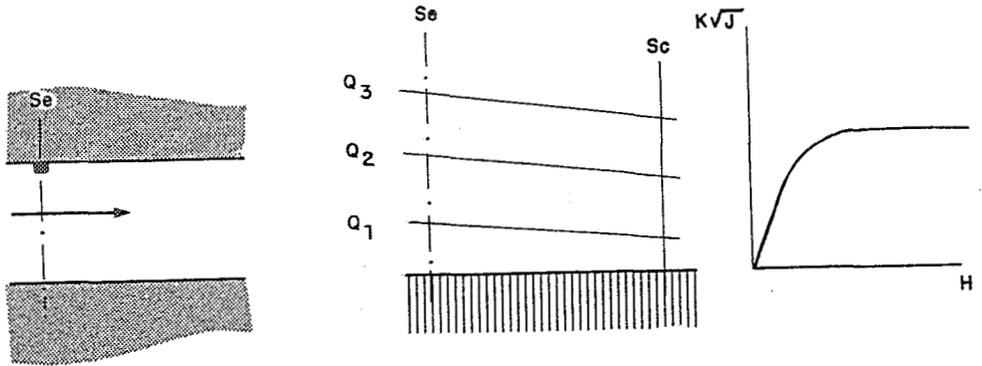
Fig. I-19_

VARIATION DE LA PENTE HYDRAULIQUE

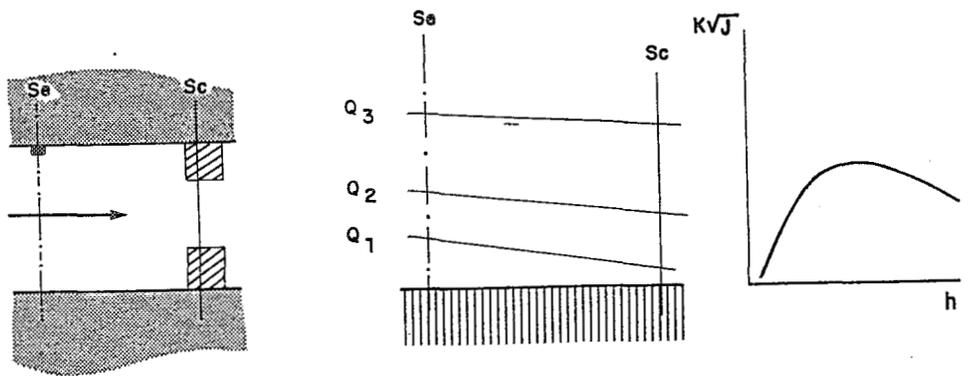
A_ CONTROLE PAR ELARGISSEMENT DE LA SECTION



B_ CHANNEL - CONTROL



C_ CONTROLE PAR RETRECISSEMENT DE LA SECTION



Se = SECTION DE L'ECHELLE

Sc = SECTION DE CONTROLE

Remarques

Sur la figure 19, ont été tracées les courbes de variation du produit $KJ^{1/2}$ en fonction de h . Le coefficient de rugosité K et la pente superficielle sont généralement associés car si les éléments S et R sont bien connus, J est rarement mesurée.

En résumé :

- un écoulement dans un bief s'effectue sous contrôle hydraulique lorsqu'à chaque débit, correspondent des caractéristiques hydrauliques bien définies, en particulier une même hauteur d'eau;
- le contrôle peut être localisé dans une section de contrôle ou peut, au contraire, s'exercer par un tronçon du lit (Channel-Control);
- la qualité fondamentale d'un bon contrôle est sa permanence :
 - . dans l'espace par son efficacité pour tous les débits;
 - . dans le temps par la stabilité de ses caractéristiques géométriques et hydrauliques.

I.3- LA STATION HYDROMETRIQUE

Les informations nécessaires au calcul des débits d'un cours d'eau, essentiellement hauteurs d'eau et mesurage des débits ponctuels, sont recueillies dans une station hydrométrique dont le choix du site doit être fait avec le souci de la qualité des mesures, compte tenu des propriétés géométriques et hydrauliques du bief.

I.31- Grandeurs mesurées

Nous en donnons ici un simple inventaire: les techniques de mesure sont décrites dans les autres tomes de ce manuel. Par contre l'aspect qualitatif des données, essentiel dans l'analyse de la relation hauteur-débit, sera abordé au chapitre suivant.

Les deux grandeurs principales mesurées sont :

- les hauteurs d'eau relevées d'une manière discontinue sur une échelle limnimétrique et, si les variations du plan d'eau sont rapides, sous la forme continue des

- enregistrements limnigraphiques;
- les débits, qui très rarement mesurables sous une forme continue, font l'objet de mesurages périodiques.

Les autres grandeurs mesurées concernent :

- la géométrie de la section : levés topographiques longitudinaux et transversaux,
- la pente hydraulique, rarement mesurée en continu, sauf si sa connaissance est indispensable au calcul des débits,
- les matières en suspension (argiles et sables) et en solution (par analyse ou mesure de la conductivité de l'eau) et d'autres paramètres physico-chimiques de l'eau.

1.32- Choix du site

Sont pris en compte dans ce choix deux types de critères. Les uns concernent le mode et la facilité de la gestion de la station : accessibilité, surveillance, présence d'un observateur, etc.... Les autres portent sur les propriétés naturelles du site du point de vue géométrique et du régime hydraulique : adaptation aux mesures hydrométriques, stabilité du bief et du contrôle, sensibilité.

1.321- Adaptation aux mesures -

Le site choisi doit permettre l'observation de tous les niveaux d'eau et le mesurage de tous les débits, qu'ils soient très faibles ou très élevés.

Ceci implique que la totalité du débit passe dans la section de mesures (lit à chenal unique) et qu'un équipement limnimétrique puisse y être solidement installé sans risques de destruction, de submersion et d'émersion.

Ceci suppose aussi que les mesures sont effectuées dans de bonnes conditions : échelle bien lisible sans risques, surface libre plate et stable (quelque soit le débit), écoulement lent pour les jaugeages au moulinet ou à fort brassage latéral pour les techniques de dilution chimique.

Cette première condition de bonne adaptation de la station aux mesures apparaît évidente mais beaucoup d'hydrologues oublient très souvent d'en tenir compte : c'est la raison pour laquelle de nombreuses stations installées dans des sites inadaptés se sont avérées inexploitables, malgré d'importants investissements faits pour tenter d'assurer leur sauvegarde.

I.322- Stabilité -

La relation hauteur-débit d'une station hydrométrique doit être aussi stable que possible. Il faut pour cela choisir un bief, creusé dans un matériel résistant ou du moins de bonne cohésion et surtout rechercher, de manière systématique, les contrôles permanents, et si possible complets.

Cette seconde condition impose le choix d'un bief à régime fluvial contrôlé par l'aval, ainsi qu'une localisation des seuils ou sections de contrôle avec évaluation des limites d'efficacité de chacune d'elles.

Il est toujours difficile en pratique de connaître avec précision la permanence d'un contrôle : lors d'une simple prospection de terrain, même si l'on dispose de documents topographiques précis, la stabilité du lit n'est pas facile à apprécier, surtout dans le cas de lits alluvionnaires.

Pour ces derniers, la seule procédure sûre dans ce domaine est de contrôler la géométrie du site choisi durant 6 à 12 mois par des levés périodiques du profil transversal. Mais il est bien rare que l'hydrologue dispose d'un tel délai avant de mettre en place une échelle.

I.323- Sensibilité -

La sensibilité d'une station est d'autant meilleure qu'une grande variation de la hauteur lue à l'échelle correspond à une faible augmentation du débit traversant la section de l'échelle. Elle peut être exprimée par le rapport $\frac{\Delta Q}{\Delta h}$, ou mieux encore, puisque la précision relative sur le débit importe plus que la précision absolue, par le rapport $\frac{\Delta Q/Q}{\Delta h}$.

La valeur du rapport $\frac{\Delta Q/Q}{\Delta h}$, exprimée en % par centimètre est variable suivant le niveau mais doit rester aussi faible que possible. Il faut ajouter qu'il n'existe en fait pas de méthode pour définir une "valeur étalon" de la sensibilité permettant de comparer les stations entre elles. Une définition de la sensibilité a été proposée par J.C LAMBIE du Scottish Development Department, Edinburg : "C'est l'augmentation de la hauteur d'eau en mm correspondant à une augmentation de débit de 1% pour la cote à l'échelle dépassée 95% du temps en moyenne interannuelle".

La formule de STRICKLER appliquée à un bief de largeur l et de section rectangulaire s'écrit :

$$Q = K l h m^{5/3} J^{1/2}$$

$$\text{avec } S = l h m \\ R \approx h m$$

en dérivant cette expression, on obtient :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{5}{3} K l h m^{2/3} J^{1/2} = \frac{5}{3} l U$$

et

$$\frac{dQ/Q}{dh} = \frac{5}{3 h m}$$

Ces deux relations montrent que pour un débit donné, la sensibilité est d'autant meilleure que largeur et vitesse moyenne sont faibles et que la profondeur est importante.

La sensibilité d'une station est meilleure dans les sections étroites et profondes (marnage fort) et à régime d'écoulement lent (donc fluvial).

En résumé :

Les qualités hydrauliques d'une station hydrométrique sont par ordre de priorité :

- son adaptation à des mesures complètes et de bonne qualité;
- sa stabilité pour diminuer le nombre des mesurages de débits, opération toujours coûteuse et difficile;
- sa sensibilité pour améliorer la précision.

I.33- Sections caractéristiques

Il est assez peu fréquent que la station hydrométrique se réduise à une seule section transversale. Des sections différentes sont généralement utilisées pour le mesurage des hauteurs et des débits. La station hydrométrique peut donc s'étendre sur un bief de plusieurs kilomètres de long. Mais la seule section de référence pour la définition de la relation hauteur-débit, est la section de l'échelle.

1.331- Section de l'échelle-

Une station hydrométrique possède toujours une échelle limnimétrique : c'est le seul élément permanent strictement indispensable. La section de l'échelle est la section verticale qui comprend la graduation zéro, donc en général l'élément inférieur de l'échelle.

Lorsque la station comprend plusieurs batteries d'échelles, implantées dans des sections transversales différentes, soit pour mesurer la pente hydraulique, soit pour suivre les variations de niveau pendant les jaugeages ou encore pour doubler temporairement une échelle menacée de destruction, l'une d'elles doit impérativement être désignée comme échelle principale, en fonction des trois critères de choix définis au paragraphe précédent.

Une échelle est souvent composée d'éléments métriques séparés ou regroupés en tronçons de longueur variable. Ces éléments doivent être alignés dans la section de l'échelle : lorsque cela n'est pas possible pour des raisons techniques, on doit prendre soin d'éviter toute discontinuité dans les lectures, en assurant un calage altimétrique entre les éléments prenant en compte la pente superficielle.

Dans les cours d'eau à niveau rapidement variable l'enregistrement continu des hauteurs est effectué par un limni-graphe à pression ou à flotteur, dont la prise de niveau doit être placée dans la section de l'échelle.

D'une manière générale, dans une même station hydrométrique, il faut éviter au maximum de multiplier le nombre des sections de mesure du niveau.

1.332- Section de contrôle -

Généralement située à l'aval de la section de l'échelle, la section de contrôle, lorsqu'elle existe, peut néanmoins être confondue avec elle. C'est le cas par exemple des seuils jaugeurs à contraction latérale (cf. exemple 3 en Annexe - Oued RESSOUL à AIN BERDA). La section de contrôle est alors une section à écoulement critique, dans laquelle la hauteur pour un débit donné (hauteur critique) ne dépend que de la géométrie de la section.

Un autre type de contrôle complet se rencontre dans les lits non aménagés mais pourvus naturellement de chutes ou zones de rapides. Nous citons Gérard HIEZ (ORSTOM) : "En GUYANE, les échelles étaient installées, chaque fois que cela était possible, à l'amont de sauts ou rapides qui constituent de remarquables sections de contrôle. La section au droit de l'échelle est quelquefois parfaitement "indéfinie" (par exemple la station de MARIPA sur l'OYAPOQUE) et le lit peut être encombré

d'îles et de rochers. Ces stations présentent, en général, d'excellentes qualités de sensibilité et de stabilité parce que situées à l'amont immédiat d'un contrôle absolu".

Ce cas, presque idéal, où le contrôle est complet et parfaitement défini n'est malheureusement pas le plus fréquent. Très souvent la section de contrôle est imprécise, fuit vers l'aval lorsque le niveau d'eau augmente et se stabilise à une singularité du lit (coude, pont), ou se perd dans un "channel control".

I.333- Sections de jaugeages -

En régime permanent le débit est le même (ou plus exactement est considéré comme tel) en toute section du bief hydrométrique. Il est donc permis de mesurer ce débit n'importe où. On choisit de le faire dans la section qui offre les meilleures garanties de précision de la mesure. C'est ce débit qu'on déclare transiter à l'instant de la mesure, au droit de l'échelle limnimétrique.

Section transversale régulière et stable, vitesses de courant suffisantes, filets d'eau parallèles sont les critères de choix d'une section de jaugeage au moulinet. Ces conditions ne sont pas toujours faciles à réunir à proximité de l'échelle limnimétrique, d'autant plus qu'il y a généralement opposition entre basses eaux et moyennes ou hautes eaux.

Une section de hautes eaux est choisie dans un bief à pente faible pour limiter la violence du courant. Elle peut être équipée d'un câble gradué, d'un transporteur aérien ou d'un balisage pour repérage des distances au cercle hydrographique. Il n'y a pas d'inconvénient à placer cette station loin de la section de l'échelle si le débit reste inchangé.

Pour les basses eaux au contraire, on se heurte à une insuffisance soit des profondeurs (seuils), soit des vitesses (mouilles). De plus les jaugeages doivent être faits aussi près que possible de la section de l'échelle en raison de la rapide variation des faibles débits (échanges avec la nappe phréatique, percolation). Il en résulte que, très souvent, le mesurage des débits d'étiage est beaucoup plus difficile à réaliser que celui des débits de moyennes et hautes eaux. L'utilisation d'un seuil-jaugeur étalonné peut apporter une solution lorsque le débit est inférieur à 500 l/s.

L'utilisation des méthodes de jaugeages par dilution chimique n'entraîne pas le choix d'une section de jaugeage mais au contraire celui d'un bief long de plusieurs hectomètres ou kilomètres suivant le débit et le brassage des eaux.

En résumé :

- trois types de sections caractéristiques sont définies dans un bief hydrométrique (Q constant tout au long du bief) :
 - . la section de l'échelle limnimétrique parfaitement située par le zéro de l'échelle principale;
 - . la section de contrôle qui peut être localisée avec précision ou au contraire ne pas exister du tout;
 - . les sections de jaugeages choisies aux endroits les plus favorables pour la mesure du débit.
- la seule section de référence pour la mesure des niveaux limnimétriques est la section de l'échelle : toutes les mesures de niveau ou de débit effectuées en d'autres sections doivent y être rapportées.

I.4- LA RELATION HAUTEUR-DEBIT

Définir la relation hauteur-débit (en abrégé relation h/Q) d'une section transversale, c'est rechercher le débit qui correspond à une hauteur d'eau donnée. Cette relation physique qui existe entre deux caractéristiques de l'écoulement, le débit d'une part et la hauteur ou énergie potentielle d'autre part, est inconnue. L'hydrologue en établit une représentation approchée par le tracé de la courbe de tarage, fait à partir des résultats des jaugeages et appuyé sur l'analyse des facteurs de l'écoulement.

I.41- Etalonnage et tarage

I.411- Etalonnage et tarage -

Ces deux termes, souvent utilisés sans distinction dans le langage hydrologique, sont ainsi définis dans la norme internationale ISO 772 - 1978 :

- Réf 1.31 - étalonnage de la station = ensemble des opérations nécessaires pour le mesurage du débit.
- Réf 1.35 - tarage (étalonnage) d'une station = établissement de la relation du débit avec les variables mesurées.

Malgré la présence des deux termes dans la seconde définition, il apparaît que le mot tarage désigne plus précisément la relation effectivement recherchée par l'hydrologue : celle qui fait correspondre des débits à des hauteurs d'eau

mesurées dans une section. Ces hauteurs peuvent être très différentes des hauteurs vraies en raison de défauts d'alignement ou de calage entre tronçons d'échelle, d'erreurs systématiques dans les observations ou de tout autre défaut qui affecte les lectures d'échelle. Ces défauts apparents doivent évidemment être pris en compte lors du tracé de la courbe de tarage.

I.412- Présentation -

La relation hauteur-débit approchée est présentée sous trois formes, généralement associées : la représentation graphique, la formule mathématique et la table de correspondance.

I.4121. Représentation graphique .

C'est la forme la plus utilisée et la plus connue. La relation h/Q est représentée par une courbe tracée dans un système d'axes rectangulaires.

Suivant les usages de chaque pays ou de chaque école hydrologique, l'axe des ordonnées est utilisé :

- soit pour le report des hauteurs, suivant l'habitude des hydrauliciens plus souvent amenés à calculer la hauteur normale d'écoulement d'un débit donné, donc à utiliser la relation sous la forme $h = f(Q)$: c'est aussi la représentation graphique admise par la norme internationale (fig I.20);
- soit pour le report des débits, suivant la représentation mathématique habituelle de toute fonction $Q = f(h)$, le débit en hydrométrie étant presque toujours considéré comme une fonction de h (fig. I.21).

C'est cette seconde forme que nous utiliserons dans ce manuel, suivant en cela le choix fait depuis plus de 30 ans par le Service Hydrologique de l'ORSTOM.

I.4122. Formule mathématique .

Dans un canal rectangulaire de grande largeur où le rayon hydraulique est très peu différent de la profondeur moyenne, la formule de STRICKLER s'écrit :

$$U = K h m^{2/3} J^{1/2}$$

et la section mouillée est donnée par $S = l h m$, l étant la largeur.

On en déduit que :

$$Q = U S = C h m^{5/3}$$

$$\text{avec } C = K J^{1/2} = \text{constante}$$

Cette formule est l'expression mathématique de la relation hauteur-débit, dans ce cas particulier.

D'une façon plus générale, toute relation h/Q peut être représentée dans sa totalité ou par tronçons successifs, par des expressions mathématiques dont les deux formes les plus utilisées sont :

$$\text{la forme exponentielle } Q = a(h - h_0)^n$$

$$\text{la forme polynômale } Q = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + \dots$$

dans laquelle on s'arrête le plus souvent au second degré (forme parabolique), quelquefois au troisième (cubique).

I.4123. Table de correspondance ou barème de tarage .

C'est la forme représentative finale, usuelle et pratique de la relation h/Q . Dans une table où les hauteurs sont rangées par valeurs croissantes centimètre par centimètre, les débits correspondants sont reportés. Cette table est établie à partir du graphique représentant la courbe de tarage ou par l'utilisation des formules mathématiques ajustées à la courbe.

I.413- Biunivocité et non-univocité -

Une relation entre deux variables est biunivoque, si à toute valeur de l'une correspond une seule et unique valeur de l'autre, et réciproquement. Par exemple, la fonction $S(h)$ d'une section transversale est toujours biunivoque. Il en est de même de la relation $R(h)$, si la section est de forme régulière (fig.I.22).

Les fonctions biunivoques ont une variation strictement monotone c'est à dire que leurs courbes représentatives sont toujours croissantes ou décroissantes.

Il n'en est pas ainsi, par exemple, de la relation $R(h)$ dans une section transversale discontinue à lit majeur important. Dans le cas représenté sur la figure I.23, la même valeur du rayon hydraulique R_1 correspond à trois hauteurs d'eau différentes h_1 , h_2 et h_3 . R est néanmoins parfaitement défini pour toute valeur de h : on dit que la relation $R(h)$ est univoque.

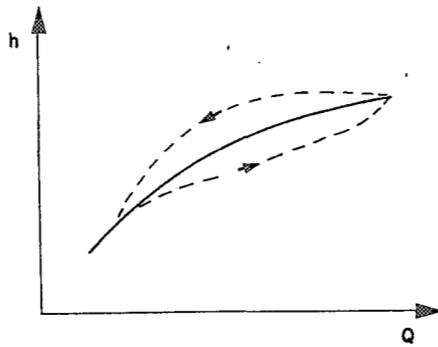


Fig.I-20 _ RELATION $h=f(Q)$

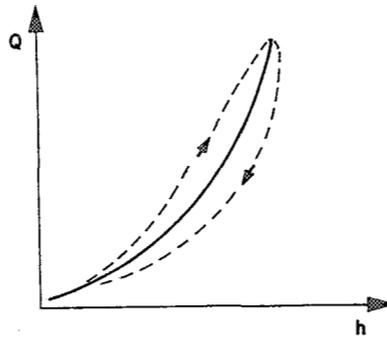


Fig.I-21 _ RELATION $Q=f(h)$

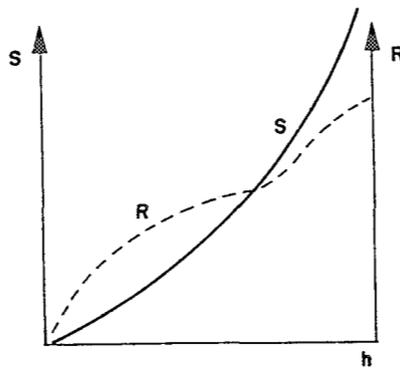


Fig.I-22 _ RELATIONS
BI-UNIVOQUES

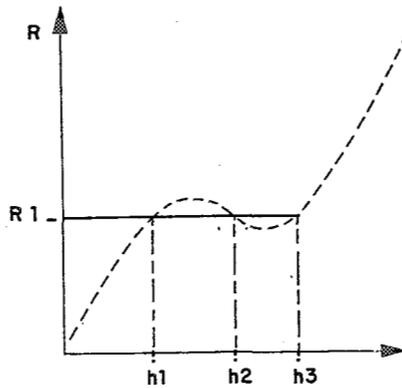


Fig.I-23 _ RELATION
UNIVOQUE

L'univocité ne doit jamais conduire à une indétermination de la fonction. Par exemple, un mauvais calage des différents éléments d'une échelle limnimétrique peut conduire à trouver une courbe $S(h)$ de la forme suivante (fig.I.24) :

- le recouvrement des éléments 1 et 2 fait que la section mouillée ne varie pas entre les lectures d'échelles h_1 et h_2 , en fait égales en cotes verticales;
- au contraire la discontinuité entre les éléments 2 et 3 entraîne une indétermination de la section entre les valeurs S_3 et S_4 , pour la lecture h_3 qui correspond en réalité à 2 cotes verticales différentes.

On conçoit que, si le premier type d'univocité est parfaitement acceptable, le second ne l'est pas.

Lorsqu'à une valeur de la variable correspondent deux ou plus de deux valeurs de la fonction, la relation est non-univoque. Tous les cas de figures sont possibles. La figure I.25, en donne un exemple :

- le premier (schéma de gauche) correspond à l'ensemble des courbes $S(h)$ d'une section très instable;
- le second (schéma de droite) représente la variation de la pente superficielle d'un fleuve comme le SENEGAL, au cours de sa crue annuelle ; cette courbe doit à sa forme particulière son appellation de "courbe en raquette".

Dans tous les cas de non-univocité, la relation entre les variables y et x est en fait de la forme $y = f(x,k)$, k étant une variable secondaire indépendante de x et la représentation graphique n'est plus une courbe mais une surface.

En résumé :

- la relation hauteur-débit, ou relation h/Q , est définie par le tarage de la station;
- la relation est univoque quand une valeur du débit, et une seule, correspond à une hauteur à l'échelle; sinon la relation est non-univoque;
- les trois formes de présentation de la relation h/Q sont la courbe de tarage, la formulation mathématique et la table de correspondance ou barème de tarage.

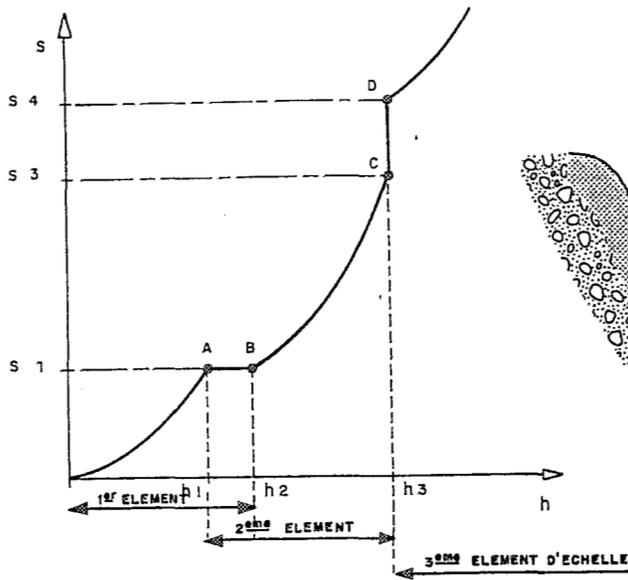


Fig.:I - 24 _ TYPES D'UNIVOCITE

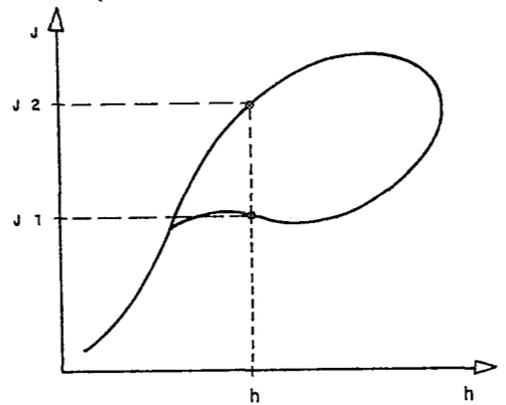
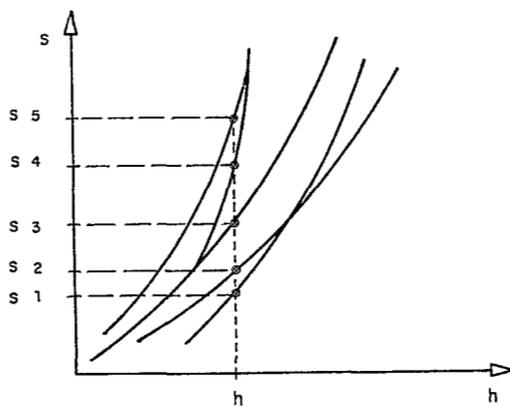


Fig.:I - 25 _ RELATIONS NON-UNIVOQUES

I.42- Différents types de tarage

La relation $Q(h)$, produit des fonctions $S(h)$, $R^{2/3}(h)$ et $K J^{1/2}(h)$, suivant STRICKLER, prend une forme d'autant plus complexe que chacune de ses trois composantes s'éloigne d'un schéma biunivoque simple.

Les principaux types de tarage existants se rapprochent de l'un des schémas théoriques suivants.

I.421- Tarages biunivoques -

I.4211. Section stable à contrôle unique .

- lit à géométrie régulière ==> courbe sans singularité
Figure I.26. Exemple : NIGER à KOULIKORO - annexe 1
SENEGAL à GOUINA - annexe 2
- lit à géométrie irrégulière (soit à la section de l'échelle soit à la section de contrôle) ==> courbe avec une ou plusieurs singularités dans les relations $S(h)$ et $R(h)$.
Figure I.27. Exemple : RESSOUL à AIN BERDA - annexe 3

I.4212. Section stable à plusieurs contrôles .

- ==> courbe $Q(h)$ avec singularité qui n'apparaît pas dans relations $S(h)$ et $R(h)$ de la section de l'échelle.
Figure I.28. Exemple : Bassin du BOUNDJOUK - annexe 4

I.422- Tarages non univoques -

I.4221. Section ou contrôle instable .

- faible instabilité ==> existence d'une "surface de tarage" en basses eaux.
Figure I.29. Exemple : SANAGA à EDEA - annexe 5
- instabilité forte mais discontinue (fortes crues, nettoyage du lit, barrage mobile) ==> surface de tarage composée de plusieurs courbes univoques.
Figure I.30. Exemple : CAPOT à SAUT BABIN - annexe 6
- très forte instabilité, avec creusement et remblaiement du lit à chaque crue (section mouillée 50 à 100% plus importante en décrue) ==> surface de tarage constituée de plusieurs courbes en raquette" avec Q crue < Q décrue pour une même cote à l'échelle.
Figure I.31. Exemple : SOUSS à AIT MELLOUL - annexe 7

TYPES DE COURBES DE TARAGE (1)

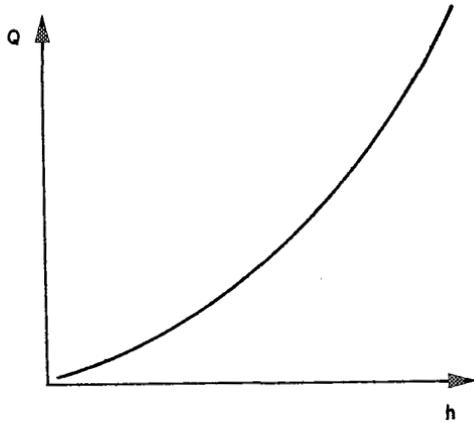


Fig.: I-26 _ SANS SINGULARITE

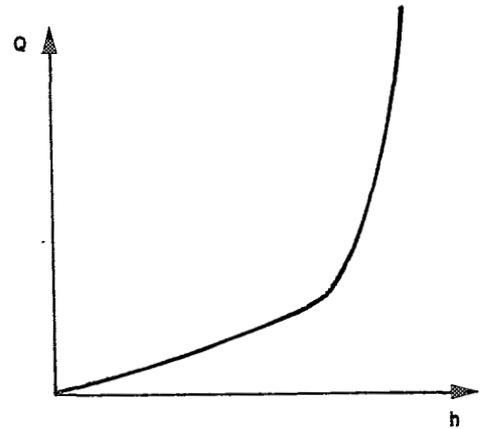


Fig.: I-27 _ AVEC SINGULARITE

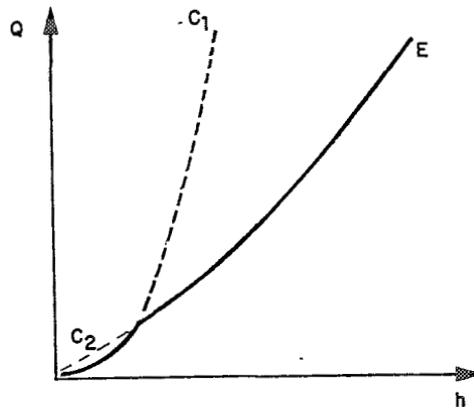
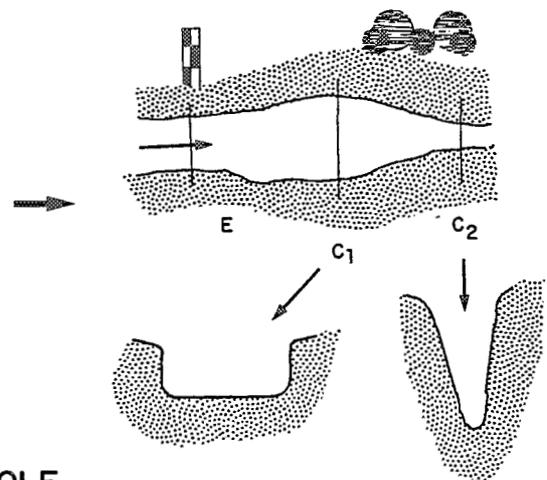


Fig.: I-28 _ DOUBLE CONTROLE



I.4222. Contrôle aval variable .

- ==> surface de tarage constituée d'un faisceau de courbes univoques ou de "courbes en raquette", chacune d'elles correspondant à une crue; dans ce cas $Q_{\text{crue}} > Q_{\text{décrue}}$ pour une même cote.

Figure I.32. Exemple : TINKISSO à OUARAN - annexe 8

I.4223. Pente hydraulique différente entre crue et décrue .

- pseudo-univocité crue/décrue : les conditions d'écoulement sont à peu près les mêmes pour toutes les crues ==> la surface de tarage est constituée de "raquettes" à branches latérales communes.

Figure I.33. Exemple : NIGER à MOPTI - annexe 9

- pseudo-univocité en crue seulement : les conditions d'écoulement égales en crue, différent à chaque décrue ==> la surface de tarage est constituée de plusieurs "raquettes" à branche supérieure stable.

Figure I.34. Exemple : SENEGAL à BAKEL - annexe 10

- régime hétérogène : les conditions d'écoulement changent à chaque cycle crue-décrue (c'est souvent le cas des petits bassins versants quand les stations sont installées dans de longs biefs à pente quasi-nulle) ==> la surface de tarage est alors à raquettes multiples du même type que celle observée dans une station à contrôle aval variable.

Figure I.32.

I.4224. Inversion de la pente hydraulique.

Ce phénomène se produit dans les biefs à pente nulle soumis à l'influence de la marée et dans certains chenaux de remplissage de lacs ou dépressions des lits majeurs des très grands fleuves : le sens d'écoulement s'inverse périodiquement et la surface de tarage est constituée de deux courbes univoques, dans les cas les plus faciles (figure I.35), ou de faisceaux de courbes simples ou en "raquette".

En résumé :

- les tarages biunivoques sont une caractéristique des stations à géométrie stable et à contrôle aval complet, quand la pente naturelle du lit n'est pas trop faible;
- les "surfaces de tarage" caractérisent les stations à géométrie (et/ou contrôle) variable ou les biefs à très faible pente.

TYPES DE COURBES DE TARAGE (2)

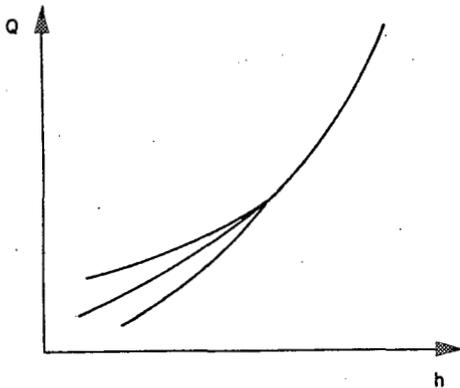


Fig.:I-29 - FAIBLE INSTABILITE

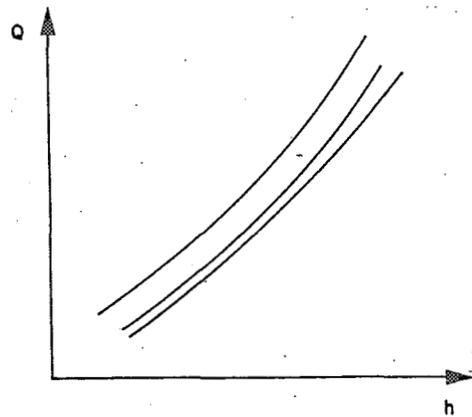


Fig.:I-30 - FORTE INSTABILITE

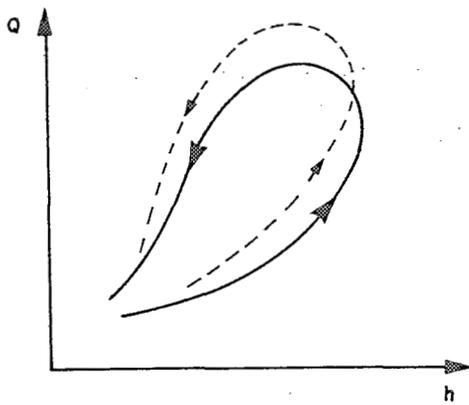


Fig.:I-31 - CREUSEMENT ET
REMBLAIEMENT A
CHAQUE CRUE

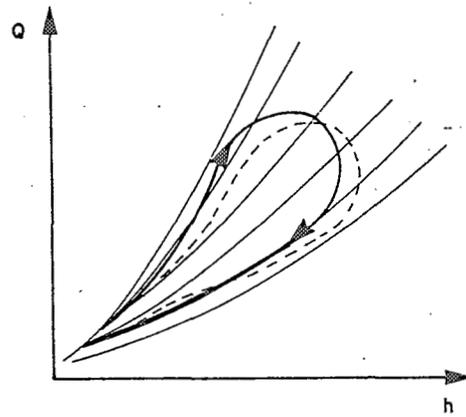


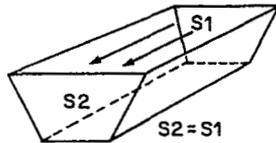
Fig.:I-32 - CONTROLE AVAL
VARIABLE

FICHE RÉSUMÉ

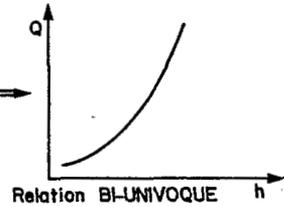
REGIMES D'ÉCOULEMENTS ET TARAGE

A - **PERMANENT** - Q, H, U, J ne varient pas dans le temps (dans une section donnée)

A1. UNIFORME → H, U CONSTANTS DANS LE BIEF

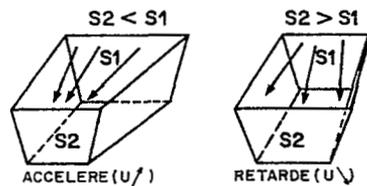


⇒ CANAL ARTIFICIEL ⇒



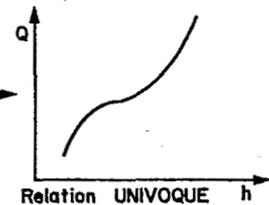
A2. NON UNIFORME OU VARIE → H, U VARIABLES DANS LE BIEF

A2.1 GRADUELLEMENT VARIE

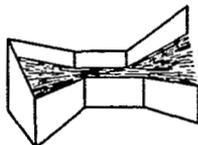


(APPLICATION FORMULE DE MANNING - STRICKLER)

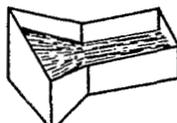
⇒ RIVIERES NATURELLES ⇒



A2.2 RAPIDEMENT VARIE



rétrécissement brusque



élargissement brusque



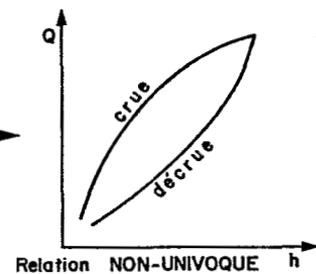
déversoir

⇒ SINGULARITES ⇒

SECTION DE
CONTROLE

B - **NON-PERMANENT** - Q, H, U, J varient dans le temps (dans une section donnée)

cours d'eau à faible pente ⇒



TYPES DE COURBES DE TARAGE (3)

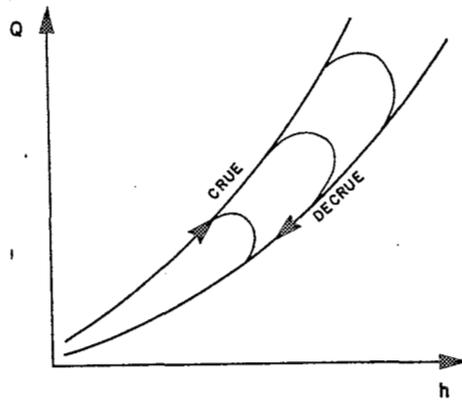


Fig.:I -33_PSEUDO-UNIVOCITE
CRUE / DECLUE

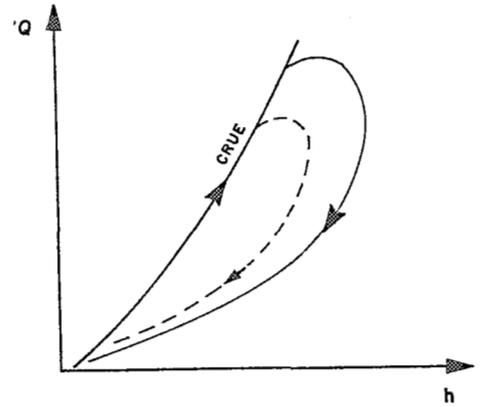


Fig.:I -34_PSEUDO-UNIVOCITE
SEULEMENT EN
CRUE

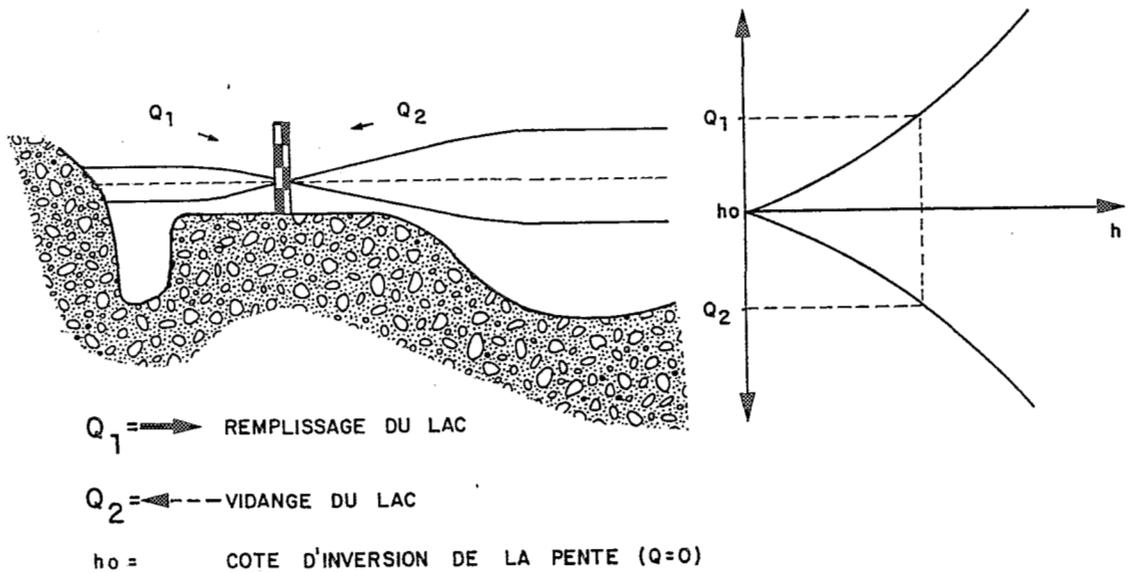


Fig.:I-35_INVERSION DE LA PENTE HYDRAULIQUE

Chapitre II : TRACE DE LA COURBE DE TARAGE

La première phase de la transformation des hauteurs en débits est le tracé de la courbe de tarage.

Le report des points de jaugeages sur un graphique est précédé d'un inventaire et d'une critique des données ainsi que du choix du format du papier et des échelles graphiques. Après analyse des causes de la dispersion des points, la courbe de tarage est tracée par tronçons en commençant par ceux où les jaugeages sont les plus nombreux. Le plus souvent, l'absence de mesures de hautes eaux, ou de basses eaux, impose une extrapolation de la courbe à ses extrémités.

Ce chapitre est totalement consacré à la présentation de cette première phase, essentiellement graphique et absolument nécessaire, quel que soit le type de tarage.

II.1- INVENTAIRE ET CRITIQUE DES DONNEES DISPONIBLES

Trois types de données composent l'information originale : celles qui concernent la station elle-même, les relevés limnimétriques et la liste des jaugeages.

II.11- Dossier technique de la station

Il constitue le premier document à consulter.

Normalement ouvert dès la mise en place de la première échelle limnimétrique, le dossier technique rassemble toutes les informations se rapportant au fonctionnement de la station durant la période des observations.

Ces informations concernent :

- l'équipement de la station, décrit par :
 - . sa nature : échelles, limnigraphe, seuil-jaugeur...;
 - . son type : échelle centimétrique en 4 tronçons (0-2m, 2-4m, 4-7m, 7-8m) - éléments en tôle émaillée, fixés sur UPN de 160, etc...;

- . ses caractéristiques : hauteur totale de l'échelle, altitude du zéro, nombre, emplacement et calage des éléments...;
 - . son historique : mise en service, rénovation, remplacement d'un élément...;
- les plans et relevés topographiques qui donnent :
- . la situation exacte de l'échelle et sa position par rapport à un contrôle ou une singularité;
 - . la situation et la description du repère fixe et indestructible par rapport auquel l'altitude du zéro de l'échelle a été mesurée;
 - . le profil longitudinal, avec la pente moyenne du fond, les seuils naturels et les mouilles;
 - . la forme de la section transversale, avec la valeur des éléments géométriques et leur variabilité au cours des années;
 - . l'historique des travaux ayant affecté la géométrie du bief : seuils, ponts, dragages, faucardages...
- l'exploitation et la gestion qui peuvent être jugées par :
- . les comptes rendus des visites des hydrométristes;
 - . les travaux de nettoyage et d'entretien;
 - . l'inventaire des événements exceptionnels : crues, arrêts de l'écoulement;
 - . les dates de changement d'observateur et la fréquence des remplacements.

Cette liste n'est pas exhaustive. Toute information aussi anodine soit-elle, comme une maladie de l'observateur ou le prélèvement d'un camion de graviers, devrait figurer dans le dossier technique. Mais très rares sont les dossiers ainsi tenus à jour et de nombreuses stations n'en possèdent même pas.

Quand il existe, le dossier de la station se réduit le plus souvent à une simple fiche technique très incomplète et très imprécise. La figure 2.1 donne un exemple de la fiche descriptive de la station de KOULIKORO sur le NIGER moyen. Cette fiche est le seul élément du dossier technique de cette station et il faut bien s'en satisfaire, en dépit de ses imperfections : la date de son établissement n'est même pas indiquée...

Fig.: II - 1 - FICHE TECHNIQUE DE LA STATION DU NIGER A KOULIKORO

République du MALI

STATION HYDROLOGIQUE: KOULIKORO

BRIGADE: CENTRALE

COURS D'EAU: NIGER

BASSIN FLUVIAL: NIGER SURF. B. V.: 120.000 Km²

COORDONNEES: Latitude: 12°52'N

Longitude: 07°33'W

Altitude du zéro: 280,08 m IGN

DATE D'INSTALLATION: 1907

TYPE: Fonte + tôle émaillée

NOMBRE D'ELEMENTS: 7

SUPPORTS: maçonnerie

TERRAIN: quai

MESURES DE DEBITS: 47 Jaugeages de 0,38 mètres à 8,09 mètres
soit 52,6 m³/s à 9160 m³/s -.

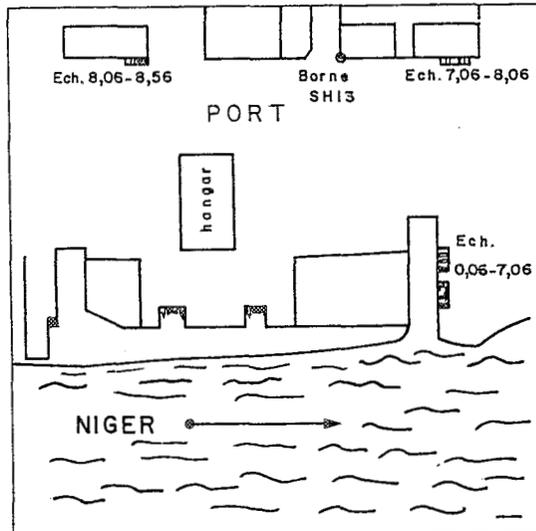
Hmax observée: 8,29 mètres, soit 9 670 m³/s le 05-10-25

Hmin observée: -0,15 mètre(s), soit 16,0 m³/s le 03-05-73 .

CROQUIS D'IMPLANTATION

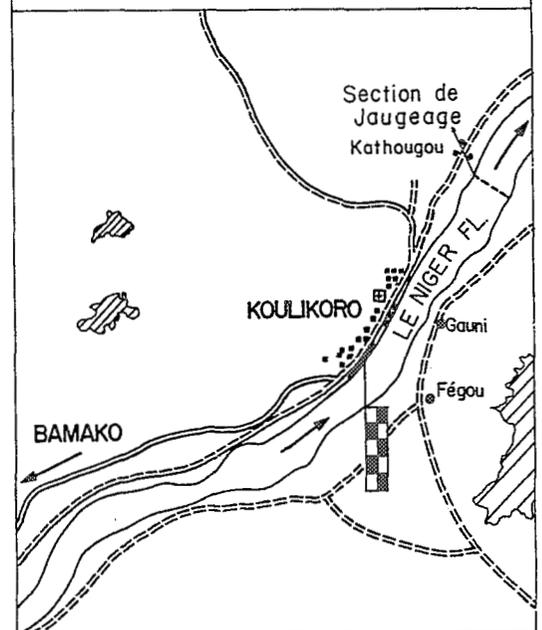
Carte IGN 200.000ème: Bamako - Est

Observations: en 1967 (muséod) il y avait des éléments en tôle émaillée .



cf. pochette de plac^s divers dont
1913, 49, 52 sans ch^t de zéro

SITUATION échelle = 1 / 200.000



On ne saurait trop insister sur la nécessité de créer un dossier technique dès l'installation de la station et sur l'importance de le maintenir parfaitement à jour jusqu'à l'arrêt des observations, le point final étant mis à ce dossier le jour de la fermeture du poste.

II.12- Données limnimétriques

II.121- Chronique des hauteurs d'eau -

L'information limnimétrique de base est constituée d'un ensemble de couples composés :

- d'une hauteur ou cote limnimétrique, généralement lue sur (ou mesurée par rapport à) un repère fixe;
- de la date et de l'heure exacte de la lecture ou de la mesure.

Les documents limnimétriques originaux sont :

- les bulletins ou relevés de lectures d'échelle établis par l'observateur;
- les bandes ou diagrammes limnigraphiques;
- les lectures périodiques effectuées par les équipes de contrôle et de jaugeages;
- les niveaux exceptionnels relevés par nivellement.

Tous ces documents sont regroupés, classés, interprétés suivant des méthodes de dépouillement manuelles ou semi-automatiques (lecteurs de courbes). Le résultat de ce travail est une chronique des hauteurs d'eau ou chronique limnimétrique dont la qualité générale peut être jugée par son homogénéité, sa continuité et sa fidélité.

Une chronique est homogène si toutes les hauteurs se rapportent à une même échelle ou à un même repère, donc à une seule section transversale. Elle est continue si elle ne contient pas de lacunes dans les observations et elle est fidèle si elle permet une exacte reconstitution du limnigramme. Ceci suppose que les couples "temps-cote" ont été correctement choisis, en nombre suffisant mais sans excès pendant les crues, et que les deux valeurs du couple sont exactes.

La chronique limnimétrique peut être à pas de temps fixe ou variable. Dans le premier cas un même intervalle de temps

sépare tous les couples, par exemple 1/2 heure ou 1 heure. Cette technique simple lorsque le dépouillement des bandes limnigraphiques est fait manuellement, entraîne souvent un excès d'informations dans les périodes à faibles variations du débit et un déficit durant les crues. On peut pallier cet inconvénient, en variant le pas de temps suivant les mouvements du plan d'eau dans une journée (6, 12, 24 ou 96 hauteurs par jour).

Dans le cas du pas de temps variable, seuls les points caractéristiques du limnigramme sont retenus : les intervalles de temps peuvent varier. Cette technique conduit à une meilleure fidélité de la chronique, avec une quantité de couples très inférieure, mais le choix des points caractéristiques n'est pas toujours évident et dépend beaucoup de l'opérateur.

La chronique des hauteurs d'eau est généralement reportée sur un support informatique (cartes perforées, bande ou disque magnétiques) afin de la rendre rapidement accessible et disponible sous de multiples formes : listes chronologiques ou classées, annuaires, reconstitution de limnigrammes.-

Pour les stations à deux ou plusieurs échelles, plusieurs chroniques peuvent être constituées. Il est recommandé, pour éviter toute confusion, que chacune d'elle soit parfaitement identifiée et que la chronique de l'échelle principale utilisée pour le calcul des débits soit la seule à porter le nom ou le numéro de code de la station.

La préparation de la chronique complète des hauteurs d'eau est une tâche nécessairement antérieure au tracé de la courbe de tarage.

II.122- Vérification de l'homogénéité

Le rapprochement des informations du dossier technique de la station et de la chronique limnimétrique sert à vérifier l'homogénéité de cette dernière ou, si l'échelle a été remplacée ou déplacée, permet de la découper en sous-chroniques homogènes, chacune d'elles se référant à une même section et à une même échelle.

Chacune de ces chroniques est caractérisée :

- par les dates extrêmes qui limitent la période de validité (qui peut éventuellement comprendre plusieurs sous-périodes si la chronique est discontinue);
- par les hauteurs maximales et minimales observées durant cette période.

A toute chronique homogène correspond au minimum une courbe de tarage.

II.13- Liste des jaugeages

C'est le document de base utilisé pour la préparation du graphique de tarage.

II.131- Précision des mesures -

Un jaugeage associe à un instant donné, deux termes caractéristiques de l'écoulement : le débit mesuré et la hauteur d'eau lue sur l'échelle.

II.1311. Terme "débit" .

La précision obtenue dans le mesurage du débit est très variable suivant le mode opératoire utilisé, les conditions d'écoulement et le savoir-faire des opérateurs.

Le débit peut être, totalement ou partiellement, mesuré ou estimé.

Les mesures complètes de débit sont faites :

- par volumétrie directe pour les très faibles débits;
- par l'intermédiaire d'un seuil-jaugeur étalonné (déversoir PARSHALL ou seuil NEYRPIC par exemple);
- par une méthode de dilution chimique;
- par exploration du champ des vitesses :
 - . soit avec un moulinet hydrométrique, point par point ou par intégration des vitesses, verticale par verticale;
 - . soit au moyen de flotteurs lestés et immergés sur 90% de la profondeur.

La méthode d'exploration du champ des vitesses, est la seule qui permette de connaître les vitesses d'écoulement et les éléments géométriques de la section transversale.

Les autres déterminations du débit sont généralement basées sur l'estimation de la vitesse moyenne d'écoulement :

- soit à partir des vitesses mesurées sur une partie seulement de la profondeur avec un moulinet, des flotteurs lestés ou un faisceau d'ondes ultra-soniques;
- soit à partir des vitesses superficielles évaluées par le déplacement d'objets flottants;
- soit par l'application d'une formule hydraulique, le plus souvent celle de MANNING/STRICKLER, après détermination par nivellement de la pente hydraulique et évaluation du coefficient de rugosité;
- soit par l'utilisation de la méthode électromagnétique.

Le choix de l'une ou l'autre de ces techniques de mesurage du débit est imposé à l'hydrométriste par l'importance

du débit, les vitesses d'écoulement, l'équipement de la station et le matériel dont il dispose. La précision d'une mesure complète au moulinet varie de 3 à 10% suivant les conditions d'exécution. Les mesures partielles, le plus souvent faites en hautes eaux, sont beaucoup plus imprécises surtout lorsque leur interprétation ne peut s'appuyer sur une bonne connaissance des caractéristiques de l'écoulement, acquise pour des débits plus faibles.

Les erreurs faites durant le mesurage du débit peuvent être :

- systématiques si le matériel est défectueux : moulinet détaré, câble mal gradué, compteur de profondeur détérioré;
- non systématiques si elles sont dues à un mode opératoire incorrect : nombre de verticales insuffisant (cas d'erreur le plus fréquent selon Y.BRUNET-MORET), dérive de saumon non mesurée, mauvais dosage d'une solution, seuil jaugeur mal installé.

Si les premières erreurs peuvent être corrigées à posteriori après une vérification du matériel, les secondes sont en général définitives.

La méthode utilisée pour le dépouillement est aussi une source d'imprécision. Un test que nous avons effectué en ALGERIE sur 500 jaugeages (débits de 0,05 à 1000 m³/s), dépouillés graphiquement par la méthode des paraboles et calculés par la méthode des trapèzes, a montré que la méthode graphique donnait des résultats systématiquement plus forts, de 1,2% à 7%, avec une valeur médiane de 3,7%.

II.1312. Terme "hauteur" .

La hauteur d'eau (ou cote limnimétrique) associée au débit jaugé est normalement lue sur l'échelle de la station, au début et à la fin du mesurage et, si le niveau varie de manière importante, après chaque verticale.

La précision de la lecture est celle de toute valeur de la chronique limnimétrique, généralement le centimètre.

Lorsque le plan d'eau ne varie pas durant le jaugeage, la hauteur associée est parfaitement définie. Mais il arrive fréquemment que le niveau variant, cette hauteur soit indéterminée, dans l'intervalle compris entre les cotes extrêmes relevées pendant la mesure. Comme on peut avoir besoin, pour le fichier informatisé en particulier, d'associer une seule hauteur à la mesure du débit, on utilisera comme valeur :

- soit la moyenne arithmétique des cotes extrêmes si la variation de niveau est faible et constante, et si la section de jaugeage

- est de forme régulière;
- soit, si les conditions précédentes ne sont pas remplies, une valeur h calculée par la formule suivante, proposée par H. CORMARY et B. BILLON :

$$h = \frac{\sum_1^n h_i q_i}{\sum_1^n q_i}$$

h_i étant la hauteur et q_i le débit unitaire à la verticale de rang i d'un jaugeage en comprenant n .

Lorsque la variation du niveau est très rapide, la méthodologie du jaugeage par verticales indépendantes doit être appliquée sur le terrain et dans le dépouillement (cf. tome 4 de ce Manuel - § I.32 et IV.5).

En dehors de l'erreur de lecture, qui devrait être très rare de la part de techniciens hydrométristes, deux causes d'erreur peuvent intervenir quand la section de jaugeage est éloignée de la section de l'échelle :

- l'utilisation d'une échelle autre que l'échelle principale;
- une mauvaise synchronisation des mesures de débit et des lectures d'échelles.

II.132- Inventaire et examen critique des jaugeages -

Ces deux opérations sont menées simultanément en dressant une liste des jaugeages, classés dans l'ordre chronologique de leur exécution. Cette liste qui doit être faite à partir des fiches de jaugeages originales lorsqu'elles sont disponibles, (cas malheureusement exceptionnel pour les stations anciennes) ou à partir de listes récapitulatives, manuscrites ou extraites de fichiers de jaugeages (cf. § II.6 Contenu du Fichier Jaugeage), comprend les informations suivantes :

- dates et heures extrêmes d'exécution du mesurage;
- hauteurs d'eau lues au début, à la fin et pendant le jaugeage (avec indication de l'échelle utilisée);
- hauteur associée admise;
- débit calculé;
- éléments géométriques de la section de jaugeage s'ils ont été

mesurés : surface mouillée, largeur, profondeur moyenne;

- vitesses moyennes mesurées dans la section de jaugeages et rapportées à la section de l'échelle, sauf dans le cas où celle-ci est à lits multiples (cas des stations à contrôle absolu situées en lits rocheux);
- mode opératoire et appareillage utilisé (numéro du moulinet et de l'hélice, poids et mode de suspension du saumon);
- localisation exacte de la section de jaugeage par rapport à l'échelle;
- nom des opérateurs;
- observations qualitatives diverses (crue ou décrue, incidents précision).

Comme exemple, la liste des jaugeages effectués à la station de l'oued KADIEL est donnée sur le tableau 2.1.

L'examen critique des jaugeages à partir des documents originaux est basé sur :

- la vérification, par la chronique limnimétrique, des hauteurs associées au débit jaugé : toute discordance entre cote lue par l'observateur ou lue sur le limnigramme et cote du jaugeage est anormale;
 - causes de discordance :
 - . erreur de lecture;
 - . échelles différentes;
 - . erreur de date ou d'heure;
- un contrôle des éléments géométriques mesurés pendant le jaugeage par les valeurs calculées sur un profil transversal levé au niveau;
 - causes de divergence :
 - . erreurs de mesures des distances horizontales et/ou verticales;
 - . dérive du saumon non corrigée;
 - . lit mobile durant une crue;
 - . mauvaise localisation de la section de jaugeage;
- un examen du mode opératoire utilisé (mesure complète ou non, nombre et répartition des verticales), du matériel employé (pas de l'hélice en regard des vitesses minimales ou maximales, poids du saumon) et de la méthode de dépouillement (choix des échelles graphiques, précision du planimétrage, valeur de la pente hydraulique et de la rugosité pour les débits estimés, utilisation correcte de la méthode des verticales indépendantes).

Tableau 2.1 Oued KADIEL : liste chronologique des jaugeages

No	date	début		fin		hauteur asso- ciée m.	débit m ³ /s	S m ²	l m
		heure	cote m	heure	cote m				
<u>1964</u>									
1	26/07	10h30	0,20	11h05	0,20	0,20	0,070		
2	20/08	5h50	3,17	9h20	0,78				
						3,00	31,3		
						2,50	24,2		
						2,00	17,4		
						1,50	11,1		
						1,00	5,50		
3	30/08	13h40	0,56	14h40	0,62	0,59	1,51	3,25	9,30
4	31/08	9h15	0,32	9h35	0,32	0,32	0,340		
5	1/09	10h20	0,29	?	0,29	0,29	0,150		
<u>1965</u>									
6	11/07	16h30	0,46	17h15	0,41	0,44	0,390	2,35	8,60
7	14/08	?	0,36	?	0,36	0,36	0,102		
<u>1966</u>									
8	27/06	8h00	0,35	8h45	0,35	0,35	0,058		
9	30/06	8h20	0,81	9h05	0,79	0,80	3,80	5,64	10,1
10	30/06	9h15	0,79	11h25	0,53				
						0,80	3,60		
						0,70	2,12		
						0,60	1,26		
11	9/08	7h10	1,63	8h10	1,60	1,62	11,9	14,0	11,8
12	9/08	8h15	1,60	11h30	0,71				
						1,50	10,5		
						1,25	8,0		
						1,00	5,9		
						0,80	3,9		
13	9/08	16h40	0,41	17h10	0,41	0,41	0,418	2,32	8,80

Nota : Les sections de l'échelle et de jaugeage sont confondues.
La section de jaugeage est équipée d'un transporteur aérien.

Tableau 2.1 (suite)

No	hm	U	Mode opératoire	Moulinet	Hélice	Observations
	m	m/s				
1			seuil Neyrpic			précis
2		0,97*	saumon 50 kg	OTT		jaugeage à 8
		0,95*		Arkansas		verticales
		0,92*		n°12018	2/1	indépendantes
		0,86*				7 points/vert.
		0,74				précis
3	0,35	0,46	saumon 25 kg	"	1	correct
4		0,48	micromoulinet	OTT n°?		bon
5		0,32	idem	"		correct
6	0,27	0,17	saumon 25 kg	OTT 12018	1	vitesse faibles
7			seuil Neyrpic			correct
8			seuil Neyrpic			"
9	0,56	0,67	saumon 25 kg	OTT 12022	1	
10		0,66*				jaugeage à 5
		0,47*				verticales
		0,35*				indépendantes
						peu précis
11	1,19	0,85	saumon 50 kg	OTT 12022	2	complet, bon
12		0,81*		OTT 12022	2	jaugeage à 8
		0,79*				verticales
		0,79*				indépendantes
		0,72*				et 5 points par
						vert. - précis
13	0,26	0,18	saumon 25 kg	OTT 12022	1	vitesse faibles

* : valeur calculée d'après la section mouillée mesurée sur le profil transversal.

Nous conseillons très vivement d'effectuer ces contrôles d'une manière systématique, pour chaque jaugeage et non pas, comme on le fait généralement, après report des couples (Q,H) sur un graphique. Le contrôle n'est alors fait que pour les points dont la position est jugée anormale; ceci peut conduire à rejeter un jaugeage excellent et à conserver une série de 4 à 5 mesures comportant une erreur systématique évidente sur les originaux.

Le résultat de l'examen critique systématique des jaugeages est une appréciation de la confiance que l'on peut accorder, à priori, aux deux termes du couple "débit jaugé-hauteur associée".

II.133- Répartition des jaugeages -

A une chronique limnimétrique homogène sont associés une période de validité et un intervalle de variation de la hauteur, défini par les cotes extrêmes observées. La répartition des jaugeages utilisables pour l'étude du tarage de cette chronique doit être analysée sous ce double aspect.

Une répartition chronologique favorable est caractérisée, pour un cours d'eau pérenne, par une distribution périodique régulière des jaugeages de moyennes et basses eaux (de 15 jours à 3 mois suivant le régime) et par l'absence de longues périodes sans aucune mesure.

De même la répartition dans l'intervalle des cotes extrêmes doit être homogène. Une première idée de la qualité de la répartition des jaugeages suivant les hauteurs est apportée par l'examen de la liste rangée par hauteurs croissantes. Cette liste présentée sous la forme du tableau 2.2. (bassin versant de l'oued KADIEL) est établie à partir de la liste chronologique. Elle permet de situer très rapidement les intervalles de hauteurs où le nombre des jaugeages est insuffisant et d'estimer l'amplitude des extrapolations aux deux extrémités de l'intervalle de définition.

En résumé :

- l'inventaire des données nécessaires pour le tracé de la courbe de tarage comprend le dossier technique de la station, la chronique limnimétrique et la liste des jaugeages;
- la chronique limnimétrique, qui doit être homogène, continue et fidèle, est caractérisée par sa période de validité et l'intervalle des hauteurs extrêmes observées;
- la liste chronologique des débits est établie, autant que possible, à partir des documents de jaugeages originaux et chaque valeur est critiquée avant report sur le graphique de tarage.

Tableau 2.2 Oued KADIEL : liste des jaugeages rangés suivant l'ordre croissant des hauteurs associées

No	Date	Hauteurs à l'échelle en m			Débit m ³ /s	Symbole	Observations
		début	fin	associée			
1	26/07/64	0,20	0,20	0,20	0,070	x	
5	1/09/64	0,29	0,29	0,29	0,150	x	
4	31/08/64	0,32	0,32	0,32	0,340	x	
8	27/06/66	0,35	0,35	0,35	0,058	.	
7	14/08/65	0,36	0,36	0,36	0,102	+	
13	9/08/66	0,41	0,41	0,41	0,418	.	
6	11/07/65	0,46	0,41	0,44	0,390	+-	décru
3	30/08/64	0,56	0,62	0,59	1,51	-x-	crue
10	30/06/66	0,81	0,53	0,60 0,70 0,80	1,26 2,12 3,60	o o o	décru (continu)
9	30/06/66	0,81	0,79	0,80	3,80	.	
12	9/08/66	1,60	0,71	0,80 1,00 1,25	3,9 5,9 8,0	o o o	décru (continu)
11	9/08/66	1,63	1,60	1,62	11,9	-.-	
2	20/08/64	3,17	0,78	1,00 1,50 2,00 2,50 3,00	5,50 11,1 17,4 24,2 31,3	o o o o o	décru (continu)

II.2- PREPARATION DU GRAPHIQUE

Après le choix préalable du format et des échelles, les points de jaugeages sont reportés sur un papier millimétré. Les règles données ci-dessous sont également applicables aux graphiques représentatifs des courbes $U(h)$ et $KJ^{1/2}(h)$ qui sont généralement nécessaires pour le tracé de la courbe de tarage $Q(h)$ et, plus particulièrement, pour son extrapolation.

II.21- Choix du papier et du format

On utilise un papier millimétré, à graduations arithmétiques de façon à avoir une vision globale non déformée de la position et de la répartition des différents points.

Certains hydrologues complètent le graphique en coordonnées arithmétiques, par un graphique en coordonnées logarithmiques qui présente l'avantage de réduire la dispersion des points de moyennes et hautes eaux, autour de lignes à très grand rayon de courbure : il en résulte une meilleure appréciation du tracé de la courbe de moyennes et hautes eaux.

Le type de papier étant défini, reste à choisir le format. Les opinions diffèrent beaucoup sur ce point : certains utilisent des papiers de grand format (jusqu'à 60 ou 80 cm), d'autres refusent de sortir du format standardisé 21 x 29,7cm des blocs de papier millimétré, choix qui les contraint à utiliser des échelles plus petites et à tracer la courbe par tronçons.

Nous ne pensons pas que ce choix soit d'une importance très grande : l'intérêt fondamental de la méthode d'ajustement graphique est de "voir" la courbe.

Au stade de l'analyse préparatoire une vision globale est nécessaire pour vérifier les hypothèses préalables faites sur le type de tarage (univocité, stabilité). Le premier graphique, exploratoire, doit contenir tous les points de jaugeages correspondants à une chronique limnimétrique homogène : le format est donc suffisamment grand, sans pour autant dépasser les limites d'une table de travail.

Le format 30 x 40 cm est celui qui répond le mieux à ces deux exigences et c'est, sans doute pour cette raison, qu'il est le plus fréquemment utilisé.

II.22- Choix des échelles

Il est fait en respectant la règle suivante : le nombre maximal de points doit se placer dans l'angle formé par les demi-droites de pente 30 et 60 degrés (figure 2.2).

Cette règle n'est pas toujours facile à respecter dans le cas d'un graphique unique. Elle conduit généralement à porter dans un autre système d'axes les jaugeages de très basses eaux, après avoir doublé ou quadruplé l'échelle des ordonnées.

Pour des raisons de commodité dans le report des points et pour éviter des erreurs, il est recommandé de choisir des facteurs d'échelle aussi simples que possibles, en évitant absolument le chiffre 3 et ses multiples.

Nous conseillons les valeurs suivantes, sachant que les chiffres entre parenthèses, quelquefois utiles, conduisent à des échelles plus difficiles à utiliser :

- pour l'axe des abscisses (hauteurs d'eau) : 1, 2, (4), 5, 10, 20, (40) et 50 centimètres par cm, soit une amplitude maximale de 15 m pour une abscisse utile de 30 cm;
- pour l'axe des ordonnées (débits) : 1, 2, (4), $5 \times 10^{+2}$ m³/s par cm soit 20 valeurs entre 10 l/s et 500 m³/s, soit une amplitude maximale de 20 000 m³/s, pour une ordonnée utile de 40 cm.

On choisira la même échelle sur l'axe des abscisses pour les graphiques $U(h)$ et $KJ^{1/2}(h)$. Par contre pour les ordonnées, on prendra :

0,1 - 0,2 ou 0,5 m/s par cm pour les vitesses,
0,05 - 0,1 - 0,2 ou 0,5 unités par cm pour le produit $KJ^{1/2}$.

Pour des raisons de précision, il est souvent indispensable d'adopter, pour un même tarage, des échelles différentes selon l'amplitude de l'intervalle des débits ("courbes" de basses eaux, de moyennes et hautes eaux). Dans ce cas, les différents tronçons doivent impérativement se recouvrir largement.

II.23- Repérage des points

Pour mieux comprendre la disposition des points sur le graphe et en analyser la dispersion, il est important de choisir une méthode de repérage des différents jaugeages.

En pratique, la méthode la plus pratique est le double repérage par couleurs et par symboles. Elle suppose un regroupe-

ment préalable des jaugeages correspondant à une chronique limnimétrique homogène par sous-ensembles présentant des critères identiques. Par exemple une même couleur caractérise tous les jaugeages d'une année ou d'une période comprise entre deux crues importantes, et un même symbole identifie le mode opératoire (mesure complète 'x', partielle 'o', par verticales indépendantes '*') ou le sens de variation du plan d'eau (crue '+' ou décrue '-').

Dans l'hypothèse d'une recherche plus spécifique des causes de dispersion, on peut utiliser des symboles différents pour caractériser la position exacte de la section de jaugeage, le numéro du moulinet ou de l'hélice ou encore l'opérateur.

Y. BRUNET-MORET utilise, lorsqu'il pense avoir à faire à une station non univoque à correction de gradient limnimétrique (cf. chapitre III), une symbolisation crue-décrué à l'aide de flèches dirigées, suivant le cas, vers le haut ou vers le bas et de longueur approximativement proportionnelle au gradient.

Le choix des couleurs et des symboles utilisés est indifférent. Par contre, il est conseillé de l'indiquer sur les listes de jaugeages et sur le graphique.

Il n'est pas conseillé de repérer les jaugeages par leur numéro d'ordre de la liste chronologique : ce système est inutilisable si le nombre de points sur le graphique dépasse 20 ou 25 et il peut prêter à confusion dans le cas des tarages non univoques quand une variable secondaire est associée à chaque point (fig. III.5 - Stung SANGKER à BATTAMBANG).

En résumé :

- le choix du format et des échelles conduit à tracer, autant que possible, des courbes "centrées" (entre 30° et 60°) sur des papiers en coordonnées arithmétiques;
- le double repérage des points, par couleurs et par symboles, prépare l'analyse de dispersion.

II.3- ANALYSE DE LA DISPERSION DES POINTS

Avant de tracer une courbe, il convient de vérifier si la position des points sur le graphique est en accord avec la forme théorique, déduite des hypothèses faites sur le fonctionnement hydraulique de la station.

Fig:II-2 _CHOIX DES ECHELLES GRAPHIQUES

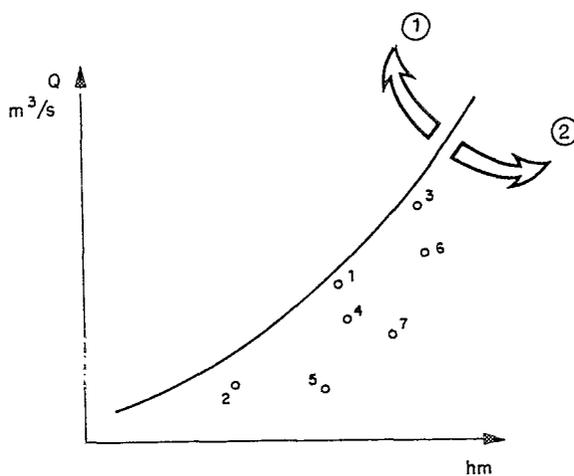
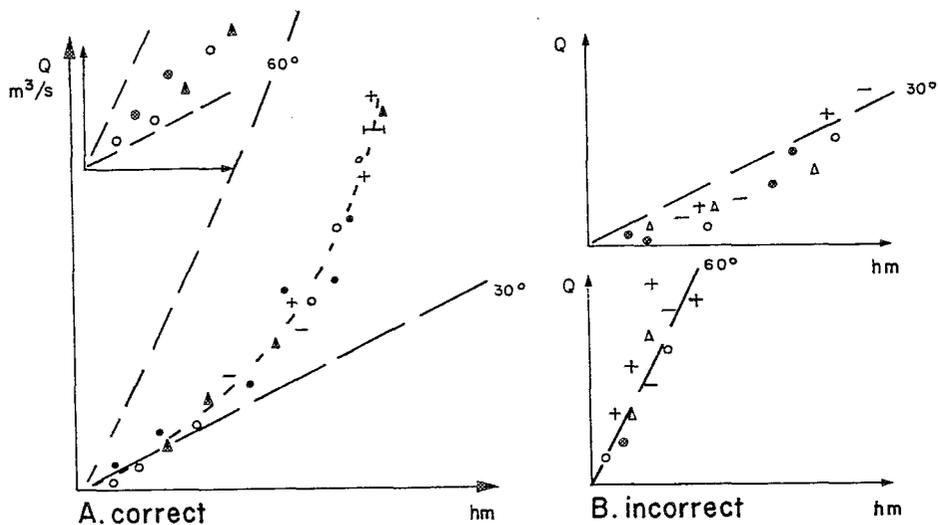


Fig:II- 3_ EVOLUTION PROGRESSIVE DE LA SECTION MOUILLEE

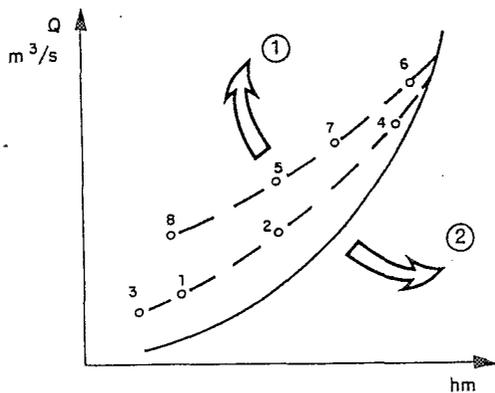


Fig:II- 4_ MODIFICATION RAPIDE DE LA SECTION MOUILLEE

o 1,2,...7,8 séquence chronologique

① augmentation de S

② diminution de S

Par exemple, on ne pourra considérer exacte l'hypothèse d'un tarage biunivoque stable, que si les points s'organisent suivant une seule direction, avec une dispersion faible et totalement indépendante de la date du mesurage, de la hauteur mesurée et du sens de variation du plan d'eau. Si ces trois conditions sont respectées, l'hypothèse initiale est exacte et la courbe de tarage peut être tracée.

Mais le problème est rarement aussi simple : les points sont généralement dispersés sur le graphique et la dispersion doit être expliquée, soit par le caractère non-univoque du tarage, soit par des anomalies et/ou des erreurs de mesurage. Cette analyse de dispersion qui ne peut être valablement faite que si le nombre des jaugeages est suffisant, s'appuie aussi sur l'examen des courbes $S(h)$, $R(h)$ et $KJ^{1/2}(h)$.

II.31- Recherche des critères de non-univocité

La non-univocité du tarage peut avoir différentes origines qui peuvent être rapportées à deux types d'instabilité :

- l'instabilité géométrique qui affecte la section de l'échelle et/ou la section de contrôle;
- l'instabilité hydraulique, qui se traduit par l'existence d'une pente superficielle variable pour une même hauteur d'écoulement.

II.311- Instabilité géométrique -

Elle entraîne une organisation chronologique dans la répartition des points, quelle que soit l'origine de l'instabilité :

- variation du profil transversal (échelle ou contrôle) par remblaiement ou creusement;
- croissance de la végétation ou nettoyage du lit;
- relèvement (ou abaissement) naturel ou artificiel d'un contrôle;
- etc....

Si la déformation est continue, le déplacement des points est progressif et se fait (fig.2.3) :

- soit dans le sens d'une diminution relative du débit si la section mouillée diminue (remblaiement, relèvement du contrôle aval, croissance de la végétation);

- soit, au contraire, dans le sens d'une augmentation relative du débit si la section mouillée s'accroît (creusement, érosion d'un seuil, abaissement du contrôle).

Quand la déformation du lit est brutale, par à-coups (crues violentes, nettoyage de la section, relèvement d'un seuil mobile...), le déplacement des points est instantané, dans un sens ou dans l'autre, suivant qu'il y a diminution ou augmentation de la section mouillée (fig.2.4).

La distinction des deux types d'évolution du tarage est important. Dans le cas d'une instabilité discontinue, le tarage peut être défini par plusieurs courbes univoques successives, rattachées à des sous-chroniques limnimétriques homogènes.

C'est le cas de la plupart des stations à lit faiblement instable tel que l'oued KADIEL dont le tarage, présenté dans ce chapitre (fig. 2.11), est du type biunivoque transitoire (voir aussi l'exemple de la Sanaga à EDEA - Annexe 5).

Lorsque l'instabilité est progressive (végétation à croissance rapide par exemple) ou cyclique (creusement puis remblaiement à chaque crue), le découpage en courbes biunivoques est théoriquement impossible : le tarage est représenté par une surface, ainsi qu'on le verra au chapitre III.

II.312- Instabilité hydraulique -

Elle se traduit, lorsqu'elle est apparente sur le graphique, par une nette dépendance de la position des points et des mouvements relatifs du plan d'eau au cours d'un même cycle hydrologique. Elle entraîne donc une organisation cyclique des points. La forme "en raquette" (fig. 2.5) apparaît généralement bien, si l'on a pris la précaution de donner une couleur différente à chaque ensemble de jaugeages se rapportant à une même crue, quelle qu'en soit sa durée.

L'identification d'un seul cycle dans un ensemble de points, même s'il est incomplètement dessiné peut être considéré comme un indice à peu près certain de non-univocité (sauf erreur systématique de mesurage).

L'organisation cyclique peut passer inaperçue :

- si la tendance non-univoque est peu marquée (écart entre les courbes de crue et décrue très faible);
- si les jaugeages exécutés dans un même cycle sont en nombre insuffisant ou mal répartis entre les phases ascendantes et descendantes du plan d'eau;
- si une organisation chronologique ou des erreurs de mesurage augmentent la dispersion des points.

La définition du tarage des stations non univoques à géométrie stable fait appel à des méthodes mi-graphiques, mi-analytiques qui sont décrites au chapitre III. Néanmoins pour un cycle hydrologique déterminé, ou pour une succession de cycles, s'il y a stabilité hydraulique de l'un à l'autre, la courbe "en raquette" peut être tracée suivant les règles exposées au paragraphe II.4-.

II.32- Anomalies

L'analyse de la répartition des points représentatifs peut être considérablement compliquée par des points aberrants ou des erreurs systématiques, considérées à tort comme des indices d'instabilité.

Lorsqu'une séquence chronologique donne à penser qu'il peut exister une instabilité géométrique, il faut vérifier que ceci n'est pas le fait d'une déviation systématique des valeurs, imputable :

- soit au matériel utilisé (moulinet détaré);
- soit au mode de mesurage (technique ou opérateur);
- soit à la méthode de dépouillement (planimètre mal réglé, calcul incorrect ou mélange des modes de dépouillement, tantôt manuel, tantôt automatique).

De telles erreurs se produisent assez fréquemment et sont souvent à l'origine d'une fausse interprétation.

Il est pour cela recommandé aux hydrométristes de varier leurs méthodes de mesurage, d'utiliser plusieurs moulinets en alternance, de doubler le nombre de verticales lorsque la stabilité du plan d'eau le permet et de procéder à quelques dépouillements graphiques très minutieux, qui permettent d'évaluer l'erreur systématique faite par un calcul à l'ordinateur.

Une autre cause d'anomalie systématique assez fréquente est une hétérogénéité dans les cotes de jaugeages, due soit à l'existence de deux échelles, soit à un décalage entre éléments. La figure 2.6. illustre le cas d'une anomalie expliquée par la destruction de l'élément 0 - 3m, emporté par une crue en 1975, réinstallé dans une autre section et mal calé par rapport à l'élément 3 - 4m inchangé.

Les points aberrants qui se différencient nettement de la tendance à laquelle ils appartiennent chronologiquement, doivent être examinés attentivement. Après vérification de l'exactitude de leur report sur le graphique, un retour aux fiches originales de jaugeages est nécessaire pour expliquer la déviation qui peut éventuellement disparaître si l'erreur est corrigible. Avant de rejeter tout jaugeage anormal, il faut être certain qu'il ne peut appartenir à une tendance périodique dont

Fig:II- 5 _ ORGANISATIONS CYCLIQUES

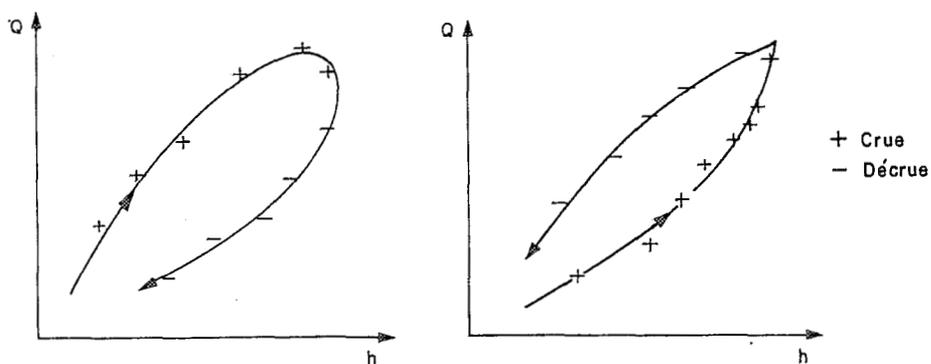


Fig:..II- 6 _ ANOMALIE SYSTEMATIQUE

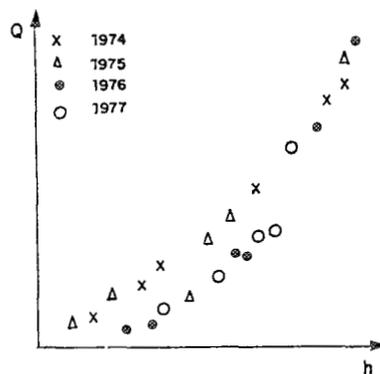
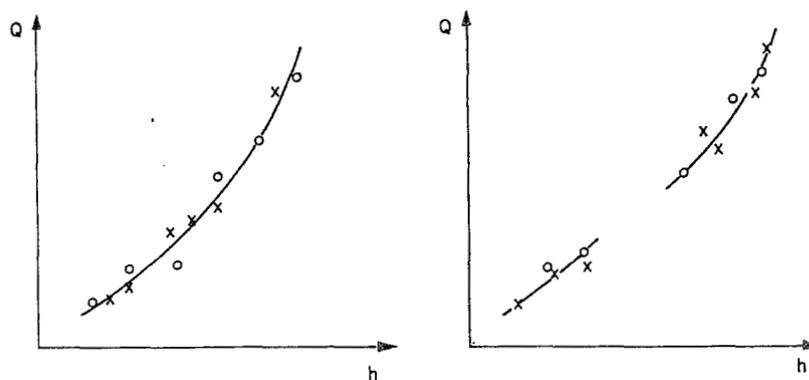


Fig:..II- 7 _ REPARTITION DES POINTS ET TRACÉ



il serait le seul témoin (cas fréquent dans les sections à forte instabilité). Un examen de la chronique limnimétrique apporte généralement une réponse.

En résumé :

- l'analyse de la répartition des points a pour but de vérifier les hypothèses faites à priori sur le type de tarage;
- à l'instabilité géométrique est associée une organisation chronologique et à l'instabilité hydraulique une organisation cyclique des débits de crue et de décrue;
- un point, en position anormale sur le graphique, peut être le seul indicateur d'une situation de tarage temporaire.

II.4- TRACE DE LA COURBE DE TARAGE

La courbe de tarage est tracée par tronçons successifs, indépendants entre eux, quand la densité des points est insuffisante dans certains secteurs. Il est important de bien cerner les singularités du tracé, qui doit être fait en minimisant les écarts à la courbe.

II.41- Règle pratique de minimisation des écarts

La position de la courbe à travers un ensemble de jaugeages est choisie de manière à répartir équitablement les points de part et d'autre du tracé (fig.2.7), tout en minimisant la somme des valeurs absolues des écarts relatifs (en %), entre le débit jaugé et le débit lu sur la courbe pour la même hauteur.

En effet dans le couple mesuré (h, Q) , la hauteur est connue avec une précision de 1 cm soit une précision relative absolue inférieure à 1% quand la cote dépasse 1 m, alors que la précision relative absolue du débit est au mieux de 5% (en moyenne). Avec le choix préconisé pour les échelles graphiques, cela signifie que l'abscisse h de chaque point est beaucoup moins imprécise que l'ordonnée Q .

En pratique, la règle d'égale répartition est appliquée par secteurs verticaux successifs, aussi étroits que le permet la densité des points, de façon à bien suivre les éventuelles singularités du tracé.

La figure 2.8 illustre l'application de cette règle, qui est particulièrement importante lorsque la dispersion des

Fig.:II-8 _EGALE REPARTITION DES POINTS
(d'apres J. HERBAUD)

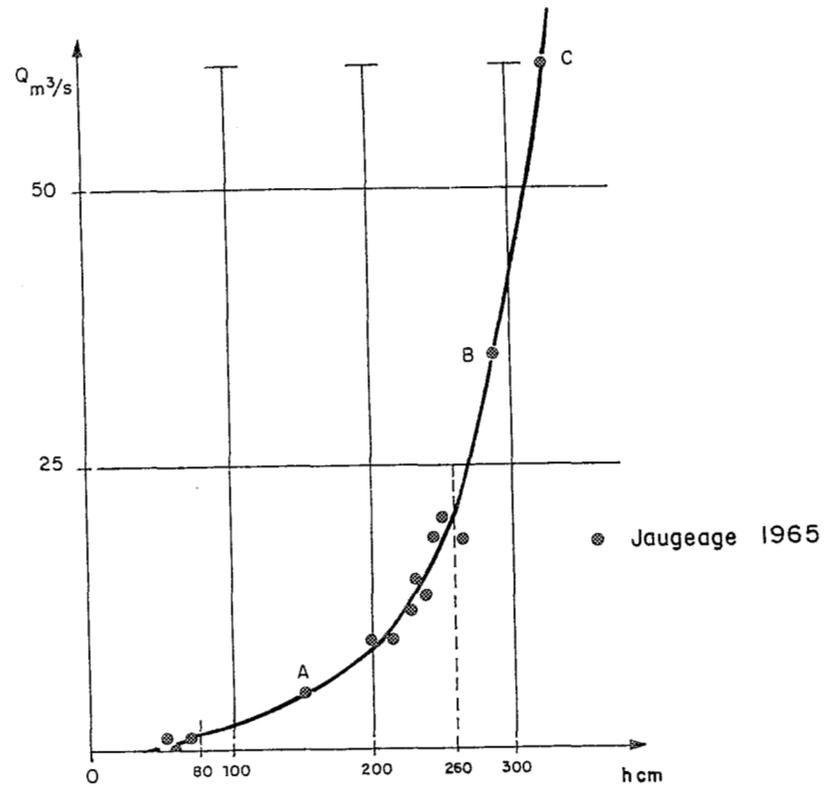
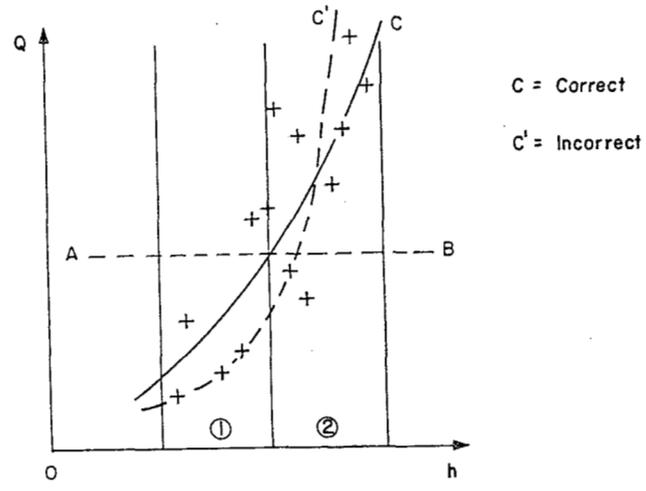


Fig.:II-9 _COURBE DE TARAGE DE L'OUED NIORDE

points est forte. Le tracé de la courbe (C) est correct car il répartit équitablement les points, tout en minimisant la somme des écarts relatifs, dans chacun des deux secteurs verticaux 1 et 2. Au contraire, la courbe (C') dont le tracé respecte l'égalité répartition des points suivant deux secteurs horizontaux séparés par la droite (AB), est erronée.

A noter que cette règle est applicable au tracé des courbes $S(h)$ et $K J^{1/2}(h)$.

En pratique, on conserve les points anormaux (qui n'ont pas été éliminés à priori par faute de motif connu) pour la répartition équitable, mais on les rejette pour la minimisation des écarts.

II.42- Poids relatif de chaque jaugeage

Il serait anormal, dans l'application de la règle précédente, d'accorder le même poids à un jaugeage complet et à un débit partiellement ou totalement estimé. Le tracé de la courbe doit être fait pour minimiser, en priorité, les écarts des valeurs sûres.

La précision des mesures est normalement meilleure pour les débits faibles à moyens. Elle diminue vers les débits de très hautes eaux (difficultés de mesurage) et vers les débits de très basses eaux (vitesses d'écoulement très faibles). Mais il arrive souvent que des débits soient partiellement estimés une année, et totalement mesurés l'année suivante. Si le tarage n'a pas changé d'une année sur l'autre, les mesures complètes sont prioritaires et doivent déterminer le tracé de la courbe.

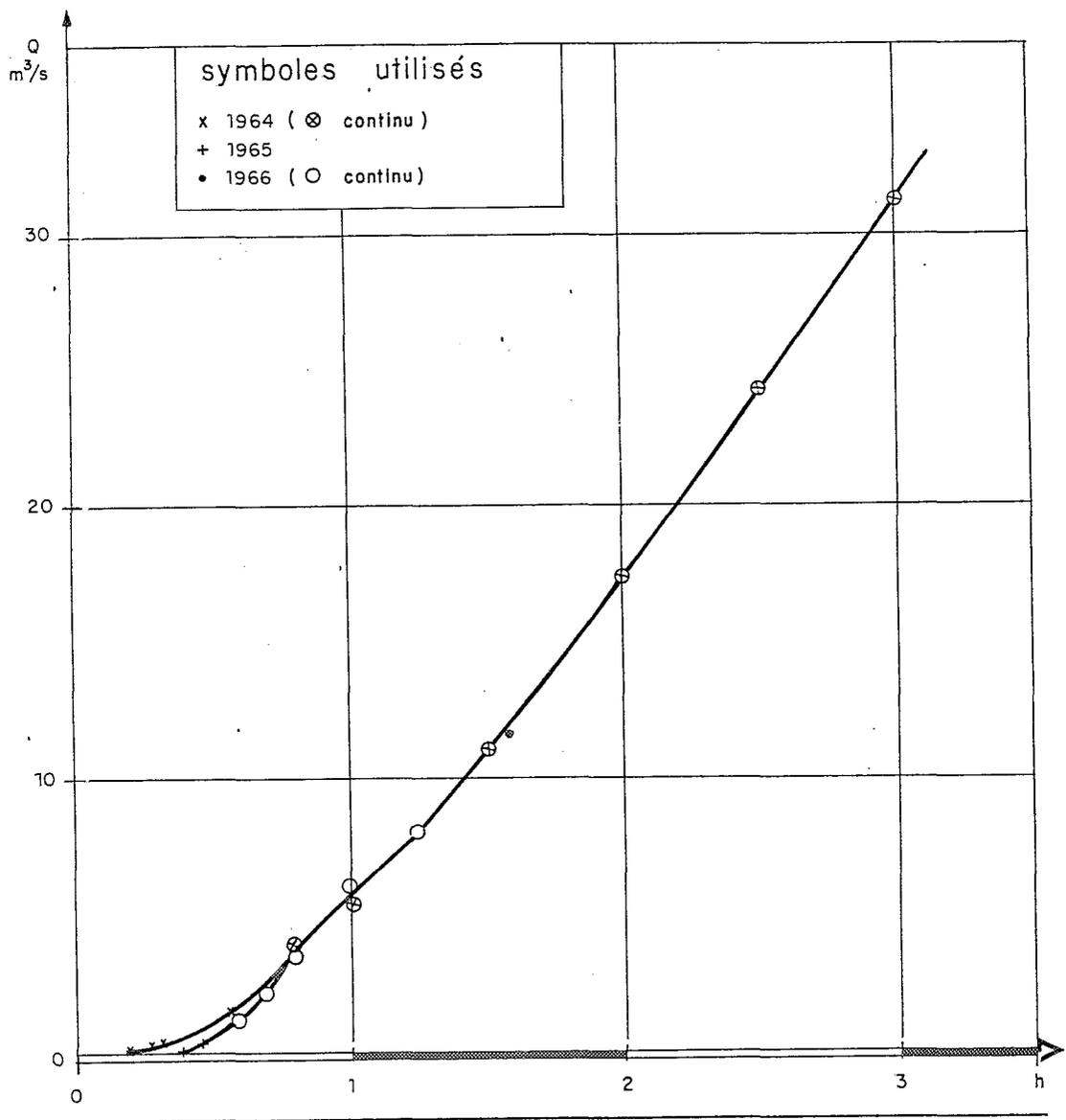
Cette observation met en valeur tout l'intérêt de l'examen critique des originaux de terrain et l'utilité des commentaires portés dans la liste chronologique des jaugeages.

II.43- Précision du tracé

La précision du tracé dépend exclusivement du nombre de points et de leur répartition dans l'intervalle de variation des hauteurs extrêmes observées.

La dispersion des points n'intervient pratiquement pas dans la précision, si la règle d'égalité répartition est correctement appliquée. En effet, étant donné l'erreur relative importante due à la technique de mesurage du débit, la dispersion augmente nécessairement avec la quantité des jaugeages mais chaque mesure contribue à une meilleure définition du tracé.

Fig. II-10_OUED KADIEL-TRACE DE LA COURBE DE TARAGE



Il ne faut pas se fier à l'apparente précision d'une courbe tracée sur quelques points alignés. Dans l'exemple de la figure 2.9, le seul tronçon de la courbe de tarage défini avec précision se situe entre les hauteurs 2 et 2,60 m en raison du nombre de jaugeages. Entre 0,80 et 2 m et au-dessus de 2,60 m, la courbe est définie par 3 jaugeages seulement, représentés sur la figure par les points A, B et C.

Cet exemple montre bien l'importance de la quantité et de la répartition des jaugeages, mais aussi de la qualité du mesurage. La précision du tracé entre les cotes 0,80 et 2 m, par exemple, dépend exclusivement du point A et la confiance que l'on accordera au tarage dans cet intervalle de hauteurs, dépend directement de la précision du jaugeage correspondant à ce point.

Y. BRUNET-MORET relate que dans sa carrière d'hydrologue, il n'a jamais hésité, chaque fois que les conditions de variation de la hauteur le permettaient, à faire des jaugeages avec 40 verticales et plus. L'augmentation de la durée du mesurage n'est rien, en regard du gain de précision et de l'importance d'un tel jaugeage pour la définition du tarage de la station.

Toute insuffisance dans le travail de terrain, apparait irrémédiablement au moment du tracé de la courbe de tarage.

II.44- Exemple de l'oued KADIEL

Un premier graphique (fig. 2.10) tracé avec les échelles 0,2 m par cm pour les hauteurs et 2 m³/s par cm pour les débits, à partir du tableau 2.2 de la page 10, montre :

- que la dispersion générale est faible;
- que la répartition entre les hauteurs 0,2 m et 3 m est très correcte, bien que le nombre de jaugeages soit assez réduit;
- que le recoupement des séries de jaugeages continus de 1964 et 1966 entre 0,8 - 1 m et 1,50 m est bon;
- qu'un regroupement chronologique des mesures de basses eaux permet de différencier les jaugeages de 1964 de ceux effectués en 1965 et 1966.

Cette organisation, bien visible après un changement des échelles (0,1 m et 0,5 m³/s par cm - fig. 2.11), n'est pas imputable à la méthode de mesurage puisque deux techniques ont été utilisées : seuil NEYRPIC et micromoulinet.

Le changement de tarage qui se produit avant le 1er jaugeage de 1965 (n°6 du tableau 1.2), est dû à des travaux de réfection d'un petit seuil, situé à une dizaine de mètres à l'aval de l'échelle.

Par ailleurs, aucun signe de non-univocité n'apparait.

Fig. II-11 - OUED KADIEL - TARAGE DES BASSES EAUX

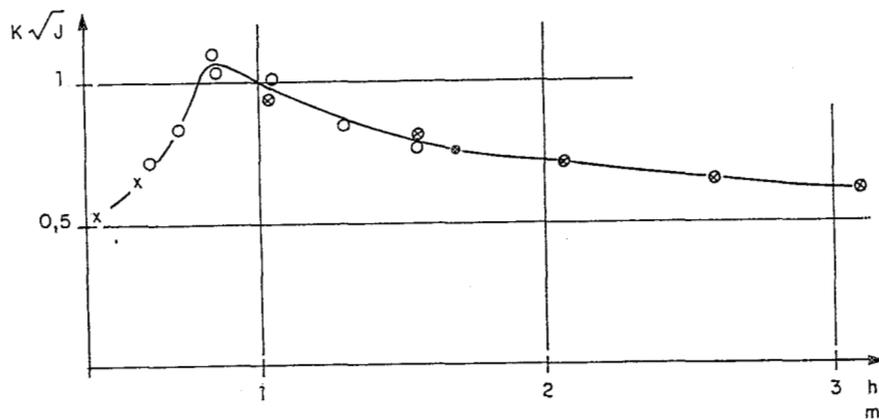
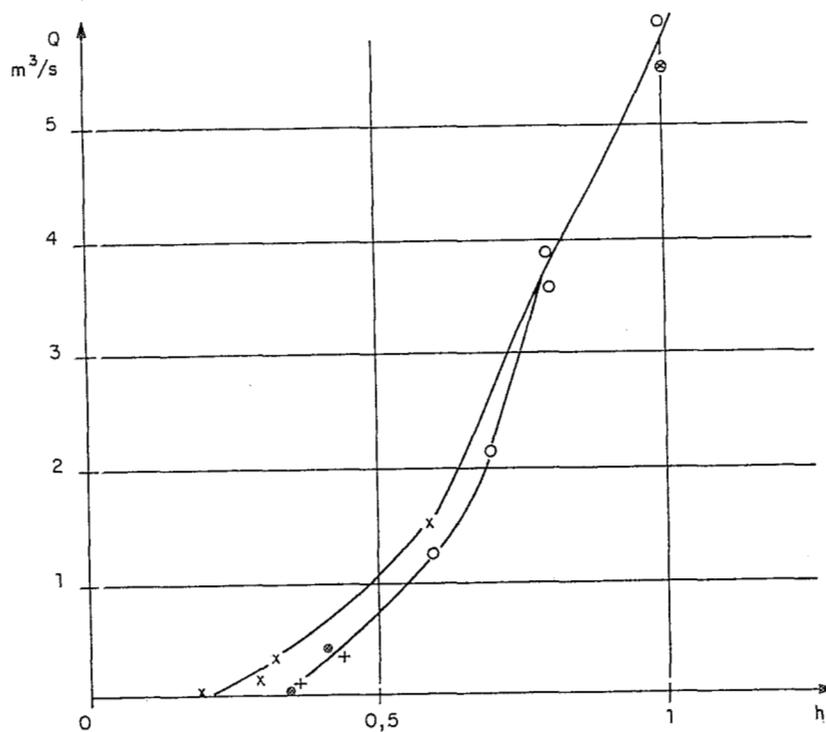


Fig. II-12 - OUED KADIEL - COURBE $K\sqrt{J}$ (h)

symboles utilisés {

- x 1964 (⊗ continu)
- + 1965
- 1966 (○ continu)

Le tracé de la courbe de moyennes eaux de 0,8 à 3 m ne présente aucune difficulté. Sa forme n'est pas aussi régulière que l'on pouvait le penser à l'examen de la courbe $S(h)$ (fig.1.3) La "bosse", entre les cotes 0,6 m et 1 m est caractéristique d'un double contrôle aval : le premier est le seuil aval signalé ci-dessus qui passe en régime noyé vers la hauteur 0,8 m, le second s'exerce par un coude brusque avec rétrécissement de la partie basse du lit mineur, qui est situé à environ 75 m à l'aval du précédent.

La courbe $K J^{1/2}(h)$ construite à partir des jaugeages (fig.2.12) montre bien la diminution de la pente hydraulique, due à l'existence du second contrôle (cotes > 1m). La valeur de $K J^{1/2}$ n'est pas encore stabilisée à la cote 3 m, bien que sa décroissance aille en s'atténuant. Ce graphique ne permet pas néanmoins de connaître avec certitude la valeur de $K J^{1/2}$ pour la cote maximale observée égale à 4,02 m.

En résumé :

- le tracé de la courbe est fait en suivant la règle d'égalité de répartition des points avec minimisation de la somme des écarts relatifs entre débit mesuré et débit lu sur la courbe pour la même hauteur;
- la précision du tracé ne dépend que de la quantité et de la répartition des jaugeages.

II.5- EXTRAPOLATION DE LA COURBE DE TARAGE

La relation Q/h doit être définie dans la totalité de l'intervalle de variation des hauteurs d'une chronique limnimétrique homogène. Cet intervalle, limité par les hauteurs minimale et maximale lues sur l'échelle, est désigné par intervalle de définition du tarage.

En général, le nombre de jaugeages est insuffisant, ou bien la répartition est mauvaise, et la courbe de tarage est incomplète : elle doit donc être extrapolée à ses extrémités.

Les méthodes d'extrapolation diffèrent suivant que le tracé de la courbe doit être prolongé "vers le haut" (moyennes et hautes eaux) ou "vers le bas" (basses eaux).

L'extrapolation vers le haut, qui implique une bonne connaissance du fonctionnement hydraulique de la station en très hautes eaux, peut conduire à modifier le tracé de la courbe : il est recommandé de la faire avant l'extrapolation vers le bas.

II.51- Remarques préalables

II.511- Section de référence -

Dans un cours d'eau naturel, la relation Q/h n'est pas spécifique de tout un bief mais seulement d'une section unique de ce bief : celle de l'échelle limnimétrique où sont observées les hauteurs. En conséquence, tous les paramètres géométriques et dynamiques, utilisés ci-après pour l'extrapolation de la courbe de tarage se rapportent à la section de l'échelle, à l'exclusion de toute autre section.

II.512- Tracé et extrapolation -

Dans certaines stations à forte instabilité, le nombre de jaugeages permet seulement de définir quelques tronçons isolés de chacune des courbes. Il est essentiel dans ce cas, tant pour le tracé que pour l'extrapolation, de s'appuyer sur l'allure générale de toutes les courbes, la seule prise en compte des jaugeages réalisés dans la période de validité, pouvant conduire à une erreur de tracé.

B. BILLON en donne un bon exemple dans l'étude du tarage de l'oued MASSA au MAROC, pour lequel ont été tracées 90 courbes de tarages en 19 années. La figure 2.13 montre :

- en A l'allure des 2 courbes de tarage dont on dispose et la position de 3 jaugeages, seules mesures disponibles dans la période récente;
- en B comment doit être fait le tracé, en fonction de l'allure des courbes antérieures;
- en C comment baser l'extrapolation, sur les courbes de hautes eaux déjà tracées.

II.52- Moyennes et hautes eaux

On considère souvent, par erreur, que pour extrapoler une courbe, il suffit de la prolonger sans introduire de discontinuité dans sa courbure : d'où l'utilisation abusive de certains instruments de dessin, appelés "perroquets ou pistolets", dont l'usage doit être strictement réservé au dessinateur.

Extrapoler une courbe, c'est d'abord s'interroger sur la continuité des conditions d'écoulement : comment varient la surface mouillée, la vitesse moyenne ou la pente superficielle lorsque le niveau s'élève au-dessus de la hauteur maximale jaugée?

Les méthodes d'extrapolation les plus usuelles sont décrites ci-après, suivant un ordre tel que les premières sont les plus faciles à mettre en oeuvre, mais également les plus rarement applicables, compte tenu de leurs contraintes d'utilisation.

Après l'exposé du principe théorique, un exemple d'application de la méthode aux données de l'oued "KADIEL" est présenté avec tous les détails du calcul.

Les méthodes d'extrapolation ne s'appliquent qu'aux stations à profil transversal stable, du moins dans la période de validité du tarage.

II.521- Extrapolation logarithmique -

Méthode universellement utilisée en raison de sa simplicité, elle n'est applicable que dans les sections de profil transversal très régulier.

Principe de la méthode

Si la courbe de tarage, du moins dans sa partie supérieure, est de type exponentiel, elle admet pour expression mathématique la formule :

$$Q = a (h - h_0)^n \text{ avec}$$

h = hauteur à l'échelle pour le débit Q ;

h_0 = hauteur à l'échelle pour le débit Q_0 ;

a et n sont des constantes si le lit est très stable et le profil en travers régulier.

Le procédé le plus simple, pour vérifier qu'il en est ainsi dans la section considérée, consiste à reporter les jauges sur un papier à échelles logarithmiques et à constater l'alignement des points (après détermination par essais successifs de la valeur de h_0 si nécessaire).

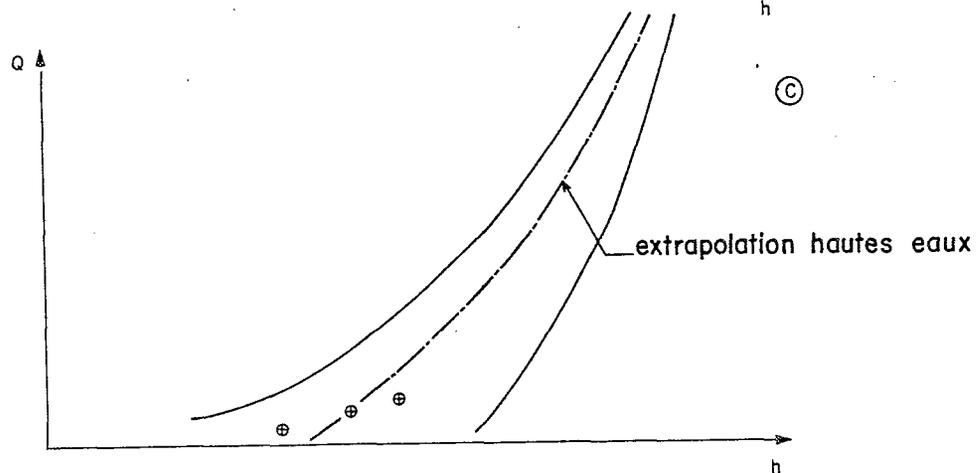
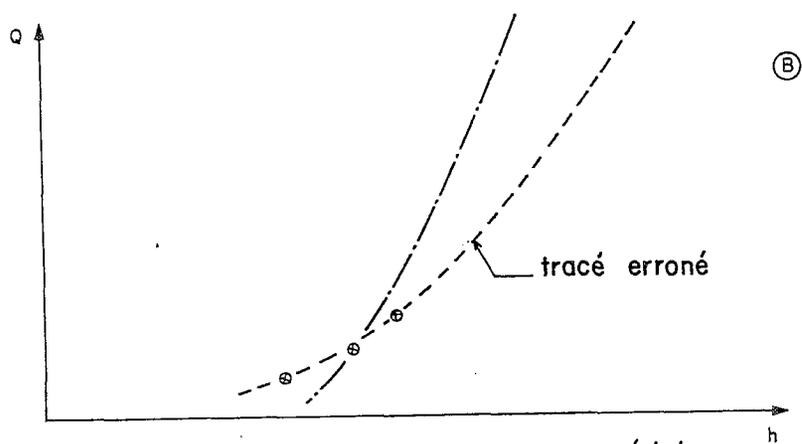
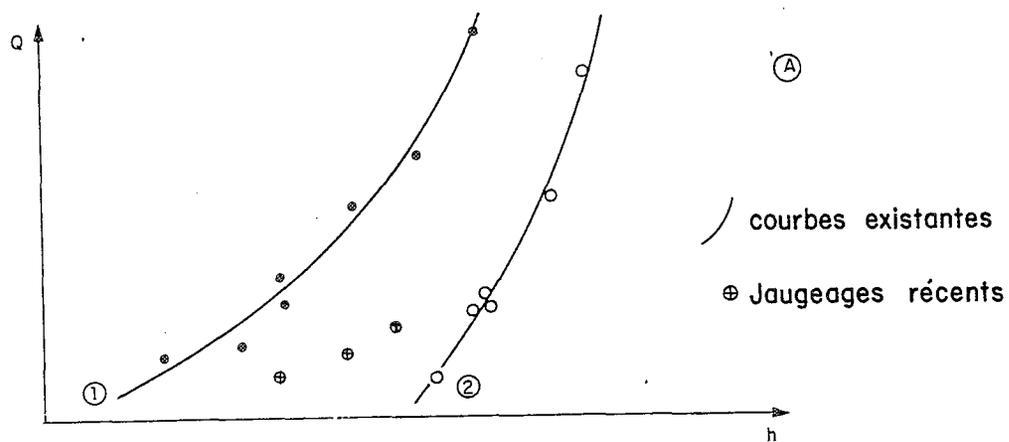


Fig.:II - 13 _TARAGE DE L'OUED MASSA (MAROC)
(d'apres B. BILLON)

En général, on observe une cassure entre les jaugeages de basses et moyennes eaux : ceci signifie que h_0 doit avoir une valeur assez élevée, qui correspond, au moins, à un recouvrement total du fond du lit mineur. Plus rarement apparaît une seconde cassure, si la station est à double contrôle aval.

Si l'alignement des points vers le haut est correct, on peut prolonger la droite jusqu'à la cote maximale observée.

Exemple d'application à l'oued KADIEL (fig.2.14)

La méthode logarithmique est applicable à la section de forme très régulière de l'oued KADIEL (fig. 1.3). Les jaugeages se répartissent suivant deux segments de droite, de part et d'autre de la hauteur charnière $h = 0,8$ m. Ce bon alignement des points et l'absence de discontinuité dans la courbe $S(h)$ entre les cotes 3 et 4 m, permettent l'utilisation de la méthode logarithmique, donc la prolongation de la droite jusqu'à la cote maximale observée $h = 4,02$ m, valeur pour laquelle le débit lu sur le graphique est de $50,8$ m³/s.

Le calcul des paramètres a et n de l'équation de la courbe de tarage $Q = ah^n$ ($h_0 = 0$ puisque les points s'alignent sans correction préalable des hauteurs) peut être fait de deux manières :

- soit à partir du graphique, en choisissant deux points quelconques de la droite, par exemple :

	$h = 1$ m	$Q = 5,7$ m ³ /s
et	$h = 3$ m	$Q = 32,0$ m ³ /s

on écrit :

- . $\log 5,7 = \log a + n \log 1$
soit $\log a = \log 5,7$ puisque $\log 1 = 0$

donc $a = 5,7$

- . $\log 32,0 = \log 5,7 + n \log 3$

soit $n = 1,57$

et l'équation de la courbe s'écrit : $Q = 5,7 h^{1,57}$

- soit par la méthode des moindres carrés, appliquée aux logarithmes des coordonnées des 9 jaugeages supérieurs à la cote 0,8 m. On trouve $a = 5,693$ et $n = 1,569$ avec r , coefficient de corrélation, égal à 0,999.

Les valeurs obtenues par les deux procédés sont identiques et donnent un débit de $50,6$ m³/s pour la hauteur $h = 4,02$ m.

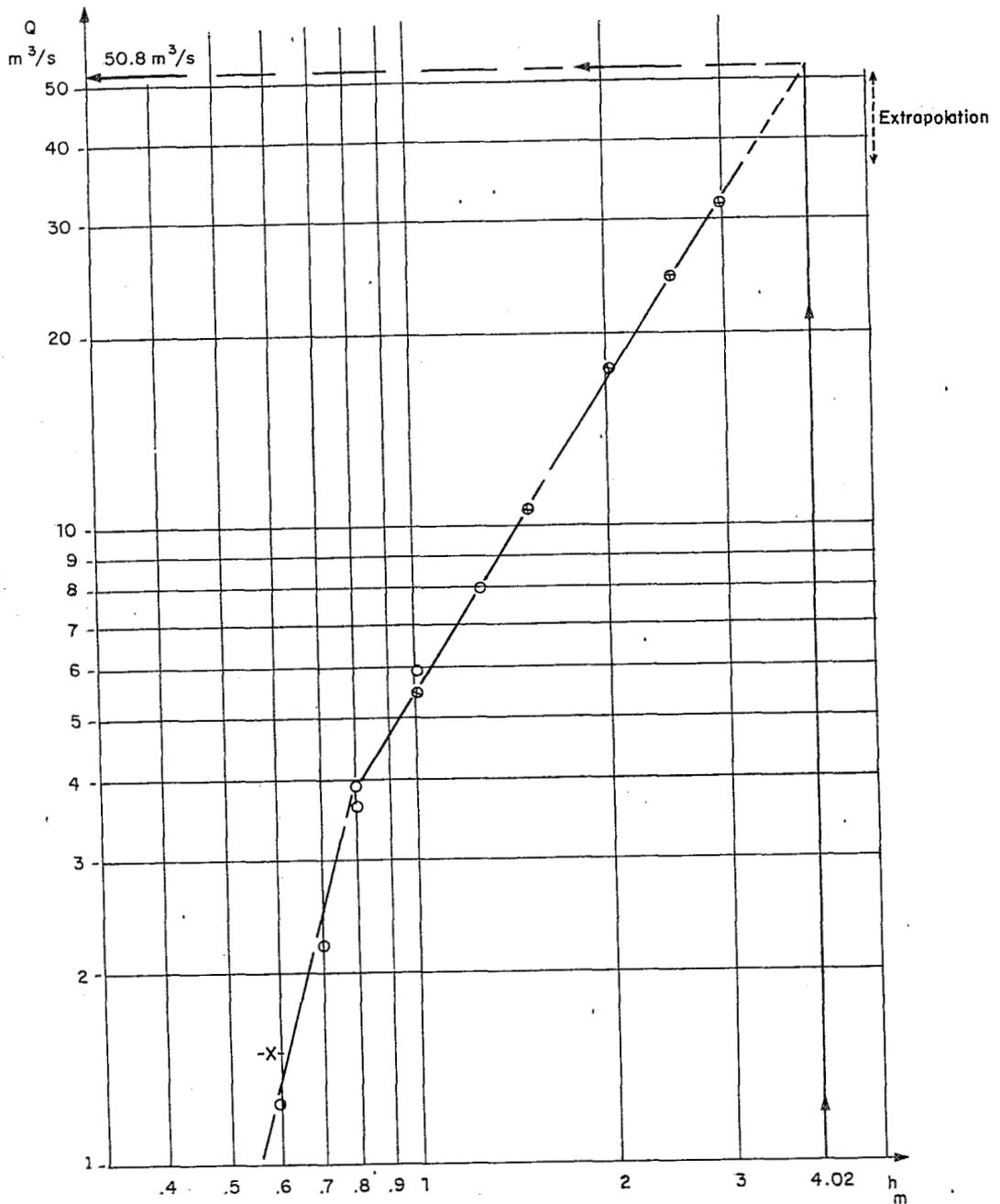


Fig.: II-14_ OUED KADIEL - EXTRAPOLATION LOGARITHMIQUE DE LA COURBE DE TARAGE

Contraintes d'utilisation

La méthode d'extrapolation logarithmique n'est applicable que dans certaines conditions très restrictives qui sont les suivantes :

1. relation Q/h univoque, de type exponentiel, caractérisée par un bon alignement des jaugeages sur un papier log-log;
2. jaugeages existants jusqu'à une cote suffisamment élevée pour que la direction de la droite soit bien définie;
3. profil en travers sans discontinuité de forme dans la tranche des hauteurs extrapolées;
4. contrôle aval permanent entre moyennes et hautes eaux.

Cas particulier des stations hydrométriques à seuil déversant

La relation Q/h des stations à seuil déversant est de la forme :

$$Q = a (h + aU^2/2g)^{1,5}$$

Si la hauteur cinétique $U^2/2g$, reste petite devant h , hauteur potentielle, c'est à dire si la pente à l'amont du seuil est presque nulle (vitesses d'approche très faibles), l'extrapolation logarithmique donne d'excellents résultats. Il faut néanmoins être certain que le seuil n'est pas noyé par un remous aval en régime de hautes eaux.

II.522- Méthode de STEVENS -

Cette méthode utilise la formule de CHEZY et n'est donc applicable qu'aux écoulements pseudo-uniformes.

Principe de la méthode

STEVENS écrit la formule de CHEZY (cf. § I.223) sous la forme $Q/SR^{1/2} = CJ^{1/2}$, après séparation des quantités $SR^{1/2}$ et $CJ^{1/2}$, appelées respectivement facteur géométrique et facteur de pente.

Dans les limites d'application de la formule de CHEZY, les deux termes de l'équation ci-dessus varient très peu.

$Q/SR^{1/2} = \text{constante}$ signifie que la fonction $Q = f(SR^{1/2})$ est représentée, dans un système d'axes rectangulaires, par une droite qui passe par l'origine. Cette droite, tracée à partir des jaugeages disponibles, peut être prolongée jusqu'à la valeur du facteur géométrique correspondant à la cote maximale observée.

La méthode est totalement graphique et son application est montrée sur l'exemple de l'oued KADIEL.

Exemple d'application à l'oued KADIEL.

Les données nécessaires pour la construction du graphique sont rassemblées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.3

h (m)	Débit jaugé (m ³ /s)				S (m ²)	R (m)	SR ^{1/2}
	20/8/64	30/8/64	30/6/66	9/8/66			
0,59		1,51			3,49	0,35	2,06
0,60			1,26		3,60	0,35	2,13
0,70			2,12		4,50	0,44	2,99
0,80			3,80	3,90	5,64	0,53	4,11
1,00	5,50			5,90	7,60	0,70	6,36
1,25				8,00	10,2	0,90	9,68
1,50	11,1			10,5	13,0	1,07	13,4
1,62				11,9	14,4	1,15	15,4
2,00	17,4				18,8	1,38	22,1
2,50	24,2				25,2	1,64	32,3
3,00	31,3				31,6	1,88	43,3
3,50					39,2	2,10	56,8
4,00					46,9	2,26	70,5

On construit, sur un même graphique, les courbes $Q = f(SR^{1/2})$ et $h = g(SR^{1/2})$: les quantités $SR^{1/2}$ sont portées en ordonnées, les hauteurs et les débits sont portés en abscisses sur deux demi-axes opposés (fig. 2.15).

L'alignement des points est acceptable, bien que la pente hydraulique ne soit pas stabilisée entre 1 et 3 mètres (voir fig. 2.12) : l'hypothèse du facteur de pente constant à partir d'une certaine cote, n'est donc pas bien respectée dans cette station.

Néanmoins une droite peut facilement être ajustée sur les 9 jaugeages dont la cote est supérieure à 0,8m ($Q > 4\text{m}^3/\text{s}$).

Son extrapolation jusqu'à la valeur de $SR^{1/2}$ correspondant à la hauteur 4,02m, permet de lire le débit correspondant : 51 m³/s.

Contraintes d'utilisation

Outre la stricte limitation liée à la nécessaire pseudo-uniformité de l'écoulement, la méthode de STEVENS n'est applicable que :

- si le profil est stable : $SR^{1/2}$ ne doit pas varier entre crue et décrue;
- si l'on dispose d'un nombre suffisant de jaugeages correctement alignés.

Remarque : la formule de CHEZY peut être remplacée par la formule de STRICKLER . On écrit : $Q/SR^{2/3} = KJ^{1/2} = \text{constante}$ et on utilise $SR^{2/3}$ comme facteur géométrique.

II.523- *Extrapolation par surface mouillée et vitesse moyenne* -

Cette méthode, au contraire des deux précédentes, est applicable aux sections de forme irrégulière.

Principe de la méthode

L'extrapolation de la courbe $Q(h)$ est faite en considérant séparément les deux composantes du débit :

- la surface mouillée S , de dimension L^2 (longueur au carré), est connue avec une bonne précision, si l'on dispose d'un profil transversal jusqu'à la cote maximale;
- la vitesse moyenne d'écoulement U , de dimension LT^{-1} , dont la croissance avec la hauteur, en moyennes et hautes eaux, est beaucoup moins rapide que celle du débit.

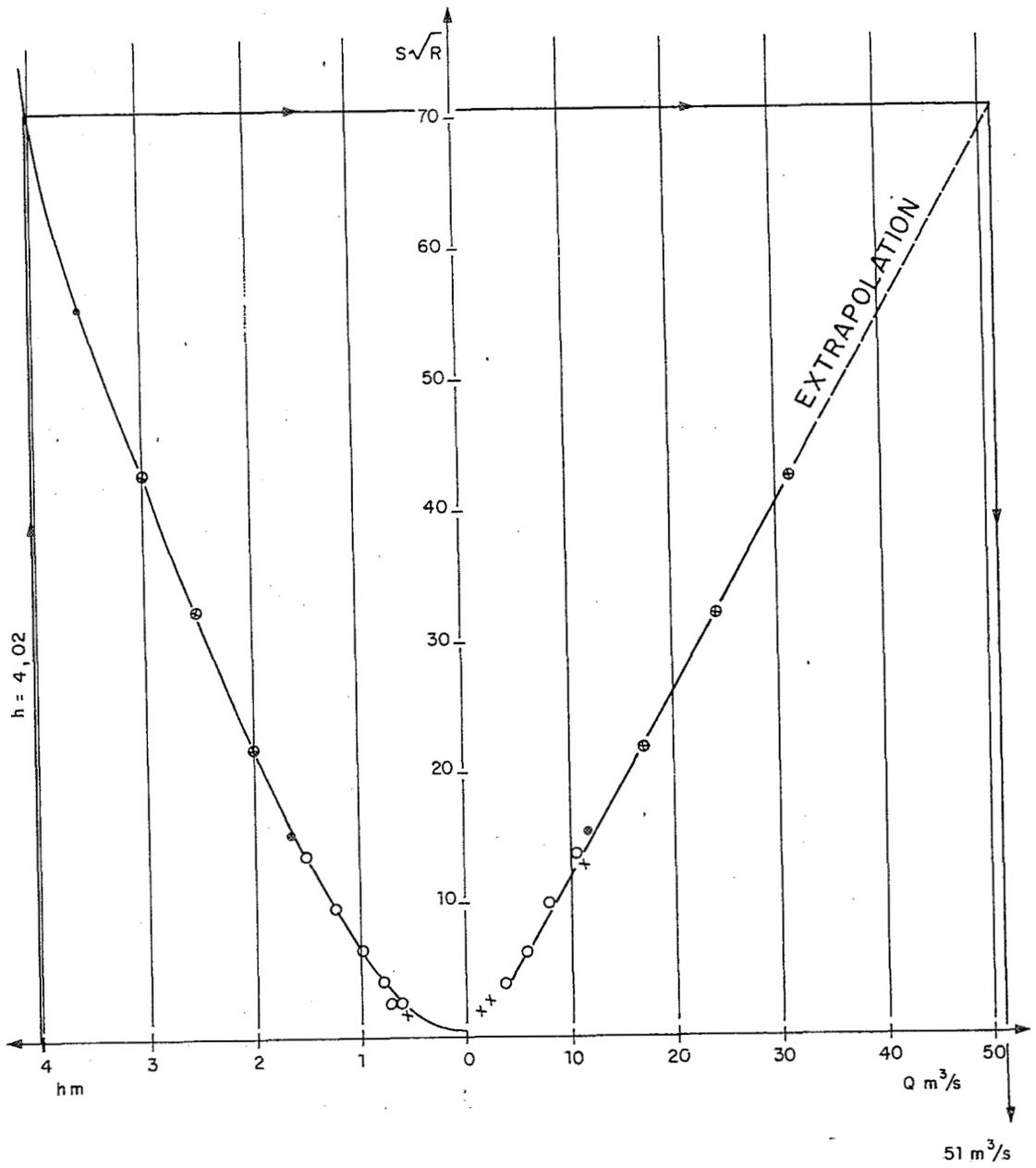
L'extrapolation de la courbe se résume donc, dans cette méthode, à celle de la courbe $U(h)$. La section transversale considérée est la section de l'échelle.

Mise en pratique

Les anomalies du profil transversal étant déjà prises en compte par la relation $S(h)$, la méthode est applicable aux sections de forme irrégulière, quand les conditions d'écoulement sont homogènes. C'est le cas, par exemple, dans un lit moyen, à une certaine distance des singularités.

Mais les conditions d'écoulement sont souvent hétérogènes dans une section transversale complexe : une partie du débit

Fig.: II -15_ OUED KADIEL-EXTRAPOLATION PAR LA METHODE DE STEVENS



transite à forte vitesse dans le lit moyen et le reste s'écoule dans un lit majeur, encombré de végétation ou partiellement barré par un remblais routier, par exemple.

Pour de tels profils, il est absolument nécessaire de décomposer la section transversale en sous-sections, homogènes quant aux conditions d'écoulement. Pour chacune d'elles sont tracées une courbe $S(h)$ et une courbe $U(h)$. La figure 2.16 montre comment doit être faite la décomposition d'une section transversale complexe, en trois sous-sections homogènes qui sont :

- le lit moyen -1- dont la courbe $S(h)$ est calculée jusqu'à la cote maximale, après prolongement fictif des berges, tout en conservant leur pente naturelle;
- le lit majeur de rive gauche -2- assez profond et libre de toute végétation;
- le lit majeur de rive droite -3- peu profond et encombré de végétation dense.

A chaque courbe $S(h)$ est associée une courbe $U(h)$ tracée à partir de tous les jaugeages ou estimations de débit. Si nécessaire, chaque jaugeage est décomposé pour le calcul de la vitesse moyenne dans chaque sous-section.

L'extrapolation de la courbe $U(h)$ peut être facilitée par l'application de la formule de STRICKLER :

- soit en calculant la vitesse moyenne pour toute valeur de la pente superficielle mesurée sur le terrain, la rugosité K étant estimée à partir des jaugeages;
- soit en considérant que la vitesse U varie comme la quantité $R^{2/3}$ (c'est à dire $U/R^{2/3} = \text{constante}$), si toutefois des observations de terrain ont permis de vérifier la stabilité de la pente superficielle en hautes eaux.

Les courbes $U(h)$ des sous-sections du lit majeur ne peuvent être construites que si les vitesses d'écoulement ont été mesurées sur le terrain. Dans ce cas, la courbe est ajustée au mieux sur les points disponibles et extrapolée linéairement. De fait, l'écoulement dans un lit majeur est d'une telle complexité qu'il est inutile de rechercher une précision illusoire.

En l'absence totale de mesures de vitesses dans le lit majeur, la seule ressource est une estimation directe tenant compte de la pente générale de la rivière, du tirant d'eau à la cote maximale et de la nature de la végétation. L'imprécision d'une telle estimation est grande mais l'erreur commise sur la totalité du débit est acceptable.

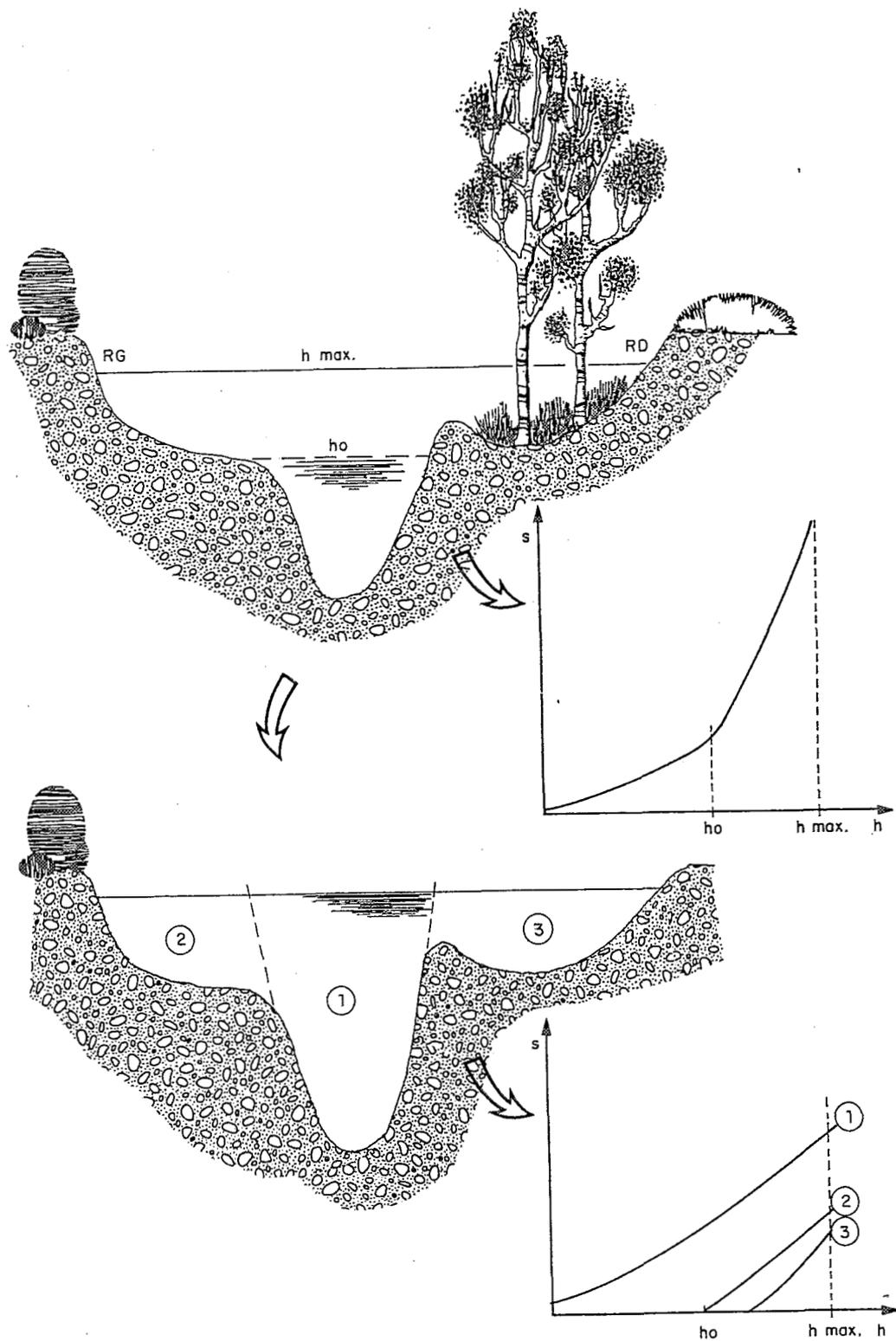


Fig.:II-16 - DECOMPOSITION D'UNE SECTION TRANSVERSALE COMPLEXE

D'ailleurs l'erreur provient souvent davantage de l'approximation avec laquelle la surface mouillée réelle est connue. Cette surface réelle peut être de 20 à 50% inférieure à la surface théorique calculée sur le profil, compte tenu de la végétation, des zones d'eau morte, des contre-courants et des pertes de charges ou variations latérales du niveau.

Ces remarques montrent combien il est important, lorsqu'une crue exceptionnelle déborde largement le lit mineur, de faire des mesures en priorité dans le lit majeur : si le débit maximal du seul lit moyen peut être calculé avec une bonne précision à partir des seuls jaugeages effectués avant débordement, il n'en est pas du tout de même du débit d'un lit majeur duquel on ne sait rien.

Exemples

1- Oued KADIEL -

La vitesse moyenne d'écoulement dans la section de l'échelle est calculée pour chaque débit mesuré. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4

h en m	Q en m ³ /s				S en m ²	U en m/s			
	1964		1966			1964		1966	
	20/8	30/8	30/6	9/8		20/8	30/8	30/6	9/8
0,59		1,51			3,49		0,43		
0,60			1,26		3,60			0,35	
0,70			2,12		4,50			0,47	
0,80			3,80	3,90	5,64			0,67	0,69
1,00	5,50			5,90	7,60	0,72			0,78
1,25				8,00	10,2				0,78
1,50	11,1			10,5	13,0	0,85			0,81
1,62				11,9	14,4				0,83
2,00	17,4				18,8	0,93			
2,50	24,2				25,2	0,96			
3,00	31,3				31,6	0,99			
3,50					39,2				
4,00					46,9				

Les deux courbes S(h) et U(h) sont généralement tracées dans un même système d'axes, avec un choix approprié des échelles en ordonnées (fig.2.17). La courbe U(h) a été ajustée sur la série des jaugeages de 1964, année de la cote maximale observée (4,02m).

Fig.:II-17 _OUED KADIEL - EXTRAPOLATION PAR SURFACE MOUILLEE ET VITESSE MOYENNE

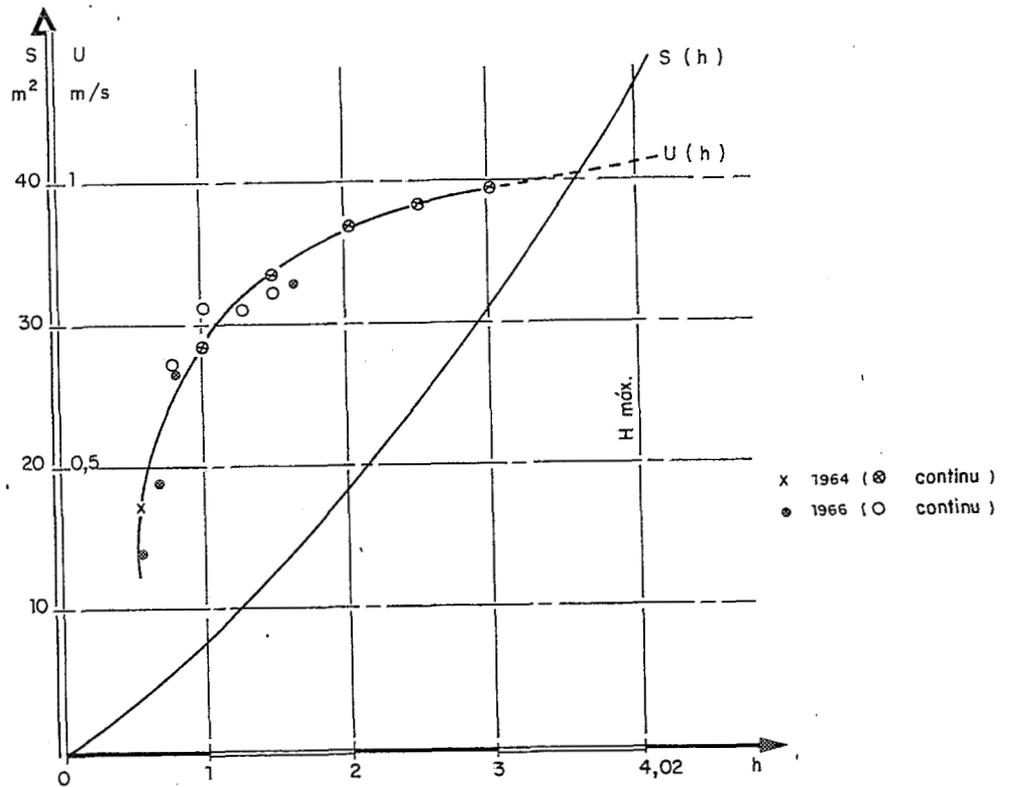
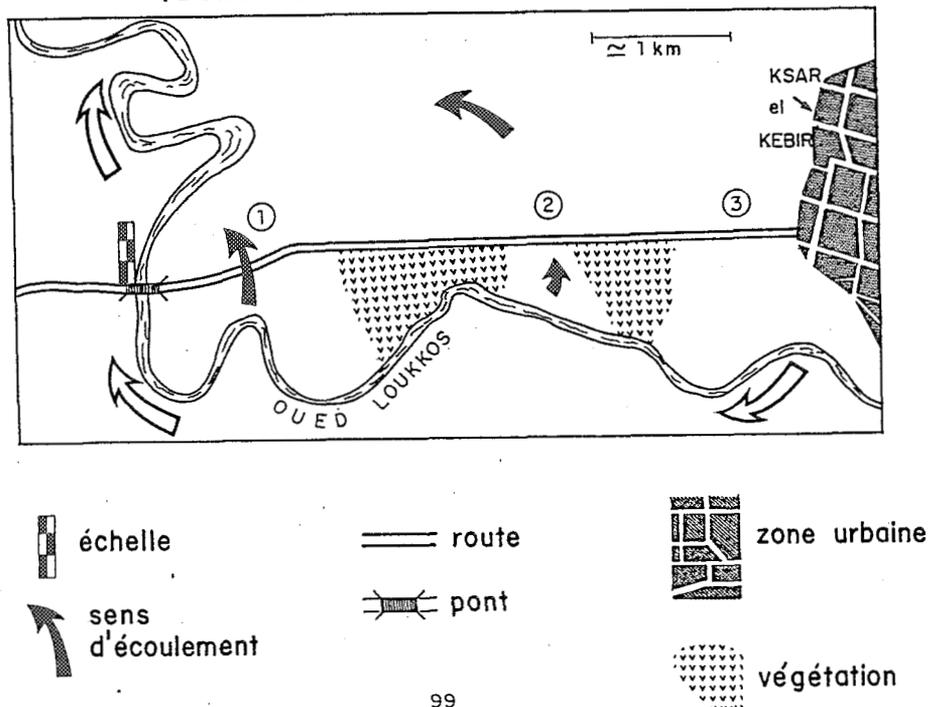


Fig.:II-18 _SITUATION DE L'ECHELLE DE MARISSA (OUED LOUKKOS-MAROC)



L'extrapolation de la courbe $U(h)$ est faite en conservant la tendance des derniers jaugeages. On peut observer sur la figure 2.17, que la marge d'erreur commise reste faible : la vitesse moyenne probable peut difficilement se placer en dehors de l'intervalle (1 m/s à 1,08 m/s), sinon en admettant l'existence d'une forte anomalie dans le fonctionnement hydraulique (par exemple fort accroissement de la pente superficielle).

Le produit des valeurs de S et U , lues sur les courbes entre les cotes 3 et 4 m, permet de connaître le débit pour toute hauteur non jaugée. En particulier à la cote maximale 4,02 m pour laquelle :

$$S = 47,5 \text{ m}^2 \text{ et } U = 1,03 \text{ m/s} \text{ donc } Q = 47,5 \times 1,03 = 48,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

On remarque que cette valeur est inférieure d'environ 4% aux valeurs équivalentes trouvées par les méthodes logarithmique (50,8 m³/s) et de STEVENS (51 m³/s). L'explication de cette différence est dans la décroissance de la pente hydraulique en moyennes et hautes eaux (consécutive au rétrécissement de la section de contrôle), effet pris en compte ici dans le tracé de la courbe de la vitesse moyenne, mais "ignoré" dans l'extrapolation rectiligne, pratiquée dans les deux autres méthodes.

2- Oued LOUKKOS à MARISSA (MAROC) -

Ce second exemple est extrait d'un document de la Division des Ressources en Eau du Ministère des T.P. du Royaume du MAROC, intitulé "Note relative à la crue du 23 au 24 janvier 1977 sur l'oued LOUKKOS" (étude de B.BILLON).

Dans cet exemple, qui constitue une parfaite illustration de l'extrapolation des courbes de tarage des sections de forme complexe, les relations h/Q du lit mineur et du lit majeur sont étudiées et extrapolées séparément, avant d'être associées pour le tarage définitif.

La section de jaugeage se divise en deux parties (fig.2.18): d'une part la section du lit mineur localisée au pont de MARISSA qui enjambe le LOUKKOS à 4 km de KSAR-el-KEBIR et d'autre part le lit majeur qui s'étend depuis le pont jusqu'aux premières maisons de KSAR-el-KEBIR.

Plusieurs dizaines de jaugeages de hautes eaux ont été exécutés à partir du pont jusqu'à une cote de 11,50 m, très voisine du maximum observé à 11,86 m en 1963. Ces débits sont donc assez bien connus, malgré une certaine dispersion due à des variations de pente de la ligne d'eau entre les phases de crue et de décrue.

Par contre, les débits passant sur la route n'avaient jamais été mesurés. Les estimations antérieures variaient de 100 à 400 m³/s, puis 1200 m³/s (en 1976) pour la même cote maximale ! Ces appréciations ne se basaient sur aucune mesure de vitesse, et aucun profil en long du remblai routier n'était disponible.

Ces lacunes ont été comblées à l'occasion de la crue du 23 janvier 1977, au cours de laquelle 3 jaugeages ont été réalisés sur la route :

23/1/77	h = 1075	Q = 26,2 m ³ /s
23/1/77	h = 1081	Q = 84,1 m ³ /s
24/1/77	h = 1133	Q = 791 m ³ /s

Les deux premiers jaugeages sont sous-estimés. En effet ils correspondent à une montée relativement rapide du plan d'eau et il y a décalage entre les cotes à l'échelle et la propagation des débordements entre l'oued et la route. D'autre part, l'épaisseur d'eau ne dépassait pas 10 cm sur une grande longueur, ce qui empêchait les mesures sur cette partie de la route.

Il reste le jaugeage le plus élevé, qui est très intéressant car il permet une évaluation assez précise du débit maximal qui peut passer sur la route.

Ces jaugeages ont permis de mettre en évidence les points fondamentaux suivants :

- les débordements sur la route commencent vers une cote voisine de 10,50 m à l'échelle de MARISSA, dans la zone basse n°1 (fig. 2.18), bien que le point le plus bas de la route soit à la cote échelle 10,65 m à peu près. Ceci s'explique par la pente de la ligne d'eau et par la propagation de la crue dans l'oued : pour la hauteur 10,50 m à l'échelle, en crue, la cote du plan d'eau, au niveau du méandre où se produit l'alimentation de la zone basse n°1, doit être voisine de 11,00 m;
- la zone basse n°2, pourtant à la même cote que la zone basse n°1, n'est submergée que plus tard, en raison de la plus grande distance entre l'oued LOUKKOS et la route et d'un freinage plus important dans les champs d'inondation;
- un profil de la route a été exécuté sur 4 km entre l'échelle de MARISSA et KSAR-el-KEBIR et toutes les traces du maximum de la crue ont été relevées (fig 2.19). La section mouillée est considérable puisqu'elle atteint 2600 m² mais le jaugeage du 24/1/77 a montré qu'au delà de 2,6 km du pont et jusqu'à KSAR-el-KEBIR, l'eau était "sans courant", d'après l'équipe de jaugeage. Cette constatation est importante car, sans elle, les débits à MARISSA auraient été largement surestimés.

Ce profil montre également que la pente de la ligne d'eau est ascendante jusqu'à KSAR-el-KEBIR : ceci est logique puisque la route longe le LOUKKOS entre MARISSA et KSAR-el-KEBIR.

Le fonctionnement hydraulique dans la plaine de débordement est vraisemblablement un peu plus complexe. Il est en effet probable, qu'au moment de la montée des eaux, la cote du plan d'eau, dans la zone n°3 (fig. 2.18) située à l'amont, est supérieure à la cote du plan d'eau des zones 2 et 1 et il doit se produire un certain écoulement. Celui-ci disparaît à la décrue car cette zone 3 subit, la première, la baisse du plan et les eaux stockées ne peuvent s'écouler en raison de l'engorgement des zones aval. Ce phénomène permet d'expliquer à la fois la pente de la ligne d'eau jusqu'à KSAR-el-KEBIR au moment du maximum de crue et la stagnation du plan d'eau dans cette zone au moment du jaugeage exécuté pendant la décrue le 24/1/77.

Pour évaluer le débit maximal au dessus de la route, on a d'abord mis en évidence une relation entre le débit linéaire et l'épaisseur d'eau (fig. 2.20). La relation est suffisamment nette et serrée pour être extrapolée jusqu'à la profondeur maximale observée, soit 1,10 m dans la zone des eaux non stagnantes. Il est facile d'en déduire la courbe des débits unitaires sur la route et, par suite, le débit total maximal soit 1.600 m³/s.

Ce débit, ajouté aux 1300 m³/s transitant dans le lit mineur sous le pont, donne un débit total de 2900 m³/s pour la cote maximale de 11,71 m observée le 23/1/77.

La figure 2.22 présente la courbe de tarage de l'oued LOUKKOS à MARISSA, telle qu'elle peut être tracée à partir de l'évaluation ci-dessus.

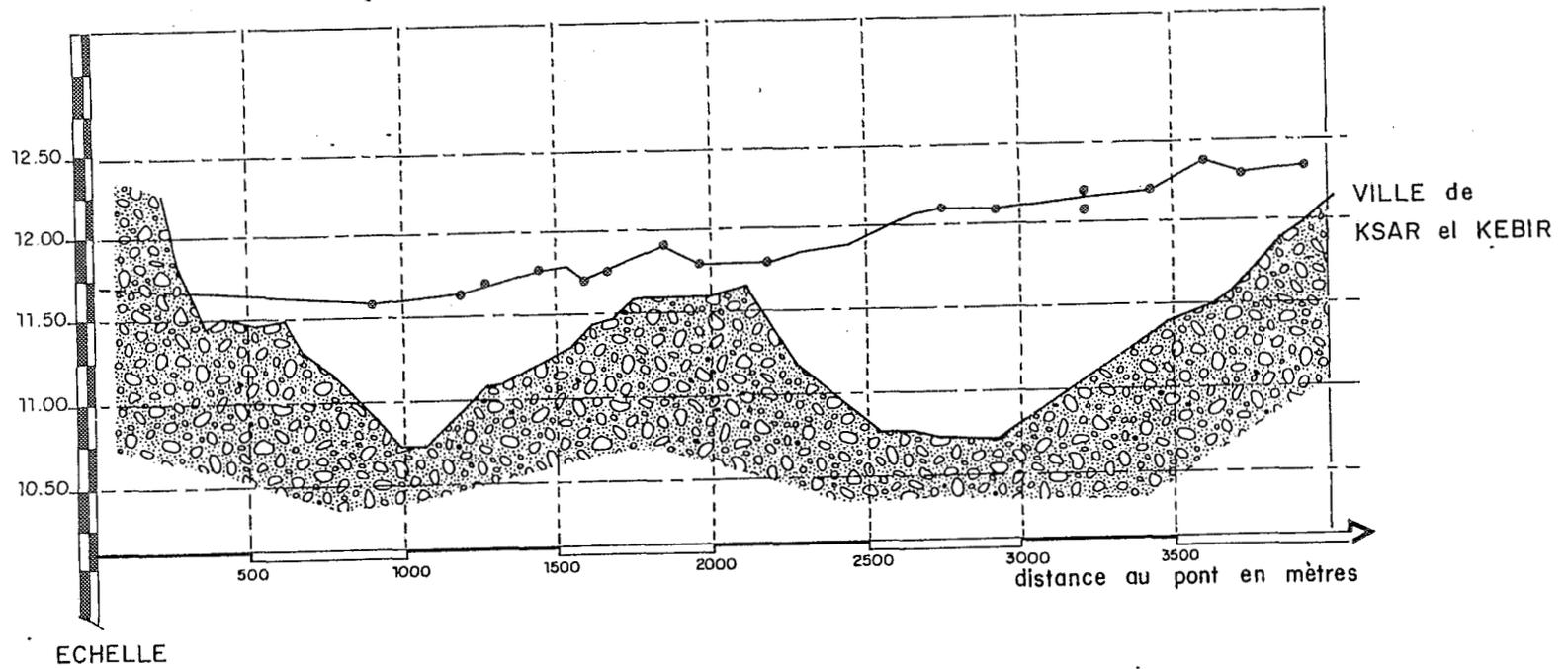
Cet exemple montre toutes les recherches et analyses qui doivent être faites, avant de procéder à l'extrapolation d'une courbe de tarage. Il met aussi en relief l'importance du travail réalisé le 24 janvier 1977 par l'équipe de jaugeage et, d'une manière générale, la priorité à donner à la mesure des vitesses d'écoulement dans les lits majeurs.

Contraintes d'utilisation

La méthode d'extrapolation par section mouillée et vitesse moyenne n'est pas applicable aux sections transversales à forte instabilité (creusement/remblaiement du lit à chaque crue).

Sa mise en oeuvre dépend de l'existence d'un profil en travers de la section de l'échelle, jusqu'à la cote maximale observée et de jaugeages jusqu'à une hauteur suffisante pour que la courbe U(h) puisse être correctement définie.

Fig.:II-19_ OUED LOUKKOS A MARISSA - crue du 23/24 janvier 1977
RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE DU MAXIMUM DE LA CRUE
SUR LA ROUTE



(d'après B. BILLON)

Fig. II - 20 _OUED LOUKKOS A MARISSA - crue 23/01/1977
 RELATION DEBIT UNITAIRE / EPAISSEUR
 D'EAU SUR LA ROUTE (d'après B. BILLON)

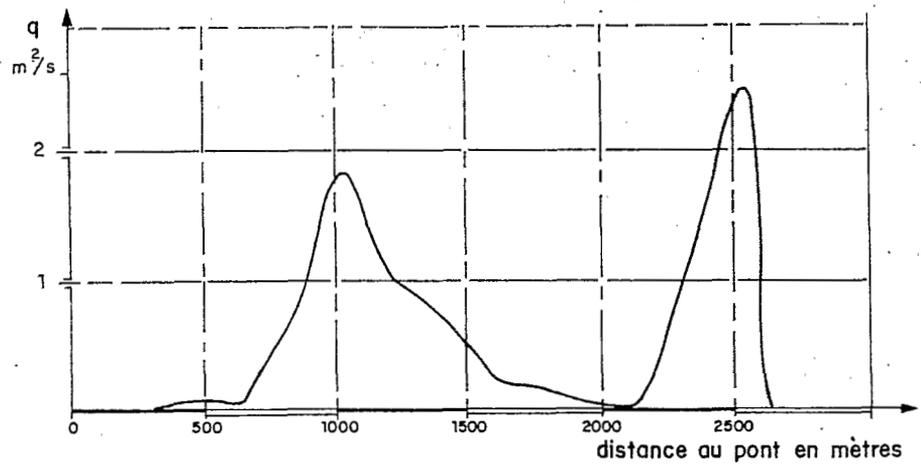
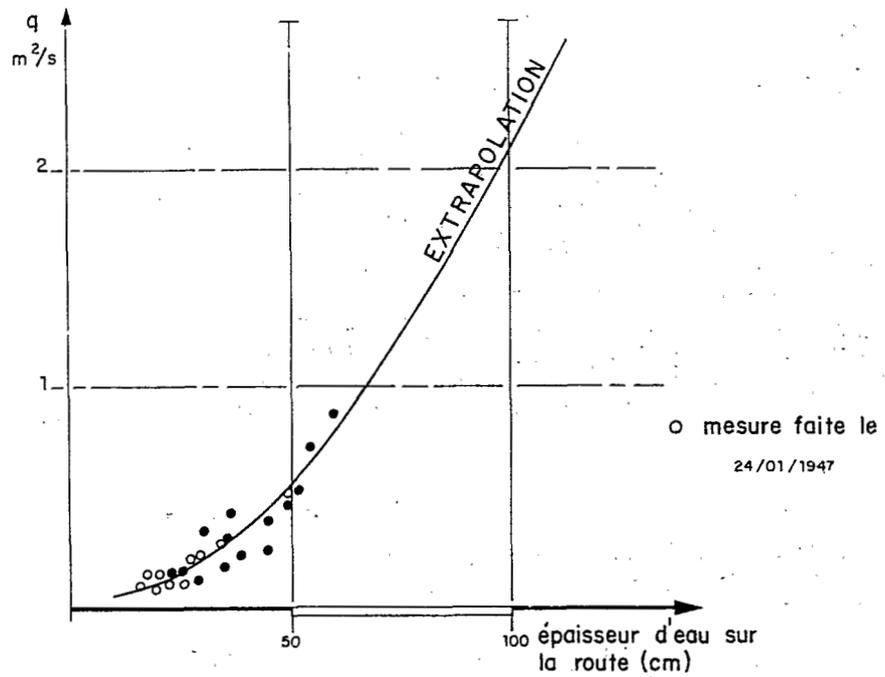


Fig. II - 21 _COURBE DES DEBITS UNITAIRES
 SUR LA ROUTE (d'après B. BILLON)

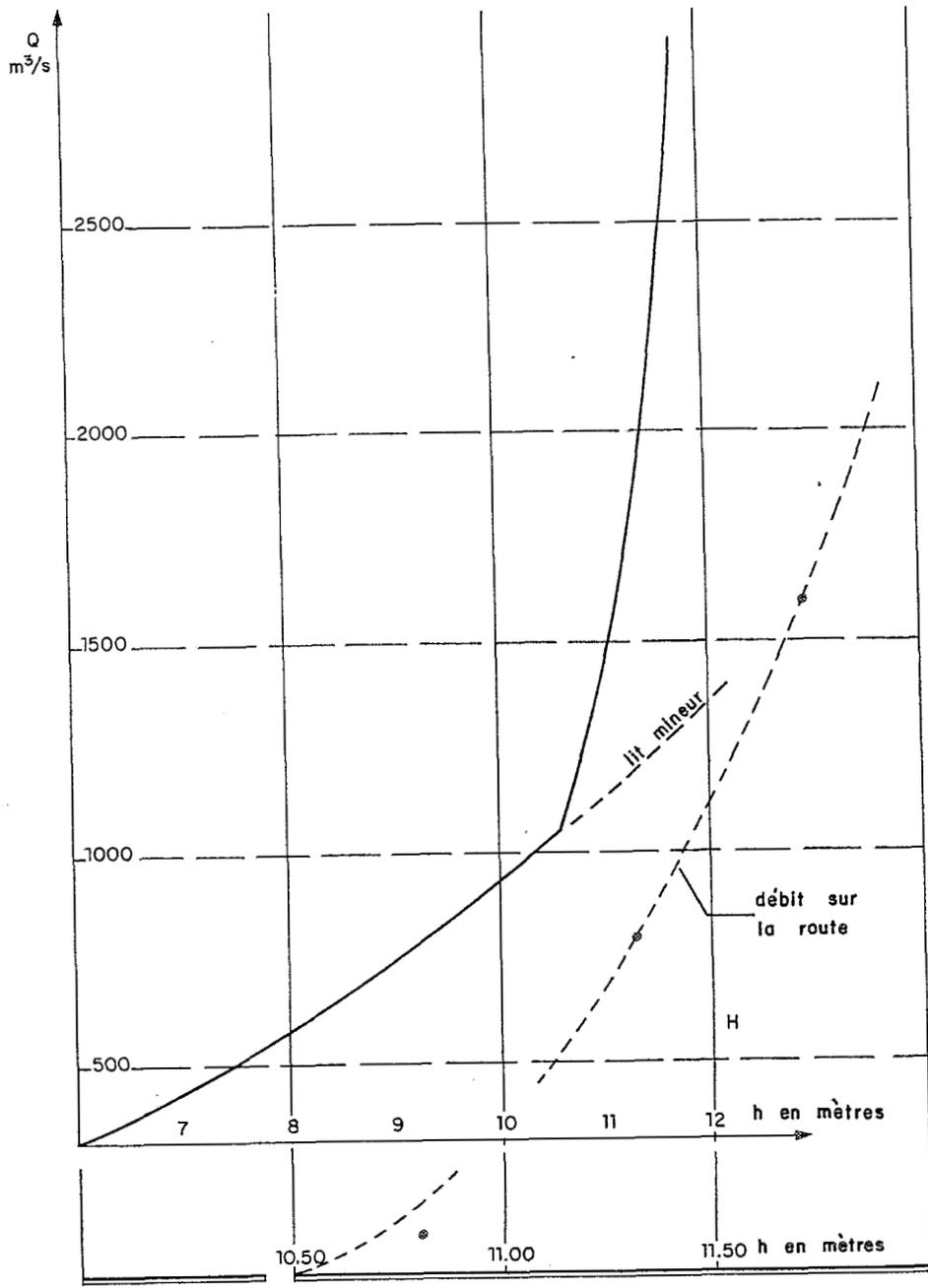


Fig. II-22 _ COURBE DE TARAGE DE L'OUED
LOUKKOS A MARISSA (d'après B. BILLON)

On soulignera, comme pour les deux méthodes précédentes, la très grande importance qu'il y a de vérifier le comportement de la pente hydraulique ou du produit $K J^{1/2}$ lorsque le débit augmente.

II.524- Utilisation des formules d'écoulement -

L'hydraulique fournit de très nombreuses formules, à l'aide desquelles il est possible de compléter la liste des jaugeages pour les tranches de hauteurs non jaugées. Ces jaugeages "calculés" constituent une méthode indirecte d'extrapolation de la courbe de tarage car ils viennent compléter la liste des jaugeages et permettent un tracé continu et complet dans l'intervalle de variation des hauteurs.

Les formules utilisées appartiennent à deux catégories :

- les premières se rapportent aux écoulements uniformes ou peu variés en régime permanent (CHEZY, MANNING, STRICKLER). Ces formules donnent des résultats corrects, quand la pente superficielle a pu être mesurée sur le terrain;
- les secondes permettent de calculer le débit à partir de la courbe de remous ou de la perte de charge, créées par une singularité naturelle ou artificielle (seuil, pont). Ces formules ont une forme plus complexe que les précédentes. Les plus utilisées sont du type de la formule d'AUBUISSON, applicable aux rétrécissements de section. Cette formule s'écrit :

$$Q = C S (2gy + aU^2 - \Delta h)^{1/2}$$

dans laquelle :

C est un coefficient sans dimension, fourni par une table et qui varie de 0,5 à 1;

S est la section mouillée au droit du rétrécissement;

y est l'abaissement de la ligne d'eau;

U est la vitesse moyenne à l'amont;

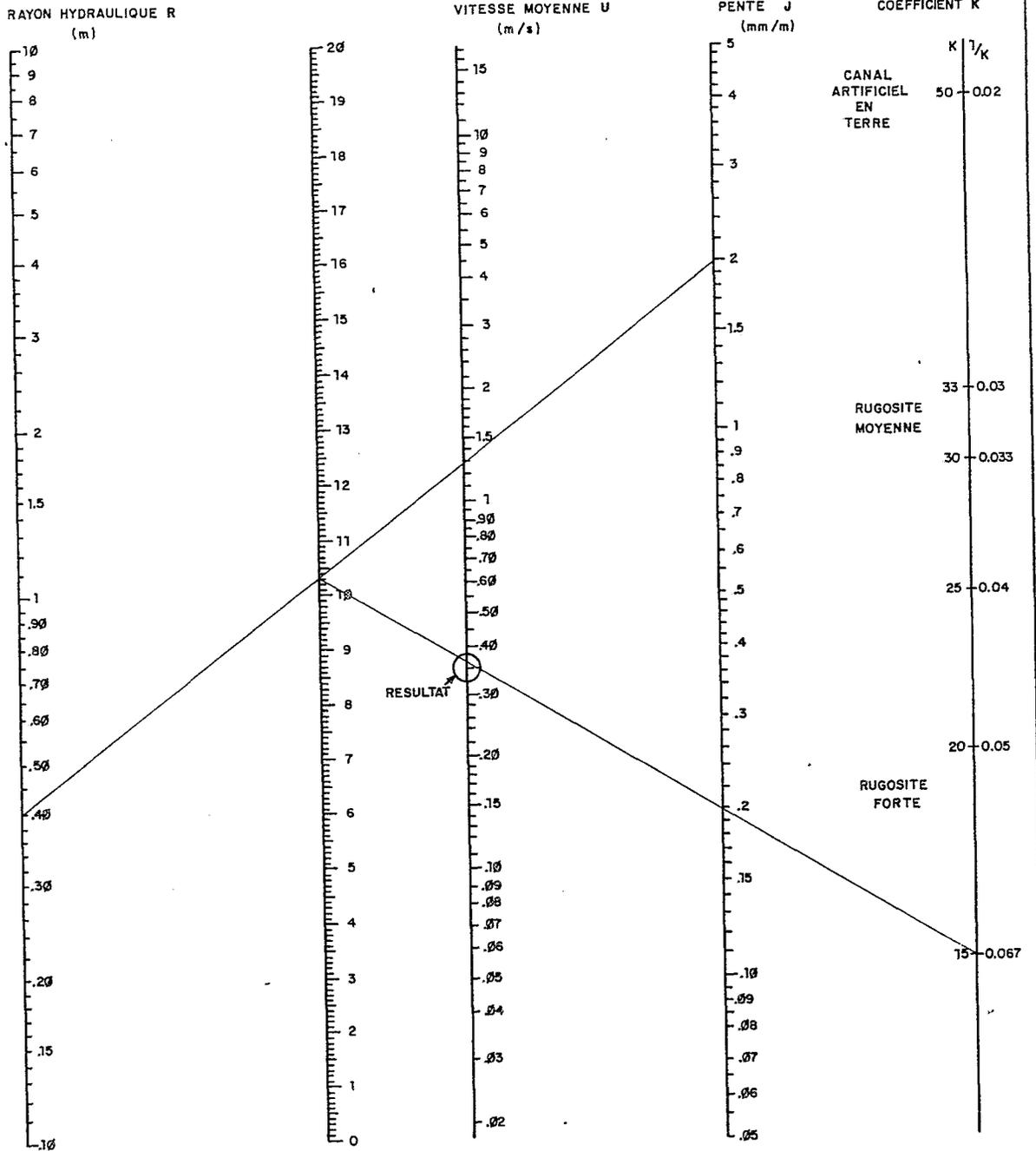
a est un coefficient relatif à la répartition des vitesses dans la section;

Δh est la perte de charge par frottement entre la section contractée et la section amont.

Il est certain qu'une telle formule, appliquée à priori à une singularité, ne donne qu'une estimation imprécise du débit. Mais si l'on a pris soin de mesurer sur le terrain les variables

ABAQUE POUR LE CALCUL DE LA VITESSE MOYENNE

Formule de Manning-Strickler : $U = KR^{2/3} J^{1/2}$



EXEMPLE: $R = 0,4\text{m}$, $J = 2\text{ mm/m}$, $K = 15 \Rightarrow U = 0,36\text{ m/s}$

(d'après A. LENCASTRE)

y et h pour différents débits jaugés au moulinet, la valeur du paramètre C peut être calculée avec une meilleure précision et la fourchette d'erreur sur le débit s'en trouve largement diminuée. Cette méthode peut être utilisée dans de nombreuses stations, en particulier celles situées à l'amont de ponts routiers.

En résumé :

- l'extrapolation du tarage "vers le haut" a pour objet de compléter la courbe jusqu'à la cote maximale observée;
- les trois méthodes usuelles d'extrapolation, précédemment décrites ne sont applicables qu'aux sections à profil transversal stable ou à faible instabilité;
de plus:
 - .la méthode logarithmique exige un profil transversal régulier,
 - .la méthode de STEVENS demande la stabilisation de la valeur de la pente hydraulique;
- la méthode par section mouillée et vitesse moyenne est la seule applicable aux sections de forme complexe, après décomposition du profil;
- en pratique, l'extrapolation de la courbe doit être faite en utilisant les trois méthodes, si les conditions d'écoulement le permettent, et en comparant les résultats obtenus.

11.53- Basses eaux

L'extrapolation de la courbe de tarage "vers le bas", c'est à dire jusqu'à la hauteur minimale observée est une opération toujours difficile, dans les sections en lit naturel, c'est à dire non équipées d'un seuil. Pour deux raisons, qui sont les suivantes :

- la très mauvaise sensibilité des sections naturelles quand les niveaux sont faibles;
- la très grande instabilité des tarages de basses eaux, influencés par toute variation du profil, aussi minime soit-elle.

Ces deux causes font que certaines stations hydrométriques, d'excellente qualité pour le mesurage des débits supérieurs à quelques m³/s, sont totalement inadaptées au contrôle des basses eaux par la limnimétrie. Seule, l'exécution de jaugeages périodiques permet de reconstituer correctement la courbe de tarissement.

A ces deux inconvénients, s'ajoute le plus souvent une nette insuffisance des jaugeages :

- en quantité, parce que le mesurage des faibles débits est considéré par les hydrométristes comme un travail routinier et peu important, voire inutile ;
- en qualité, parce qu'en fait les conditions de jaugeage sont très mauvaises : sections mouillées importantes à géométrie irrégulière, vitesses d'écoulements très faibles.

Nous verrons dans le chapitre sur le calcul des débits que, si un mauvais tarage de basses eaux a une influence faible sur la valeur du débit moyen annuel, il n'en est pas de même pour les débits journaliers et mensuels. De nombreuses études sur les débits d'étiages, débits dérivables en toute saison ou courbes de tarissement, n'ont pu être faites, faute d'un tarage de basses eaux correct.

II.531- Cas des cours d'eau non pérennes -

Le débit s'annule au moins une fois dans la période de validité du tarage.

La hauteur h_0 au moment de l'arrêt de l'écoulement, associée au débit nul, est l'abscisse du point-origine de la courbe de tarage.

Dans de nombreuses stations la hauteur h_0 est différente de zéro, soit parce que l'élément inférieur de l'échelle se situe dans une mouille, soit parce que l'échelle comprend un élément "négatif".

La hauteur h_0 doit être recherchée :

- soit dans les bulletins limnimétriques originaux, si l'arrêt d'écoulement est signalé par l'observateur (il devrait toujours l'être) ;
- soit dans le limnigramme, où le passage du tarissement à un palier horizontal (à très faible inclinaison due à l'évaporation, si la prise d'eau se trouve dans une mouille), se traduit par une rupture de pente ;
- soit par le nivellement du point le plus bas du seuil de contrôle, situé à l'aval immédiat de l'échelle ;
- soit enfin par la date d'arrêt de l'écoulement, estimé à partir d'une autre station proche.

Connaissant le point d'aboutissement de la courbe de tarage sur l'axe des hauteurs, l'extrapolation au-dessous du jaugeage le plus faible est généralement facile : elle est faite vers le bas en respectant la courbure, pour ne pas introduire de discontinuité.

A chaque arrêt d'écoulement est associée une hauteur h_0 . Si celle-ci ne varie pas d'un arrêt au suivant, il est peu probable qu'un détarage ait eu lieu. Au contraire, une variation de plusieurs centimètres est un signe certain de détarage et pour chaque valeur de h_0 une courbe de basses eaux doit être tracée.

II.532- Cas des rivières pérennes -

Lorsque l'écoulement ne cesse pas dans la période de validité, il n'existe pas de règle pratique pour guider l'extrapolation de la courbe de tarage "vers le bas".

Si la cote minimale observée est peu inférieure à la cote minimale jaugée, l'extrapolation est faite "en respectant la courbure". Si la cote minimale est nettement inférieure, le débit le plus faible est estimé à partir du débit minimal jaugé, en tenant compte de la réduction de la section mouillée (mesurée sur le profil en travers) et de la vitesse moyenne (estimée). Cette méthode n'est applicable que si la réduction de S est sensible (S pas trop important) et si U conserve une valeur significative (quelques centimètres par seconde).

Si la station se trouve sous le contrôle d'un seuil naturel rocheux ou artificiel stable, l'extrapolation de la courbe vers le bas peut être faite par un procédé logarithmique, la valeur h_0 correspondant au point le plus bas du seuil (cf. § II.521. page 88).

En résumé :

- l'extrapolation du tarage "vers le bas" a pour objet de compléter la courbe jusqu'à la cote minimale observée;
- dans le cas des rivières non-pérennes, la hauteur pour laquelle le débit s'annule, constitue un repère essentiel pour le tracé de la courbe;
- dans le cas des rivières pérennes, l'extrapolation peut s'appuyer sur une méthode logarithmique, s'il existe un contrôle aval stable; sinon, des jaugeages de basses eaux sont indispensables.

II.6- TRAITEMENT AUTOMATIQUE

L'ensemble des opérations qui conduisent au tracé de la courbe de tarage, est basé sur des méthodes et des procédés entièrement manuels. Il est bien évident qu'un certain nombre de ces opérations peuvent être, partiellement ou totalement, réalisées par des ordinateurs.

De nombreux programmes de traitement existent au Service hydrologique de l'ORSTOM (qui a élaboré ses premiers programmes en 1965), comme d'ailleurs, dans de nombreux Services hydrologiques.

L'auteur de ce Manuel a jugé hors de propos, et inutile, de présenter ces chaînes de traitement automatique, qui présentent généralement la particularité d'être spécifiques d'un équipement déterminé.

Nous laisserons donc au lecteur le soin de s'initier au maniement du (ou des) logiciel(s) disponible(s) dans le Service qui l'emploie ou bien encore d'élaborer les programmes qu'il jugera utiles au développement de ses activités et les mieux adaptés au matériel dont il dispose.

Le seul point qui sera développé ici concerne le contenu du fichier "jaugeages".

Ce fichier est très important pour deux raisons :

- d'une part, l'hydrologue chargé de tracer la courbe de tarage d'une station ancienne, dispose rarement des originaux des jaugages;
- d'autre part, lorsque le nombre des jaugages dépasse 80 ou 100, l'établissement des listes chronologiques, ou par hauteurs croissantes, constitue un travail long et souvent fastidieux, qui peut être, et doit être, fait par l'ordinateur. Ce dernier ne pourra s'acquitter correctement de sa tâche que s'il trouve dans le fichier "jaugages" toute l'information nécessaire.

Outre les données essentielles que sont, la date du mesurage, la hauteur associée et le débit calculé, le fichier doit contenir un maximum de renseignements sur le mode opératoire du mesurage, la géométrie de la section, le régime d'écoulement et les paramètres hydrauliques, etc...

A titre d'exemple, on trouvera ci-dessous la liste des informations qui doivent figurer dans le fichier "jaugages" du Service Hydrologique de l'ORSTOM :

- . numéro de la station;
- . date et heure du début du jaugage;
- . date et heure de la fin du jaugage;
- . cote relevée au début du jaugage;
- . cote relevée à la fin du jaugage;
- . cote minimale relevée durant le jaugage;

- . cote maximale relevée durant le jaugeage;
- . cote retenue (cote associée à la valeur du débit);
- . débit;
- . mode opératoire du jaugeage (4 codes);
- . mode opératoire du dépouillement (1 code);
- . lieu d'archivage de l'original (1 code);
- . position de la section de jaugeage, par rapport à la section de l'échelle;
- . largeur totale;
- . section et périmètre mouillés, à la cote associée;
- . vitesse moyenne de surface;
- . nom de l'opérateur;
- . nom de l'agent ayant effectué le dépouillement.

D'autres données, de grand intérêt, peuvent compléter cette liste. Par exemple :

- les numéros du moulinet et de l'hélice utilisés, éléments importants pour la détection de déviations systématiques;
- le nombre total de verticales et de points de mesure, s'il s'agit d'un jaugeage complet, bons indices de la précision du mesurage;
- la moyenne arithmétique des vitesses mesurées, ainsi que les vitesses maximale et minimale ponctuelles, éléments utiles pour apprécier les qualités (et les défauts) de la section de jaugeage et les caractéristiques de l'écoulement;

On évitera par contre d'"encombrer" le fichier de données inutiles et redondantes, comme la vitesse moyenne et la profondeur moyenne, facilement calculables à partir des autres éléments.

Il ne sera pas traité ici de la forme sous laquelle ces données doivent être réduites avant d'être saisies, ni de la structure du fichier "jaugeages". En pratique, peu importe comment l'information est organisée, surtout dans un fichier de faible volume (en comparaison du fichier de hauteurs d'eau). Ce

qui importe, c'est de pouvoir accéder facilement aux données utiles à l'établissement des listes de jaugeages et souvent nécessaires à leur examen critique.

L'ordinateur peut apporter une aide notable, non seulement dans l'élaboration des listes de jaugeages, mais aussi dans la recherche des erreurs et des anomalies. Cette recherche peut s'appuyer, par exemple, sur la comparaison de la hauteur associée au débit mesuré et de la hauteur de la chronique limnimétrique à l'heure du mesurage, ou encore, sur la variation de la section mouillée, indice de la mobilité de la section de jaugeage.

La recherche peut être complétée par l'impression de listes partielles regroupant les jaugeages suivant le mode opératoire, le moulinet utilisé, l'emplacement de la section de jaugeage. Toutes ces opérations, non nécessaires mais souvent utiles, peuvent être réalisées à la main; en pratique, elles ne le sont pas car elles sont très fastidieuses. C'est là, sans aucun doute, que l'ordinateur peut être le plus utile, dans le domaine de la définition du tarage d'une station hydrométrique.

Chapitre III : TARAGE DES STATIONS NON-UNIVOQUES

Le chapitre précédent décrit les étapes successives de l'élaboration d'une courbe de tarage :

- inventaire des données de base;
- préparation du graphique;
- analyse de la dispersion des points;
- tracé et extrapolation de la courbe.

Ce processus d'analyse, essentiellement graphique, est applicable quelque soit le type de tarage considéré.

Si la relation hauteur-débit est bi-univoque et permanente, le tracé d'une seule courbe pour une chronique complète de hauteurs d'eau, définit une correspondance unique entre hauteur observée et débit.

Dans tous les autres cas, l'instabilité géométrique ou hydraulique conduit au tracé de plusieurs courbes, simples ou cycliques, qui définissent une surface de tarage : à chaque hauteur correspondent plusieurs, voire même une infinité de débits.

Deux problèmes se posent alors :

- comment choisir la courbe qui convient, dans le cas d'un faisceau de courbes ?
- comment se positionner dans une surface de tarage ?

La réponse à ces deux questions dépend de l'origine de la non-univocité et de ses conséquences sur le tarage. Elle dépend aussi des données dont on dispose, en plus de la chronique limnimétrique et de la liste des jaugeages.

Suivant le cas, la variable secondaire qui, associée à la hauteur, permet d'explorer la surface de tarage, est :

- le temps t (période de validité du tarage) : $Q = f(h,t)$ pour les stations à instabilité géométrique;
- la pente hydraulique J , ou un indice qui lui est lié (niveau aval, dénivelée, gradient limnimétrique) : $Q = f(h,J)$ pour les stations à instabilité hydraulique.

Trois méthodes principales correspondent à ce choix :

- la méthode des tarages univoques transitoires, pour les stations instables;

- les méthodes de la dénivelée normale et du gradient limnimétrique pour les stations à régime non-permanent (variation continue de la pente hydraulique).

Ces méthodes ne permettent pas de résoudre tous les cas rencontrés, en particulier lorsque la non-univocité a une origine complexe (double instabilité géométrique et hydraulique).

III.1- STATIONS INSTABLES

La méthode des tarages univoques transitoires consiste à tracer autant de courbes de tarage qu'il existe de périodes homogènes, quelle qu'en soit leur durée. A chacune de ces courbes est associée une période de validité.

Le problème de la transformation de la chronique des hauteurs en débits, ne peut être résolu de cette manière, que si chacune des courbes est univoque et si le passage d'une courbe à l'autre est très rapide (instabilité de caractère discontinu).

III.11- Choix de la période de validité de chaque courbe

Ce choix ne peut être fait au hasard : il implique la localisation précise de l'évènement ayant causé le détarage et il tient compte de l'effet de la transformation des hauteurs en débits sur la continuité de l'hydrogramme.

III.111- Localisation de l'évènement causal du détarage-

Lorsque le changement de tarage a une origine artificielle (travaux dans le lit ou remplacement de l'échelle limnimétrique par exemple), le dossier technique de la station en fait généralement état. Un tel évènement se produit toujours en période de basses eaux et le limnigramme, normalement très régulier, en porte la trace : discontinuité en marche d'escalier, recalage à la nouvelle cote, arrêt momentané, etc...

Au contraire, un détarage naturel est presque toujours dû à une crue, qui n'est pas nécessairement forte ou exceptionnelle. Comme érosion ou remblaiement sont des processus physiques progressifs, le limnigramme ne présente aucune discontinuité.

Fig. III-1_ IDENTIFICATION DE LA CRUE RESPONSABLE DU DETARAGE

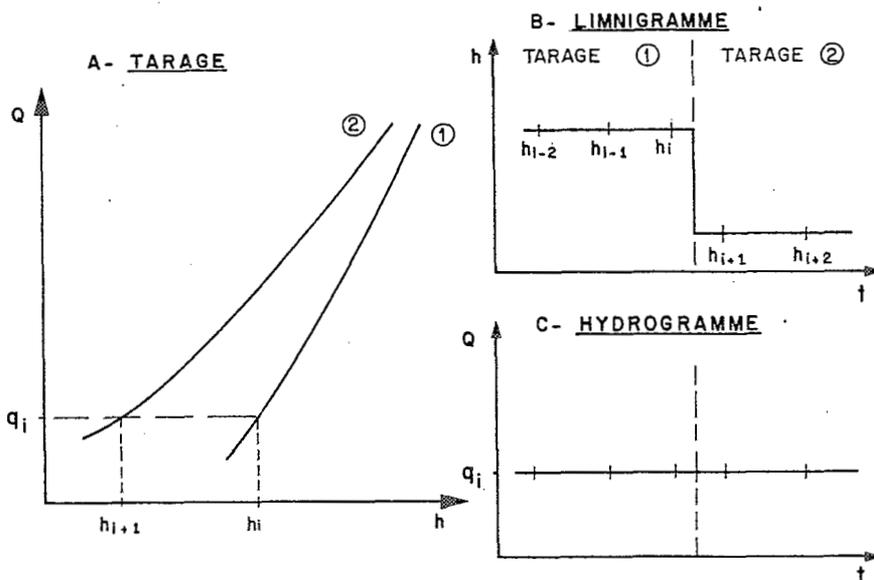
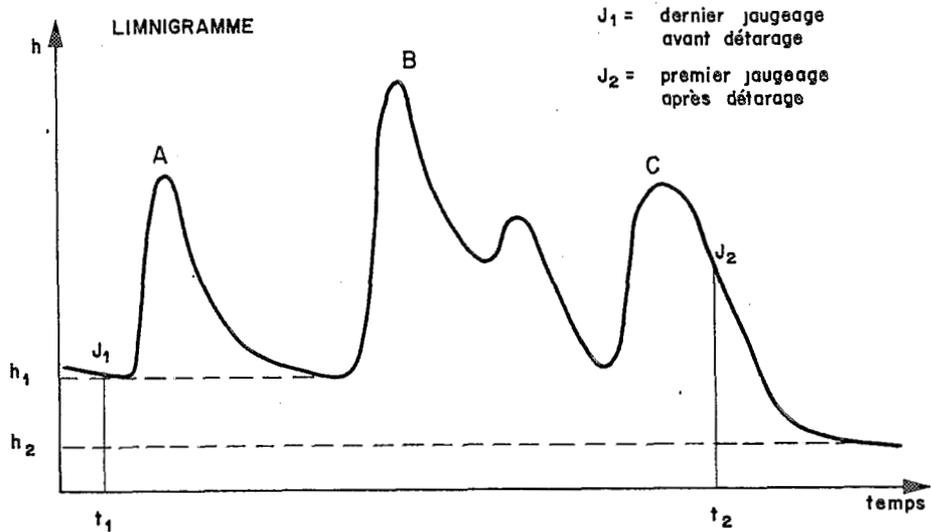


Fig. III-2 _ CHANGEMENT DE TARAGE EN BASSES EAUX

L'identification de la crue responsable peut être faite par l'examen des hauteurs observées, immédiatement avant la montée des eaux. Lorsque les crues sont séparées les unes des autres par un laps de temps suffisant, la hauteur d'écoulement associée au débit de base est un bon indicateur de l'abaissement ou du relèvement du lit. Dans le cas de la figure 3.1, l'abaissement du niveau de l'eau de h_1 à h_2 désigne nettement la crue B comme événement causal du détarage. Si les crues sont très rapprochées, cette méthode n'est pas utilisable : on admet alors, faute d'indications, que c'est la crue la plus forte qui est à l'origine du détarage.

Il est assez fréquent que, dans les stations à forte instabilité, un examen des niveaux limnimétriques, avant les crues, permette de mettre en évidence des détarages non repérés par suite d'une insuffisance des jaugeages.

F.MONIOD cite le cas de la station de l'ALMA sur la RIVIERE BLANCHE en MARTINIQUE pour laquelle trois courbes de tarage ont été tracées à partir de deux jaugeages seulement.

III.112- Continuité de l'hydrogramme -

Le changement de tarage ne doit introduire aucune anomalie dans la forme de l'hydrogramme.

Dans le cas d'un changement en période de basses eaux, il suffit de s'assurer que les deux hauteurs qui encadrent la discontinuité du limnigramme sont bien traduites en un même débit (fig. 3.2).

Lorsque le détarage se produit durant une crue, deux possibilités se présentent suivant l'amplitude de l'instabilité :

- si l'instabilité du lit est faible, la cote maximale de la crue causale du détarage, est supérieure au point de raccordement des courbes de tarage de basses eaux (fig. 3.3). Le changement de courbe est choisi entre les deux temps t_1 et t_2 , limites de la période durant laquelle la cote est supérieure à la hauteur h_c du point de raccordement.

Dans le cas de la figure 3.3, on peut prendre :

- . soit t_M : heure du maximum;
- . soit, pour être en accord total avec la théorie, t_1 si le détarage est dû à un creusement (cas de la figure) ou t_2 si le détarage est dû à un remblaiement.

- si l'instabilité du lit est forte, le changement de tarage doit être fait, autant que possible :

- . durant la montée des eaux, quand il y a érosion du lit
- . durant la décrue, lorsqu'il y a remblaiement du lit.

Fig. III- 3_ CHANGEMENT DE TARAGE EN CRUE DANS LE CAS D'UNE FAIBLE INSTABILITE

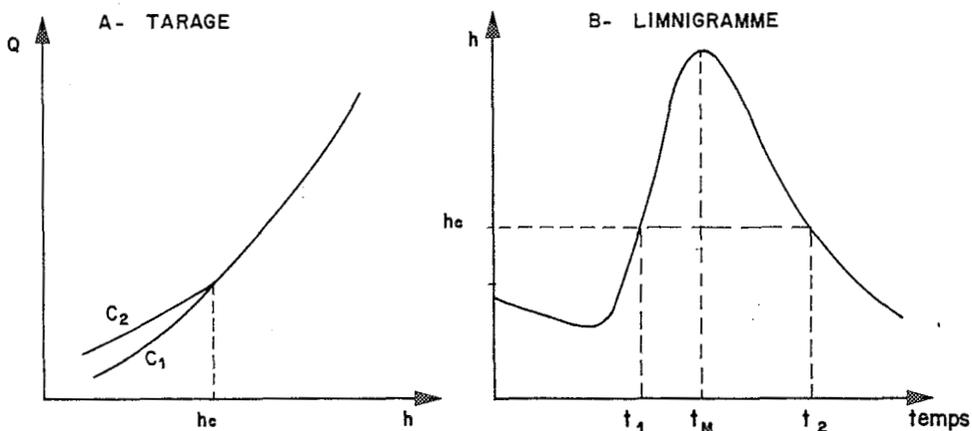
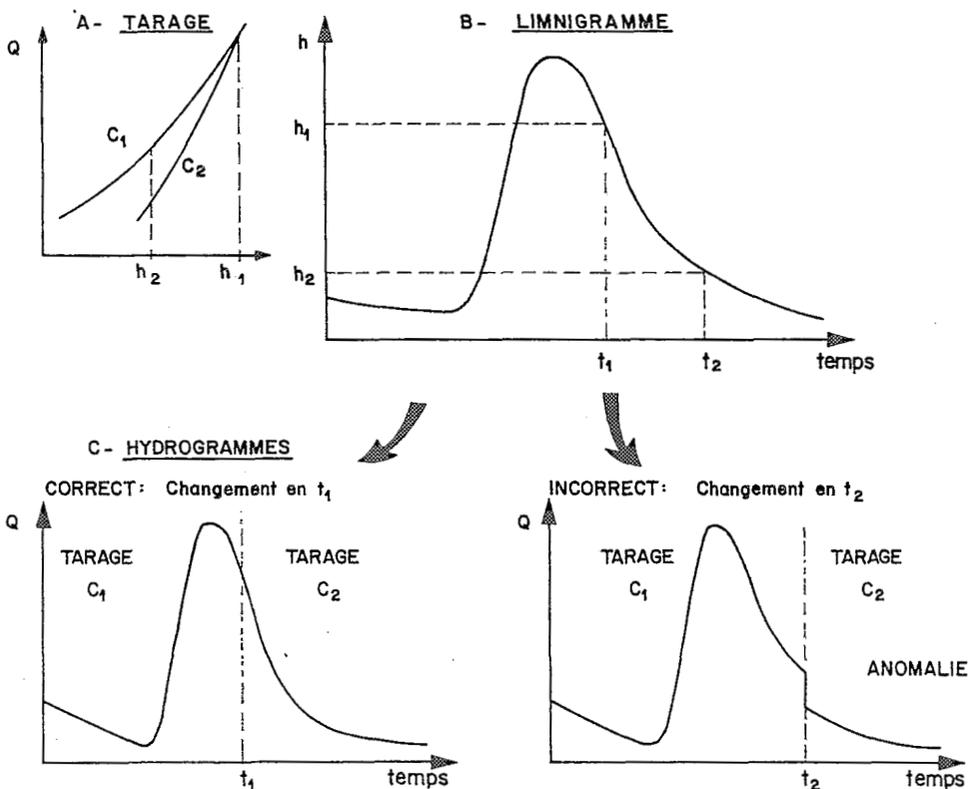


Fig. III-4_ CHANGEMENT DE TARAGE EN DECRUE (remblaiement)



Le changement de tarage ne doit jamais introduire une anomalie de forme dans l'hydrogramme. Pour y parvenir plus facilement, il est conseillé de passer d'un barème à l'autre dans une période de rapide variation du niveau (crue ou décrue), comme le montre schématiquement la figure 3.4.

III.113- Erreurs à éviter -

La date de changement de tarage est totalement indépendante du calendrier : elle a donc une probabilité à peu près nulle, de se situer exactement à 24.00 h le dernier jour d'un mois quelconque et surtout le 31 décembre. Or, cette date apparaît très fréquemment dans les fichiers hydrologiques, sans doute parce que la publication d'Annuaire a entraîné l'habitude de tracer une courbe par an. Il en résulte généralement de fâcheuses discontinuités du débit aux changements d'année, civile ou hydrologique.

Une station installée dans un bief mobile est, et reste, instable tant qu'aucun aménagement n'est entrepris pour la stabiliser. La fréquence des détarages n'a donc aucune raison d'être proportionnelle à l'abondance des jaugeages. C'est pourtant ce que l'on observe très souvent : le nombre des mesurages diminuant avec le temps, la durée de la période de validité augmente et la dernière courbe est considérée comme définitive, même si le dernier jaugeage date de plusieurs années. Cette manière de procéder est en désaccord complet avec la réalité et entraîne obligatoirement une hétérogénéité dans les débits calculés.

Il faut bien retenir que le tarage d'une station instable n'est jamais terminé et que le choix d'un site mobile impose l'exécution continuelle de jaugeages, à défaut de travaux de stabilisation.

III.12- Domaine d'application

La méthode de représentation d'une surface de tarage par un faisceau de courbes univoques transitoires, convient parfaitement à tous les cas d'instabilité de caractère discontinu :

- instabilité géométrique faible de la section de l'échelle, comme dans le cas de l'oued KADIEL (chapitre II) ou de la SANAGA à EDEA (exemple A5 de l'annexe);
- instabilité géométrique forte du bief hydrométrique ou modification rapide d'un contrôle artificiel (barrage mobile, exemple A6 de l'annexe);

- cas particulier du nettoyage d'un lit de rivière ou d'une prise en glace des eaux superficielles;
- cas d'une inversion de la pente (chenaux de remplissage et de vidange de réservoir quand le mouvement de l'eau est contrôlé par une vanne, par exemple).

Par contre, cette méthode n'est, théoriquement, pas applicable lorsque le détarage présente un caractère progressif tel que la croissance rapide d'une végétation aquatique. Mais à l'exception de certains cas particuliers, aucune variable secondaire autre que le temps, ne peut être utilisée. L'instabilité géométrique d'une section de mesure ou de contrôle n'est pas un phénomène mesurable "en continu", du moins par les techniques hydrométriques actuelles. Il n'existe donc pas d'autre alternative qu'un découpage très fin de la chronique limnimétrique en sous-chroniques, homogènes quant à leur tarage.

Comme exemple de grande instabilité, nous avons déjà cité l'exemple de l'oued MASSA au MAROC, où 90 courbes sont nécessaires pour traduire 19 années de limnimétrie. La période de validité d'un tarage peut être aussi brève que le temps de passage d'une crue : le tarage de l'oued SOUSS à AIT MELLOUL, présenté dans l'exemple A7 de l'annexe, en est un autre exemple.

En résumé :

- la méthode de représentation d'un tarage non-univoque, par un faisceau de courbes univoques transitoires, nécessite la définition précise des périodes de validité, liées à chacun des tarages;
- cette méthode est parfaitement adaptée lorsque l'instabilité, surtout géométrique, est de caractère discontinu et elle constitue généralement le seul recours possible, lorsque le processus est continu.

III.2- STATIONS A DEUX ECHELLES

C'est sous cette forme que l'on désigne les stations équipées, intentionnellement, de deux échelles limnimétriques, suffisamment distantes l'une de l'autre, pour mesurer la pente superficielle. Nous élargirons le sens de cette définition et désignerons ainsi toute station où l'on dispose, en plus de la chronique limnimétrique originale, d'une seconde chronique de hauteurs d'eau, homogène et continue, pouvant être utilisée comme variable secondaire. La surface de tarage a une équation de la forme $Q = f(h, h')$, h étant la hauteur à l'échelle principale et h' la hauteur secondaire.

Graphiquement, une telle surface peut être décrite par un faisceau de courbes. Dans certaines conditions, ce faisceau peut être réduit à deux courbes (et même une courbe et une relation analytique simple dans certains cas), par la méthode de la dénivelée normale.

III.21- Représentation graphique de la surface de tarage

III.211- Exemple -

Nous avons choisi de présenter la méthode par le tarage du Stung SANGKER à BATTAMBANG, tributaire du Grand Lac du CAMBODGE.

Le bassin versant contrôlé est de 3.230 km², mais la station de BATTAMBANG se trouve partiellement dans le remous du lac dont le niveau est réglé essentiellement par la crue annuelle du MEKONG. L'échelle secondaire de BAC PREA, située à 30 km à l'aval, mesure le niveau du lac : les variations de la hauteur que l'on y observe, sont pratiquement indépendantes des débits du SANGKER. Par contre, la courbe de remous créée par le lac, atteint BATTAMBANG vers la cote 4,00 à BAC PREA. La dénivelée qui est supérieure à 3,50 m, quand le lac est à son niveau minimal, diminue progressivement lors du remplissage et n'est plus que de quelques centimètres, lorsque la cote à BAC PREA est égale à 8,50m.

Quarante et un jaugeages, réalisés à BATTAMBANG entre 1962 et 1963, permettent de définir la surface de tarage qui est représentée sur la figure 3.5.

Les jaugeages effectués pour une hauteur à BAC PREA inférieure à 4,50 m, permettent de tracer une courbe d'allure bi-univoque précise : c'est la courbe de tarage du Stung SANGKER hors de l'influence du remous du lac.

Les autres jaugeages s'éloignent progressivement de cette courbe-limite (ou courbe-enveloppe), au fur et à mesure que le niveau du lac s'élève. Bien que le nombre de ces jaugeages soit faible, il est possible de tracer différentes courbes correspondant à des niveaux caractéristiques : 5, 6, 7, 8 mètres à BAC PREA. On remarquera que chacune de ces courbes quitte l'axe des hauteurs pour une valeur de h correspondant à une dénivelée nulle.

La figure 3.6 donne une autre représentation possible de la même surface de tarage : chaque courbe correspond à un même débit. Cette forme graphique est plutôt utilisée par les hydrauliciens, lorsqu'il est nécessaire de régler un niveau, en fonction d'un autre, afin de maintenir le débit constant dans un canal.

Fig.: III -5 - SURFACE DE TARAGE DU SANGKER A BATTAMBANG
 COURBE Q(h) pour h Lac = constante

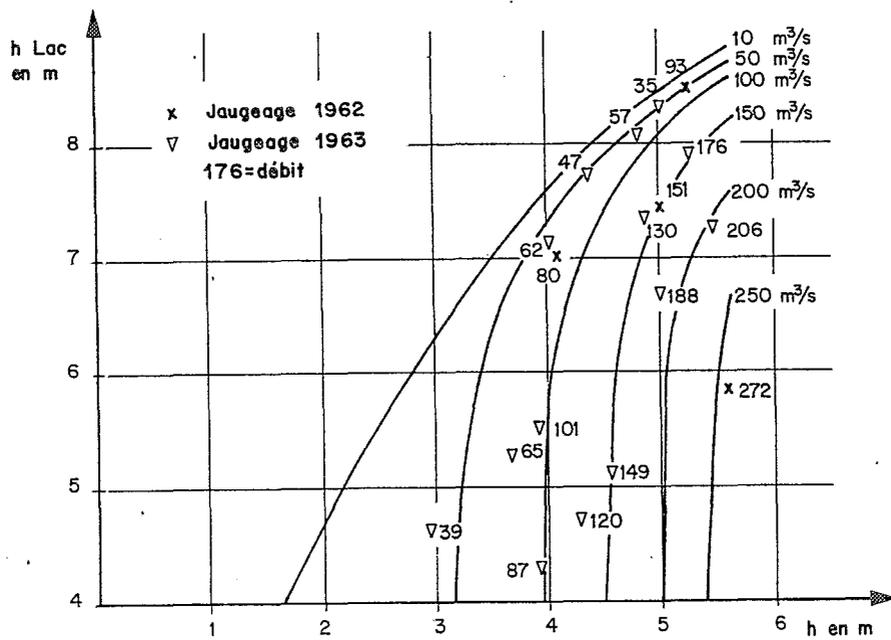
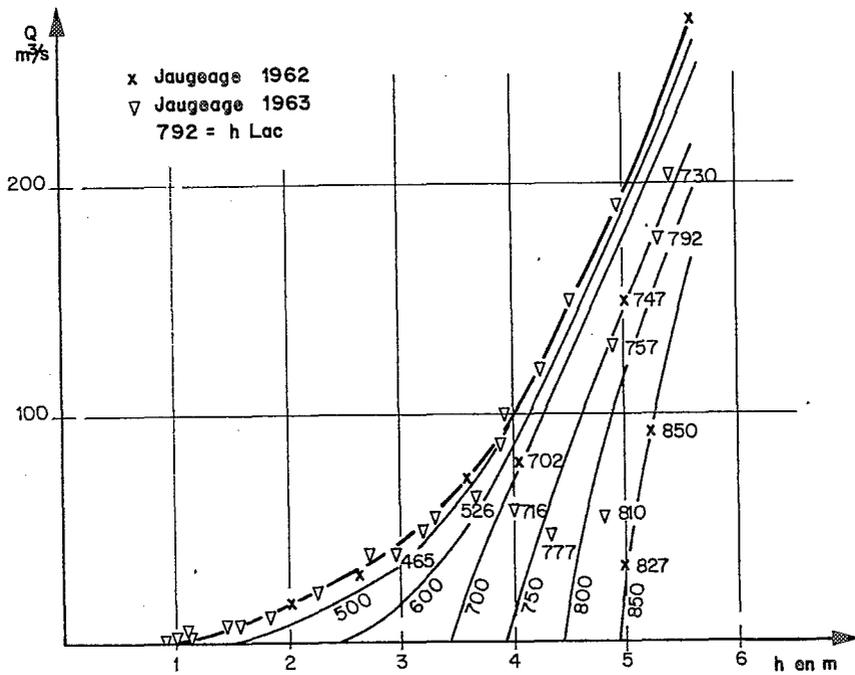


Fig.: III-6 - SURFACE DE TARAGE DU SANGKER A BATTAMBANG
 COURBES h Lac (h) pour Q = constante

III.212- Limites d'utilisation -

Ce type de représentation graphique de la surface de tarage, n'a aucune limite d'utilisation, si l'on dispose d'un indicateur de la cause de non-univocité. Cet indicateur peut être une hauteur limnimétrique comme dans l'exemple présenté ci-dessus, le niveau de réglage d'un barrage déversoir, ou toute autre valeur caractérisant la variation d'un contrôle aval.

On remarque que, comme dans un découpage en courbes univoques transitoires, la surface de tarage est représentée par un faisceau de courbes. Mais l'existence d'un indicateur permanent permet de passer sans discontinuité d'une courbe à l'autre, par simple interpolation.

On conçoit néanmoins parfaitement qu'une telle représentation est peu performante : d'une part, un tracé précis des différentes courbes exige une grande quantité de jaugeages et, d'autre part, le passage de la hauteur au débit implique la lecture de deux valeurs sur deux courbes différentes et une interpolation linéaire.

III.22- Méthode de la dénivelée normale

Cette méthode, très utilisée aux USA et préconisée par le Geological Survey, est souvent désignée par "Méthode BOYER" (REMENIERAS bibl. 2 - p.250).

III.221- Principe

La méthode consiste à rechercher la correction qu'il faut appliquer au débit Q , correspondant à une hauteur h , lorsque la pente de la ligne d'eau ou dénivelée D , entre deux échelles, diffère de la valeur normale D_n pour laquelle la courbe $Q(h)$ a été construite.

La justification théorique de cette méthode s'appuie sur la formule de MANNING. Nous admettrons donc que l'écoulement est permanent et peu varié.

Pour une hauteur h à l'échelle principale d'une station équipée de deux échelles distantes d'une longueur L et calées à la même altitude, deux débits différents Q_1 et Q_2 s'écoulent avec des pentes superficielles différentes J_1 et J_2 , telles que :

$$J_1 = \frac{(h - h_1')}{L} \quad \text{et} \quad J_2 = \frac{(h - h_2')}{L}$$

h_1' et h_2' , étant les deux hauteurs lues sur l'échelle secondaire.

L'application de la formule de MANNING à ces deux conditions d'écoulement donne :

$$Q_1 = \frac{1}{n} S R^{2/3} J_1^{1/2} \quad (1)$$

et

$$Q_2 = \frac{1}{n} S R^{2/3} J_2^{1/2} \quad (2)$$

soit en divisant (1) par (2) et en substituant :

$$Q_1/Q_2 = (J_1/J_2)^{1/2} = ((h-h_1')/(h-h_2'))^{1/2} = (D_1/D_2)^{1/2}$$

D_1 et D_2 étant les dénivelées entre les deux échelles.

Cette relation s'écrit pour la dénivelée normale D_n , à laquelle correspond le débit Q_n :

$$Q/Q_n = (D/D_n)^{0,5}$$

Pour représenter la surface de tarage d'équation générale $Q = f(h, h')$, il suffit donc de tracer à partir des jaugeages et des lectures sur deux échelles :

1°) la courbe de tarage à dénivelée normale, d'équation

$$Q_n = f(h, D_n) \text{ avec } D_n = \text{constante};$$

2°) la courbe de correction du débit, d'équation

$$Q = Q_n (D/D_n)^{0,5}$$

Dans la pratique, l'exposant de cette dernière formule diffère notablement de la valeur 0,5, sauf dans certains aménagements hydrauliques lorsque les conditions d'application de la formule de MANNING sont bonnes et que la dénivelée peut être mesurée sur une courte distance.

Pour les stations hydrométriques à surface de tarage, la pente naturelle est généralement faible et la dénivelée ne peut être mesurée avec précision que si les échelles sont éloignées. Cette dénivelée mesure alors la pente moyenne d'un bief de plusieurs dizaines de kilomètres de long et non la pente hydraulique au droit de l'échelle principale. Il en résulte que

la courbe de correction du débit a une équation de la forme plus générale $Q/Q_n = f(D/D_n)$, relation qui doit être définie graphiquement pour chaque station.

III.222- Mise en pratique de la méthode -

La procédure à suivre pour le tracé des deux courbes est la suivante :

a) Choix de la dénivelée normale D_n

Il s'appuie sur les deux critères suivants:

- . D_n est la valeur de la dénivelée la plus fréquente au cours de la période (valeur modale), de sorte que la correction soit appliquée à un nombre minimal de valeurs;
- . D_n est la valeur qui permet le meilleur tracé de la courbe de tarage, par le nombre et la répartition des jaugeages faits à une dénivelée égale ou peu différente.

b) Tracé de la courbe de tarage à dénivelée normale

Ce tracé est fait sur le graphique de tarage préparé suivant les règles données précédemment. Il s'appuie sur les jaugeages effectués à une dénivelée proche de D_n et tient compte du fait qu'un jaugeage réalisé avec une dénivelée $D < D_n$, a un débit trop faible, et inversement.

Ce premier tracé n'est qu'une approximation, souvent faite à l'estime, mais qui n'influe pas sur le résultat final.

c) Calcul des rapports Q/Q_n et D/D_n

Les valeurs Q_n sont lues sur la courbe qui vient d'être tracée et les rapports Q/Q_n de chaque jaugeage sont calculés.

d) Tracé de la courbe de correction du débit $Q/Q_n = f(D/D_n)$

Les valeurs précédentes Q/Q_n sont reportées sur un graphique en fonction des valeurs D/D_n correspondantes et une courbe est ajustée au mieux. On remarquera que, si l'on admet que la relation entre Q/Q_n et D/D_n est de la forme

$Q/Q_n = (D/D_n)^m$, la courbe passe par l'origine et par le point de coordonnées (1,1).

e) Calcul des débits à dénivelée normale et ajustement du tracé de la courbe de tarage

Le débit Q_n , correspondant à chaque jaugeage, est calculé à partir du rapport Q/Q_n , dont la valeur est lue sur la courbe de correction du débit. Ces valeurs corrigées sont reportées sur le graphique de tarage: la dispersion des points est fortement réduite et le premier tracé, fait approximative-

ment peut être amélioré. S'il en est ainsi, la procédure se poursuit, à partir de l'alinéa c), jusqu'à ce que la somme des valeurs absolues des écarts relatifs (exprimés en %) entre les valeurs corrigées et la courbe de tarage, soit minimale. En pratique, deux ou trois ajustements sont suffisants.

III.223- Exemples d'application

Station du Stung SRENG à KRALANH, au CAMBODGE

Cette station contrôle un bassin versant de 8175 km² et, comme dans l'exemple précédent, se trouve dans la zone d'influence du Grand Lac du CAMBODGE. L'échelle de pente est installée à 15 km à l'aval de KRALANH, et la dénivelée entre les deux échelles mesure la pente hydraulique du SRENG et ses variations au cours du cycle hydrologique.

Trente et un jaugeages ont été faits à KRALANH et le tableau 3.1. donne la liste des vingt trois mesurages qui sont utilisés dans cet exemple.

La figure 3.7 montre la position des 23 jaugeages, avec leur numéro d'ordre : la dispersion est très importante entre les hauteurs 2 et 6 m (voir jaugeages 8 et 15).

a) choix de la dénivelée normale

Si l'on ne considère que la période de juillet à novembre, durant laquelle s'écoule plus de 90% du débit annuel, la valeur modale de la dénivelée entre les deux échelles se situe dans la classe 1,50 à 1,75 m.

La figure 3.8 montre la répartition des dénivelées suivant la cote à l'échelle de KRALANH : aucune organisation n'apparaît. On pouvait s'y attendre, puisque le régime propre du Stung SRENG est pratiquement indépendant de la hauteur à l'échelle, liée aux variations du niveau du Grand Lac.

Le choix de la valeur de la dénivelée normale D_n est guidé par la position des jaugeages. Sur la figure 3.8, on observe que pour :

$D_n = 1,50$ m : deux jaugeages seulement sont faits pour une dénivelée proche de cette valeur (n°4 et 12).

$D_n = 1$ m : quatre jaugeages sont bien situés (n°10, 13, 16, 18) mais aucun ne se trouve au-dessus de la cote 5,50 m.

$D_n = 2$ m : sept jaugeages sont utilisables (n°3, 5, 6, 7, 9, 11 et 21) dont les deux qui correspondent

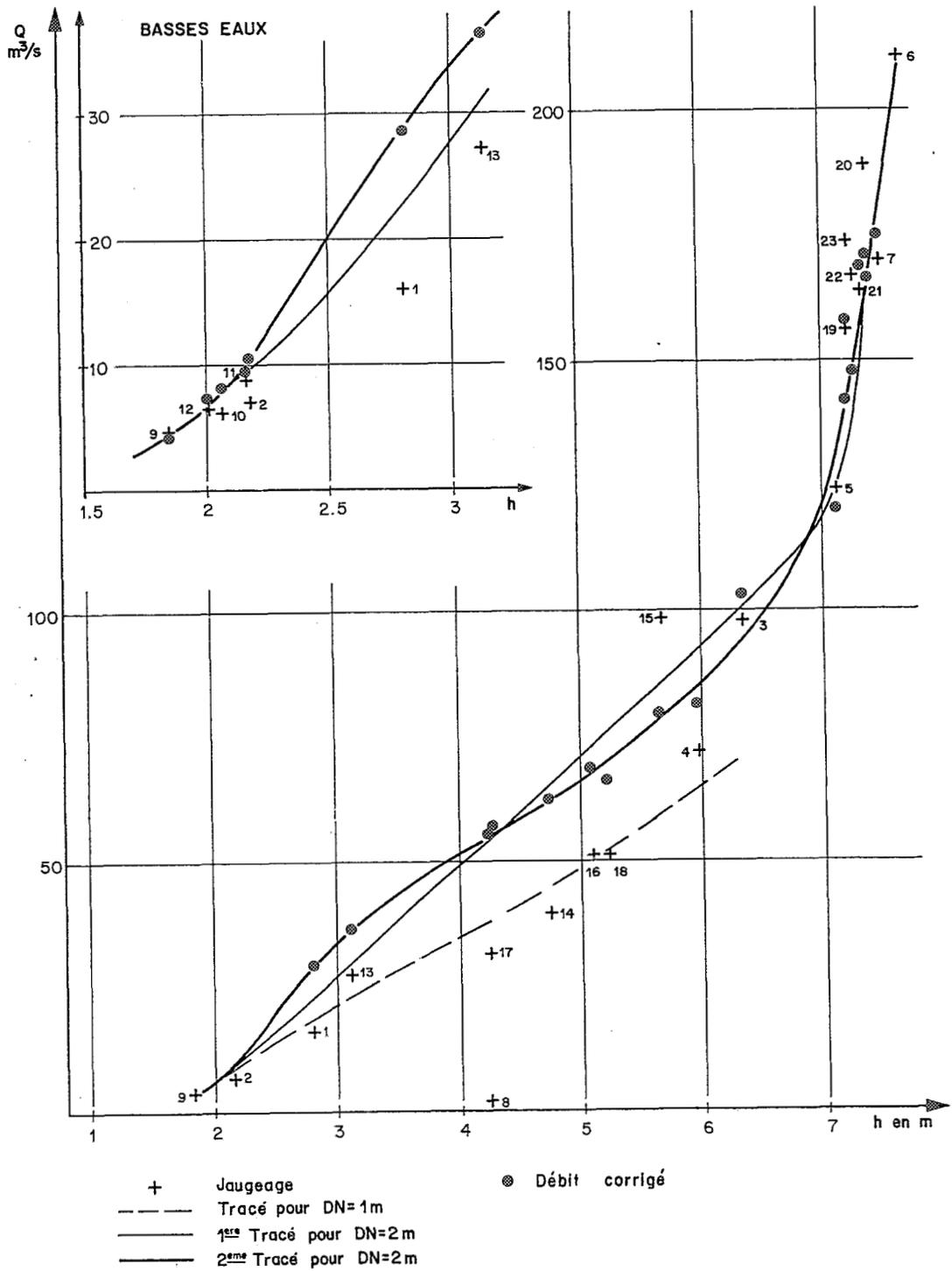
aux hauteurs extrêmes mesurées.

Le choix de cette dernière valeur, comme dénivelée normale, s'impose donc.

Tableau 3.1 : STUNG SRENG à KRALANH
Méthode de la dénivelée normale

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
					* Premier tracé *				2ème tracé	
No	h m	Q m ³ /s	D	D/Dn	Qn m ³ /s	Q/Qn	Q/Qc	Qc m ³ /s	Qn m ³ /s	Q/Qn
CRUE 1962										
1	2,80	16,1	0,56	0,28	23,0	0,70	0,56	28,8	28,8	0,56
2	2,17	7,10	0,79	0,40	9,80	0,72	0,66	10,8	10,8	0,66
3	6,37	97,4	1,78	0,89	101	0,96	0,95	103	94,0	1,04
4	6,00	71,4	1,49	0,75	92,5	0,77	0,88	81,1	85,0	0,84
5	7,09	124	2,12	1,06	124	1,00	1,04	120	132	0,94
6	7,63	221	1,99	1,00	221	1,00	1,00	221	221	1,00
7	7,43	170	1,91	0,95	182	0,93	0,98	174	182	0,93
8	4,21	2,22	0,01	0,005	53,5	0,04	0,04	55,5	55,0	0,04
CRUE 1963										
9	1,83	4,33	2,08	1,04	4,30	1,01	1,03	4,22	4,30	1,01
10	2,06	6,04	1,01	0,50	7,80	0,77	0,73	8,27	8,00	0,76
11	2,15	8,83	1,85	0,92	9,60	0,92	0,97	9,15	10,4	0,85
12	2,00	6,45	1,38	0,69	6,60	0,98	0,85	7,63	7,10	0,91
13	3,12	27,4	1,07	0,53	30,5	0,90	0,75	36,5	36,5	0,75
14	4,74	39,4	0,73	0,36	65,0	0,61	0,63	62,5	62,0	0,64
15	5,70	97,8	3,03	1,51	85,5	1,14	1,23	79,5	78,0	1,25
16	5,09	50,6	1,02	0,51	73,0	0,69	0,74	68,8	67,5	0,75
17	4,23	31,4	0,56	0,28	54,0	0,58	0,56	56,1	56,0	0,56
18	5,23	50,6	1,11	0,56	76,0	0,67	0,77	65,7	70,0	0,72
19	7,19	156	2,39	1,20	136	1,15	1,10	142	145	1,08
20	7,35	189	2,44	1,22	165	1,15	1,10	171	165	1,15
21	7,32	164	1,87	0,94	164	1,00	0,98	168	160	1,03
22	7,25	167	2,53	1,26	148	1,13	1,12	148	150	1,11
23	7,20	174	2,46	1,23	140	1,24	1,11	157	145	1,20

Fig. III-7. STUNG SRENG A KRALANH (Dénivelée normale)
COURBE DE TARAGE



b) Tracé de la courbe de tarage à dénivelée normale
(fig.3.7 1er tracé)

La courbe est bien définie vers le bas et vers le haut mais est très imprécise dans la partie centrale : on sait qu'elle passe au-dessus des points 13 et 3 et au-dessous du point 15. L'esquisse de la courbe pour $D_n = 1$ m peut guider le tracé sachant que leurs ordonnées sont approximativement dans

le rapport $\sqrt{2} = 1,414$ puisque :

$$Q_{2m}/Q_{1m} \approx (D_{2m}/D_{1m})^{1/2}$$

On remarque que le choix de la dénivelée $D_n = 1$ m aurait conduit à une bonne définition du tracé jusqu'à la cote 6 m mais à une indétermination au-dessus de cette valeur.

c) Calcul des rapports D/D_n et Q/Q_n

Voir tableau 3.1, colonnes 5 à 7. Les valeurs Q_n sont lues sur le graphique (premier tracé pour $D_n = 2$ m)

d) Courbe de correction du débit

Elle est représentée sur la figure 3.9. La dispersion des points est faible et le tracé est assez précis. On remarque que la courbe passe par l'origine des abscisses (jaugeage n° 8) et par le point de coordonnées (1,1).

e) Calcul des débits à dénivelée normale et ajustement de la courbe de tarage

Les valeurs du rapport Q/Q_c sont lues sur la courbe de correction et les débits Q_c sont calculés (tableau 3.1 colonnes 8 et 9). Ces débits sont reportés sur le graphique de tarage (symbolisés par des points sur la fig.3.7). Ils permettent de tracer la courbe, pour la dénivelée $D = 2$ m, avec une bien meilleure précision.

Ce premier ajustement réduit l'écart absolu moyen des jaugeages à la courbe (premier tracé) de 19,8% à 7,2%

Le deuxième tracé est utilisé pour lire les débits Q_n à dénivelée normale et le processus reprend à partir de l'item c). On constate sur la figure 3.9 que la dispersion des valeurs des rapports Q/Q_n est un peu réduite mais le tracé de la courbe de correction n'est pas modifié. Il apparaît donc inutile de continuer.

Par rapport au second tracé de la courbe de tarage, l'écart absolu moyen passe de 21,5% à 3,7%

Fig. III-8_ STUNG SRENG A KRALANH
REPARTITION DES DENIVELEES EN FONCTION DE LA COTE

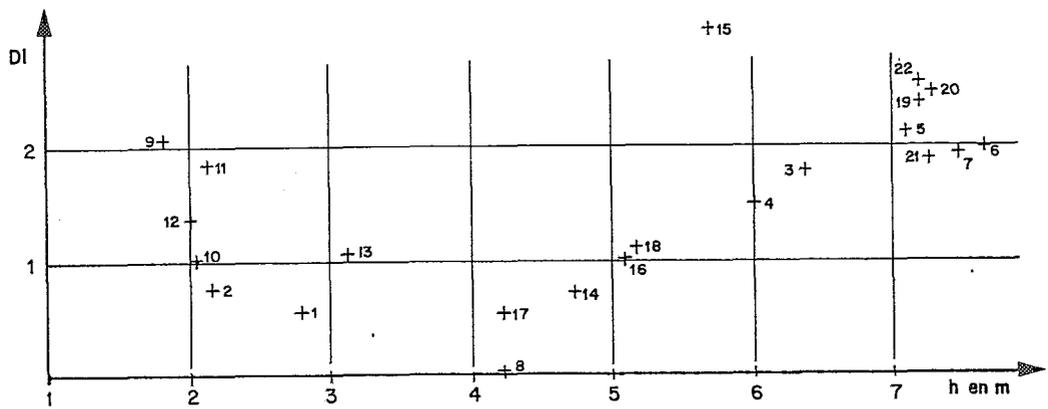
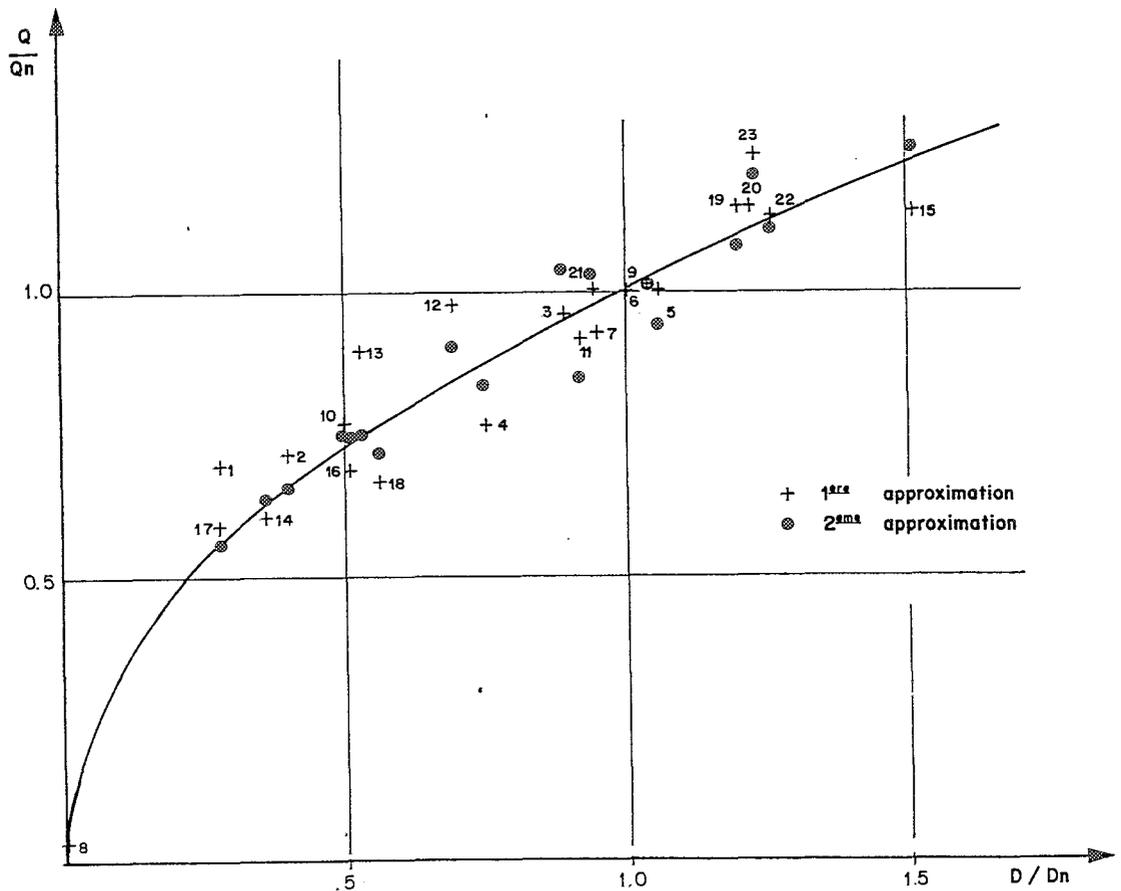


Fig. III-9_ STUNG SRENG A KRALANH (Dénivelée normale)
COURBE DE CORRECTION DU DEBIT



Le tarage du Stung SRENG à KRALANH est donc représenté par les deux courbes obtenues :

- la courbe de tarage (2ème tracé) pour le calcul des débits à dénivelée normale;
- la courbe de correction du débit, qui est représentée sur la figure 3.9

Remarque :

L'ajustement d'une droite sur les logarithmes des quotients Q/Q_n et D/D_n par la méthode des moindres carrés conduit à

l'équation : $Q/Q_n = 1,034 (D/D_n)^{0,59}$
avec un coefficient de corrélation de 0,994.

Cette relation montre :

- que l'exposant n'est pas égal à 0,5, comme l'ajustement graphique de la courbe de correction le montre;
- que la courbe ne passe pas exactement par le point de coordonnées (1,1).

En pratique, on admettra la relation : $Q/Q_n = (D/2)^{0,59}$

Station du fleuve SENEGAL à SALDE, en MAURITANIE

Cet exemple illustre l'application de la méthode de la dénivelée normale dans un bief, non influencé par un remous aval mais dont la pente du fond est très faible. Il en résulte une continuelle variation de la pente superficielle au cours de la crue annuelle.

Les débits mesurés à cette station ne représentent qu'une partie du débit total du fleuve SENEGAL, débit qui transite pour une large part dans un bras secondaire de rive gauche, le DOUE, et dans l'ensemble du lit majeur en forte crue.

Soixante deux jaugeages ont été réalisés à SALDE en 1955. Ils s'organisent chronologiquement suivant le cycle crue-décru du SENEGAL avec une bonne régularité, comme le montre la figure 3.10. Pour faciliter la compréhension de l'exemple, nous avons choisi 16 jaugeages seulement sur 62, pris dans la liste chronologique de 4 en 4 (tableau 3.2). La dénivelée est mesurée par la différence des cotes absolues, relevées le même jour à l'échelle de SALDE et à l'échelle de BOGHE, station située à 95 km à l'aval.

a) Choix de la dénivelée normale

Le graphique de variation de la dénivelée entre SALDE et BOGHE suivant la hauteur à SALDE (fig. 3.11) montre que la pente

Fig.:III - 10_ SENEGAL A SALDE
REPARTITION DES JAUGEAGES - CRUE 1955

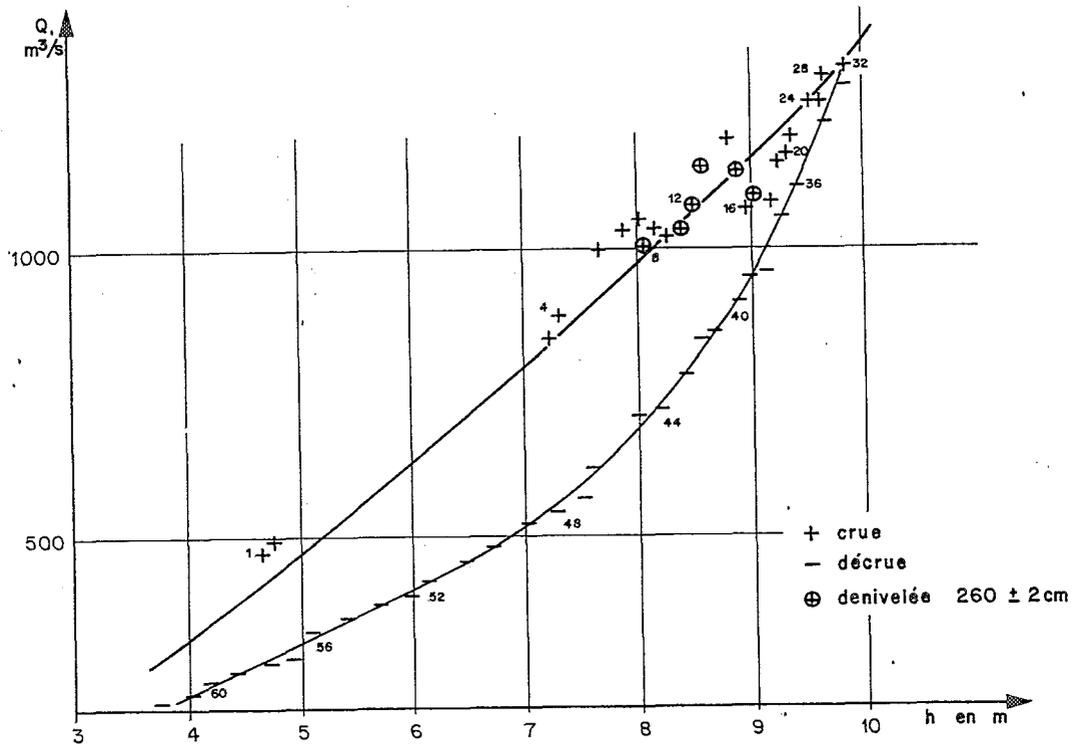


Fig.:III - 11_ SENEGAL A SALDE
VARIATION DE LA DENIVELEE AVEC LA COTE

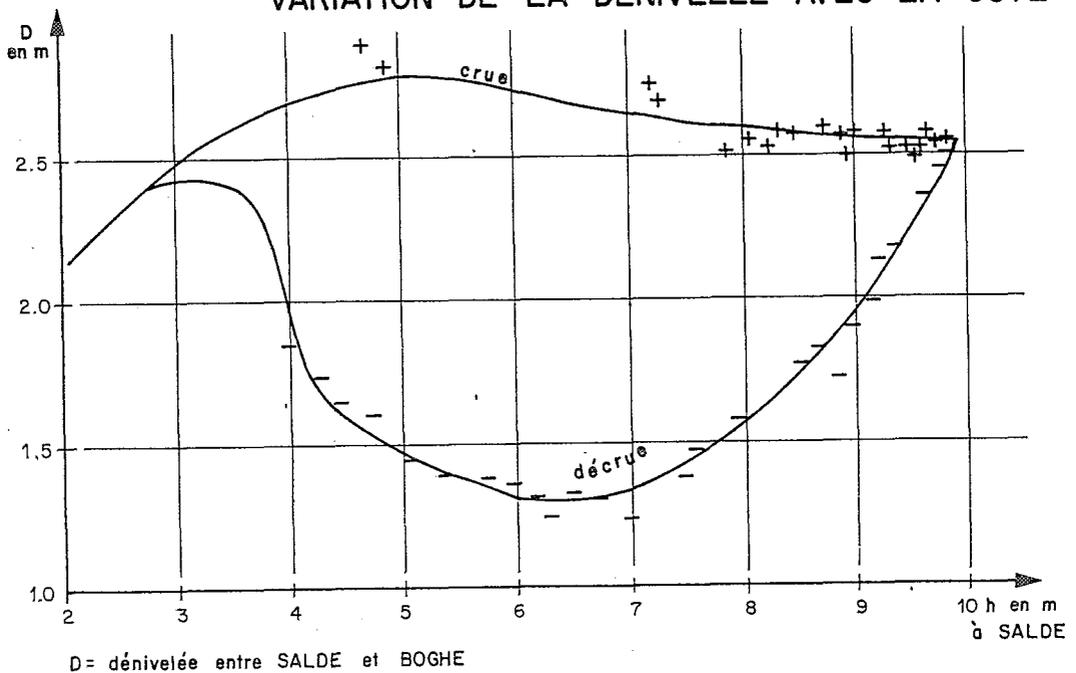


Tableau 3.2 : SENEGAL à SALDE
Méthode de la dénivelée normale

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Date	h m	Q m ³ /s	D m		D/Dn	Qn m ³ /s	Q/Qn	Qc m ³ /s
1	28/07	4,64	473	2,96	Crue	1,138	420	1,126	432
4	6/08	7,30	884	2,73	Crue	1,050	850	1,040	854
8	13/08	8,05	1010	2,59	Crue	0,996	980	1,031	1013
12	21/08	8,50	1075	2,60	Crue	1,000	1065	1,009	1075
16	01/09	8,96	1067	2,52	Crue	0,969	1150	0,928	1091
20	11/09	9,31	1156	2,58	Crue	0,992	1215	0,951	1162
24	23/09	9,60	1259	2,62	Crue	1,008	1275	0,987	1252
28	29/09	9,70	1298	2,54	Crue	0,977	1285	1,010	1320
32	15/10	9,86	1325	2,58	Maximum	0,992	1320	1,004	1332
36	25/10	9,40	1109	2,20	Décru	0,846	1235	0,898	1248
40	31/10	8,87	906	1,75	Décru	0,673	1135	0,798	1198
44	07/11	8,20	718	1,63	Décru	0,627	1010	0,711	998
48	15/11	7,26	539	1,46	Décru	0,562	840	0,642	810
52	23/11	6,12	421	1,33	Décru	0,512	655	0,643	675
56	01/12	5,10	337	1,46	Décru	0,562	495	0,681	506
60	09/12	4,20	256	1,77	Décru	0,681	355	0,721	336

superficielle varie peu durant la crue, dès que le niveau dépasse la cote 4,00 m.

Par contre, la pente superficielle varie de jour en jour à la décrue : d'abord rapidement décroissante, elle croît à nouveau pour se stabiliser en fin de crue à la valeur de la dénivelée entre SALDE et BOGHE, qui est d'environ 2,5 m pour 95 km, soit 2,6 cm/km.

Fig. III -12 - SENEGAL A SALDE (Dénivelée normale)
 COURBE DE TARAGE

$D_n = 2,60 \text{ m}$

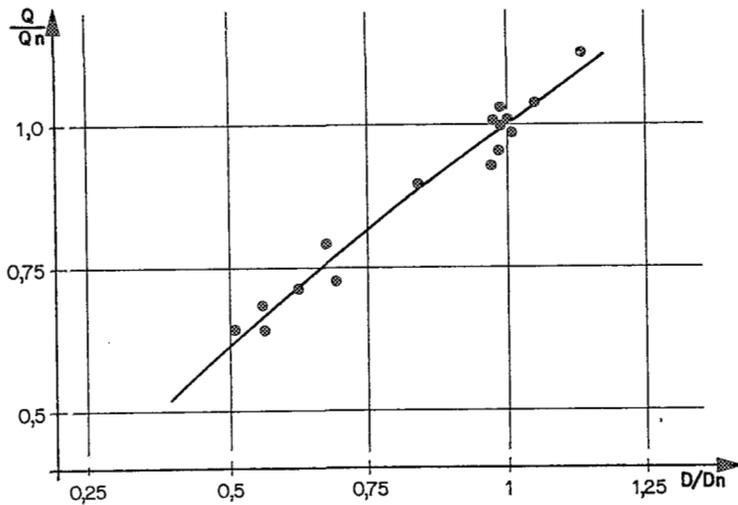
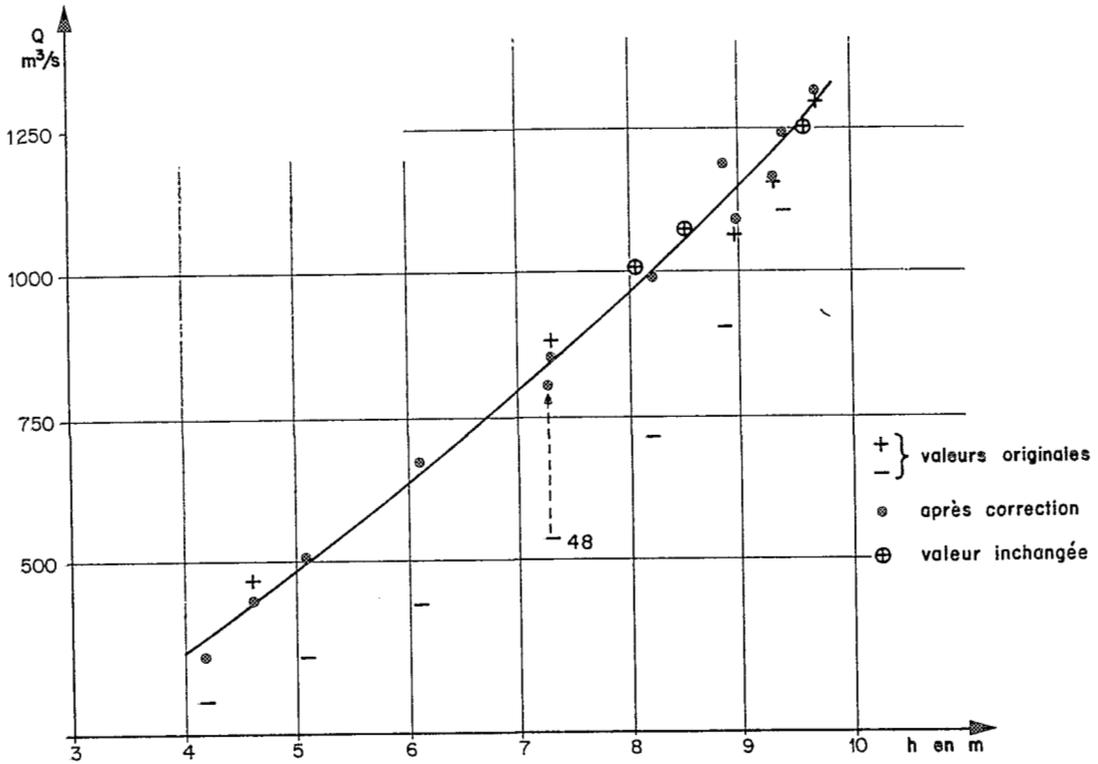


Fig. III -13 - SENEGAL A SALDE
 COURBE DE CORRECTION DU DÉBIT

Le choix de la dénivelée normale se porte évidemment sur la valeur stable de crue, soit $D_n = 2,60$ m.

b) Tracé de la courbe de tarage à dénivelée normale

Elle est tracée à l'estime, après repérage des jaugeages effectués avec une dénivelée égale ou très proche de 2,60 m (n° 8, 12, 20, 24 et 32 - fig. 3.10).

c) Courbe de correction du débit

Après lecture des débits Q_n sur la courbe, les quantités D/D_n et Q/Q_n sont calculées (colonnes 7, 8 et 9 du tableau 3.2). La relation entre les rapports Q/Q_n et D/D_n est étudiée graphiquement (fig. 3.13) et la courbe de correction du débit est tracée avec une bonne précision.

Une régression sur les logarithmes des quotients Q/Q_n et D/D_n , donne la valeur 0,705 à l'exposant (coefficient de corrélation = 0,984). D'où la relation :

$$Q/Q_n = (D/2,6)^{0,705}$$

d) Courbe de tarage définitive

Après calcul des valeurs Q_n pour chaque jaugeage, les débits corrigés sont reportés sur le graphique de tarage (fig. 3.12). La dispersion des points est faible. La distinction crue-décru n'est plus visible et le tracé de la courbe de tarage pour $D_n = 2,6$ m peut encore être précisé.

L'écart moyen absolu à la courbe chute, pour les 16 jaugeages considérés, de 14,1% pour les valeurs brutes à 2,8% pour les valeurs corrigées. Le gain est supérieur à 80%

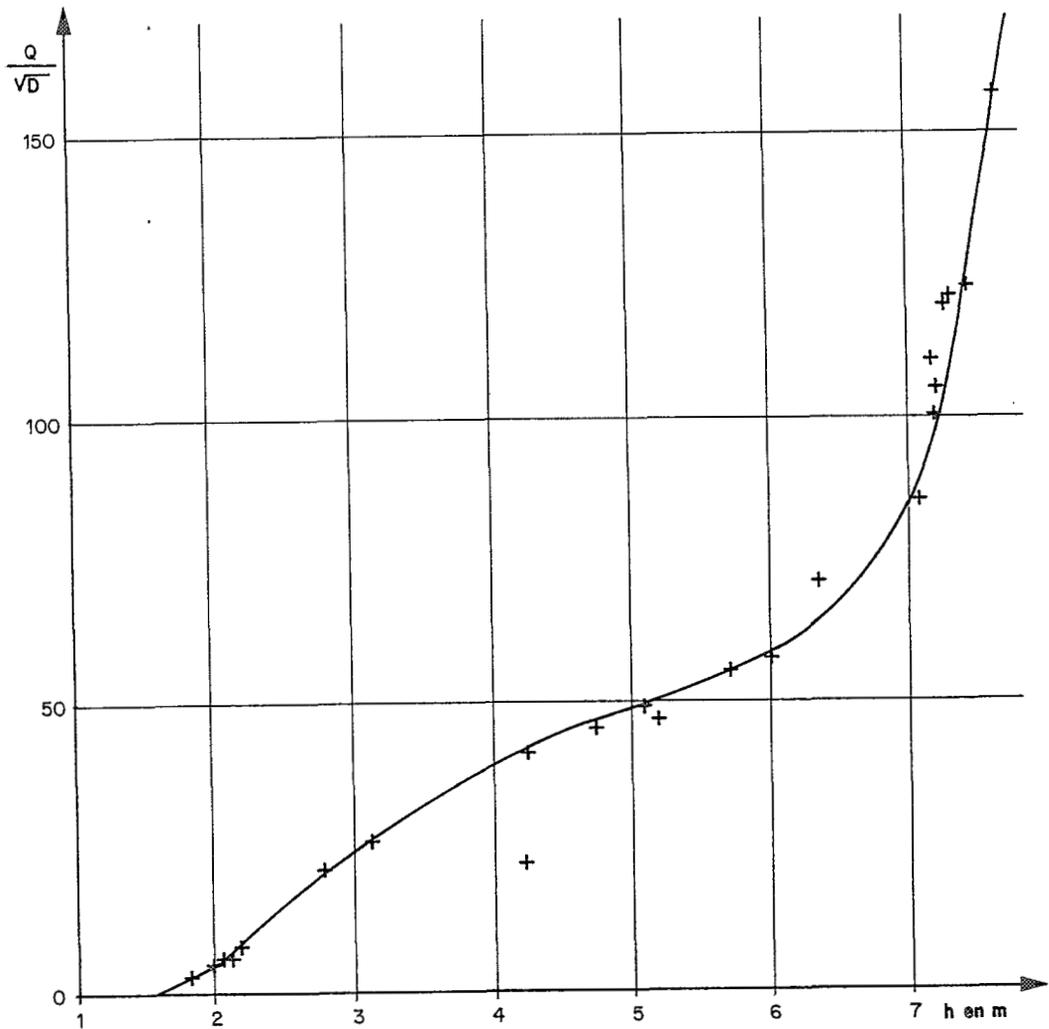
III.224- Méthodes simplifiées

A - On peut admettre que la relation $Q/Q_n = f(D/D_n)$ a pour expression exacte $Q/Q_n = (D/D_n)^{1/2}$ et choisir à priori $D_n = 1$ m. Il vient alors : $Q/D^{1/2} = Q_n = f(h)$.

Il suffit donc de diviser les jaugeages par la racine carrée de la dénivelée correspondante et de porter ces valeurs sur un graphique pour en définir la courbe de variation.

C'est ce qu'ont fait les auteurs de l'étude du Grand Lac du CAMBODGE pour la station du Stung SRENG à KRALANH. On peut observer sur la figure 3.14, que la dispersion des points est faible et que le tracé de la courbe est précis.

Fig. III - 14 - STUNG SRENG A KRALANH
 COURBE DE VARIATION DU RAPPORT Q/\sqrt{D}
 POUR $D_n = 1m$



En pratique, la méthode simplifiée est utilisée comme test, avant d'appliquer la méthode générale. Si la dispersion des points est grande, la méthode générale a peu de chances de donner de bons résultats, car dans ce cas, la dénivelée utilisée n'est pas un indicateur valable des variations de la pente hydraulique.

B - La méthode peut être appliquée directement aux vitesses d'écoulement, en écrivant la formule de STRICKLER :

$$U = K R^{2/3} (D/L)^{1/2}$$

D étant la dénivelée et L la distance entre les deux échelles.

Cette expression s'écrit : $U = c D^{1/2}$

$$\text{ou plus généralement : } U = c D^n \quad (1)$$

Si l'on dispose d'un profil en travers précis au droit de la section de l'échelle, les vitesses moyennes d'écoulement peuvent être calculées pour chacun des jaugeages et la relation (1) est définie graphiquement.

On trouvera un exemple d'utilisation de cette méthode dans l'exemple 8, donné en annexe. Y. BRUNET-MORET a choisi de représenter la surface de tarage du TINKISSO à QUARAN (non-univocité par effet de remous de la confluence du TINKISSO avec le NIGER) par deux courbes :

- la courbe S(h) définie algébriquement par :

$$S = 0,42 (h + 300)^{8/7}$$

- la courbe U(D) définie par l'expression :

$$U = 0,0661 (D + 1)^{0,5}$$

D étant la différence des hauteurs absolues (hauteur à l'échelle + cote IGN du zéro de l'échelle) observées le jour du jaugeage, aux échelles de QUARAN et de TIGUIBERY, station située sur le NIGER, à 2 km à l'aval du confluent du TINKISSO.

III.225- Limites d'utilisation -

La méthode de la dénivelée normale n'est applicable qu'aux stations à profil stable et sans inversion de la pente superficielle ($J \geq 0$).

L'instabilité du profil transversal conduit à une dispersion des points qu'il est difficile de distinguer de celle

due aux variations de pente. Néanmoins, si l'instabilité du profil est d'origine artificielle, la méthode peut être appliquée à chacune des chroniques de hauteurs homogènes.

En pratique, le facteur qui limite l'utilisation de la méthode, est une mauvaise connaissance de la pente superficielle, soit parce que la dénivelée entre les deux échelles est faible ou mesurée avec une précision insuffisante, soit parce que la dénivelée est un mauvais indicateur de la pente hydraulique réelle au droit de l'échelle.

Ce peut être le cas quand les stations sont trop éloignées. En raison du temps de parcours, les variations du niveau peuvent être temporairement inversées (décrue en amont, fin de crue à l'aval par exemple).

Avant d'appliquer la méthode, il est conseillé de vérifier graphiquement la répartition des quotients $Q/D^{1/2}$ en fonction de h (cf § III.224). Si la dispersion des points est peu importante, c'est à dire si la pondération des débits par l'inverse de $D^{1/2}$ est efficace; la méthode de la dénivelée normale est applicable.

Le dernier facteur limitant est évidemment l'insuffisance du nombre de jaugeages ou leur mauvaise répartition dans l'intervalle des hauteurs.

En résumé :

- la représentation graphique de la surface de tarage d'une station à deux échelles est faite à travers un faisceau de courbes à dénivelée ou à niveau aval constant;
- lorsque la dénivelée est un bon indicateur de la pente hydraulique, la méthode de la dénivelée normale permet de représenter la surface de tarage par deux courbes : la courbe de tarage à dénivelée normale et la courbe de correction du débit.

III.3- STATIONS A UNE SEULE ECHELLE

La variable secondaire qui, associée à la hauteur, peut permettre d'explorer la surface de tarage, ne peut être recherchée que dans la chronique des hauteurs d'eau. Dans certaines conditions qui seront précisées, cette variable est la vitesse de variation de la hauteur dans un intervalle de temps $\Delta h/\Delta t$: on la désigne sous le nom de gradient limnimétrique.

La méthode du gradient limnimétrique permet de réduire la surface de tarage à deux courbes, suivant un processus très proche en pratique, de celui de la méthode de la dénivelée normale.

Pour certaines stations à régime hydrologique très régulier, une autre méthode plus simple, appelée méthode de l'écart à la cote maximale, donne de bons résultats.

III.31- Méthode du gradient limnimétrique

Cette méthode a été très utilisée par les hydrologues de l'ORSTOM pour le tarage de nombreuses stations africaines et a donné d'excellents résultats, en particulier pour le NIGER et le SENEGAL.

III.311- Principe -

L'approche théorique est donnée au paragraphe suivant, telle qu'elle a été établie par J.LAMAGAT dans la Monographie Hydrologique du Fleuve NIGER (tome II - bibl. 22 pp 105 et 106).

Cette approche, assez complexe, met en évidence le rôle de la variation de la hauteur limnimétrique avec le temps. Cette variation appelée gradient limnimétrique est désignée par la lettre G.

$$G = \Delta h / \Delta t \text{ exprimée en cm/jour}$$

La surface de tarage a pour équation générale $Q = f(h, G)$ et sa représentation est obtenue, à partir des jaugeages et des valeurs correspondantes de G, par le tracé de :

1°) la courbe de tarage en régime uniforme d'équation

$$Q_0 = f(h, G) \text{ avec } G = 0$$

2°) la courbe de correction du débit d'équation

$$Q = Q_0 (1 + kG)^{0,5}$$

k étant une pseudo constante.

Comme la compréhension du paragraphe suivant n'est pas nécessaire à la mise en pratique de la méthode, il est conseillé au lecteur peu familiarisé avec les lois de l'hydraulique, de se reporter directement au paragraphe III.313.

III.312- Approche théorique -

En régime uniforme, pour une hauteur h à l'échelle, le débit Q_0 s'écoule avec une vitesse moyenne U_0 dans la section au droit de l'échelle.

D'après CHEZY :
$$U_0 = K J_0^{0,5} \quad (1)$$

où J_0 est la pente de la ligne d'eau qui, en régime uniforme est égale à la pente moyenne du fond.

Lorsque le régime varie, l'équation (1) devient, pour la même hauteur h à l'échelle :

$$U = K J^{0,5} \quad (2)$$

où K est le même puisque rugosité et section mouillée - donc rayon hydraulique - sont les mêmes.

En régime graduellement varié, pendant l'intervalle de temps Δt , la hauteur d'eau varie et entraîne un changement de la pente superficielle ΔJ , telle que :

$$\Delta J = \Delta h / \Delta x$$

où Δh désigne la variation de la hauteur et Δx la distance parcourue par l'onde de crue pendant le temps Δt .

Soit V_c la vitesse de propagation, ou célérité, de l'onde de crue :

$$\Delta x = V_c \Delta t$$

et
$$\Delta J = \Delta h / (V_c \Delta t) \quad (3)$$

comme
$$J = J_0 + \Delta J$$

l'équation (2) s'écrit :

$$U = K (J_0 + \Delta J)^{0,5}$$

En combinant les équations (1) et (3), on obtient :

$$U^2 / U_0^2 = 1 + (J_0 V_c)^{-1} \Delta h / \Delta t \quad (4)$$

En posant :

- $y = U / U_0 = Q / Q_0$, U_0 et Q_0 étant la vitesse et le débit en régime uniforme pour la cote h ;

- $G = \Delta h / \Delta t$, variation de la cote avec le temps ou gradient limnimétrique, exprimée en cm/jour;

- $a = 1/(8,64 \cdot 10^6 \text{ Jo})$, valeur constante égale à l'inverse du produit de la pente moyenne du fond et de la constante de transformation des unités (m/s en cm/jour),

l'équation (4) s'écrit :

$$y^2 - 1 = G a/Vc \quad (5)$$

Vc , célérité de l'onde de crue, est un paramètre complexe, fonction de la profondeur moyenne. Il est donc lié à la hauteur à l'échelle.

Pour une profondeur donnée en régime graduellement varié, J. LAMAGAT indique que le terme a/Vc est assimilable à une constante.

L'équation de la courbe de tarage en régime uniforme est de la forme :

$$y^2 - 1 = kG \quad (6)$$

avec $k = (8,64 \cdot 10^6 \text{ Jo } Vc)^{-1}$

k , appelé par J. LAMAGAT "coefficient de correction de gradient", est toujours faible et souvent inférieur à 0,1.

III.313- Mise en pratique de la méthode -

La procédure d'application est très voisine de celle de la méthode de la dénivelée normale. Elle nécessite un choix préalable : celui de l'intervalle de temps, nécessaire au calcul du gradient limnimétrique. La valeur définitive du coefficient de correction du gradient k est obtenue par approximations successives.

a) Calcul du gradient limnimétrique

Le calcul est fait pour chaque jaugeage, à partir des lectures d'échelles ou, s'il existe, du limnigramme. Le pas de temps de référence varie de quelques heures pour les petits bassins à plusieurs jours.

J. LAMAGAT a utilisé pour les stations du Delta Central du NIGER, les cotes des jours $J-1$ et $J+1$, J étant le jour du jaugeage.

$$G = (h_{J+1} - h_{J-1})/2$$

Afin de réduire les erreurs dues à l'imprécision des lectures, Y. BRUNET-MORET a utilisé pour le NIGER Supérieur, une moyenne pondérée des observations sur la période entourant le jour du jaugeage.

La formule utilisée est la suivante :

$$G = \frac{1}{200} \left(\sum_{i=-4}^{-1} \frac{h_{J+i} - h_J}{i} (5+i)^3 + \sum_{i=1}^{4} \frac{h_{J+i} - h_J}{i} (5-i)^3 \right)$$

Cette formulation revient à utiliser 8 écarts à la cote moyenne h_J du jour J , avec pour chaque jour, les "poids suivants":

Jours	Poids
J - 1 et J + 1	64/200
J - 2 et J + 2	27/200
J - 3 et J + 3	8/200
J - 4 et J + 4	1/200

Cette formule, d'apparence complexe, est facilement programmable sur une calculatrice de poche. Son emploi n'est néanmoins pas nécessaire dans la phase exploratoire de mise en pratique de la méthode, si la chronique des hauteurs d'eau est sûre (vérification de son homogénéité sur le limnigramme enregistré ou tracé à partir des cotes).

b) Tracé d'une courbe de tarage moyenne

Ce tracé est fait sur le graphique de tarage. La courbe passe sensiblement au milieu des points de crue ($G > 0$) et de décrue ($G < 0$) et, s'ils existent, par les points de gradient nul. L'utilisation des symboles (+) ou (-), suivant le signe du gradient, facilite le tracé.

c) Calcul des quantités $y^2 - 1$

Q_1 étant la valeur du débit lue sur la courbe moyenne, les rapports $y = Q/Q_1$ sont calculés pour chacun des jaugeages.

Les couples $(G, y^2 - 1)$ sont reportés sur papier millimétré.

d) Tracé de la droite de correction du débit

L'ajustement graphique donne une première évaluation de la valeur du coefficient k , égal à la pente de la droite de correction.

e) Tracé de la courbe de tarage "en régime uniforme"

Les valeurs Q_0 du débit en régime uniforme sont calculées par

l'équation $Q_0 = Q/(1 + kG)^{0,5}$. Les valeurs obtenues sont reportées sur le graphique de tarage et servent au tracé de la courbe de tarage "en régime uniforme", d'équation $Q_0 = f(h)$. L'opération est répétée à partir de c) jusqu'à ce que les écarts entre débits corrigés et débits calculés par l'équation $Q_0 = f(h)$ soient minimisés.

En pratique, deux ajustements suffisent.

III.314- Exemples d'application -

Station du SENEGAL à SALDE, en MAURITANIE

Nous reprenons l'exemple de la station de SALDE sur le fleuve SENEGAL, dont le tarage a déjà été établi par la méthode de la dénivelée normale (§ III.223). Nous utiliserons la même liste réduite à 16 jaugeages, afin de comparer les résultats obtenus, mais il est évident que dans une application réelle tous les jaugeages sont utilisés.

a) Choix du gradient

Après différents essais de durée entre 1 et 6 jours, un intervalle de 3 jours a été retenu. Ce délai est suffisant pour diminuer les erreurs dues à l'irrégularité des variations journalières, surtout en crue :

$$G = (h_{J+1} - h_{J-2})/3$$

J désigne le jour où a été effectué le jaugeage, G est exprimé en cm/jour (colonne 5 du tableau 3.3).

On observe une nette différence entre :

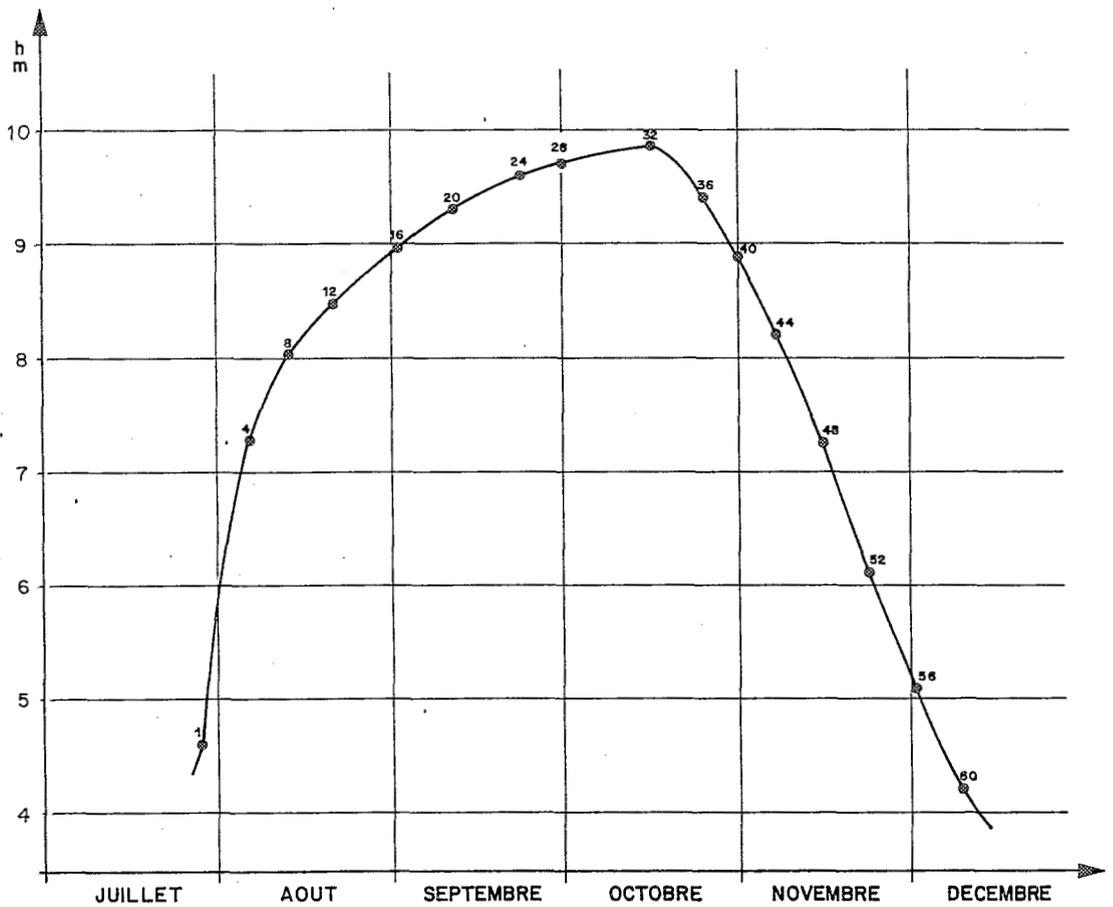
- les gradients de crue très élevés au début et progressivement décroissants;
- les gradients de décrue, qui ne varient pratiquement pas.

L'allure du limnigramme de la crue 1955 justifie cette observation : il présente une très nette dissymétrie entre la montée irrégulière et la descente quasi-linéaire (fig.III.15).

b) Tracé de la courbe de tarage "moyenne"

Après report des jaugeages, avec les symboles + pour la crue et - pour la décrue, une courbe moyenne est tracée à l'estime (fig.III.16). Cette courbe est imprécise à partir de la cote 8,50 en raison de la dispersion assez forte des jaugeages de crue. Mais ces mesures correspondent à des gradients assez faibles et leur influence est moindre dans la définition de la droite de correction.

Fig. III - 15_ SENEGAL A SALDE
 LIMNIGRAMME DE LA CRUE 1955



• jaugeages utilisés dans les exemples

Tableau 3.3 : SENEGAL à SALDE
Méthode du gradient limnimétrique (1er tracé)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Date	h m	Q m ³ /s	G cm/j	Q1 m ³ /s	y^2-1	Qc m ³ /s	Q/Q1 %	Qc/Q1 %
1	28/07	4,64	473	+27,3	380	0,549	346	+24,5	- 8,9
4	6/08	7,30	884	+21,7	710	0,550	679	+24,5	- 4,4
8	13/08	8,05	1010	+ 8	850	0,412	901	+18,8	+ 6,0
12	21/08	8,50	1075	+ 6,3	945	0,294	981	+13,8	+ 3,8
16	01/09	8,96	1067	+ 4,7	1060	0,013	995	+ 0,7	- 6,1
20	11/09	9,31	1156	+ 4,7	1150	0,010	1078	+ 0,5	- 6,3
24	23/09	9,60	1259	+ 2,3	1235	0,039	1215	+ 1,9	- 1,6
28	29/09	9,70	1298	+ 1,7	1260	0,061	1264	- 3,0	+ 0,3
32	15/10	9,86	1325	+ 1,0	1325	0,0	1304	0,0	- 1,6
36	25/10	9,40	1109	- 6,7	1170	-0,102	1251	- 5,2	+ 6,9
40	31/10	8,87	906	-10,7	1030	-0,226	1117	-12,0	+ 8,4
44	07/11	8,20	718	-10	875	-0,327	871	-17,9	- 0,5
48	15/11	7,26	539	-10,3	705	-0,415	658	-23,5	- 6,7
52	23/11	6,12	421	-12,3	540	-0,392	541	-22,0	+ 0,2
56	01/12	5,10	337	-12	420	-0,356	429	-19,8	+ 2,1
60	09/12	4,20	256	-12,7	340	-0,433	332	-24,7	- 2,4
Total								212,9	66,2
Moyenne								13,3	4,1

Fig. III-16 - SENEGAL A SALDE - (Gradient Limnimétrique)
TRACE DE LA COURBE DE TARAGE "MOYENNE"

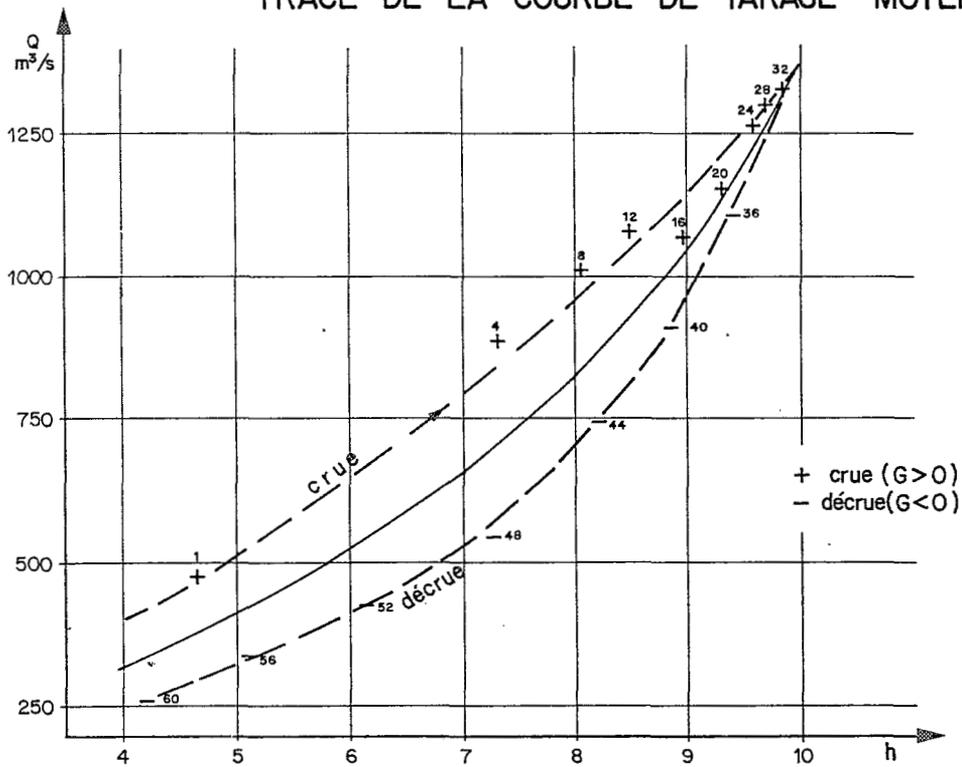
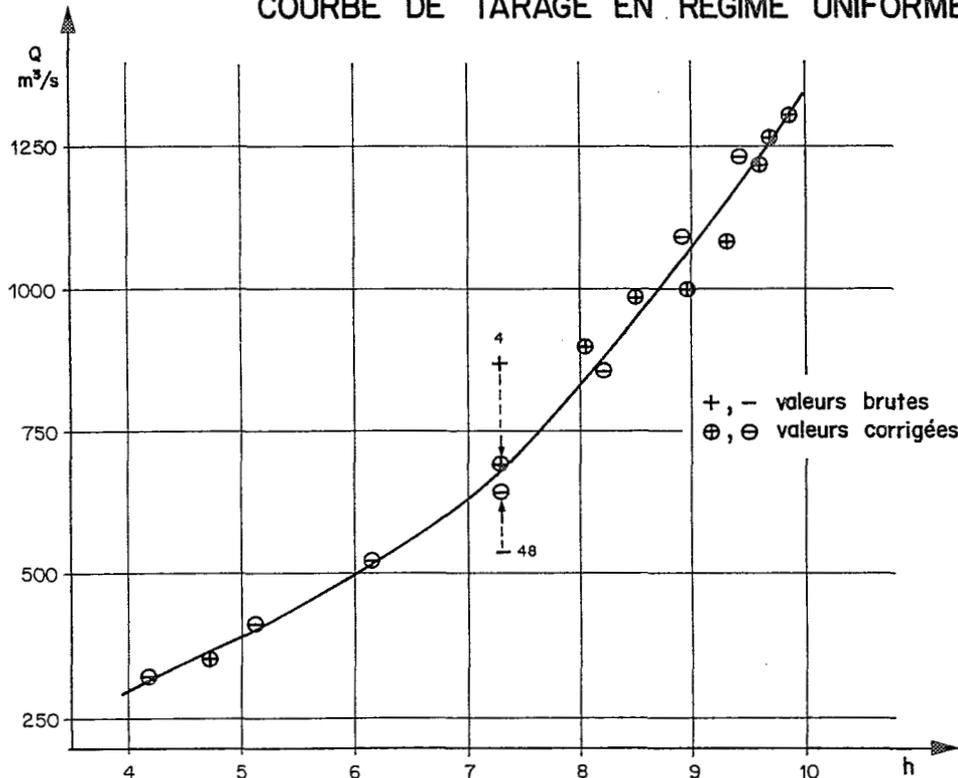


Fig. III-17 - SENEGAL A SALDE - (Gradient Limnimétrique)
COURBE DE TARAGE EN REGIME UNIFORME



c) Calcul des quantités $y^2 - 1$

Les valeurs moyennes Q_1 du débit sont lues sur la courbe et les quantités $y^2 - 1$ sont calculées (colonnes 6 et 7 du tableau 3.3).

d) Tracé de la droite de correction du débit

Après report des couples $(G, y^2 - 1)$, sur papier millimétré (fig.III.18-A), la droite de correction du débit, est tracée sans grande difficulté, en considérant :

- qu'elle passe par l'origine des axes,
- que le regroupement des points de coordonnées négatives laisse peu de liberté pour orienter la droite.

Ce premier ajustement graphique conduit à une valeur de k (pente de la droite) de 0,032.

e) Premier tracé de la courbe de tarage en régime uniforme

La valeur de k est utilisée pour calculer les débits Q_c "en régime uniforme" de chaque jaugeage (colonne 8 du tableau 3.3)

Pour les 16 jaugeages utilisés, les écarts absolus à la courbe "moyenne", des valeurs brutes Q et des valeurs corrigées Q_c , sont données dans les colonnes 9 et 10 du tableau 3.3. L'écart moyen est réduit de 13,3% à 4,1%.

Les valeurs Q_c sont reportées sur le graphique de tarage (fig.III.17). Elles sont à la base du tracé de la courbe de tarage en "régime uniforme", du moins dans sa première approximation.

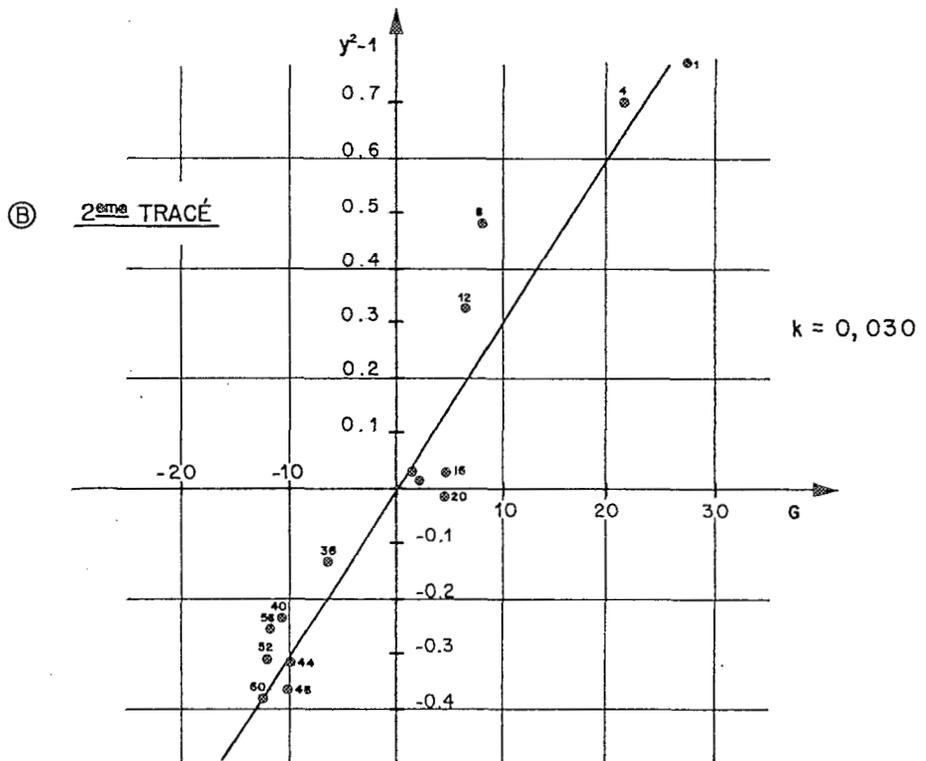
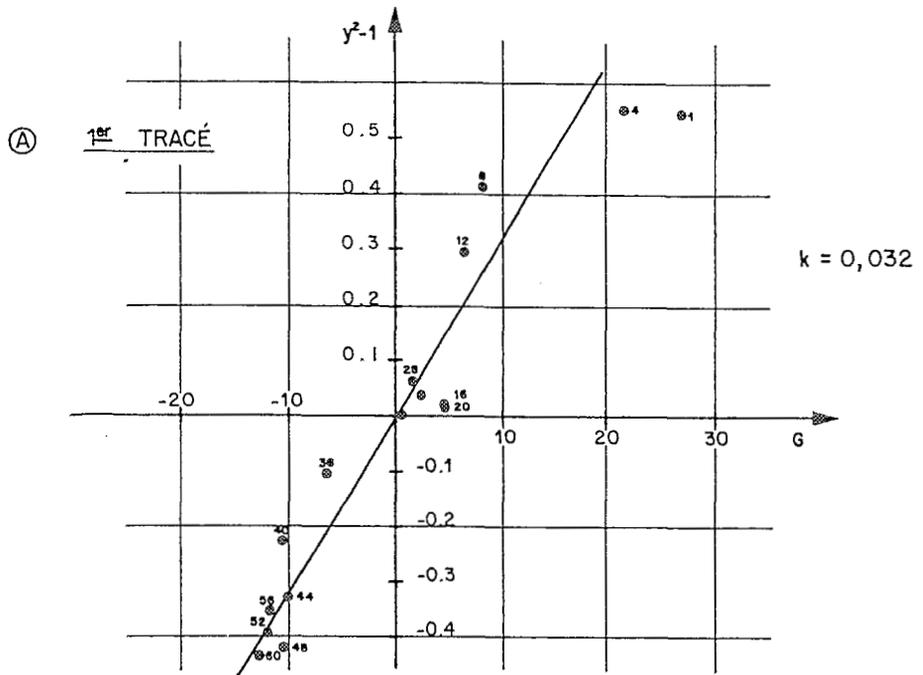
f) Tracé définitif

Le processus est alors repris à partir de c). La figure III.18 fait apparaître une petite réduction de la dispersion des points en crue et le tracé de la droite de correction est modifié (2ème tracé). La valeur de k passe de 0,032 à 0,030 si l'ajustement est fait graphiquement ou 0,0294 si l'on choisit un ajustement analytique par la méthode des moindres carrés.

Le tableau 3.4 regroupe tous les résultats de cette seconde phase. Les nouvelles valeurs Q_c en régime uniforme sont très peu différentes des précédentes et l'écart moyen absolu n'est réduit que de 0,1%, soit 4% pour les 16 valeurs utilisées.

Cette valeur est moins bonne que celle obtenue par la méthode de la dénivelée normale (2,8%).

Fig. III - 18 - SENEGAL A SALDE - (Gradient Limnimétrique)
DROITE DE CORRECTION DU DEBIT



Dans les limites de l'exemple, c'est à dire en ne considérant que 16 jaugeages, le tarage du SENEGAL à SALDE est défini :
 - par la courbe en "régime uniforme" de la figure III.17;
 - par la valeur du coefficient de correction $k = 0,0294$.

Tableau 3.4 : SENEGAL à SALDE
 Méthode du gradient limnimétrique (2ème tracé)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Date	h m	Q m ³ /s	G cm/j	Q1 m ³ /s	y^2-1	Qc m ³ /s	Q/Q1 %	Qc/Q1 %
1	28/07	4,64	473	+27,3	355	0,775	352	+33,2	- 0,8
4	6/08	7,30	884	+21,7	680	0,701	693	+30,4	+ 1,9
8	13/08	8,05	1010	+ 8	830	0,481	909	+21,7	+ 9,3
12	21/08	8,50	1075	+ 6,3	935	0,322	987	+15,0	+ 5,6
16	01/09	8,96	1067	+ 4,7	1060	0,013	1000	+ 0,7	- 5,7
20	11/09	9,31	1156	+ 4,7	1165	-0,015	1084	- 0,8	- 7,0
24	23/09	9,60	1259	+ 2,3	1250	0,014	1218	+ 0,7	- 2,6
28	29/09	9,70	1298	+ 1,7	1280	0,028	1267	+ 1,4	- 1,0
32	15/10	9,86	1325	+ 1,0	1330	-0,008	1306	- 0,4	- 1,8
36	25/10	9,40	1109	- 6,7	1190	-0,132	1238	- 6,8	+ 4,0
40	31/10	8,87	906	-10,7	1035	-0,234	1094	-12,5	+ 5,7
44	07/11	8,20	718	-10	865	-0,311	855	-17,0	- 1,2
48	15/11	7,26	539	-10,3	675	-0,362	646	-20,1	- 4,3
52	23/11	6,12	421	-12,3	505	-0,305	527	-16,6	+ 4,4
56	01/12	5,10	337	-12,0	390	-0,253	419	-13,6	+ 7,4
60	09/12	4,20	256	-12,7	325	-0,380	323	-21,2	- 0,6
Total								212,1	63,4
Moyenne								13,3	4,0

Station du NIGER à DIRE, au MALI

Cet exemple est extrait d'une étude de l'ORSTOM sur les ANOMALIES DES CRUES DU NIGER par JP. LAMAGAT et M. MOLINIER.

La station de DIRE est située sur le NIGER à la sortie de la cuvette lacustre. Deux séries de jaugeages ont été faites. La première entre 1951 et 1969 comporte 37 jaugeages et sera utilisée dans cet exemple. La seconde comprend les 64 mesures réalisées entre 1975 et 1981. Il y a eu détarage entre les deux séries, c'est à dire entre 1970 et 1975 : le tarage de la période comporte donc deux courbes univoques distinctes, mais une même droite de correction. En effet, comme le souligne JP. LAMAGAT, "même s'il y a eu détarage, l'équilibre hydraulique est maintenu et la pente moyenne du radier du fleuve est sensiblement la même" La correction de pente n'a donc pas changé.

Le tableau 3.5 contient les valeurs brutes et les résultats finaux de l'analyse. Les auteurs indiquent qu'avant de parvenir au tracé définitif de la courbe $Q_c = f(h)$, deux essais de minimisation des écarts ont été faits.

Le coefficient de correction k est calculé par une régression linéaire entre les termes $y^2 - 1$ et le gradient G égal à la différence entre les cotes relevées le jour du mesurage et le jour précédent.

La valeur définitive de k , obtenue au troisième essai, est égale à 0,09238.

Les figures III.19 et III.20 donnent la courbe de tarage en régime uniforme et la droite de correction. Sur la première figure, on remarque la forte réduction de la dispersion des points représentatifs des jaugeages, après correction. Pour les 37 mesures de débit, l'écart moyen à la courbe est de 13,6% pour les valeurs brutes et de 4,6% pour les valeurs corrigées, soit un gain de 65%

III.315- Limites d'utilisation -

La méthode du gradient limnimétrique est utilisable pour toute station stable - $S(h)$ invariable - dont le tarage non-univoque est dû à la non permanence du régime. Elle ne peut évidemment être utilisée pour les surfaces de tarage qui ont pour origine, une variation naturelle ou artificielle de contrôle aval puisque, dans ce cas, le régime d'écoulement n'est plus le seul facteur des variations de gradient.

Cette méthode est moins précise que celle de la dénivelée normale, du moins en théorie. En pratique, cela est vrai aussi lorsque l'on dispose d'une bonne série limnimétrique

Tableau 3.5 : NIGER à DIRE

Méthode du gradient limnimétrique

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Date	h m	Q m ³ /s	G cm/J	Q ₀ m ³ /s	γ^2-1	Q _c m ³ /s	DQ/Q ₀ %	DQ _c /Q ₀ %
1	26/08/54	3,75	1060	+2	1010	+0,103	974	+ 5,0	- 3,5
2	4/04/52	4,75	1243	-4	1500	-0,315	1565	+17,3	+ 4,2
3	11/01/54	6,01	2540	0	2485	+0,044	2540	+ 2,2	+ 2,2
4	23/02/54	5,42	1815	-2	1995	-0,173	2010	- 9,1	+ 0,7
5	10/06/54	1,29	118	-1	130	-0,205	124	-10,9	- 6,3
6	9/08/54	3,53	1100	+5,5	900	+0,495	806	+22,3	- 0,4
7	24/08/54	4,19	1445	+3,5	1235	+0,364	1256	+16,8	+ 1,5
8	5/09/54	4,56	1735	+3	1450	+0,435	1535	+19,8	+ 6,0
9	12/10/54	5,27	2020	+1,5	1890	+0,141	1893	+ 6,8	+ 0,1
10	15/12/54	6,03	2540	+0,5	2520	+0,017	2483	+ 0,8	- 1,4
11	19/01/55	6,09	2645	-4	2620	+0,021	2708	+ 1,0	+ 3,4
12	23/11/55	5,88	2402	+1	2365	+0,033	2298	+ 1,6	- 2,8
13	8/12/55	6,04	2544	+8	2535	+0,007	2487	+ 0,3	- 1,9
14	7/08/56	2,47	725	+4	470	+1,400	620	+54,9	+32,5
15	30/07/57	2,37	467	+5	435	+0,156	386	+ 7,6	-11,1
16	4/08/58	3,42	1045	+4,5	850	+0,517	878	+23,2	+ 3,5
17	26/08/56	4,05	1349	+2,5	1160	+0,349	1216	+16,1	+ 4,7
18	15/09/58	4,58	1665	+3	1460	+0,300	1473	+14,0	+ 0,9
19	28/10/58	5,30	2005	+1	1910	+0,100	1918	+ 4,9	+ 0,3
20	13/11/58	5,48	2203	+0,5	2040	+0,166	2154	+ 8,0	+ 5,6
21	17/03/59	4,56	1131	-3	1450	-0,390	1330	-22,9	- 8,2
22	23/09/59	4,63	1906	+3	1490	+0,636	1687	+27,9	+13,2
23	25/03/60	3,02	430	-6	675	-0,592	644	-36,1	- 4,3
24	23/08/61	3,46	1062	+5	865	+0,501	878	+22,5	+ 1,3
25	30/03/63	3,86	783	-3	1060	-0,457	921	-26,3	-13,3
26	5/08/63	1,84	370	+5	270	+0,868	306	+36,7	+13,0
27	14/08/63	2,46	583	+6	465	+0,575	468	+25,5	+ 0,7
28	16/09/63	4,04	1266	+2	1155	+0,199	1163	+ 9,5	+ 0,6
29	10/11/67	5,42	2076	+0,5	1995	+0,082	2030	+ 4,0	+ 1,7
30	12/12/67	5,68	2289	+0,5	2195	+0,087	2238	+ 4,3	+ 2,0
31	4/12/67	5,72	2305	+1,5	2230	+0,071	2160	+ 3,5	- 3,0
32	13/12/67	5,79	2342	+1	2285	+0,017	2241	+ 2,5	- 2,0
33	20/01/68	5,76	2093	-1	2260	-0,143	2197	- 7,4	- 2,8
34	30/01/68	5,65	1990	-1	2170	-0,160	2089	- 8,3	- 3,8
35	18/12/68	5,40	1901	-0,5	1980	-0,080	1947	- 4,1	- 1,7
36	2/01/69	5,30	1723	-1	1910	-0,187	1809	- 9,9	- 5,4
37	11/01/69	5,14	1609	-2	1805	-0,206	1782	-10,9	- 1,3

Fig. III - 20 - NIGER A DIRE DROITE DE CORRECTION

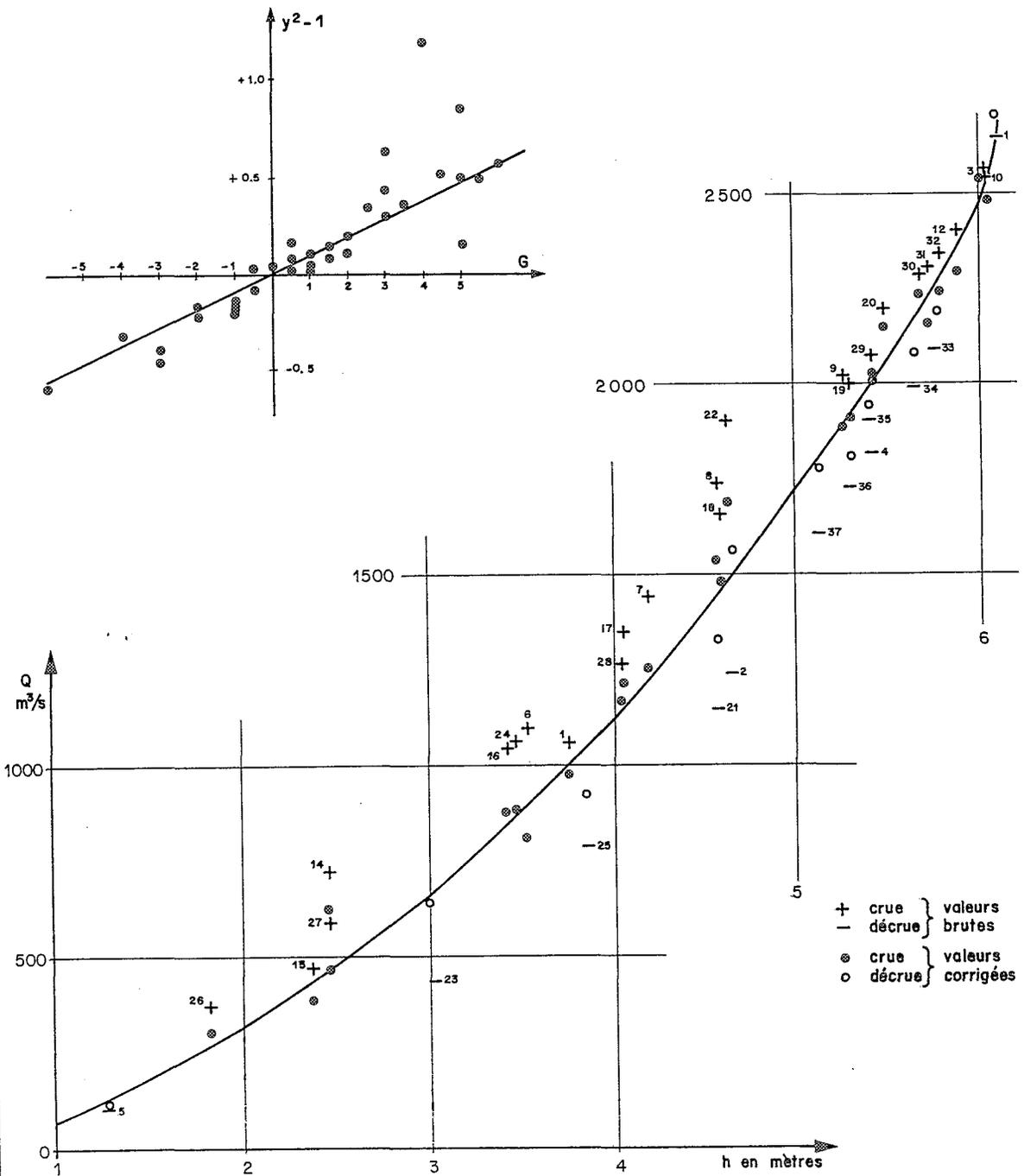


Fig. III - 19 - NIGER A DIRE - (Gradient Limnimétrique)
TRACE DE LA COURBE DE TARAGE

secondaire. Dans le cas du SENEGAL à SALDE, nous avons vu que l'écart moyen est un peu plus élevé avec la méthode du gradient : 4% contre 2,8%.

Mais souvent, l'utilisation de deux séries de hauteurs limnimétriques n'est pas possible parce que la station secondaire n'existe pas, est trop rapprochée (dénivelée trop faible masquée par l'imprécision des lectures d'échelles), ou au contraire, est trop éloignée (dénivelée non représentative de la pente hydraulique à la station étudiée). D'autres problèmes se posent tels que la coïncidence des périodes d'observations, l'existence de lacunes et l'homogénéité des séries. Enfin, en traitement automatique des données, il est toujours plus facile de travailler avec une seule station.

JP.LAMAGAT attire l'attention des utilisateurs de la méthode du gradient limnimétrique sur deux points importants :

- G est observé à 1 cm près, soit une erreur sur Qc de 3% dans les meilleures conditions; l'erreur peut atteindre 15%, quand les observations sont approximatives (vent, vagues, lecteur incertain...) et l'analyse est imprécise, sinon impossible;
- il est conseillé de donner une valeur limite inférieure au produit kG, de manière à éviter que la quantité $1 + kG$ soit négative, auquel cas le débit Q ne pourrait être calculé (racine carrée inexistante). Cette situation pourrait se produire si, par suite d'une erreur de lecture d'échelle, G était fortement négatif; par exemple, si G est inférieur à -20, avec $k = 0,1$. Pour la station de DIRE, étudiée en exemple, JP.LAMAGAT a fixé, de manière empirique, la valeur minimale de G à -5,5 cm/jour, soit une limite inférieure de -0,5 pour la quantité kG.

III.32- Méthode de l'écart à la cote maximale

Cette méthode, dérivée de la précédente, s'applique aux stations de certains grands fleuves à régime hydrologique très régulier, caractérisé par un hydrogramme annuel en forme de cloche.

III.321- Principe -

L'indice secondaire qui permet d'évaluer les variations de la pente superficielle, est l'écart entre la cote h du jour considéré et la cote maximale h_x atteinte par la crue annuelle.

La figure 3.21 montre comment l'écart à la cote maximale Δh_x est substitué au gradient limnimétrique G.

Fig. III - 21 - PASSAGE DE LA METHODE DU GRADIENT
 A LA METHODE DE L'ECART AU MAXIMUM
 (d'après DUBREUIL et al)

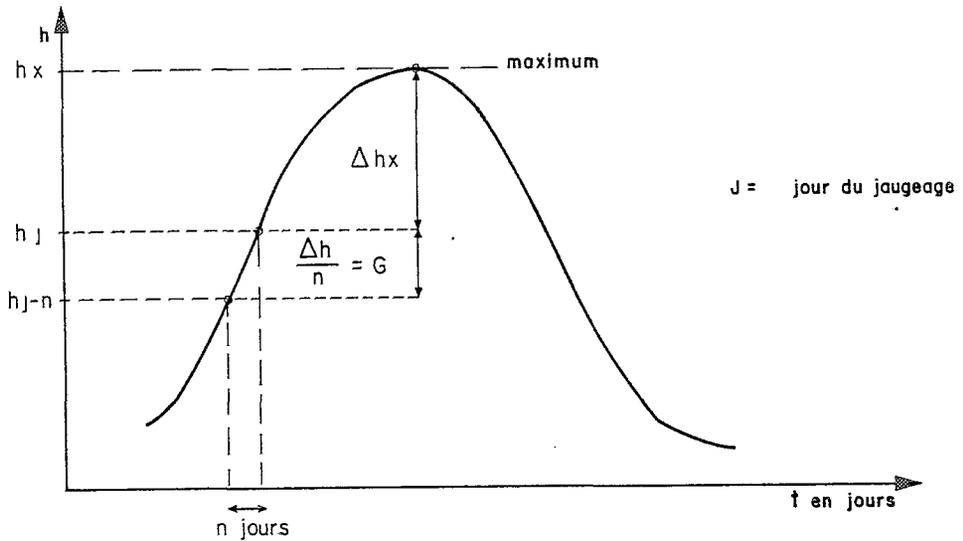
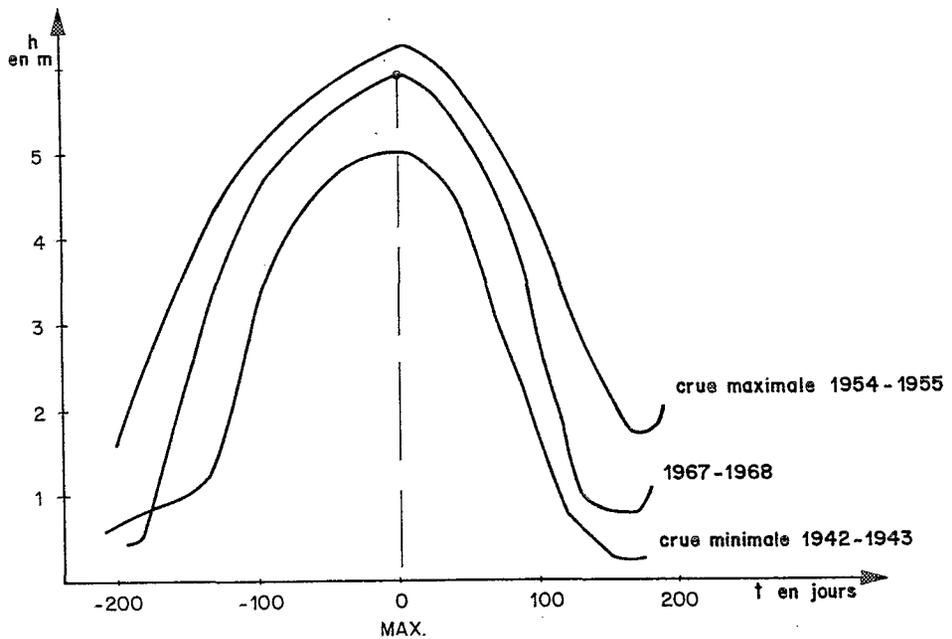


Fig. III - 22 - EXEMPLE DE LIMNIGRAMMES "HOMOTHETIQUES"
 (NIGER A DIRE)



Les conditions d'application de cette méthode sont donc, l'existence d'un limnigramme annuel régulier et symétrique (afin que les gradients de crue et de décrue aient des valeurs proches) et la répétition d'une année sur l'autre de l'allure générale de la crue. Cette pseudo-homothétie des limnigrammes annuels de nombreux grands fleuves à faible pente s'explique par la présence de plaines d'inondations importantes.

C'est, par exemple, le cas du NIGER à DIRE, comme le montre la figure 3.22, sur laquelle sont représentés trois limnigrammes annuels, dont les deux extrêmes observés : crue maximale de 1954 - 1955 et crue minimale de 1942 - 1943.

Pour de telles stations, le tarage peut donc être représenté par deux courbes :

1°) la courbe de tarage en régime permanent, d'équation:

$$Q_0 = f(h)$$

2°) la courbe de correction du débit, d'équation :

$$Q = Q_0 f(\Delta h_x) \text{ avec } \Delta h_x = h_x - h,$$

h_x étant la cote maximale observée.

III.322- Mise en pratique -

La procédure de mise en oeuvre de cette méthode est très voisine de celle du gradient limnimétrique.

Un premier tracé de la courbe de tarage en régime supposé permanent, permet de calculer les valeurs Q_0 puis les rapports $\Delta Q/Q_0 = (Q - Q_0)/Q_0$ pour chacun des jaugeages.

Comme l'écart Δh_x est toujours positif, on lui affecte une signe différent pour distinguer crue et décrue. Si l'écart relatif $\Delta Q/Q_0$ est positif, c'est à dire que $Q_{crue} > Q_0$, Δh_x reçoit le signe + en crue et - en décrue; et les signes contraires dans l'hypothèse inverse, qui est beaucoup moins fréquente.

Les points de coordonnées $(\Delta h_x, \Delta Q/Q_0)$, correspondant à chacun des jaugeages, sont reportés sur un graphique dans un système d'axes rectangulaires.

La courbe de correction, ajustée sur ces points, est symétrique par rapport à l'origine des axes. L'écart relatif $\Delta Q/Q_0$ varie à peu près linéairement pour les valeurs de Δh_x proches de zéro (hautes eaux), puis atteint généralement une valeur maximale (moyennes eaux). Suivant l'allure de la courbe de

Fig. III - 23 - GRAPHIQUE DE LA FONCTION $\frac{\Delta Q}{Q_0} = a \text{ Arc tg } \Delta hx$

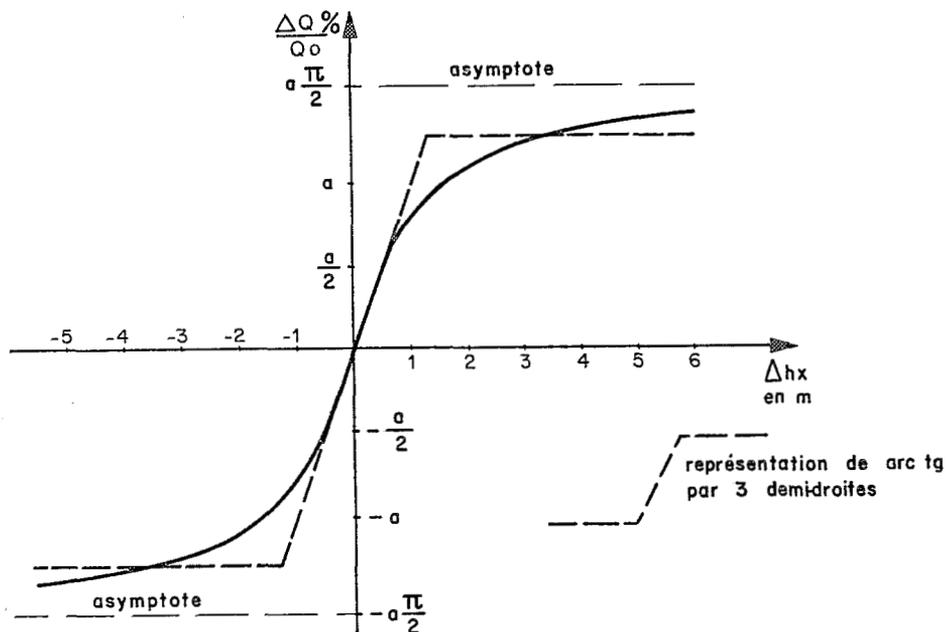
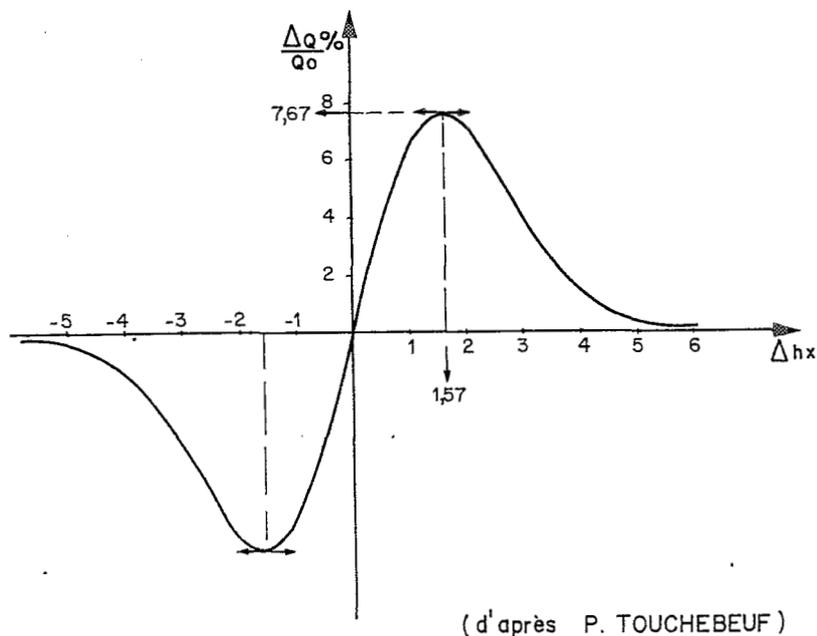


Fig. III - 24 - GRAPHIQUE DE LA COURBE DE CORRECTION DE DEBIT DU NIGER A TOSSAYE



(d'après P. TOUCHEBEUF)

tarage en basses eaux, l'écart relatif conserve cette valeur maximale, ou bien décroît lentement.

Pour représenter ces différentes allures, diverses formulations mathématiques sont utilisées.

- P.DUBREUIL, JP.LAMAGAT et G.VUILLAUME (bibl. 21) ont choisi d'utiliser une fonction Arc tangente, en écrivant :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (en \%)} = a \text{ Arc tg } b \Delta h_x,$$

dont la figure 3.23 donne la représentation graphique.

Ces auteurs utilisent aussi une représentation simplifiée, en assimilant la courbe à trois demi-droites.

Les deux formules sont utilisées dans l'exemple d'application à la station de DIRE, donné au paragraphe suivant (voir aussi l'exemple du Niger à MOPTI - Annexe 9).

- P.TOUCHEBEUF a proposé une autre formulation qui tient mieux compte, selon lui, des basses-eaux et permet d'éviter des discontinuités dans les débits calculés, lors du passage d'une crue à la suivante (changement de la cote maximale).

L'expression utilisée par cet auteur, est la suivante :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (en \%)} = a \Delta h_x e^{-b \Delta h_x^2}$$

Cette fonction a pour dérivée première :

$$y' = a e^{-b \Delta h_x^2} (1 - 2b \Delta h_x^2)$$

qui s'annule pour : $\Delta h_x = \pm 1/(2b)^{0,5}$

La courbe représentative présente donc un maximum et un minimum dont les coordonnées sont :

maximum	$\Delta h_M = 1/(2b)^{0,5}$	$\Delta Q/Q_0 = a e^{-0,5/(2b)^{0,5}}$
minimum	$\Delta h_m = -1/(2b)^{0,5}$	$\Delta Q/Q_0 = -a e^{-0,5/(2b)^{0,5}}$

Pour le NIGER à TOSSAYE, P.TOUCHEBEUF a obtenu, après minimisation des écarts, l'équation :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (en \%)} = 8 \Delta h_x e^{-0,2 \Delta h_x^2}$$

dont la figure 3.24 donne la représentation graphique (voir aussi l'exemple du Sénégal à BAKEL - Annexe 10).

III.323- Exemples d'application -

Station du SENEGAL à SALDE

Nous reprenons, à nouveau, l'exemple de cette station, déjà analysée par les méthodes de la dénivelée normale et du gradient limnimétrique.

Nous utilisons les 16 jaugeages précédemment sélectionnés (voir la fig. 3.15). Ils sont listés dans le tableau 3.6, dont la colonne 5 donne la valeur de l'écart au maximum de la crue 1955, qui a atteint la cote 9,86 le 15 octobre.

La courbe de tarage "moyenne" est identique à celle utilisée dans la méthode du gradient limnimétrique (fig. 3.16). Les valeurs du débit lues sur cette courbe et les quantités calculées $\Delta Q/Q_0$ (en %), sont données dans les colonnes 6 et 7 du tableau 3.6.

Sur la figure 3.25, où ont été reportés les points de coordonnées (Δh_x , $\Delta Q/Q_0$), deux ajustements de la courbe de correction du débit, ont été faits :

- l'un suivant une fonction Arc-tangente, conduit à l'équation :

$$\Delta Q/Q_0 (\%) = 19,1 \text{ Arc tg } 0,866 \Delta h_x$$

- l'autre par 3 demi-droites, conduit aux relations :

$$\Delta Q/Q_0 (\%) = - 22,5 \quad \text{pour } \Delta h_x < -1,60$$

$$\Delta Q/Q_0 (\%) = 13,5 \Delta h_x \quad \text{pour } - 1,60 < \Delta h_x < 1,60$$

$$\Delta Q/Q_0 (\%) = + 22,5 \quad \text{pour } \Delta h_x > 1,60$$

La dispersion des points est faible. L'ajustement par la fonction Arc tangente est un peu meilleur, surtout pour les valeurs positives de Δh_x .

Le calcul de la valeur théorique de $\Delta Q/Q_0$ par les équations ci-dessus, permet de connaître la valeur corrigée du débit (valeur Q_c des colonnes 8 et 10 du tableau 3.6).

Les valeurs Q_c , reportées sur le graphique de tarage sont utilisées pour le tracé de la courbe de tarage $Q_0 = f(h)$, en régime permanent.

La correction appliquée aux débits permet de réduire l'écart absolu moyen de plus de 75%. Les valeurs obtenues de 2,8% (par la fonction arc tangente) et 2,9% (par les 3 segments de droites) sont identiques à celles de la méthode de la dénivelée normale (2,8%) et meilleures que celle de la méthode du gradient limnimétrique (4%).

Tableau 3.6 : SENEGAL à SALDE
Méthode de l'écart à la cote maximale

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Arc-tang.							Droites	
No	Date	h m	Q. m ³ /s	Δh_x m	Q _o m ³ /s	$\Delta Q/Q_o$ %	Q _c m ³ /s	$\Delta Q_c/Q_o$ %	Q _c m ³ /s	$\Delta Q_c/Q_o$ %
1	28/07	4,64	473	5,22	380	+24,5	376	- 1,1	386	+ 1,6
4	6/08	7,30	884	2,56	710	+24,5	725	- 2,1	722	+ 1,7
8	13/08	8,05	1010	1,81	850	+18,8	848	- 0,3	824	- 3,1
12	21/08	8,50	1075	1,36	945	+13,8	922	- 2,4	908	- 3,9
16	1/09	8,96	1067	0,90	1060	+ 0,7	947	-10,7	951	-10,3
20	11/09	9,31	1156	0,55	1150	+ 0,5	1066	- 7,3	1076	- 6,4
24	23/09	9,60	1259	0,26	1235	+ 1,9	1208	- 2,2	1216	- 1,5
28	29/09	9,70	1298	0,16	1260	+ 3,0	1265	+ 0,4	1270	+ 0,8
32	15/10	9,86	1325	0	1325	0	1325	0	1325	0
36	25/10	9,40	1109	-0,46	1170	- 5,2	1196	+ 2,2	1183	+ 1,1
40	31/10	8,87	906	-0,99	1030	-12,0	1048	+ 1,7	1046	+ 1,7
44	7/11	8,20	718	-1,66	875	-17,9	880	+ 0,6	926	+ 5,8
48	15/11	7,26	539	-2,60	705	-23,5	691	- 2,0	696	- 1,3
52	23/11	6,12	421	-3,74	540	-22,0	556	+ 3,0	543	+ 0,6
56	1/12	5,10	337	-4,76	420	-19,8	452	+ 7,6	435	+ 3,6
60	9/12	4,20	256	-5,66	340	-24,7	347	+ 2,0	330	- 2,9
						Total	212,9	45,5	46,1	
						Moyenne	13,3	2,8	2,9	

Fig. III - 25 - SENEGAL A SALDE (Ecart à la cote maximale)
 COURBE DE CORRECTION DU DEBIT

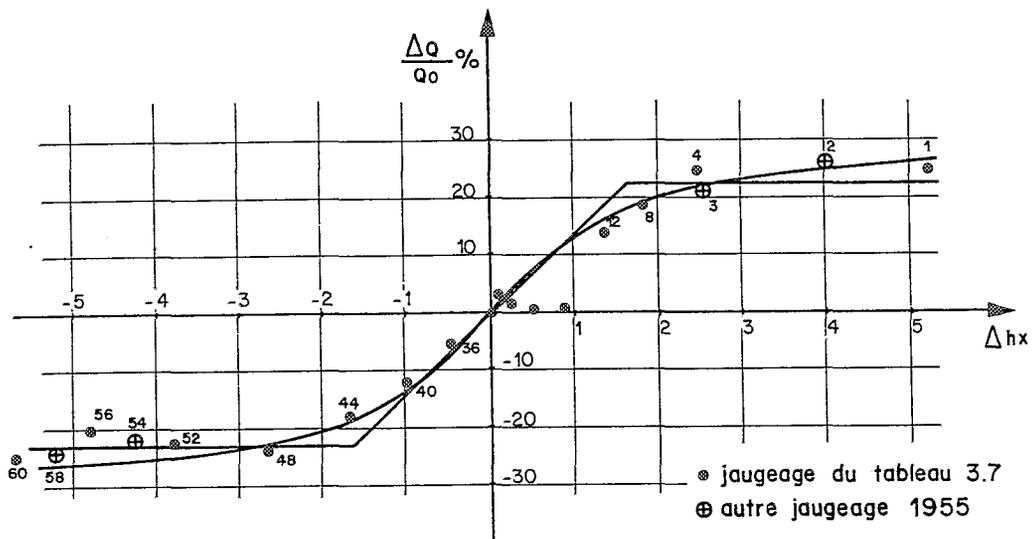
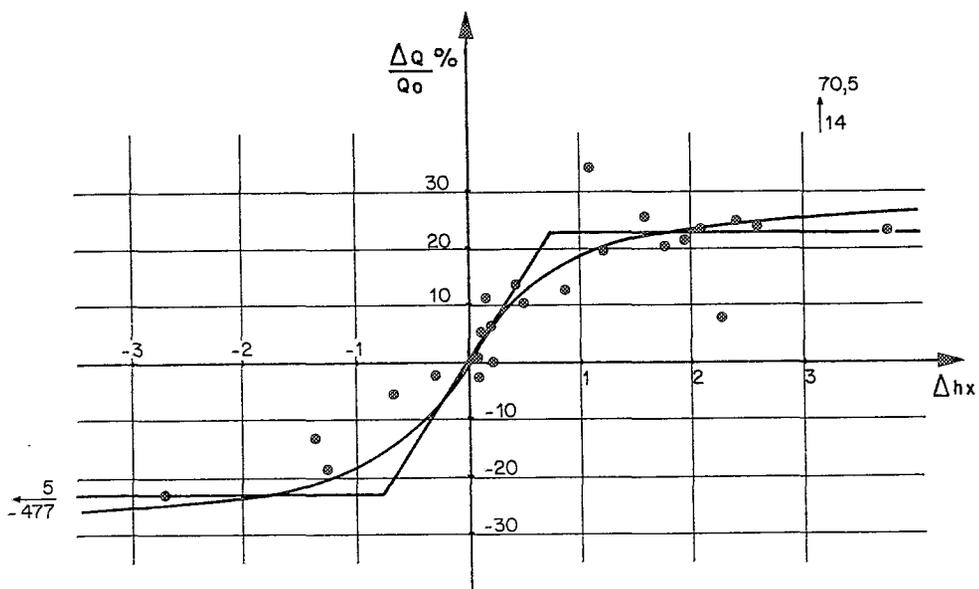


Fig. III - 26 - NIGER A DIRE (Ecart à la cote maximale)
 COURBE DE CORRECTION DU DEBIT



On ne peut toutefois pas tirer de conclusion de ces résultats non significatifs, étant donné le petit nombre de jaugeages utilisés et le fait qu'ils ont tous été faits durant le même cycle hydrologique (crue 1955).

Une comparaison des trois méthodes est faite au paragraphe III.4.

Station du NIGER à DIRE

Cet exemple est traité de manière très détaillée dans l'article des CAHIERS D'HYDROLOGIE de P.DUBREUIL, JP.LAMAGAT et G.VUILLAUME (bibl. 21).

Pour les 37 jaugeages de la période 1951-1969, (cf. tableau 3.5 et figure 3.19), ces auteurs ont obtenu, pour les courbes de correction de débit, les équations suivantes :

- courbe Arc tangente : $\Delta Q/Q_0$ (%) = 17,8 Arc tg 1,74 Δh_x
- semi-droites : $\Delta Q/Q_0$ (%) = 30 Δh_x
dans l'intervalle $-0,75 < \Delta h_x < 0,75$
 $\Delta Q/Q_0$ (%) = $\pm 22,5$
en dehors de l'intervalle.

La figure 3.26 montre la répartition des points et l'allure des courbes de correction.

Pour les 37 mesures de débit utilisées, l'écart moyen à la courbe est réduit de 14% (valeurs brutes) à 4,6% pour les valeurs corrigées. Le gain est identique à celui obtenu par la méthode du gradient limnimétrique, soit 65%

III.324- Limites d'utilisation -

A l'inverse de la méthode du gradient limnimétrique dont le domaine d'application est presque général pour les stations à variation de pente superficielle, la méthode de l'écart à la cote maximale n'est utilisable que pour les grands fleuves réguliers.

Il est essentiel, pour que la méthode donne de bons résultats que les limnigrammes soient symétriques, c'est à dire que les gradients de crue et décrue soient peu différents.

Si le limnigramme a plusieurs maxima, chacun d'eux doit être pris en compte pour le calcul de l'écart : ceci complique un peu le traitement manuel, et beaucoup le traitement automatique (voir l'exemple du Sénégal à BAKEL - Annexe 10).

En résumé :

- la représentation graphique de la surface de tarage d'une station équipée d'une seule échelle, peut être faite par deux courbes : la courbe de tarage en régime supposé permanent et la courbe de correction du débit;
- différentes méthodes sont utilisées pour définir ces deux courbes : la principale d'entre elles utilise le gradient limnimétrique, pente de la tangente au limnigramme, comme indice de la pente superficielle.

III.4- COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES

Trois méthodes principales permettent de réduire la surface de tarage à deux courbes biunivoques : dénivelée normale, gradient limnimétrique, écart à la cote maximale.

Nous avons précisé, pour chacune d'elles, les conditions dans lesquelles elles peuvent être employées et les limites de leur utilisation. Le rapprochement de ces conditions d'emploi permet de les comparer.

Le second terme de comparaison est leur niveau de performance lorsqu'elles sont appliquées à une même station.

III.41- Conditions d'emploi

III.411- Conditions générales -

Ces méthodes sont applicables aux stations à géométrie stable, dans la section de l'échelle ou dans la section de contrôle, si elle existe. Le caractère non-univoque du tarage est dû à une modification progressive des conditions d'écoulement :

- soit par relèvement ou abaissement d'un niveau aval, plus ou moins dépendant du régime propre du cours d'eau considéré;
- soit par la variation de la pente hydraulique entre la crue et la décrue, sous l'effet du remplissage et de la vidange du lit mineur et surtout majeur.

Les trois méthodes ne sont pas applicables lorsque :

- la pente superficielle est modifiée par une variation du contrôle aval, indépendante du régime propre du cours d'eau;
- le sens d'écoulement s'inverse périodiquement, par exemple sous l'effet de la marée.

Si l'inversion de l'écoulement est saisonnière, l'une ou l'autre méthode peut être utilisée temporairement (cas de stations installées sur les chenaux de remplissage/vidange de lac, à partir d'un grand fleuve à crue annuelle unique).

III.412- Conditions particulières -

Méthode de la dénivelée normale

Nécessite l'existence de deux chroniques de hauteurs d'eau parfaitement synchrones, homogènes et continues. La dénivelée entre les deux échelles doit être un indice sûr de la pente superficielle. Ceci impose deux contraintes opposées :

- échelles suffisamment proches, pour qu'il n'y ait pas un effet "parasite" dû à un seuil variable ou à une confluence;
- échelles suffisamment éloignées pour que la dénivelée soit mesurée avec la précision nécessaire.

Méthode du gradient limnimétrique

Une seule chronique limnimétrique est nécessaire : elle doit être homogène et continue. La principale difficulté de la méthode est le calcul d'un gradient limnimétrique précis, non faussé par l'imprécision des lectures d'échelles. Le domaine d'application de cette méthode est presque général : elle s'applique aussi bien aux grands fleuves qu'aux tout petits cours d'eau à pente très faible.

Méthode de l'écart à la cote maximale

Exclusivement utilisable pour les stations où le régime hydrologique est caractérisé par l'existence d'une seule crue annuelle, l'hydrogramme correspondant conservant à peu près la même forme chaque année.

III.42- Performances

Les performances des trois méthodes de correction des effets de la variation de la pente superficielle, peuvent être

évaluées par les résultats obtenus au Service Hydrologique de l'ORSTOM, lors de tests comparatifs, entre :

- d'une part la dénivelée normale et le gradient limnimétrique sur deux stations du SENEGAL (SALDE et PODOR) et du NIGER (DIRE) - travaux de stagiaires ORSTOM sous la direction de C.ROCHETTE (bibl. 23);
- d'autre part, le gradient limnimétrique et l'écart à la cote maximale aux stations de MOPTI et DIRE (NIGER) - travaux de JP.LAMAGAT (bibl. 21).

Les résultats de chaque méthode sont comparés par les gains obtenus dans la somme des écarts bruts ΔQ ou réduits $\Delta Q/Q_0$ entre le débit jaugé Q et le débit lu sur la courbe de tarage avant et après la correction.

Ces tests montrent que la somme des écarts est réduite de 50 à 75% suivant la station, le nombre et, surtout, la répartition des jaugeages utilisés. Les résultats obtenus sont proches les uns des autres et les différences observées ne permettent pas de conclure à la prédominance d'une méthode sur l'autre.

La première série de tests montre une très légère supériorité de la dénivelée normale sur le gradient limnimétrique : ce résultat est normal et en accord avec la théorie.

La seconde série conclut à un très léger avantage de l'écart à la cote maximale sur le gradient limnimétrique, résultat en accord avec ce que nous avons obtenu pour le SENEGAL à SALDE (avec toutefois, dans ce cas, une sérieuse réserve par le fait que tous les jaugeages utilisés avaient été réalisés durant la même crue).

En fait, les résultats de ces tests ne sont pas suffisamment nets pour permettre d'affirmer qu'une méthode est meilleure qu'une autre.

Sur la base de notre expérience personnelle, nous pensons que la méthode de la dénivelée normale doit être utilisée quand on dispose de deux chroniques limnimétriques de bonne qualité et que la méthode du gradient limnimétrique permet de résoudre tous les autres cas.

On prendra toujours le soin de faire des tests :

- sur le temps de propagation de la crue entre les deux stations, quand on a choisi la méthode de la dénivelée normale, ceci afin d'optimiser la représentativité de la dénivelée (0, 1, 2 ou 3 jours suivant la distance des stations et la pente);

- sur l'espace de temps choisi pour le calcul du gradient et sur la méthode de calcul (simple différence entre cotes ou moyenne pondérée).

En résumé, on utilisera la méthode :

- de la dénivelée normale, chaque fois que l'on disposera d'une chronique limnimétrique secondaire, sûre et complète;
- du gradient limnimétrique dans tous les autres cas, c'est à dire, en pratique, le plus souvent.

Chapitre IV : TRANSFORMATION DES HAUTEURS EN DEBITS

Le graphique de tarage étant construit, rien ne s'oppose à la transformation de la chronique limnimétrique en chronique de débits instantanés. L'outil utilisé pour effectuer cette transformation est une table de correspondance, appelée barème de traduction des hauteurs en débits.

Cette table de correspondance, à double entrée, est établie pour toute relation de caractère univoque : tarage biunivoque, courbe à dénivelée constante ou normale, courbe en régime supposé permanent, courbe de correction du débit, courbe stable de crue ou de décrue.

Pour les stations à géométrie continûment instable ou pour les surfaces de tarage, le barème de traduction ne présente plus aucun intérêt et il est plus rapide de lire la correspondance H/Q , directement sur le graphique de tarage.

La méthode d'établissement d'une table de correspondance repose sur le découpage de la courbe en segments juxtaposés d'expression mathématique simple. Nous présentons dans ce chapitre les deux choix les plus utilisés : les ajustements par segments de droites et par tronçons de paraboles.

L'analyse du régime d'un cours d'eau repose sur la connaissance de certaines valeurs caractéristiques du débit : débits instantanés maximaux ou minimaux, débits moyens journaliers, mensuels ou annuels qui sont calculés à partir de la chronique des débits instantanés. La seconde partie de ce chapitre présente les méthodes de calcul utilisées.

IV.1- BAREME DE TARAGE

C'est une table de correspondance qui, à toute hauteur limnimétrique dans la section de l'échelle, fait correspondre un débit réel, ou fictif si les conditions d'écoulement sont particulières (tarages non univoques). A cette table sont associés des limites de temps (période de validité), un intervalle de hauteurs (cotes extrêmes d'utilisation) et des contraintes liées au régime (par exemple, valable en crue, ou sans influence avale etc...).

Le barème est le plus souvent centimétrique pour les hauteurs et les débits sont exprimés en litres par seconde ou m^3/s , avec trois chiffres significatifs seulement (précision relative variant de 1/100 à 1/1000).

Lorsqu'il est établi à la main, par application de l'une ou de l'autre des deux méthodes décrites ci-après, on utilise un formulaire du type présenté sur la figure 4.1.

Il est inutile, sinon impossible, de lire directement sur le graphique de tarage la valeur du débit, centimètre par centimètre. La procédure d'établissement du barème consiste à choisir sur la courbe des points particuliers, que nous désignerons par points pivots, en nombre suffisant pour obtenir une représentation fidèle du tracé.

Les coordonnées (H, Q) des points pivots sont lues sur le graphique avec le plus grand soin. A partir de ces valeurs, les débits correspondants aux hauteurs intermédiaires sont calculés par interpolation, soit linéaire, soit parabolique.

Le tarage de l'oued KADIEL, jusqu'à la cote 2,00m, sera utilisé comme exemple pour illustrer, la mise en pratique des deux méthodes. La courbe de tarage (pour $h \leq 3m$) est tracée sur la figure 4.2.

IV.11- Méthode des segments de droite

La courbe de tarage est assimilée à une ligne brisée.

IV.111- Choix des points pivots -

Ces points, qui doivent être très nombreux pour obtenir une précision satisfaisante, sont choisis à intervalles réguliers suivant les hauteurs.

A l'exception de quelques cas particuliers, on utilise des intervalles de :

- 5 cm pour les parties à forte courbure, ou près des anomalies du tracé : cassures, inflexions;
- 10 cm pour le reste de la courbe.

Fig. IV-1_ FORMULAIRE POUR BARÈME DE TARAGE

VALABLE: du / / au / / entre h mini = et h maxi =

h	Q	ΔQ												
0,00			0,50			1,00			1,50			2,00		
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,10			0,60			1,10			1,60			2,10		
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,20			0,70			1,20			1,70			2,20		
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,30			0,80			1,30			1,80			2,30		
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,40			0,90			1,40			1,90			2,40		
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,50			1,00			1,50			2,00			2,50		

Même si le tracé est presque rectiligne, ce qui est souvent le cas pour les sections à géométrie régulière, l'intervalle de 10 cm doit être considéré comme un maximum. En effet, en raison de l'imprécision du tracé de la courbe, des changements d'échelles entre les différents graphiques et des inévitables erreurs d'appréciation, il est conseillé d'utiliser un nombre élevé de points pivots.

Les valeurs du débit, lues sur la courbe, sont reportées sur un barème provisoire qui sert de brouillon (tableau 4.1). Les points pivots correspondent, autant que possible, à des hauteurs dont la valeur est un multiple de 5 ou 10.

Pour l'oued KADIEL, on a choisi un intervalle de 5 cm entre les hauteurs $h = 0,15$ m (débit nul) et $h = 1$ m, de façon à bien accompagner l'anomalie de tracé entre les cotes 0,80 et 0,95.

IV.112- Contrôle de l'accroissement du débit -

Les accroissements de débits successifs, pour une même amplitude de l'intervalle, sont :

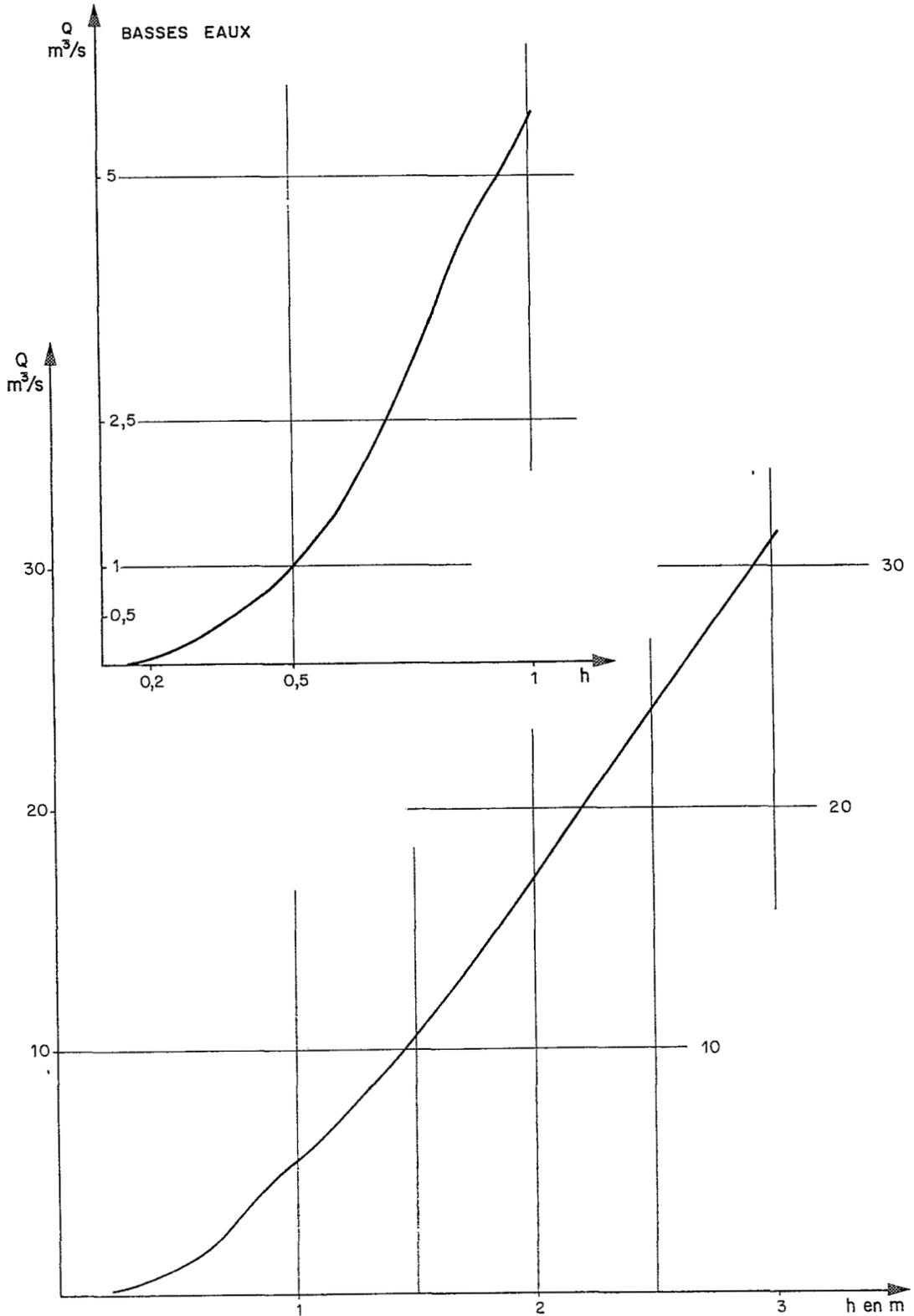
- égaux, si le tronçon de la courbe de tarage est une droite,
- croissants, si la concavité de la courbe est orientée vers l'axe des débits (cas général);
- décroissants, si la concavité de la courbe est orientée vers l'axe des hauteurs (anomalie).

Ces trois cas de figures sont possibles et le tarage de l'oued KADIEL en donne un exemple (tableau 4.1 - col. ΔQ). On remarquera que les accroissements ΔQ sont exprimés par des nombres entiers, afin de simplifier les écritures et comme nous le verrons plus loin, pour faciliter le calcul des valeurs intermédiaires.

Le premier contrôle à faire est de vérifier si la variation des accroissements ΔQ correspond à la concavité de la courbe. Cette vérification, faite intervalle par intervalle, permet de localiser les principales erreurs d'appréciation dans la lecture du graphique.

Le second contrôle porte sur la valeur comparée de deux ΔQ successifs : dans les secteurs, sans anomalie du tracé, la variation est régulière et continue. Lorsque l'on examine la séquence des ΔQ , on constate souvent qu'il n'en est pas ainsi.

Fig.: IV-2_ OUED KADIEL A KADIEL
 COURBE DE TARAGE de l'année 1964 pour $h \leq 3m$



Par exemple, pour l'oued KADIEL (tableau 4.1), on observe la série suivante, entre les hauteurs 0,25m et 0,60m :

$$\Delta Q = 10 \quad 16 \quad 16 \quad 18 \quad 26 \quad 26 \quad 36$$

La répétition des valeurs 16 et 26 traduit une augmentation par paliers qui n'est pas conforme à la continuité de la courbe dans l'intervalle considéré (fig.4.2). On est donc conduit à modifier certaines valeurs du débit, afin d'obtenir la série régulièrement croissante suivante :

$$\Delta Q = 11 \quad 14 \quad 17 \quad 20 \quad 24 \quad 28 \quad 34$$

Les corrections doivent être faibles en valeur absolue et rester dans les limites autorisées par l'imprécision de la lecture du graphique de tarage.

Après ces corrections, les points pivots sont définitivement acceptés et reportés dans le barème définitif, ainsi que les accroissements ΔQ . Le barème de l'oued KADIEL (tab. 4.3) montre une croissance régulière des ΔQ , sauf évidemment dans le secteur de l'anomalie du tracé ($0,80m < h < 0,95m$). Dans le tableau 4.3, les valeurs de débit soulignées sont celles qui ont été modifiées pour ajuster les intervalles ΔQ .

IV.113- Calcul des débits intermédiaires -

Ce calcul est fait par simple interpolation linéaire, en répartissant l'accroissement du débit proportionnellement au nombre d'intervalles et en procédant à la réduction des chiffres (lorsqu'ils viennent à dépasser 3), suivant la règle habituelle d'arrondi à l'entier supérieur, qui s'énonce ainsi :

- . soit U le chiffre des unités et d la première décimale d'un nombre décimal positif R;
- . R est arrondi à : U si d = 0,1,2,3 ou 4
U+1 si d = 5,6,7,8 ou 9

En pratique, on confie généralement à un ordinateur le soin d'effectuer ces interpolations et d'imprimer le barème définitif. Le tableau 4.2 reproduit le barème d'étalonnage de l'oued KADIEL, dans sa forme actuelle d'édition par le logiciel HYDROM, développé au Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM. Le programme admet jusqu'à 61 tronçons de droite, soit 62 points pivots convenablement choisis et contrôlés avant leur saisie.

Si l'on ne dispose pas d'un ordinateur ou si l'on se trouve sur le terrain sans aucun moyen de calcul, le travail

Tableau 4.1 - TARAGE DE L'OUED KADIEL - (année 1964 pour $h \leq 2m$)
 Selection des points pivots

h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ
0,00			0,40	0,580		0,80	3,75		1,20	7,55		1,60	12,1	
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3		18	3		55	3			3		
4			4			4			4			4		
5			5	0,760		5	4,30		5	95		5		120
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8		26	8		52	8			8		
9			9			9			9			9		
0,10			0,50	1,02		0,90	4,82		1,30	8,50		1,70	13,3	
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3		26	3		41	3			3		
4			4			4			4			4		
5	0,000		5	1,28		5	5,23		5	110		5		130
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8		7	8		36	8		47	8			8		
9			9			9			9			9		
0,20	0,070		0,60	1,64		1,00	5,70		1,40	9,60		1,80	14,6	
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3		44	3			3			3		
4		9	4			4			4			4		
5	0,160		5	2,08		5		90	5	120		5		130
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8		10	8		52	8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,30	0,260		0,70	2,60		1,10	6,60		1,50	10,8		1,90	15,9	
1			1			1			1			1		
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4		16	4			4			4			4		
5	0,420		5	3,17		5		95	5	130		5		140
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8		16	8		58	8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,40	0,580		0,80	3,75		1,20	7,55		1,60	12,1		2,00	17,3	

d'interpolation peut être fait rapidement et manuellement en utilisant le procédé suivant :

- a) dans un intervalle de n centimètres, d'amplitude ΔQ (exprimé par un nombre entier), l'accroissement moyen par centimètre Δq peut s'écrire :

$$\Delta q = \Delta Q / n = E, d$$

- avec :
- $n = 5$ ou 10
 - E = partie entière
 - d = partie décimale égale à $0, 2, 4, 6, 8$ quand $n=5$ et à $0, 1, 2, 3, \dots, 7, 8, 9$ quand $n=10$.

- b) les accroissements partiels réels, qui sont ajoutés au débit du point pivot de départ, sont égaux à E ou à $E+1$, suivant la séquence indiquée pour chaque valeur de d dans les 2 tableaux suivants :

Tableau A : $n=5$

rang	Valeur de d				
	0	2	4	6	8
1	E	E	E	E+1	E+1
2	E	E	E+1	E	E+1
3	E	E+1	E	E+1	E
4	E	E	E+1	E	E+1
5	E	E	E	E+1	E+1

Tableau B : $n=10$

rang	Valeur de d									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	E	E	E	E	E	E	E+1	E+1	E+1	E+1
2	E	E	E	E+1	E+1	E+1	E	E	E+1	E+1
3	E	E	E+1	E	E	E	E+1	E+1	E	E+1
4	E	E	E	E	E+1	E+1	E	E+1	E+1	E+1
5	E	E+1	E	E+1	E	E	E+1	E+1	E+1	E+1
6	E	E	E	E	E	E+1	E+1	E	E+1	E
7	E	E	E	E	E+1	E	E	E+1	E+1	E+1
8	E	E	E+1	E	E	E+1	E+1	E+1	E	E+1
9	E	E	E	E+1	E+1	E	E	E	E+1	E+1
10	E	E	E	E	E	E+1	E+1	E+1	E+1	E+1

Tableau 4.2 : Oued KADIEL - Exemple d' Edition d'un Barème par le Logiciel HYDROM

ORSTOM/LABO D'HYDROLOGIE *** HYDROMETRIE *** PAGE 2

EDITION DU 27/01/1986 A 10H35 BAREME D'ETALONNAGE

PAYS : MAURITANIE RIVIERE : KADIEL
 STATION : 30269032-1 KADIEL
 TARAGE VALIDE DU 26/07/1964 A 00H00 AU 30/12/1964 A 23H59
 DE HMIN 15 CM A HMAX 200 CM

DEBITS EN M3/S

CM	I	0	1	2	3	4	I	5	6	7	8	9	I	CM
10I	*****	*****	*****	*****	*****	*****	I	0.000	0.014	0.028	0.042	0.056	I	10
20I	0.070	0.088	0.106	0.124	0.142	0.160	0.182	0.204	0.226	0.248	0.270	0.298	0.326	0.354
30I	0.270	0.298	0.326	0.354	0.382	0.410	0.444	0.478	0.512	0.546	0.580	0.620	0.660	0.700
40I	0.580	0.620	0.660	0.700	0.740	0.780	0.828	0.876	0.924	0.972	I	I	I	40
50I	1.020	1.076	1.132	1.188	1.244	1.300	1.388	1.476	1.564	1.652	1.740	1.828	1.916	2.004
60I	1.640	1.728	1.816	1.904	1.992	2.080	2.180	2.280	2.380	2.480	2.580	2.694	2.808	2.922
70I	2.580	2.694	2.808	2.922	3.036	3.150	3.270	3.390	3.510	3.630	3.750	3.866	3.972	4.080
80I	3.750	3.866	3.972	4.080	4.190	4.300	4.400	4.500	4.600	4.700	4.800	4.888	4.972	5.058
90I	4.800	4.888	4.972	5.058	5.144	5.230	5.324	5.418	5.512	5.606	I	I	I	90
100I	5.700	5.790	5.880	5.970	6.060	6.150	6.240	6.330	6.420	6.510	6.600	6.695	6.790	6.885
110I	6.600	6.695	6.790	6.885	6.980	7.075	7.170	7.265	7.360	7.455	7.550	7.650	7.750	7.850
120I	7.550	7.650	7.750	7.850	7.950	8.050	8.150	8.250	8.350	8.450	8.550	8.655	8.760	8.865
130I	8.550	8.655	8.760	8.865	8.970	9.075	9.180	9.285	9.390	9.495	9.600	9.710	9.820	9.930
140I	9.600	9.710	9.820	9.930	10.041	10.15	10.26	10.37	10.48	10.591	I	I	I	140
150I	10.70	10.82	10.94	11.06	11.181	11.30	11.42	11.54	11.66	11.781	11.90	12.03	12.16	12.29
160I	11.90	12.03	12.16	12.29	12.421	12.55	12.68	12.81	12.94	13.071	13.20	13.33	13.46	13.59
170I	13.20	13.33	13.46	13.59	13.721	13.85	13.98	14.11	14.24	14.371	14.50	14.64	14.78	14.92
180I	14.50	14.64	14.78	14.92	15.061	15.20	15.34	15.48	15.62	15.761	15.90	16.04	16.18	16.32
190I	15.90	16.04	16.18	16.32	16.461	16.60	16.74	16.88	17.02	17.161	I	I	I	190
200I	17.30	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****

Exemples d'interpolation par le "procédé manuel", utilisé pour compléter le barème de l'Oued KADIEL (tableau 4.3)

1er exemple : $n = 5$ entre les hauteurs 0,70 et 0,75
 $\Delta Q = 28$ $\Delta q = 57/5 = 11,4$ $\implies d = 4$

pour $d = 4$, la série des accroissements de débits est (3ème colonne du tableau A) : E E+1 E E+1 E
 soit, avec E égal à 11 : 11 12 11 12 11

2ème exemple : $n = 10$ entre les hauteurs 1,60 et 1,70

$\Delta Q = 13$ (intervalle de 1,3 m³/s)

$\Delta q = 13/10 = 1,3 \implies d = 3$

la série des accroissements est donc : 1 2 1 1 2 1 1 1 2 1

L'accroissement de débit se fait évidemment sur le 3ème chiffre significatif et la virgule est conservée.

Cette "recette" pratique, dont l'exposé peut paraître un peu compliqué, est en fait très facile à apprendre et très simple à utiliser :

- elle est très sûre puisqu'il y a vérification automatique par le débit du point pivot supérieur, obtenu à la nième somme;
- elle est rapide, pour peu que l'on sache faire des additions simples et mémoriser quelques secondes la position relative des intervalles E ou $E + 1$.

Elle nous paraît, en tous cas, supérieure à toute interpolation faite avec une petite calculette, à cause des arrondis et de la copie, opérations fastidieuses et sources de nombreuses erreurs.

Quand les calculs d'interpolation sont faits avec un ordinateur, on ne retient pas tous les points pivots choisis dans la première sélection : si l'accroissement du débit reste constant sur plusieurs intervalles successifs, les valeurs intermédiaires sont abandonnées.

Par exemple, pour le barème de tarage de l'oued KADIEL jusqu'à la hauteur de 2,00 m, sur 28 points pivots sélectionnés, 2 peuvent être abandonnés ($h = 1,70$ m et $h = 1,90$ m). Les calculs d'interpolation et l'impression du barème de tarage sont exécutés en calcul automatique, à partir des 26 couples H/Q restants.

En résumé :

- la méthode des segments de droite assimile la courbe de tarage à une ligne brisée;
- les points pivots sont choisis à intervalles réguliers et en grand nombre;
- l'interpolation peut être faite aisément "à la main".

Tableau 4.3 - OUED KADIEL - Barème de tarage par segments de droite et interpolation linéaire (méthode manuelle)

VALABLE: du 26/07/64 au 31/12/64

entre h mini = 0,15 et h maxi = 2,00

h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ
0,00			0,40	0,580		0,80	3,75		1,20	7,55		1,60	11,9	
1			1	,620		1	,86		1	,65		1	12,0	
2			2	,660		2	,97		2	,75		2	,2	
3			3	,700	20	3	4,08	55	3	,85		3	,3	
4			4	,740		4	,19		4	,95		4	,4	
5			5	0,780		5	4,30		5	8,05	100	5	,6	130
6			6	,828		6	,40		6	,15		6	,7	
7			7	,876		7	,50		7	,25		7	,8	
8			8	,924	24	8	,60	50	8	,35		8	,9	
9			9	,972		9	,70		9	,45		9	13,1	
0,10			0,50	1,02		0,90	4,80		1,30	8,55		1,70	13,2	
1			1	,08		1	,89		1	,66		1	,3	
2			2	,13		2	,97		2	,76		2	,5	
3			3	,19	28	3	5,06	43	3	,87		3	,6	
4			4	,24		4	,14		4	,97		4	,7	
5	0,000		5	1,30		5	5,23		5	9,08	105	5	,9	130
6	,014		6	,37		6	,32		6	,18		6	14,0	
7	,028		7	,44		7	,42		7	,29		7	,1	
8	,042	7	8	,50	34	8	,51	47	8	,39		8	,2	
9	,056		9	,57		9	,61		9	,50		9	,4	
0,20	0,070		0,60	1,64		1,00	5,70		1,40	9,60		1,80	14,5	
1	,088		1	,73		1	,79		1	,71		1	,6	
2	,106		2	,82		2	,88		2	,82		2	,8	
3	,124	9	3	,90	44	3	,97		3	,93		3	,9	
4	,142		4	,99		4	6,06		4	10,0		4	15,1	
5	0,160		5	2,08		5	6,15	90	5	,2	110	5	,2	140
6	,182		6	,18		6	,24		6	,3		6	,3	
7	,204		7	,28		7	,33		7	,4		7	,5	
8	,226	11	8	,38	50	8	,42		8	,5		8	,6	
9	,248		9	,48		9	,51		9	,6		9	,8	
0,30	0,270		0,70	2,58		1,10	6,60		1,50	10,7		1,90	15,9	
1	,298		1	,69		1	,70		1	,8		1	16,0	
2	,326		2	,81		2	,79		2	,9		2	,2	
3	,354	14	3	,92	57	3	,89		3	11,1		3	,3	
4	,382		4	3,04		4	,98		4	,2		4	,5	
5	0,410		5	3,15		5	7,08	95	5	,3	120	5	,6	140
6	,444		6	,27		6	,17		6	,4		6	,7	
7	,478		7	,39		7	,27		7	,5		7	,9	
8	,512	17	8	,51	60	8	,36		8	,7		8	17,0	
9	,546		9	,63		9	,46		9	,8		9	,2	
0,40	0,580		0,80	3,75		1,20	7,55		1,60	11,9		2,00	17,3	

(les valeurs soulignées sont les débits modifiés par rapport au tableau 4.1)

IV.12- Méthode des tronçons de paraboles

Le principal reproche que l'on fait à la méthode d'interpolation linéaire, est d'introduire une erreur systématique dans les débits calculés :

- par excès, lorsque la courbe est concave vers les débits (fig. 4.3 - corde AB),
- par défaut, lorsque la courbe est concave vers les hauteurs (fig. 4.3 - corde BC).

Pour réduire l'amplitude de l'erreur, on peut augmenter le nombre des points pivots (A', A'',... B'...), mais le défaut subsiste. C'est pourquoi on a recherché à découper la courbe de tarage, non pas en segments de droites, mais en tronçons juxtaposés de courbes du second (paraboles) ou du troisième degré (cubiques).

Le choix du Service Hydrologique de l'ORSTOM s'est fixé dès 1967 sur une décomposition de la courbe en paraboles, méthode plus simple et moins lourde en calculs que la méthode des cubiques et d'une précision équivalente.

Le procédé consiste à choisir sur la courbe :

- des points limites, aux extrémités des tronçons de parabole,
- et, pour chaque tronçon, un point intermédiaire par lequel la parabole doit nécessairement passer.

Le choix des points limites et des points intermédiaires est contrôlé par un test sur la continuité de la dérivée $\frac{dQ}{dh}$ de la fonction $Q(h)$, lorsque l'on passe d'un tronçon de parabole au suivant.

IV.121- Calcul des coefficients -

Soient O et F les points limites et I le point intermédiaire du tronçon de parabole considéré (fig.4.4). L'équation de la parabole est de la forme générale :

$$Q = ah^2 + bh + c$$

Q et h étant les coordonnées d'un point M quelconque et a,

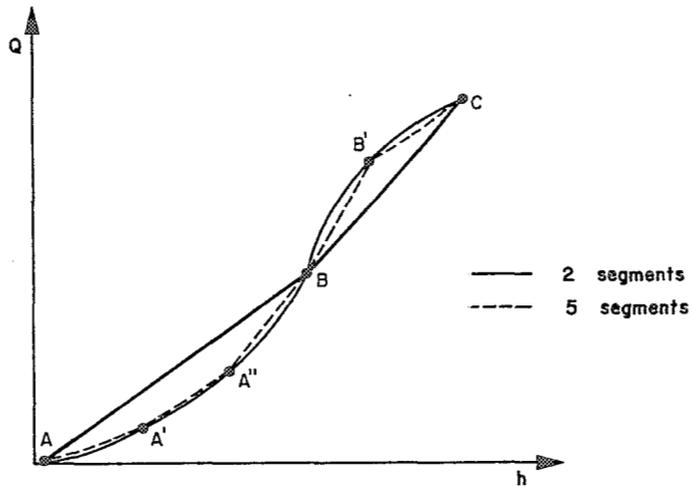


Fig.: IV - 3 - AJUSTEMENT PAR SEGMENTS DE DROITE

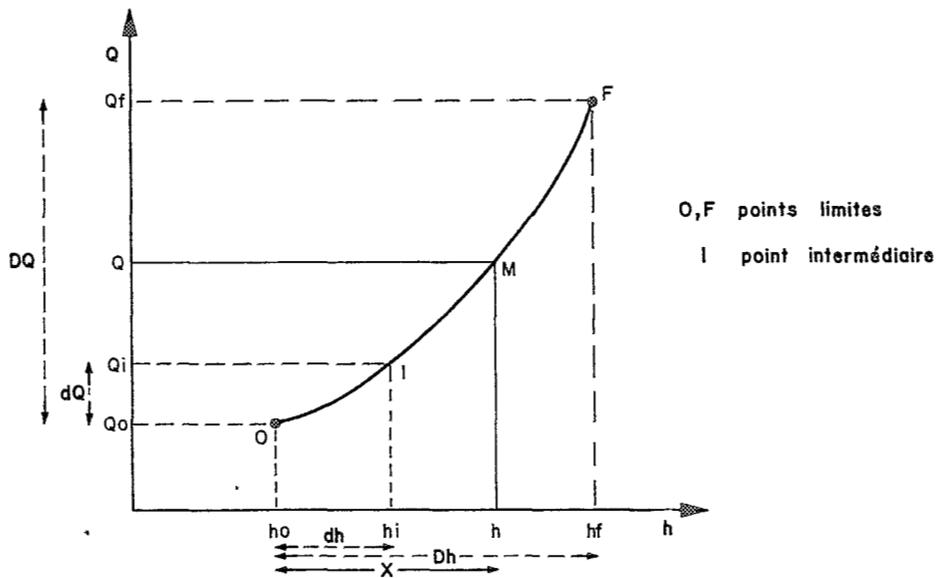


Fig.: IV - 4 - TRONÇON DE PARABOLE

- $C_1 > \emptyset \implies$ concavité vers l'axe Q
- $C_1 = \emptyset \implies$ segment de droite
- $C_1 < \emptyset \implies$ concavité vers l'axe h

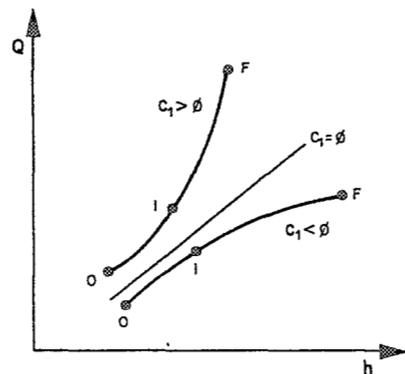


Fig.: IV - 5 - COURBURE DE LA PARABOLE (C_1)

b, c les coefficients dont la valeur est calculée à partir des coordonnées de O, I et F.

Notations utilisées :

$$X = h - h_0 \quad (1)$$

$$DQ = Q_f - Q_0 \quad (2)$$

$$Dh = h_f - h_0 \quad (3)$$

$$dQ = Q_i - Q_0 \quad (4)$$

$$dh = h_i - h_0 \quad (5)$$

Le changement d'origine des abscisses défini par la relation (1) conduit à la relation, valable en un point M quelconque du tronçon :

$$Q = C_1 X^2 + C_2 X + C_3 \quad (6)$$

et en particulier en O, F et I :

$$\text{en O : } h = h_0 \text{ donc } X = 0 \text{ d'où } Q = Q_0 = C_3 \quad (7)$$

$$\text{en F : } Q_f = C_1 D_h^2 + C_2 D_h + C_3 \quad (8)$$

$$\text{en I : } Q_i = C_1 d_h^2 + C_2 d_h + C_3 \quad (9)$$

En utilisant (7), les relations (8) et (9) s'écrivent :

$$Q_f - Q_0 = C_1 D_h^2 + C_2 D_h$$

$$Q_i - Q_0 = C_1 d_h^2 + C_2 d_h$$

Ces deux expressions deviennent après division par Dh et dh :

$$\frac{DQ}{Dh} = C_1 D_h + C_2$$

$$\frac{dQ}{dh} = C_1 d_h + C_2$$

par soustraction et réduction au dénominateur Dh dh, on arrive à :

$$C_1 (D_h - d_h) = \frac{DQ dh - dQ Dh}{D_h dh}$$

d'où l'on tire :

$$C1 = \frac{DQdh - dQDh}{Dhdh (Dh-dh)} = \frac{\frac{DQ}{Dh} - \frac{dQ}{dh}}{Dh-dh} \quad (10)$$

$$C2 = \frac{DQ}{Dh} - C1 Dh \quad (11)$$

$$C3 = Qo \quad (12)$$

qui sont les trois expressions utilisées pour le calcul des coefficients C1, C2 et C3 des tronçons de paraboles d'équation générale :

$$Q = C1 (h - ho)^2 + C2 (h - ho) + C3 \quad (13)$$

Le calcul de C1, C2 et C3 est fait sans aucune difficulté, même "à la main" avec une petite calculatrice. L'utilisation d'une calculatrice programmable, disposant d'au moins 8 positions de mémoire et de 50 pas de programme, rend les calculs très rapides et permet dans le même programme d'inverser l'équation (13) et de calculer le débit correspondant à une hauteur intermédiaire quelconque comprise dans l'intervalle (ho, hf). Il est conseillé, pour la programmation de l'équation (10), d'utiliser la seconde forme proposée, plus économique en nombre de positions dans la mémoire "programme".

L'utilisation d'une machine plus puissante permet en plus, de calculer les valeurs du débit pour chaque centimètre de l'intervalle correspondant au tronçon de parabole. On trouvera, après la liste bibliographique (p.215) des programmes pour les calculatrices HEWLETT-PACKARD (type HP15C ou HP15C) et TEXAS-INSTRUMENTS (type TI66 ou TI59), ainsi qu'un programme en BASIC pour les ordinateurs de poche des marques CASIO et SHARP.

Enfin, l'emploi de calculateurs avec imprimantes ou d'ordinateurs permet l'impression d'un barème centimétrique. Le tableau 4.8 (p. 195) en donne un exemple, obtenu avec le programme PDH302 du Service Hydrologique de l'ORSTOM (bibl. 12).

La valeur des coefficients C1, C2 et C3 calculée par les formules (10), (11) et (12) n'est exacte que si le changement d'origine des abscisses $X = h - ho$ est appliqué. Il arrive assez souvent que ce changement soit fait pour le calcul des coefficients mais soit omis dans le calcul des débits qui est alors totalement erroné.

Du point de vue pratique, il est essentiel de retenir :

- que le signe du coefficient C1 indique le sens de la courbure du tronçon de parabole (fig. 4.5);
- que le signe du coefficient C2 est celui de la pente de la tangente à la parabole au point limite origine O (fig. 4.6);
- que la valeur du coefficient C3 est celle du débit Q du point limite, origine du tronçon considéré (fig. 4.7).

IV.122- Décomposition de la courbe de tarage -

La courbe de tarage est décomposée en un certain nombre de tronçons de paraboles, plus ou moins étendus suivant l'allure de la courbe et l'existence d'anomalies dans le tracé : le plus souvent, 6 à 8 tronçons sont suffisants.

IV.1221. Choix des tronçons de parabole .

La décomposition peut être faite à l'estime ou en utilisant des faisceaux de paraboles-types, tracées sur un support transparent suivant une technique proposée par J.HERBAUD (modèle joint).

Les paraboles répondent à la formule générale $Q = ah^2$,
avec $a = \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}$ etc... Le calque est superposé au graphique de tarage (fig. 4.8), puis déplacé par glissement en maintenant les axes strictement parallèles à leur direction, c'est à dire en évitant soigneusement toute rotation autour de l'origine. On recherche ainsi une parfaite coïncidence entre une partie de la courbe de tarage et l'une des paraboles du faisceau-type.

Les extrémités du tronçon commun, qui est choisi le plus long possible, correspondent aux points limites d'un tronçon de parabole. En pratique, on procède à partir de l'une des extrémités de la courbe, en montant ou descendant de proche en proche vers l'autre extrémité. Il est en général plus facile de commencer "par le haut".

L'utilisation des calques transparents est très efficace pour les opérateurs non expérimentés, mais après deux ou trois ajustements réussis, la décomposition peut être faite rapidement "à vue".

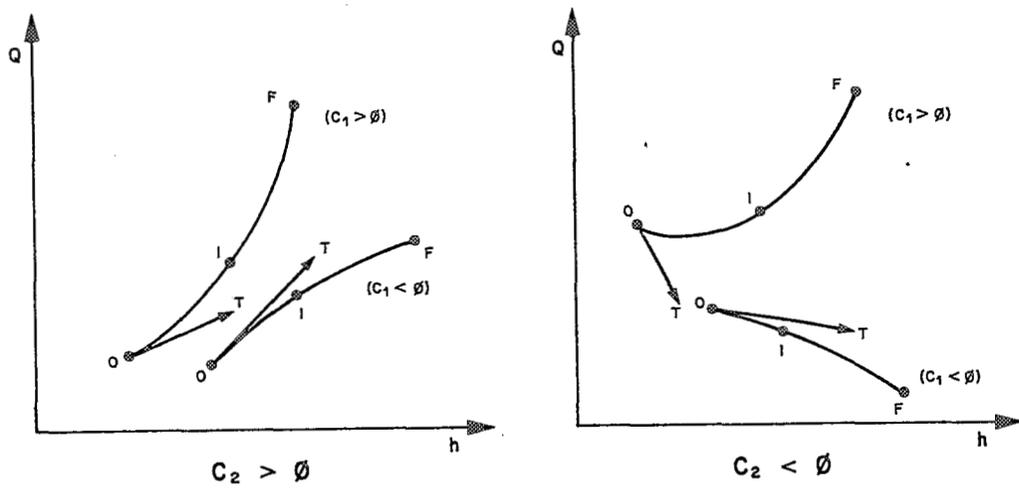


Fig.:IV-6- TANGENTE A L'ORIGINE ET SIGNE DE C_2

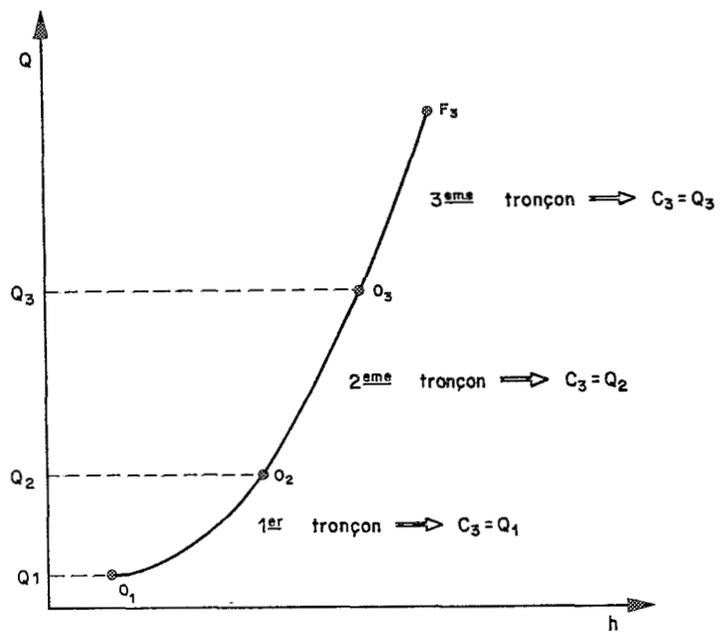


Fig.:IV-7- DEBIT A L'ORIGINE = coefficient C_3

Y. BRUNET-MORET suggère, pour une courbe sans anomalies, de choisir les points limites en s'appuyant sur des intervalles de débit en progression géométrique de raison voisine de e, base des logarithmes népériens, dont la valeur est 2,718.

Par exemple, avec une raison de 3 à partir de 0,1m³/s, on choisira les valeurs : 0,1 0,3 0,9 2,7 8,1 24,3 ...m³/s.

D'une façon générale, les intervalles entre points limites, sont plus étroits dans les tronçons à forte courbure (bas de la courbe, anomalies, cassures).

IV.1222. Choix des points intermédiaires .

Après la décomposition de la courbe en tronçons de paraboles et le choix des points limites, il est nécessaire de choisir un point intermédiaire par tronçon.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour faire ce choix :

- la plus simple, proposée par J.HERBAUD, consiste à prendre le point ayant pour abscisse la hauteur moyenne arithmétique des deux points limites, soit :

$$h_i = \frac{h_o + h_f}{2}$$

- Y. L'HOTE a observé qu'un tel choix conduit quelquefois à un mauvais ajustement, avec l'apparition d'un coefficient C2 de signe contraire (fig. 4.9); il propose, afin d'éviter cet inconvénient, de prendre le point intermédiaire :

.soit au 1/3 de l'intervalle (hf - ho), à partir de ho (fig.4.10);

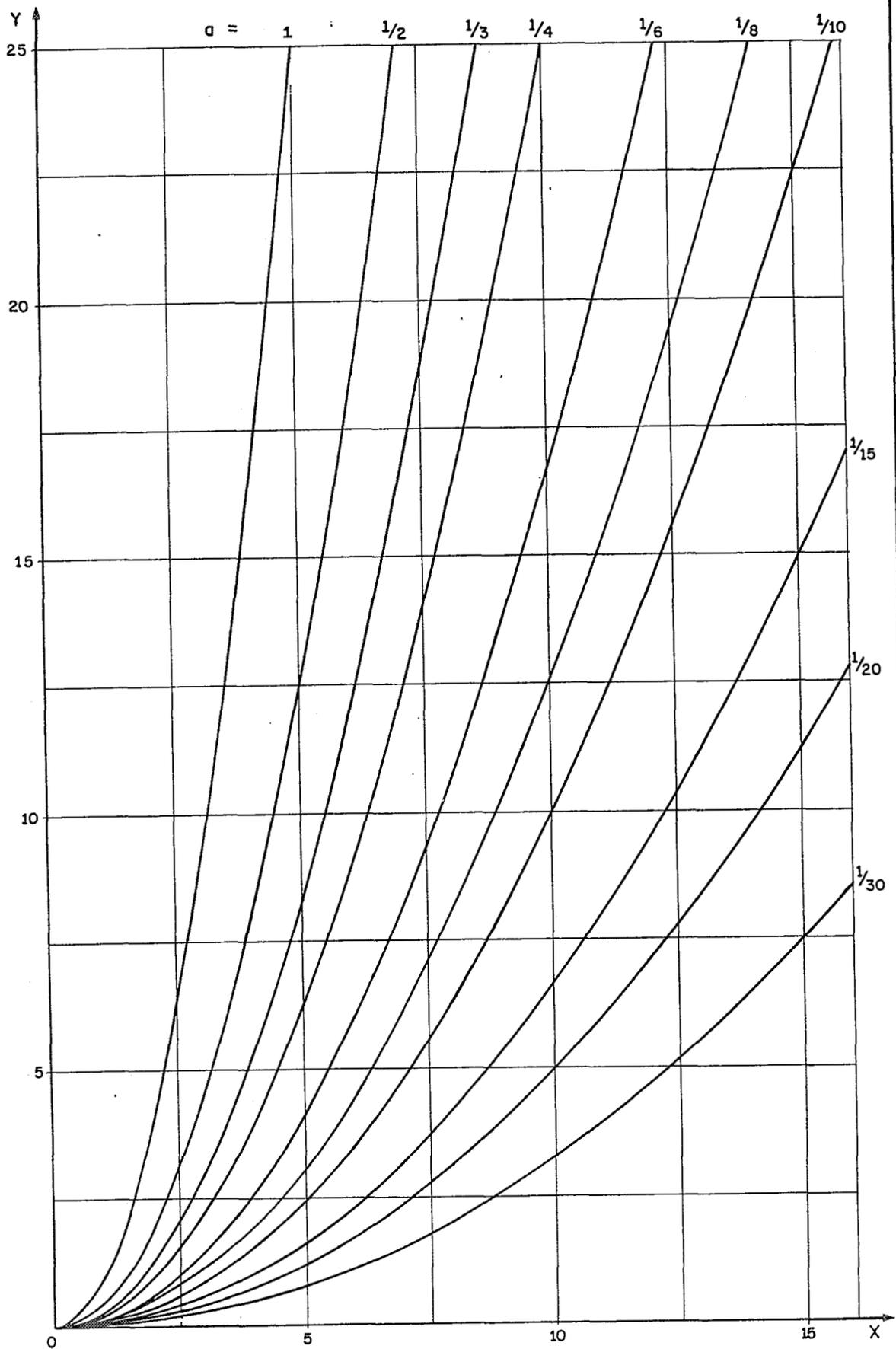
.soit à la hauteur qui correspond à la plus grande distance verticale entre la courbe et la corde (cette hauteur a une abscisse différente de celle du point moyen de J.HERBAUD quand la courbe n'est pas exactement une parabole - fig. 4.11).

- Y.BRUNET-MORET choisit le point intermédiaire d'abscisse hi,

tel que $Q_i = (Q_o Q_f)^{0,5}$, quand Q_o est différent de zero; si $Q_o = 0$, il conseille aussi de choisir le point d'abscisse moyenne..

Ces recommandations, quelque peu divergentes en apparence, conduisent à des résultats très voisins . Chacun opère à sa manière et suivant ses habitudes. De toute manière, les tests décrits ci-après permettent de localiser les erreurs.

FAISCEAU DE PARABOLES D'EQUATION $Y = \alpha x^2$



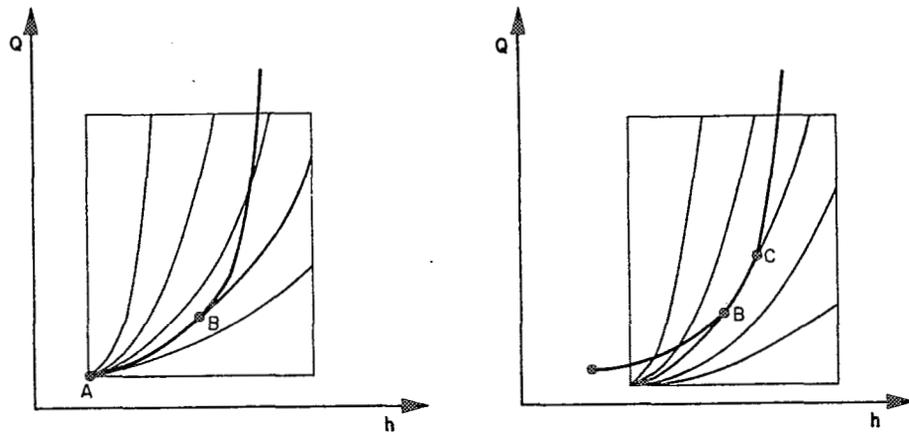


Fig.:IV-8_ UTILISATION DE FAISCEAUX DE PARABOLES POUR LE DECOUPAGE EN TRONÇONS.

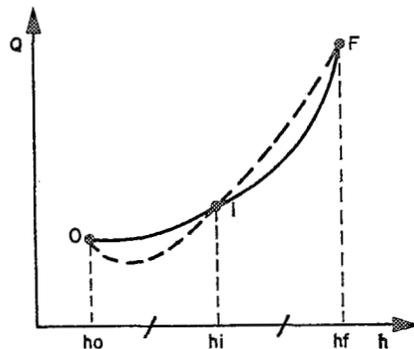


Fig.:IV-9_ CHOIX DU POINT INTERMEDIAIRE
(d'après J. HERBAUD)

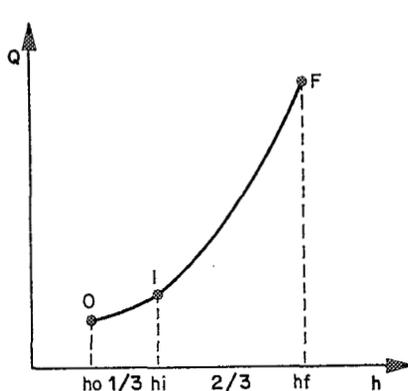


Fig.:IV-10

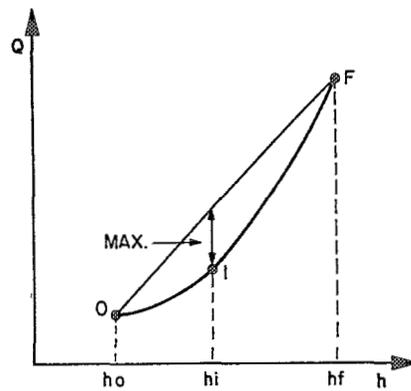


Fig.:IV-11

CHOIX DU POINT INTERMEDIAIRE (d'après Y. L'HÔTE)

IV.123- Contrôle du choix des tronçons de paraboles -

Pour chacun des tronçons de paraboles, les coefficients C1, C2 et C3 sont calculés à partir des formules (10), (11) et (12), établies au paragraphe IV.121.

Un premier test d'exactitude du choix des points limites et intermédiaires, est fait par le signe des coefficients C1 et C2 : le signe de C1 permet de vérifier le sens de la concavité de la courbe et celui de C2 l'inclinaison de la tangente au point limite inférieur. Ces deux éléments sont facilement appréciables sur le graphique de tarage et toute discordance nécessite une vérification des coordonnées des points et du calcul des coefficients.

Mais ce contrôle ne porte que sur chaque tronçon de parabole pris isolément. Habituellement, la fonction Q(h) est continue : le découpage en tronçons ne doit donc introduire aucune discontinuité, ni cassure artificielle.

Le test qui permet de vérifier la continuité de l'ajustement à un point limite, a été établi par Y. BRUNET-MORET. Il est basé sur la valeur de l'angle des tangentes aux tronçons se raccordant à chaque point limite.

IV.1231. Aspect théorique .

Considérons la figure 4.12 où sont tracés deux tronçons de paraboles P et P'. Au point limite L commun d'abscisse hL, existent deux tangentes T et T' dont l'équation, calculée par la fonction dérivée de l'équation générale (13), s'écrit :

$$Q' = 2C1 (h - h_0) + C2$$

On a : $tg \alpha = 2C1 (hL - h_0) + C2$ (h=hL)

et : $tg \beta = C'2$ (h=h0)

avec : C1 et C2, coefficients de P
C'2, coefficient de P'

Pour simplifier les notations, nous désignerons par :

- H la tangente haute (en haut du tronçon inférieur, parabole P), soit $H = tg \alpha$
- B la tangente basse (en bas du tronçon supérieur, parabole P'), soit $B = tg \beta$

Fig.:IV-12_ TANGENTES AU POINT-LIMITE : $\alpha > \phi$

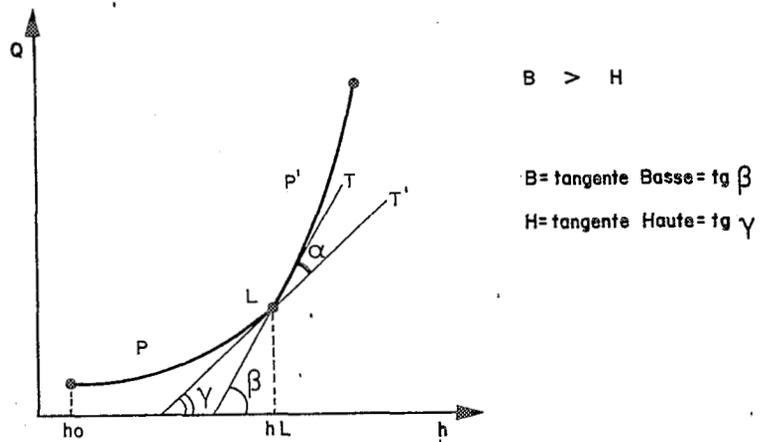


Fig.:IV-13_ TANGENTES AU POINT-LIMITE : $\alpha < \phi$

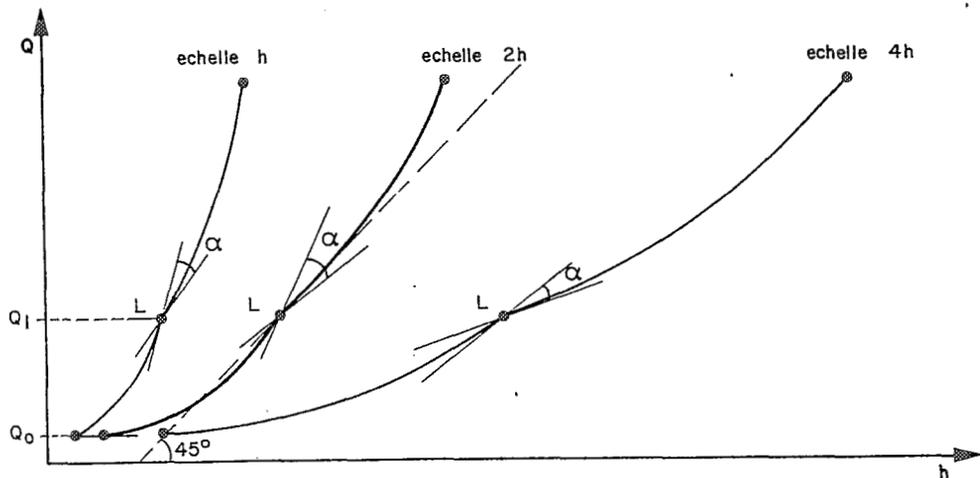
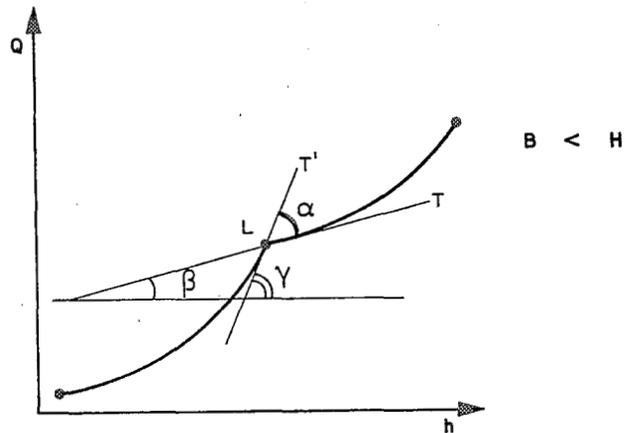


Fig.:IV-14_ VARIATION DE α AVEC L'ECHELLE GRAPHIQUE

L'angle α entre les deux tangentes T et T' est égal à : $\beta - \gamma$. Il est calculé par l'expression :

$$\text{tg } \alpha = \frac{B - H}{1 + BH} \quad (14)$$

Par convention, α est : - positif si $B > H$ (fig.4.12)
- négatif si $B < H$ (fig.4.13)

La valeur de α n'est pas indépendante du choix des échelles graphiques utilisées. Il est facile de le constater en modifiant progressivement l'une des deux échelles.

Par exemple, sur la figure 4.14, l'échelle des hauteurs est doublée deux fois de suite, alors que l'échelle des débits reste la même. On voit que la valeur de α croît jusqu'à un maximum, puis décroît, lorsque le graphique s'éloigne de l'axe des y .

Pour que le test de l'angle des tangentes soit utilisable, il faut nécessairement s'affranchir de l'influence des échelles graphiques et, pour cela, toujours se placer dans l'hypothèse où α est maximal.

La formule, qui permet de calculer la valeur maximale de α , a été établie par Y. BRUNET-MORET :

- soit S un changement d'échelle, défini par le rapport des valeurs des tangentes $S = H/H' = B/B'$, H' et B' étant les nouvelles valeurs des tangentes haute et basse;
- l'expression de $\text{tg } \alpha$ (formule 14) devient :

$$\text{tg } \alpha = \frac{B' - H'}{1 + B'H'} = \frac{\frac{B - H}{S}}{1 + \frac{BH}{S^2}}$$

soit :

$$\text{tg } \alpha = S \frac{B - H}{S^2 + BH}$$

fonction dont la dérivée première, s'écrit :

$$\text{tg}' \alpha = \frac{(BH - S^2)(B - H)}{(S^2 + BH)^2}$$

Cette fonction dérivée s'annule pour $S^2 = BH$, valeur pour laquelle $\text{tg } \alpha$, (donc α), est maximale.

En prenant $S = (BH)^{0,5}$, il vient $H' = (H/B)^{0,5}$ et $B' = (B/H)^{0,5}$ soit $H'B' = 1$, relation qui montre que α est maximal lorsque sa propre bissectrice est la première bissectrice du système d'axes du graphique.

L'expression de $\text{tg } \alpha$, pour α maximisé, s'écrit en remplaçant S par $(BH)^{0,5}$:

$$\text{tg } \alpha = \frac{B - H}{2(BH)^{0,5}} \approx \alpha \text{ en radians}$$

C'est l'expression qui est utilisée pour calculer l'angle des tangentes T et T' à chaque point limite.

IV.1232. Aspect pratique .

L'angle α est calculé à la suite des coefficients C_1 , C_2 et C_3 par le même programme, ou par un programme séparé, si l'on utilise une calculatrice à mémoire-programme de petite capacité (moins de 80 pas).

La valeur de α à chaque point limite doit être aussi faible que possible, s'il n'y a pas de discontinuité dans le tracé de la courbe.

En pratique, on doit s'efforcer d'obtenir des angles inférieurs à $\pm 1^\circ$, lorsque la courbe ajustée est régulière. On considère que toute valeur supérieure à $\pm 10^\circ$ est anormale, sauf s'il existe une cassure brutale dans la courbe de tarage comme par exemple quand une rupture de la forme du profil transversal entraîne une discontinuité de la courbe $S(h)$.

Les inversions de la courbure, marquée par le changement du signe du coefficient C_1 , ne justifient pas en théorie des valeurs de α supérieures à $\pm 5^\circ$.

Toute valeur de α anormale (supérieure à $\pm 10^\circ$) ou forte (valeur de α comprise entre $\pm 2^\circ$ et $\pm 10^\circ$) implique une meilleure définition de l'ajustement, qui est obtenue :

- soit par une augmentation du nombre des tronçons de parabole, donc par l'introduction de nouveaux points limites (souvent nécessaire quand α est supérieur à $\pm 10^\circ$);
- soit par un réajustement des valeurs des débits (souvent suffisant quand α est compris entre $\pm 2^\circ$ et $\pm 10^\circ$).

Pour effectuer le réajustement des valeurs des débits, on tiendra compte des observations pratiques suivantes :

1°) La modification du débit à un point limite change la valeur des coefficients des deux tronçons de parabole; c'est donc, en pratique, 3 angles α qui sont affectés (si le point limite n'est pas le second, ou l'avant dernier, de l'ensemble des points).

1ère hypothèse : le débit est augmenté (fig.4.15).

Il en résulte :

- . une augmentation des courbures;
- . une diminution des valeurs des tangentes basses;
- . une augmentation des valeurs des tangentes hautes.

2ème hypothèse : le débit est diminué (fig.4.16).

Il en résulte :

- . une diminution des courbures;
- . une augmentation des valeurs des tangentes basses;
- . une diminution des valeurs des tangentes hautes.

2°) La modification du débit d'un point intermédiaire a un effet sur les coefficients d'un seul tronçon de parabole; au plus, 2 angles α sont affectés (un seul si le point limite n'est pas le premier ou le dernier).

1ère hypothèse : le débit est augmenté (fig.4.17).

Il en résulte :

- . une diminution de la courbure et de la tangente haute;
- . une augmentation de la tangente basse.

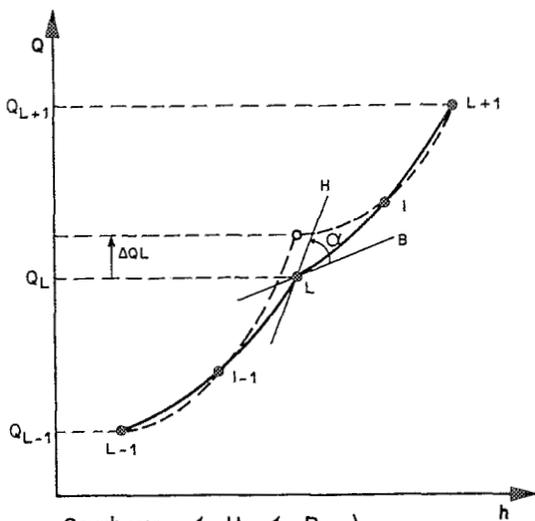
2ème hypothèse : le débit est diminué (fig.4.18).

Il en résulte :

- . une augmentation de la courbure et de la tangente haute;
- . une diminution de la tangente basse.

3°) La modification simultanée des débits de plusieurs points consécutifs, limites ou intermédiaires, entraînent des conséquences très différentes suivant que les corrections sont complémentaires (ΔQ de même signe) ou opposées (ΔQ de signes contraires). Il est fortement conseillé de procéder de proche en proche et d'éviter de modifier simultanément plusieurs débits.

Fig.: IV-15_AUGMENTATION DU DEBIT
À UN POINT-LIMITE



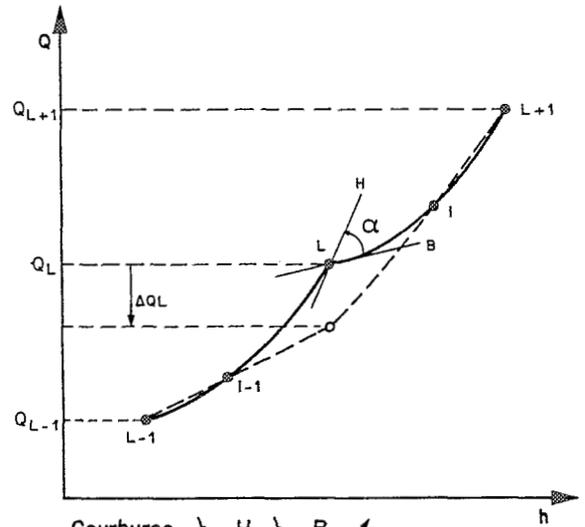
Courbures ↗ H ↗ B ↘

Si $B > H \rightarrow \alpha \searrow$

Si $B < H \rightarrow \alpha \nearrow$

(les angles en L-1 , L e L+1 SONT MODIFIES)

Fig.: IV-16_DIMINUTION DU DEBIT
À UN POINT-LIMITE



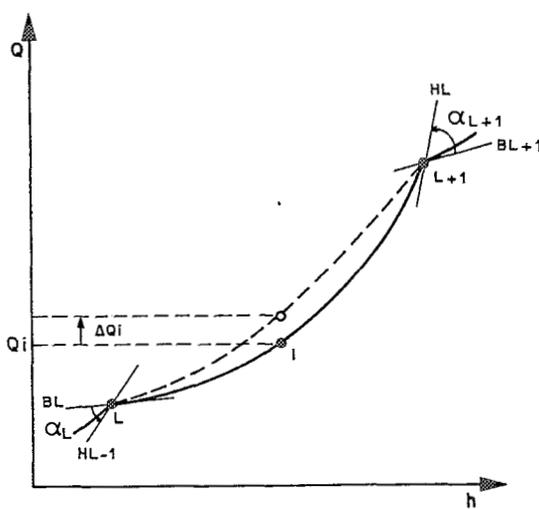
Courbures ↘ H ↘ B ↗

Si $B > H \rightarrow \alpha \nearrow$

Si $B < H \rightarrow \alpha \searrow$

(les angles en L-1 , L e L+1 SONT MODIFIES)

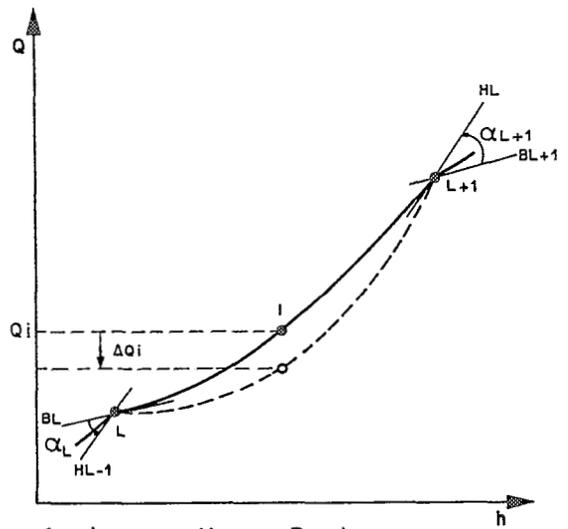
Fig.: IV-16_AUGMENTATION DU DEBIT
À UN POINT
INTERMEDIAIRE



Courbure ↘ HL ↘ BL ↗

(les angles en L e L+1 SONT MODIFIES)

Fig.: IV-17_DIMINUTION DU DEBIT
À UN POINT
INTERMEDIAIRE



Courbure ↗ HL ↗ BL ↘

IV.1233. Recommandations finales .

En pratique, la procédure la plus efficace est la suivante :

- a) diviser la courbe en un nombre réduit de tronçons de paraboles (de 5 à 8); il est préférable de sélectionner au départ un nombre insuffisant de tronçons, plutôt que d'en prendre un nombre surabondant, qu'il est ensuite difficile de réduire;
- b) après avoir choisi les points intermédiaires, calculer les paramètres C1, C2 et C3, ainsi que les angles α ;
- c) améliorer l'ajustement en augmentant le nombre des tronçons si les signes des coefficients C1 et C2 sont en discordance avec le tracé et surtout si certains angles α prennent des valeurs trop élevées ($> \pm 10^\circ$) sans explications;
- d) après un nouveau calcul des coefficients et des angles α , ajuster les débits des points intermédiaires dans le but de réduire au maximum les valeurs de α (éviter le plus possible de modifier les débits aux points limites); l'ajustement doit toujours être fait en accord avec le graphique de tarage.

IV.124- Exemple d'application à l'oued KADIEL -

Cette procédure a été appliquée à la courbe de tarage de l'oued KADIEL (pour $h < 2$ m), représentée sur la figure 4.2.

Les calculs ont été faits d'abord "à la main", avec l'aide d'une calculatrice HP15C et du programme de la page 218, puis les calculs ont été repris en traitement automatique sur le terminal du Service Central d'Hydrologie, à partir de la même série de points limites et intermédiaires. Les tableaux 4.7 et 4.8 reproduisent les listages obtenus (programme POH302).

Les résultats du premier découpage en 5 tronçons de parabole sont rassemblés dans le tableau 4.4. On y observe quelques défauts, en particulier :

- une valeur de α supérieure à 10° entre les tronçons 1 et 2;
- un coefficient C1 négatif pour le tronçon 4, c'est à dire une concavité orientée vers l'axe des hauteurs, fait en contradiction, avec le tracé dans l'intervalle (0,95 à 1,25m), comme on peut le voir sur la figure 4.2 (courbe de basses eaux).

La réduction de l'angle α est obtenue par l'introduction d'un tronçon supplémentaire. Un point limite ($h = 0,5$ m) et 2 points intermédiaires ($h = 0,40$ m et $h = 0,60$ m) sont introduits (cf. tableau 4.5 - valeurs soulignées).

Tableau 4.4 : Oued KADIEL - Barème de tarage.
Méthode des tronçons de parabole (1ère sélection)

Tronçon	Points limites		Points int.		Coefficients			α (en °)
	h	Q	h	Q	C1	C2	C3	
1	0,15	0	0,20	0,07	4,000	1,200	0	
2	0,30	0,27	0,50	1,02	10,700	1,610	0,27	-11,51
3	0,80	3,75	0,85	4,30	-12,000	11,600	3,75	-1,70
4	0,95	5,22	1,10	6,64	-0,222	9,500	5,22	4,93
5	1,25	8,05	1,50	10,7	3,467	9,733	8,05	1,10
	2,00	17,3						

Tableau 4.5 : Oued KADIEL - Barème de tarage.
Méthode des tronçons de parabole (2ème sélection)

Tronçon	Points limites		Points int.		Coefficients			α (en °)
	h	Q	h	Q	C1	C2	C3	
1	0,15	0	0,20	0,07	4,000	1,200	0	
2	0,30	0,27	0,40	0,58	6,500	2,450	0,27	0,59
3	0,50	1,02	0,60	1,64	14,500	4,750	1,02	-1,75
4	0,80	3,75	0,85	4,30	-12,000	11,600	3,75	-4,24
5	0,95	5,22	1,10	6,62	0,667	9,233	5,22	4,11
6	1,25	8,05	1,50	10,7	3,467	9,733	8,05	0,30
	2,00	17,3						

Par contre, l'inversion du signe de C1 (le tronçon 5 correspondant au tronçon 4 antérieur) est obtenue par une réduction du débit du point intermédiaire (6,62 m³/s au lieu de 6,64 m³/s). La faible amplitude de la modification, tout à fait dans les limites

d'appréciation d'une valeur sur le graphique, met en évidence la grande sensibilité des coefficients et la nécessité de procéder par approches successives.

On remarquera que la réduction du débit entraîne aussi une diminution de l'angle α entre les deux derniers tronçons ($0^{\circ}30$ au lieu de $1^{\circ}10$). Par contre, la forte valeur de α entre les tronçons 3 et 4 ($-4^{\circ}24$) s'explique par l'inversion de la courbure.

C'est à partir de ce second découpage qu'est établi le barème de tarage (tableau 4.6). Il n'existe aucune différence significative entre les valeurs de ce tableau et le barème établi par la méthode des segments de droite (tableau 4.3).

L'interpolation basée sur 6 tronçons de parabole est équivalente à celle effectuée par 22 segments de droite : 13 couples H/Q , au lieu de 26, permettent d'aboutir au même résultat.

Les tableaux 4.7 et 4.8 montrent la présentation des sorties imprimées par l'ordinateur :

- le premier donne dans l'ordre :
 - . les valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 ;
 - . les coordonnées (H, Q) des points limites et intermédiaires;
 - . les angles α en degrés décimaux;
 - . un barème décimétrique.
- le second est le barème de tarage centimétrique.

Remarque :

Le barème de tarage ne doit jamais être calculé à l'extérieur de l'intervalle des hauteurs définies par les 2 points limites extrêmes. Toute extrapolation en dehors de cet intervalle conduit nécessairement à des débits erronés. Il ne faut pas hésiter lorsque la hauteur h_0 , correspondant au débit nul, n'est pas nulle, à introduire un tronçon de parabole supplémentaire, qui est en fait un segment de l'axe des hauteurs; ceci afin d'éliminer tout risque d'apparition de débits négatifs.

En résumé :

- la méthode des tronçons de parabole permet une définition du tarage plus concise, et théoriquement plus précise, que la méthode des segments de droites;
- sa mise en pratique est laborieuse au début mais l'expérience s'acquiert assez rapidement; il ne faut donc absolument pas se décourager lors des premières tentatives.

Tableau 4.6 _ OUED KADIEL _ Barème de tarage par la méthode des tronçons de parabole (méthode manuelle)

h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ
0,00			0,40	0,580	I	0,80	3,75	PL	1,20	7,57		1,60	11,9	
1			1	0,618		1	3,86		1	7,67		1	12,0	
2			2	0,658		2	3,98		2	7,76		2	12,1	
3			3	0,698		3	4,09		3	7,86		3	12,2	
4			4	0,740		4	4,19		4	7,95		4	12,4	
5			5	0,784		5	4,30	I	5	8,05	PL	5	12,5	
6			6	0,828		6	4,40		6	8,15		6	12,6	
7			7	0,874		7	4,50		7	8,25		7	12,7	
8			8	0,922		8	4,60		8	8,35		8	12,9	
9			9	0,970		9	4,70		9	8,45		9	13,0	
0,10			0,50	1,02	PL	0,90	4,79		1,30	8,55		1,70	13,1	
1			1	1,07		1	4,88		1	8,65		1	13,3	
2			2	1,12		2	4,97		2	8,75		2	13,4	
3			3	1,18		3	5,06		3	8,85		3	13,5	
4			4	1,23		4	5,14		4	8,95		4	13,7	
5	0	PL	5	1,29		5	5,22	PL	5	9,06		5	13,8	
6	0,012		6	1,36		6	5,31		6	9,16		6	13,9	
7	0,026		7	1,42		7	5,40		7	9,27		7	14,0	
8	0,040		8	1,49		8	5,50		8	9,37		8	14,2	
9	0,054		9	1,56		9	5,59		9	9,48		9	14,3	
0,20	0,070	I	0,60	1,64	I	1,00	5,68		1,40	9,59		1,80	14,5	
1	0,086		1	1,72		1	5,78		1	9,70		1	14,6	
2	0,104		2	1,80		2	5,87		2	9,80		2	14,7	
3	0,122		3	1,88		3	5,96		3	9,91		3	14,9	
4	0,140		4	1,97		4	6,06		4	10,0		4	15,0	
5	0,160		5	2,06		5	6,15		5	10,1		5	15,1	
6	0,180		6	2,15		6	6,24		6	10,2		6	15,3	
7	0,202		7	2,25		7	6,34		7	10,4		7	15,4	
8	0,224		8	2,34		8	6,43		8	10,5		8	15,5	
9	0,246		9	2,45		9	6,53		9	10,6		9	15,7	
0,30	0,270	PL	0,70	2,55		1,10	6,62	I	1,50	10,7	I	1,90	15,8	
1	0,295		1	2,66		1	6,71		1	10,8		1	16,0	
2	0,322		2	2,77		2	6,81		2	10,9		2	16,1	
3	0,349		3	2,88		3	6,90		3	11,0		3	16,3	
4	0,378		4	3,00		4	7,00		4	11,2		4	16,4	
5	0,409		5	3,11		5	7,09		5	11,3		5	16,6	
6	0,440		6	3,24		6	7,19		6	11,4		6	16,7	
7	0,473		7	3,36		7	7,28		7	11,5		7	16,9	
8	0,508		8	3,49		8	7,38		8	11,6		8	17,0	
9	0,543		9	3,62		9	7,47		9	11,8		9	17,2	
0,40	0,580	I	0,80	3,75	PL	1,20	7,57		1,60	11,9		2,00	17,3	PL

PL = point limite

I = point intermédiaire

Tableau 4.7 : Oued KADIEL - Tarage par la méthode des tronçons de paraboles (programme POM302 - DRSTOM)

24 NOVEMBRE 1981 STATION NUMERO: 30269032

MAURITANIE SENEGAL KADIEL KADIEL

ETAL.NO 1
VALIDITE: VALIDITE:DU 26-07-1964 AU 31-12-1964

VALEURS DES COEFFICIENTS DES PARABOLES:

SEGMENTS	C(1,L)	C(2,L)	C(3,L)
L = 1	0.4000002E+01	0.1199999E+01	0.0
L = 2	0.6499999E+01	0.2450003E+01	0.2700000E+00
L = 3	0.1450002E+02	0.4749992E+01	0.1020000E+01
L = 4	-0.1200001E+02	0.1160000E+02	0.3750000E+01
L = 5	0.6668392E+00	0.9233280E+01	0.5220000E+01
L = 6	0.3466675E+01	0.9733331E+01	0.8050000E+01

VALEURS DES HAUTEURS LIMITE HP(L) ET INTERMEDIAIRES HINT(L)
ET DES DEBITS LIMITE Q(L) ET INTERMEDIAIRES QINT(L):

L	HP(L) EN M	Q(L) EN M3/S	HINT(L) EN M	QINT(L) EN M3/S
1	0.15	0.0		
2	0.30	0.270	0.20	0.070
3	0.50	1.020	0.40	0.580
4	0.80	3.750	0.60	1.640
5	0.95	5.220	0.85	4.300
6	1.25	8.050	1.10	6.620
7	2.00	17.300	1.50	10.700

24 NOVEMBRE 1981

STATION NUMERO: 30269032

MAURITANIE SENEGAL KADIEL KADIEL

ETAL.NO 1
VALIDITE: VALIDITE:DU 26-07-1964 AU 31-12-1964

ANGLE ENTRE LES TANGENTES AUX LIMITE :

SEGMENTS	POINTS LIMITE		ANGLES (EN DEGRES)
	H (EN M)	Q (EN M3/S)	
1 - 2	0.30	0.270	0.59
2 - 3	0.50	1.020	-1.75
3 - 4	0.80	3.750	-4.24
4 - 5	0.95	5.220	4.10
5 - 6	1.25	8.050	0.30

BAREME DECIMETRIQUE HAUTEURS - DEBITS

H (M)	Q (M3/S)						
0.10	0.0	0.60	7.640	1.10	6.620	1.60	11.900
0.20	0.070	0.70	2.550	1.20	7.570	1.70	13.100
0.30	0.270	0.80	3.750	1.30	8.550	1.80	14.500
0.40	0.580	0.90	4.790	1.40	9.590	1.90	15.800
0.50	1.020	1.00	5.680	1.50	10.700	2.00	17.300

Tableau 4.8 : Oued KADIEL - Barème d'étalonnage (programme POH 302 - ORSTOM)

30269032		MAURITANIE		SENEGAL		KADIEL		KADIEL		ETALONNAGE NUMERO: 1			
VALIDITE : VALIDITE DU 26-07-1964 AU 31-12-1964													
24 NOVEMBRE 1981		BAREME HAUTEUR/DEBIT											
H (M)	Q (M3/S)	H (M)	Q (M3/S)	H (M)	Q (M3/S)	H (M)	Q (M3/S)	H (M)	Q (M3/S)	H (M)	Q (M3/S)	H (M)	Q (M3/S)
0.10	0.0	0.42	0.658	0.74	3.000	1.06	6.240	1.38	9.370	1.70	13.100		
0.11	0.0	0.43	0.698	0.75	3.110	1.07	6.340	1.39	9.480	1.71	13.300		
0.12	0.0	0.44	0.740	0.76	3.240	1.08	6.430	1.40	9.590	1.72	13.400		
0.13	0.0	0.45	0.784	0.77	3.360	1.09	6.530	1.41	9.700	1.73	13.500		
0.14	0.0	0.46	0.828	0.78	3.490	1.10	6.620	1.42	9.800	1.74	13.700		
0.15	0.0	0.47	0.874	0.79	3.620	1.11	6.710	1.43	9.910	1.75	13.800		
0.16	0.012	0.48	0.922	0.80	3.750	1.12	6.810	1.44	10.000	1.76	13.900		
0.17	0.026	0.49	0.970	0.81	3.860	1.13	6.900	1.45	10.100	1.77	14.000		
0.18	0.040	0.50	1.020	0.82	3.980	1.14	7.000	1.46	10.200	1.78	14.200		
0.19	0.054	0.51	1.070	0.83	4.090	1.15	7.090	1.47	10.400	1.79	14.300		
0.20	0.070	0.52	1.120	0.84	4.190	1.16	7.190	1.48	10.500	1.80	14.500		
0.21	0.086	0.53	1.180	0.85	4.300	1.17	7.280	1.49	10.600	1.81	14.600		
0.22	0.104	0.54	1.230	0.86	4.400	1.18	7.380	1.50	10.700	1.82	14.700		
0.23	0.122	0.55	1.290	0.87	4.500	1.19	7.470	1.51	10.800	1.83	14.900		
0.24	0.140	0.56	1.360	0.88	4.600	1.20	7.570	1.52	10.900	1.84	15.000		
0.25	0.160	0.57	1.420	0.89	4.700	1.21	7.670	1.53	11.000	1.85	15.100		
0.26	0.180	0.58	1.490	0.90	4.790	1.22	7.760	1.54	11.200	1.86	15.300		
0.27	0.202	0.59	1.560	0.91	4.880	1.23	7.860	1.55	11.300	1.87	15.400		
0.28	0.224	0.60	1.640	0.92	4.970	1.24	7.950	1.56	11.400	1.88	15.600		
0.29	0.246	0.61	1.720	0.93	5.060	1.25	8.050	1.57	11.500	1.89	15.700		
0.30	0.270	0.62	1.800	0.94	5.140	1.26	8.150	1.58	11.600	1.90	15.800		
0.31	0.295	0.63	1.880	0.95	5.220	1.27	8.250	1.59	11.800	1.91	16.000		
0.32	0.322	0.64	1.970	0.96	5.310	1.28	8.340	1.60	11.900	1.92	16.100		
0.33	0.349	0.65	2.060	0.97	5.400	1.29	8.440	1.61	12.000	1.93	16.300		
0.34	0.378	0.66	2.150	0.98	5.500	1.30	8.550	1.62	12.100	1.94	16.400		
0.35	0.409	0.67	2.250	0.99	5.590	1.31	8.650	1.63	12.200	1.95	16.600		
0.36	0.440	0.68	2.340	1.00	5.680	1.32	8.750	1.64	12.400	1.96	16.700		
0.37	0.473	0.69	2.450	1.01	5.780	1.33	8.850	1.65	12.500	1.97	16.900		
0.38	0.508	0.70	2.550	1.02	5.870	1.34	8.950	1.66	12.600	1.98	17.000		
0.39	0.543	0.71	2.660	1.03	5.960	1.35	9.060	1.67	12.700	1.99	17.100		
0.40	0.580	0.72	2.770	1.04	6.060	1.36	9.160	1.68	12.900	2.00	17.300		
0.41	0.618	0.73	2.880	1.05	6.150	1.37	9.270	1.69	13.000	2.01	17.400		

IV.13- Contrôle final

Avant de considérer le barème de tarage comme définitif, il est absolument indispensable de procéder à une vérification finale, tout à la fois du tracé de la courbe de tarage et de la fidélité du barème, relativement à cette courbe.

Cet ultime contrôle est fait en calculant pour chacun des jaugeages, l'écart relatif entre le débit jaugé et le débit du barème (exprimé en %). Pour faciliter l'interprétation des résultats, nous conseillons vivement de reporter les écarts dans deux colonnes distinctes (valeurs négatives et positives), sur l'une des deux listes de jaugeages (chronologique ou rangée) ou mieux encore sur les deux.

Les écarts relatifs doivent être répartis entre les deux colonnes de manière équitable, autant en quantité qu'en grandeur absolue. En effet, si les règles d'égalité-répartition des points et de minimisation des écarts ont été correctement appliquées, il ne doit pas apparaître de regroupements de plus de 4 ou 5 valeurs consécutives de même signe.

Si ces regroupements existent, ils ne peuvent s'expliquer que par le fait que le barème ne représente pas fidèlement la courbe tracée. Quand ce cas se présente, il est indispensable de corriger le barème de tarage dans le tronçon correspondant. Quelquefois, il est même nécessaire de revenir sur le tracé de la courbe de tarage.

On trouvera dans la plupart des dix cas réels traités en annexe à la fin de ce manuel, des exemples concrets du contrôle final par les écarts relatifs entre les débits jaugés et le barème.

IV.2- CALCUL DES DEBITS

C'est la dernière étape de la transformation des hauteurs limnimétriques en débits. Elle conduit à une chronique des débits instantanés, à partir de laquelle sont calculées certaines valeurs caractéristiques, telles que les débits moyens journaliers, mensuels et annuels.

IV.21- Chronique des débits instantanés

Elle résulte de la transformation de la chronique des hauteurs d'eau, par l'application du barème de tarage.

IV.211- Transformation des hauteurs en débits -

Le passage d'une hauteur quelconque au débit correspondant ne présente aucune difficulté lorsque le tarage a été défini par son graphique et par son barème.

La transformation est :

- directe lorsque la courbe de tarage étant univoque, permanente ou transitoire, le barème fait effectivement correspondre le débit réel à la hauteur;
- indirecte lorsque la relation H/Q n'étant pas univoque, le débit lu sur le barème doit être corrigé.

L'opération peut être manuelle, mais elle est le plus souvent rendue totalement automatique. Il suffit pour cela que les données limnimétriques et les éléments du tarage soient accessibles par un quelconque système de traitement informatique.

Les données limnimétriques sont généralement organisées en fichiers avec une hiérarchisation d'abord géographique (station) puis chronologique (année, mois, jour). La structure de ces fichiers est toujours assez complexe en raison du nombre très variable de couples "hauteur-temps" qui peuvent exister dans une même journée (1 pour une seule hauteur journalière à 288 pour un pas de temps de 5').

Lorsque la méthode de tarage utilise la dénivelée entre deux échelles, la transformation H/Q exige la lecture (simultanée ou en séquence) de deux fichiers de hauteurs limnimétriques, d'où un système de traitement assez important.

Le tarage est rendu accessible de trois manières :

- soit par les équations des courbes de tarage (et de correction, si elle existe), auquel cas le débit est calculé; mais, rappelons-le, il est rare qu'une seule équation puisse suffire à la représentation de la courbe entière;
- soit par un ensemble de couples "hauteur-débit", correspondant aux points sélectionnés (pivots, limites ou intermédiaires), auquel est associé, dans le programmé de calcul, un module d'interpolation, linéaire ou parabolique suivant le cas : par cette procédure, chaque débit est calculé;
- soit par un barème de tarage centimétrique : le débit correspondant à une hauteur est lu dans la table de correspondance.

La seconde forme (points-pivots) est plus économique en termes de volume du fichier et de place occupée dans la mémoire.

Par contre, le barème centimétrique est plus proche de la méthode manuelle, car il n'implique aucun découpage préalable de la courbe de tarage et peut être établi par simple lecture du graphique. P.SECHET a calculé qu'une table de correspondance H/Q à 2000 entrées (barème centimétrique entre 0 et 20 m) occupe une aire de mémoire de 8 K octets (avec la notation du débit à 4 chiffres décrite ci-après). Cette place est presque toujours disponible dans les équipements utilisés soit en mémoire centrale, soit en mémoire périphérique à accès direct.

Les temps de recherche dans une table, ou de recherche dans une liste, puis de calcul, restent dans les deux cas insignifiants et les deux méthodes sont également utilisées.

La transformation des hauteurs en débits, par voie automatique, conduit à la création d'un fichier provisoire (en mémoire) ou permanent (sur un support adéquat), suivant le choix de l'utilisateur. S'il est conservé sur un support permanent, il est essentiel que son organisation interne soit strictement identique à celle du fichier des hauteurs limnimétriques, pour des raisons évidentes de simplification du logiciel d'exploitation (identité des modules de création, de gestion des fichiers et d'édition des données).

L'identité des formats n'est rendue possible que par l'utilisation d'un artifice d'écriture qui permet d'exprimer tous les débits instantanés (dans la gamme de 1 l/s à plus de 100 000 m³/s) par un nombre à 4 chiffres, équivalent en taille à une hauteur limnimétrique exprimée en centimètres.

Cet artifice d'écriture a été proposé dès 1968 par M.ROCHE (bibl. 12 - p. 57) et est utilisé depuis cette date par le Service Hydrologique de l'ORSTOM.

Si l'on admet, comme nous l'avons fait dans ce manuel, qu'un débit est correctement défini par 3 chiffres significatifs, un quatrième chiffre est suffisant pour en exprimer la dimension.

X désignant l'un quelconque des chiffres significatifs, la forme générale de l'expression du débit est, en écriture arithmétique ordinaire :

$$0,XXX.10^A$$

La partie XXX est appelée mantisse et A est la caractéristique. Le code utilisé exprime ce même débit par le nombre : XXXA.

Exemples :

132 1/s = 0,132 10⁰ m3/s s'écrit 1320
99,7 m3/s = 0,997 10² m3/s s'écrit 9972
1470 m3/s = 0,147 10⁴ m3/s s'écrit 1474

La transformation de la valeur vraie en valeur codée, et la transformation inverse, sont bien évidemment faites par les programmes. Cette forme d'écriture est exclusivement utilisée en traitement automatique. Elle ne doit jamais apparaître, ni en entrée au moment de la saisie (points pivots du barème de tarage), ni à fortiori en sortie dans les tableaux de débits.

Nous avons admis que la transformation H/Q est toujours possible, c'est à dire que toute hauteur de la chronique limnimétrique était comprise dans l'intervalle des hauteurs extrêmes du barème de tarage.

Il se produit fréquemment, par exemple pour des stations nouvelles, que le nombre de jaugeages soit insuffisant pour une définition complète du tarage. Dans ce cas, la transformation de la chronique limnimétrique n'est que partielle.

Pour éviter l'apparition de lacunes dans la chronique des débits, on utilise habituellement des codes numériques, comme par exemple 8888 pour un débit hors barème ou 9999 pour une lacune d'observation. On peut diversifier encore ces codes pour indiquer un maximum, une phase de décrue, etc...

IV.212- *Liste des débits instantanés*

Elle constitue l'information hydrométrique de base de la station. Elle est composée d'une suite ordonnée de couples "temps-débit".

La fréquence des couples, l'organisation interne (pas de temps fixe ou variable), la période de validité de cette série sont celles de la chronique limnimétrique dont elle est issue.

Par contre ses propriétés peuvent être altérées par la transformation H/Q :

- l'homogénéité n'est conservée que si le tarage est complet et défini avec la même précision dans tout l'intervalle;
- la continuité n'est maintenue que si toutes les hauteurs ont pu être transformées en débits;

- la fidélité que l'on pourrait estimer par la reconstitution de l'hydrogramme réel, mais inconnu, dépend de la fréquence des couples "débit-temps" et de la précision des débits.

Le débit instantané (désigné par Q_i) est une grandeur physique vraie, liée au bief hydrométrique dans lequel il a été défini.

La chronique des Q_i constitue la base de toute étude hydrologique portant sur les valeurs ponctuelles du débit : étude des crues, forme des hydrogrammes, débit dérivable, débits maximaux et minimaux instantanés ou périodiques.

Les débits caractéristiques de la chronique sont :

- les débits maximaux instantanés (pointes de crue) Q_{max} , et en particulier le débit maximal observé dans la période de validité;
- les débits minimaux instantanés (étiages) Q_{min} , et en particulier le débit minimal observé.

Les valeurs maximales du débit sont souvent rapportées à la superficie du bassin versant : on parle alors de débits spécifiques, désignés par la lettre q . Les unités utilisées sont le mètre cube par seconde et par kilomètre carré ($m^3/s.km^2$) ou le litre par seconde par kilomètre carré ($l/s.km^2$).

En résumé :

- la chronique des débits instantanés est obtenue par simple transformation de la chronique des hauteurs d'eau, par l'intermédiaire du barème de tarage;
- pour l'homogénéité des fichiers informatiques "hauteurs" et "débits", on utilise un code à 4 chiffres pour représenter les débits.

IV.22- Débits moyens

L'étude du régime des cours d'eau ne porte pas seulement sur les valeurs instantanées du débit et sur leur variabilité dans le temps ; elle est aussi basée sur les volumes d'eau qui transitent dans la section transversale pendant un intervalle de temps donné : journée, mois, année.

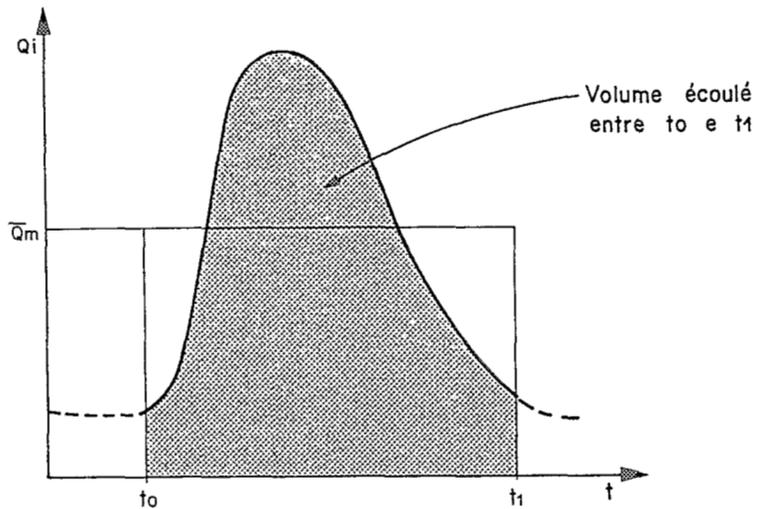
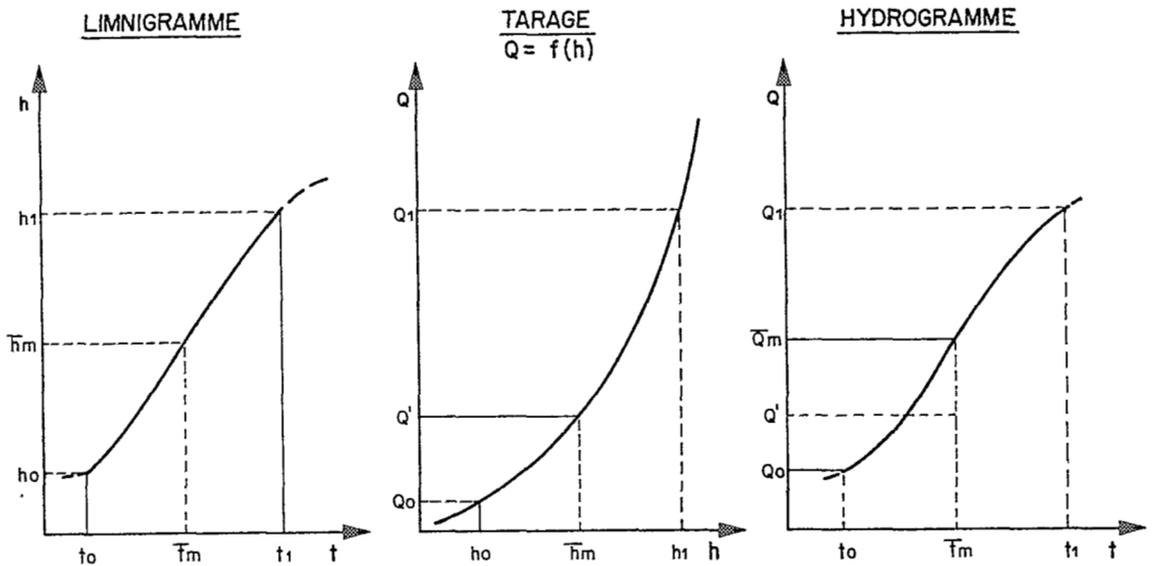


Fig.:IV -19_ NOTION DE DEBIT MOYEN



(Légende : \bar{t}_m , \bar{h}_m et \bar{Q}_m sont les moyennes arithmétiques des valeurs correspondantes indicées 0 et 1)

Fig.:IV - 20_ NON-LINEARITE DE LA TRANSFORMATION HAUTEUR-DEBIT : $\bar{Q}_m \neq Q' = f(\bar{h}_m)$

IV.221- Notion de débit moyen

Considérons un hydrogramme de crue quelconque entre deux dates t_0 et t_1 (fig. 4.19). Le volume d'eau V qui s'est écoulé dans l'intervalle (t_0, t_1) est représenté graphiquement par la surface comprise entre l'hydrogramme, l'axe des temps et deux verticales d'abscisses t_0 et t_1 (partie en grisé sur la figure).

On appelle débit moyen \bar{Q}_m de la crue, le débit constant qui permet d'écouler le volume V dans l'intervalle de temps (t_0, t_1) . Il correspond, sur le graphique, à la largeur du rectangle dont la distance (t_0, t_1) est la longueur et dont la superficie est égale à celle de l'hydrogramme.

$$\text{Sous forme analytique, on écrit : } V = \int_{t_0}^{t_1} Q_i dt$$
$$\bar{Q}_m = \frac{V}{t_1 - t_0}$$

Il est fondamental de retenir :

1°) que le débit moyen est une façon simple d'exprimer un volume : il est plus aisé de dire que le débit moyen journalier a été de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ que de parler d'un volume écoulé de 86400 m^3 dans la journée;

2°) qu'à la notion de débit moyen est obligatoirement associée une durée : débit moyen horaire, journalier, mensuel, annuel;

3°) que le débit moyen est une grandeur fictive alors que débit instantané et volume écoulé sont des grandeurs réelles parfaitement mesurables : on peut mesurer le débit maximal d'une crue ou mesurer son volume par le remplissage d'une retenue mais on calculera son débit moyen a posteriori;

4°) que la transformation H/Q n'étant pas linéaire, la moyenne arithmétique de deux hauteurs d'eau h_0 et h_1 a pour transformée le débit \bar{Q}'_m , qui n'est pas la moyenne arithmétique des deux débits instantanés Q_0 et Q_1 (fig. 4.20); l'application du barème de tarage à une hauteur moyenne journalière, pour calculer un débit moyen journalier, est une procédure erronée qui doit être absolument évitée, même si elle n'introduit que des erreurs négligeables pour les fleuves à très lentes variations de niveau.

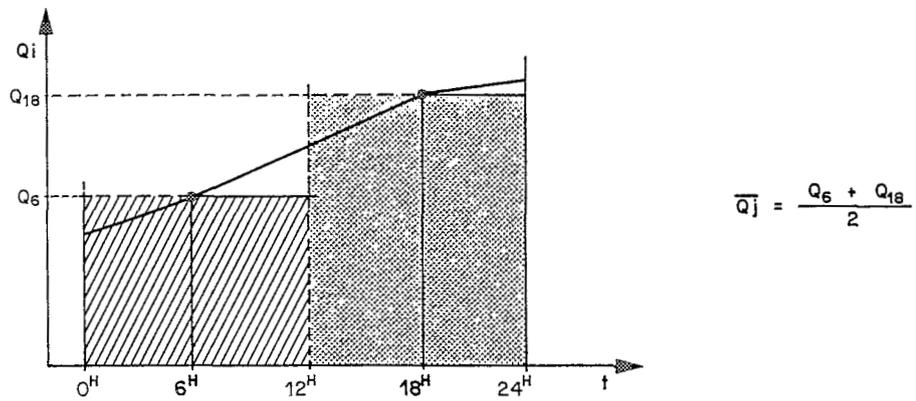


Fig.:IV - 21_ CALCUL DU DEBIT MOYEN JOURNALIER
(2 observations : 6^H00 et 18^H00)

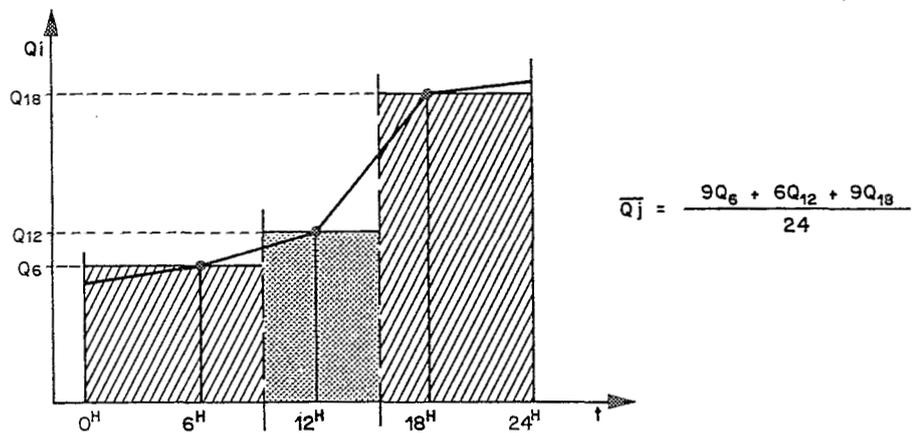


Fig.:IV - 22_ CALCUL DU DEBIT MOYEN JOURNALIER
(3 observations : 6^H00 , 12^H00 et 18^H00)

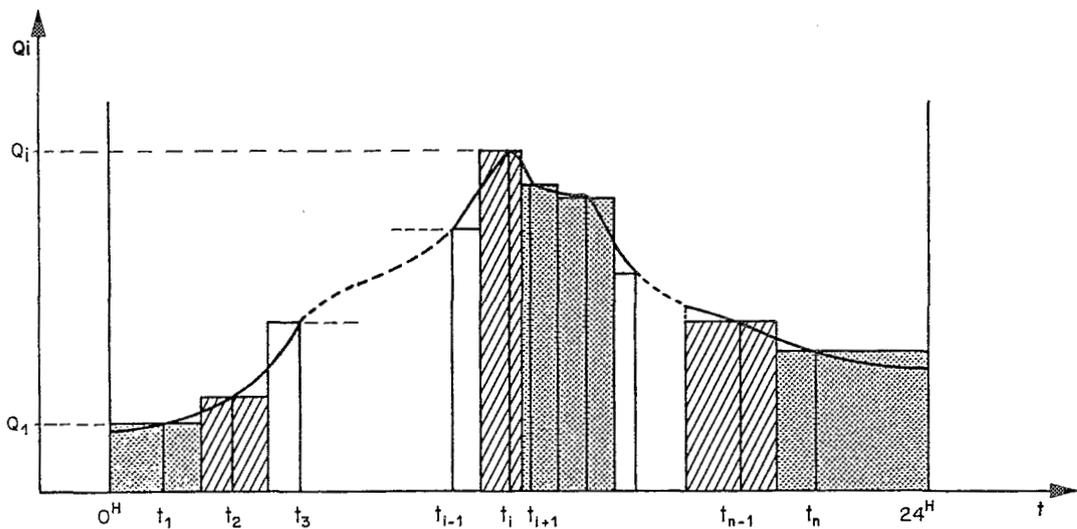


Fig.:IV - 23_ CALCUL DU DEBIT MOYEN JOURNALIER
(n observations dans la journée)

La confusion très fréquente entre débit instantané et débit moyen journalier provient du fait que dans la plupart des stations des grands fleuves, une seule lecture d'échelle est faite chaque jour à heure fixe. Le débit correspondant, qui est un débit instantané, est pris comme débit moyen journalier.

IV.222- Calcul des débits moyens usuels -

IV.2221. Débit moyen journalier .

Le débit moyen journalier \bar{Q}_j est calculé à partir de tous les débits instantanés compris dans l'intervalle de temps entre 0.00h et 24.00h.

Lorsque les débits instantanés sont répartis à heures fixes durant la journée, le calcul est fait :

- soit par la moyenne arithmétique simple, si la répartition est homogène (pas de temps fixe);
- soit par la moyenne arithmétique pondérée par le temps, si la répartition n'est pas homogène (pas de temps variable);

Les figures 4.21 et 4.22 montrent deux cas, très courants, de calcul par la moyenne arithmétique pondérée :

- 2 débits instantanés à 6 et 18 heures (fig. 4.21);
- 3 débits instantanés à 6, 12 et 18 heures (fig. 4.22).

D'une façon plus générale, pour des Q_i distribués irrégulièrement dans la journée (pas de temps variable), on utilise l'expression suivante pour le calcul de \bar{Q}_j :

$$\bar{Q}_j = \frac{1}{1440} \left(V_1 + \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \frac{t_{i+1} - t_i}{2} + V_n \right)$$

avec : n = nombre d'observations dans la journée

$$V_1 = Q_1 \left(t_1 + \frac{t_2 - t_1}{2} \right)$$

$$V_n = Q_n \left((1440 - t_n) + \frac{t_n - t_{n-1}}{2} \right)$$

t_i = heure d'observation du débit Q_i , exprimée en minutes;

1440 est le nombre de minutes dans une journée;

L'expression utilisée pour le calcul de \bar{Q}_j , d'apparence complexe, traduit une intégration effectuée par la méthode des rectangles, qui est représentée graphiquement sur la figure 4.23.

Cette formule affecte, à chaque débit Q_i , un intervalle de temps T égal à la somme des demi-intervalles qui le séparent des débits Q_{i-1} et Q_{i+1} .

$$T = \frac{t_i - t_{i-1}}{2} + \frac{t_{i+1} - t_i}{2} = \frac{t_{i+1} - t_{i-1}}{2}$$

Elle considère aussi la période de 24.00h comme une entité, ce qui explique le poids particulier des deux débits extrêmes Q_1 et Q_n .

En toute rigueur, le calcul de \bar{Q}_j devrait prendre en compte les valeurs Q_n du jour précédent et Q_1 du jour suivant, si les temps qui les séparent de 0.00h et de 24.00h sont inférieurs respectivement à ceux qui séparent Q_1 et Q_0 de ces mêmes heures.

En pratique, le gain de précision est négligeable car, si la variation du débit instantané aux deux limites 0.00h et 24.00h est rapide, les temps t_1 et t_n sont nécessairement très proches de ces limites (sinon égaux). De plus, en traitement automatique, l'utilisation d'une valeur observée un jour avant ou après le jour considéré complique beaucoup les programmes (problèmes en début et fin d'année).

Quelle que soit la fréquence des observations, c'est la formule précédente qui doit être utilisée dans tout programme de calcul des débits moyens journaliers. Toute autre méthode, en particulier celle qui passe par le calcul d'une hauteur moyenne journalière, doit être absolument proscrite.

IV.2222. Débits moyens mensuels et annuel .

Le débit moyen \bar{Q}_m d'un mois quelconque de l'année est égal à la somme des débits moyens journaliers, divisée par le nombre n de jours du mois.

Soit, sous une forme analytique :

$$\bar{Q}_m = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \bar{Q}_j$$

\bar{Q}_m correspond au volume d'eau V_m écoulé durant ce mois, divisé par le temps en secondes.

$$\bar{Q}_m = \frac{V_m}{86400 n} \quad \text{avec} \quad V_m = \int_0^{86400 n} Q_i dt$$

De même le débit moyen annuel ou module annuel \bar{Q}_a est égal à la somme des débits moyens journaliers, divisée par le nombre N de jours de l'année :

$$\bar{Q}_a = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \bar{Q}_j$$

$N = 365$ ou 366 (année bissextile)

On peut aussi écrire :

$$\bar{Q}_a = \frac{V_a}{86400 N} \quad \text{avec} \quad V_a = \int_0^{86400 N} Q_i dt$$

$$\text{et encore :} \quad \bar{Q}_a = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{12} n \bar{Q}_m$$

Cette dernière formule signifie que le module annuel peut aussi être calculé par la somme des débits moyens mensuels, pondérée par le nombre de jours de chaque mois.

Par contre, on évitera (erreur très fréquente) de calculer \bar{Q}_a par la simple moyenne arithmétique des 12 débits moyens mensuels, puisque tous les mois n'ont pas le même nombre de jours :

$$\bar{Q}_a \neq \frac{\sum_{m=1}^{12} \bar{Q}_m}{12}$$

IV.223- Utilisation des débits moyens -

Les débits moyens sont utilisés en hydrologie analytique pour comptabiliser les volumes écoulés et donner une vue synthétique des variations temporelles du débit des cours d'eau.

La liste des débits moyens journaliers d'une année peut être lue :

- chronologiquement suivant l'hydrogramme annuel dont les valeurs caractéristiques sont :

- .le débit journalier maximal observé;
- .le débit journalier minimal observé (étiage absolu).

- après classement par ordre décroissant, avec les valeurs remarquables suivantes :

- .le débit caractéristique de crue DCC, dépassé ou égalé pendant 10 jours;
- .les DC3, DC6 et DC9, débits dépassés ou égalés durant 3, 6 ou 9 mois;
- .le débit caractéristique d'étiage DCE, égalé ou non dépassé pendant 10 jours.

La réduction de la liste des débits moyens journaliers à 12 débits moyens mensuels, conduit à une représentation plus synthétique du cycle hydrologique annuel; les débits moyens mensuels sont utilisés pour les comparaisons entre postes, les corrélations pluies-débits mensuelles et saisonnières et dans de nombreuses études ou modèles de gestion à pas mensuel.

Enfin, le débit moyen annuel (ou module annuel) permet d'exprimer par une seule valeur l'hydraulicité d'une année donnée.

En résumé :

- les débits moyens journaliers, mensuels ou annuels sont utilisés pour représenter de manière synthétique le cycle hydrologique;
- à la notion de débit moyen est liée celle de volume;
- le calcul des débits moyens doit être fait de manière rigoureuse à partir de la chronique des débits instantanés, et sans intervention d'une "hauteur moyenne" relative à la période considérée.

CONCLUSION

La recherche de la relation entre les cotes et les débits d'une station hydrométrique s'apparente à une investigation policière.

Avant de proposer la solution de l'énigme, c'est à dire avant de tracer la courbe de tarage, l'hydrologue devrait impérativement faire une enquête minutieuse et objective :

- sur le terrain : visite de la station, cheminement au long du bief, recherches des indices (de crue, de section de contrôle...), interrogation des "témoins" (observateur, riverains...), levés topographiques complémentaires, etc...

- dans les archives : historique de la station, originaux de lectures d'échelles et de jaugeages, rapports d'activités des hydrométristes, etc...

- dans les données disponibles réunies : analyse détaillée, tri, classements (listes chronologiques et par hauteurs croissantes), etc...

Le sens de la critique des données et de l'interprétation des indices n'est pas inné. Il s'acquiert, plus ou moins rapidement, par la lecture et par l'étude de cas réels déjà traités. Il se renforce par l'utilisation d'une méthode de travail rigoureuse. Enfin il se développe par la pratique.

Ce manuel a été rédigé avec le souci d'aider le lecteur à acquérir l'expérience nécessaire. Certains développements théoriques peuvent être omis sans inconvénients : ils ont été donnés pour ceux que les formules mathématiques passionnent. Mais nous ne saurions trop insister sur la lecture attentive des conseils pratiques et l'étude approfondie des exemples donnés dans le texte et dans les annexes.

Nous avons insisté dans l'introduction de ce manuel sur les difficultés généralement rencontrées dans la définition du tarage des stations. Nous pouvons conclure de façon plus optimiste en disant qu'au contraire de l'enquêteur judiciaire, l'hydrologue trouve toujours la solution de l'énigme et c'est, à chaque fois, une grande satisfaction pour lui.

LISTE DES DOCUMENTS CONSULTES

La liste bibliographique ci-dessous contient les références des documents qui ont été consultés, lors de la rédaction de ce Manuel. Certains ont été mentionnés dans le texte avec la référence (bibl. n), n étant le numéro d'ordre de la liste.

A - OUVRAGES GENERAUX

1. M. ROCHE
Hydrologie de surface
ORSTOM - Gauthier-Villars - Paris 1963
2. G. REMENIERAS
L'hydrologie de l'ingénieur
Editions Eyrolles - Paris 1960
3. A. LENCASTRE
Manuel d'hydraulique générale
Editions Eyrolles - Paris 1961
4. E. CRAUSSE
Hydraulique des canaux découverts en régime permanent
Editions Eyrolles - Paris 1951
5. R. SILBER
Etude et tracé des écoulements permanents en canaux et rivières
Dunod Editeur - Paris 1968
6. A. LEBRETON
Dynamique Fluviale
Editions Eyrolles - Paris 1974
7. VEN TE CHOW
Handbook of Applied Hydrology
Mc Graw-Hill - New-York 1964
8. A.T. TROSKOLANSKY
Théorie et Pratique des Mesures Hydrauliques
Dunod - Paris 1962
9. L. HORST
Hydrometry
Int. Inst. for Hydraulic and Env. Engineering - Delft 1974
10. NORME INTERNATIONALE - ISO 772/1978
Mesurage du débit des liquides dans les canaux découverts
Vocabulaire et symboles
2ème édition - 1978-06-15

11. M. ALDEGHERI
Manuel d'hydrométrie - Tome IV
Mesure des débits à partir des vitesses
ORSTOM - 1979

B- ARTICLES, ETUDES et RAPPORTS

12. M. ROCHE
Traitement automatique des données hydrométriques et des données pluviométriques au Service Hydrologique de l'ORSTOM.
Cahiers ORSTOM - Série Hydrologie Vol. V N°3 - 1968
13. G. COCHONNEAU
HYDROM - Logiciel de banque de données hydrométriques -
Présentation
ORSTOM - Laboratoire d'hydrologie - 1985
14. R. THEORET
Ajustement mathématique d'une courbe de tarage par juxtaposition de cubiques - Méthode des points pivots
Min. Richesses Naturelles du Québec - 1968
15. R. HLAVEK
Généralités sur la mesure des débits dans les cours d'eau
Stage de Nimes - Polycopié - 1968
16. W. LASZLOFFY
Quelques problèmes de l'hydrologie des eaux superficielles
"Revue C-Tijdschrift" - III - N°12 - 1965
17. M. CARBONNEL et J. GUISCAFRE
Etude hydrologique du Grand Lac du Cambodge
1964
18. B. BILLON
Oued Souss à Ait Melloul
Historique - Courbes de tarage de hautes eaux
Direction de l'Hydraulique du MAROC - 1977
19. J. GUISCAFRE, J.C KLEIN et F. MONIOD
Les ressources en eau de surface de la Martinique
Monographies Hydrologiques ORSTOM - N°4 PARIS 1976
20. J. CRUETTE et J. RODIER
Mesure des débits de l'oued Zeroud pendant les crues exceptionnelles de l'automne 1969
Cahiers ORSTOM - Série Hydrologie - Vol. VIII N°1 - 1971
21. P. DUBREUIL, J.P. LAMAGAT et G. VUILLAUME
Tarage et calcul des débits des stations hydrométriques non univoques
Cahiers ORSTOM - Série Hydrologie - Vol. VII N°3 - 1970

22. Y. BRUNET-MORET, P.CHAPERON, J.P. LAMAGAT et M.MOLINIER
 Monographie Hydrologique du fleuve NIGER
 Tome II - Cuvette lacustre et Niger moyen
 ORSTOM - Paris 1986
23. Stagiaires ORSTOM, sous l'orientation de C.ROCHETTE
 Tarage et Calcul des débits des stations hydrométriques non
 univoques (application aux stations du Sénégal et du Niger)
 ORSTOM 1981 - (manuscrit non édité)
24. Y. BRUNET-MORET
 Etude du ruissellement sur le plateau de l'Adamoua (bassin
 expérimental de Boundjouk).
 Rapport définitif - Campagnes 1962 et 1963
 ORSTOM - Service hydrologique - PARIS 1965
25. C. ROCHETTE
 Le bassin du fleuve Sénégal
 Monographies ORSTOM N°1 - PARIS 1969
26. Anonyme
 Annaires Hydrologiques de l'Algérie - 1969 et 1970
 Direction des Etudes de Milieu et de la Recherche Hydraulique
 (DEMRH) - ALGER
27. F.DUBREUIL, J.GUISCAFRE, J.F.NOUVELOT et J.C.OLIVRY
 Le bassin de la rivière Sanaga (Cameroun)
 Monographies ORSTOM N°3 - PARIS 1974
28. G. JACCON
 Note sur l'étalonnage du Niger à Mopti
 Direction de l'hydraulique - Bamako Juin 1969
29. N. GUIGUEN et J. LERIQUE
 Note sur l'étalonnage du Sénégal à Bakel à la suite des
 campagnes de mesures de 1974 et 1975
 MDRH (SENEGAL) et ORSTOM - Janvier 1977

PROGRAMME DE MISE EN EQUATION DE LA COURBE DE TARAGE

PAR LA METHODE DES TRONÇONS DE PARABOLE

Fiche 1 : Objectifs et rappel des formules

Fiche 2 : Organigramme fonctionnel

Fiche 3 : Programme pour calculatrices HP15C et HP11C
et Mode d'emploi

Fiche 4 : Programme pour calculatrices TI66 et TI59
et Mode d'emploi

Fiche 5 : Programme pour micro-ordinateurs CASIO et SHARP
et Mode d'emploi

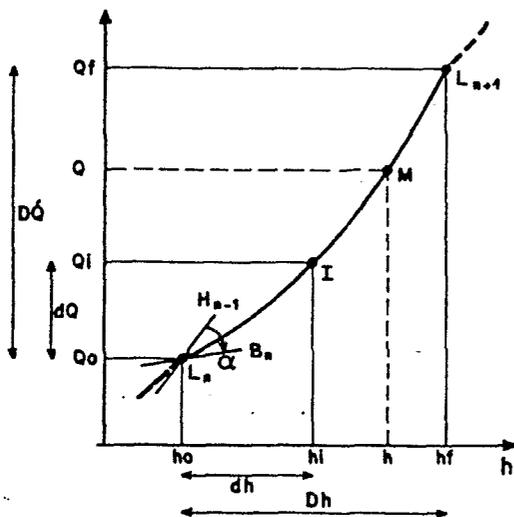
Programmation : Gilbert JACCON

FICHE 1 : OBJECTIF ET RAPPEL DES FORMULES

1.1- OBJECTIFS

- calcul des coefficients C1, C2 et C3 de la parabole ajustée à un tronçon de la courbe de tarage;
- calcul de l'angle des tangentes à un point-pivot;
- calcul du débit correspondant à une hauteur donnée;
- calcul du barème centimétrique.

1.2- FIGURE



1.3- LEGENDE

- $L_n (h_o, Q_o)$ = point pivot inférieur
- $L_{n+1} (h_f, Q_f)$ = point pivot supérieur
- $I (h_i, Q_i)$ = point intermédiaire
- $M (h, Q)$ = point quelconque
- H_{n-1} = tangente Haute, en L_n , au tronçon antérieur
- B_n = tangente Basse, en L_n , au tronçon considéré
- α = angle des 2 tangentes

1.4 - FORMULES

- équation du tronçon de parabole : $Q = C1 X^2 + C2 X + C3$

$$\text{avec : } C1 = \frac{DQ/Dh - dQ/dh}{Dh - dh}$$

$$C2 = DQ/Dh - C1 Dh$$

$$C3 = Q_o$$

$$\begin{aligned} \text{où : } X &= h - h_o \\ Dh &= h_f - h_o \\ dh &= h_i - h_o \\ DQ &= Q_f - Q_o \\ dQ &= Q_i - Q_o \end{aligned}$$

$$\text{- angle des tangentes : } \text{tg } \alpha = \frac{B_n - H_{n-1}}{2 (B_n H_{n-1})^{0.5}} = \alpha \text{ (en radians)}$$

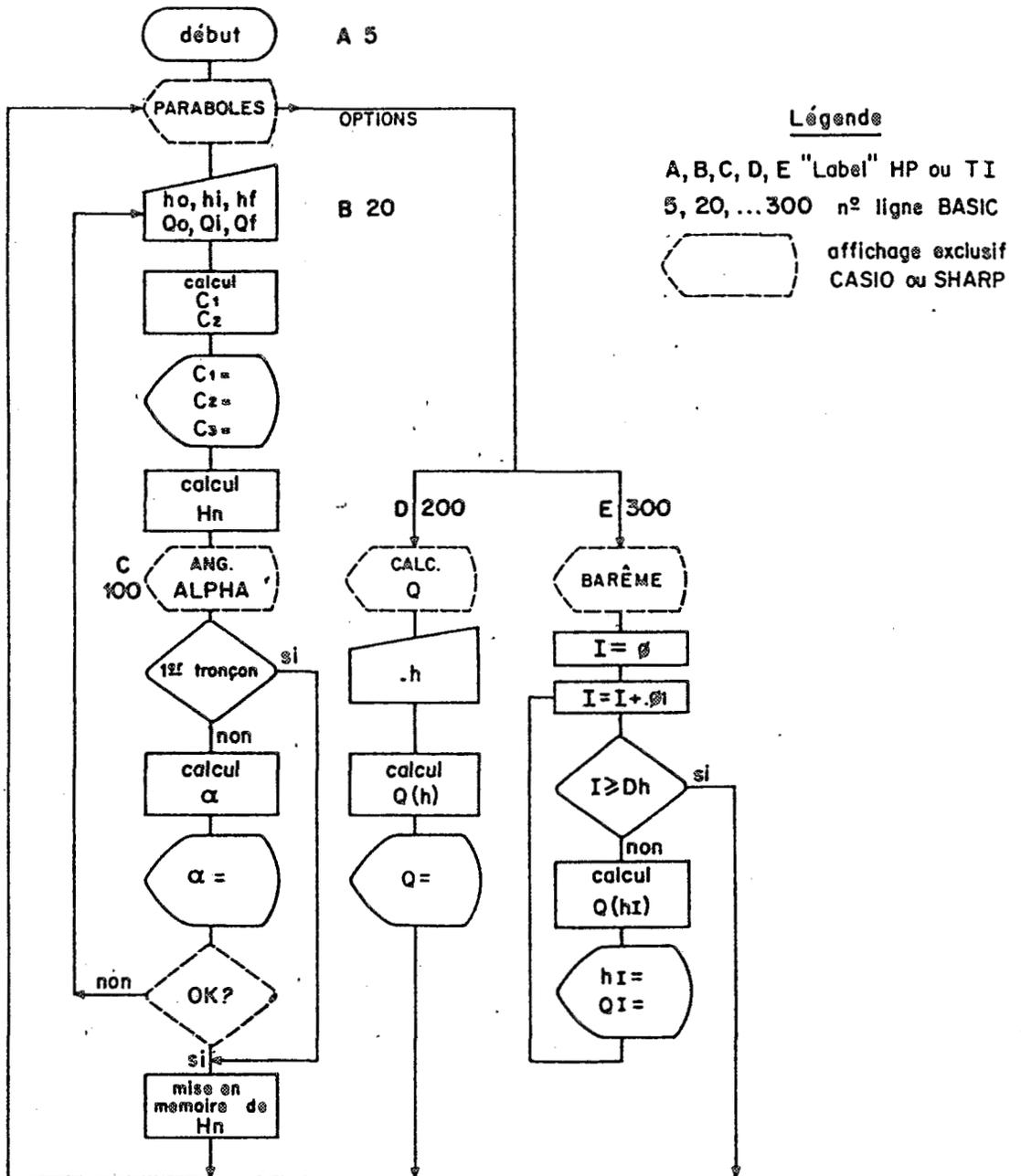
$$\text{avec } B_n = C2$$

$$\text{et } H_{n-1} = 2 C1' Dh + C2' \quad (C1' \text{ et } C2', \text{ coef. du tronçon antérieur})$$

FICHE 2 : ORGANIGRAMME FONCTIONNEL

Le programme est constitué :

- d'un module principal, qui calcule les coefficients C_1 , C_2 , C_3 et l'angle α (à partir du 2ème tronçon); si la valeur de α est incorrecte, le calcul peut être refait avec d'autres points limites et/ou intermédiaire;
- de deux modules, optionnels, pour le calcul du débit correspondant à une hauteur h donnée ou pour le calcul du barème centimétrique.



FICHE 3 : PROGRAMME POUR CALCULATRICES HEWLETT-PACKARD - HP15C et HP11C

AFFICHAGE		TOUCHES		AFFICHAGE		TOUCHES		AFFICHAGE		TOUCHES	
No	Code			No	Code			No	Code		
000				040	45 6	RCL	6	080	40		+
1	42.21.11	f	LBL A	1	10	:		1	22 12	STO	B
2	45 4	RCL	4	2	34	x><y		2	42.21.15	f	LBL E
3	44 9	STO	9	3	30	-		3	0		0
4	42.21.12	f	LBL B	4	44 2	STO	2	4	44 8	STO	8
005	31	R/S		045	31	R/S		085	42.21. 1	f	LBL 1
6	33	R↓		6	45 25	RCL	I	6	48		.
7	34	x><y		7	2	2		7	0		0
8	44 0	STO	0	8	20	x		8	1		1
9	30	-		9	40	+		9	44.40. 8	STO	+8
010	44 5	STO	5	050	44 4	STO	4	090	45 0	RCL	0
1	43 33	g	R↑	1	45 3	RCL	3	1	45 8	RCL	8
2	45 0	RCL	0	2	31	R/S		2	45 6	RCL	6
3	30	-		3	22 11	STO	A	3*	43 10	g	x<=y
4	44 6	STO	6	4	42.21.13	f	LBL C	4	22 12	STO	B
015	31	R/S		055	45 2	RCL	2	095	33		R↓
6	33	R↓		6	45 9	RCL	9	6	40		+
7	34	x><y		7	30	-		7	42 31	f	PSE
8	44 3	STO	3	8	45 2	RCL	2	8	45 8	RCL	8
9	30	-		9	45 9	RCL	9	9	43 11	g	x2
020	43 33	g	R↑	060	20	x		100	45 1	RCL	1
1	45 3	RCL	3	1	11	v-		1	20		x
2	30	-		2	10	:		2	45 8	RCL	8
3	44 7	STO	7	3	2	2		3	45 2	RCL	2
4	45 6	RCL	6	4	10	:		4	20		x
025	10	:		065	43 3	g	->DEG	105	40		+
6	34	x><y		6	31	R/S		6	45 3	RCL	3
7	45 5	RCL	5	7	22 11	STO	A	7	40		+
8	10	:		8	42.21.14	f	LBL D	8	42 31	f	PSE
9	30	-		9	45 0	RCL	0	9	42 31	f	PSE
030	45 6	RCL	6	070	30	-		110	22 1	STO	1
1	45 5	RCL	5	1	36	ENTER		-----			
2	30	-		2	43 11	g	x2	* HP11C code : 42 10			
3	10	:		3	45 1	RCL	1	touches : f x<=y			
4	44 1	STO	1	4	20	x					
035	31	R/S		075	34	x><y					
6	45 6	RCL	6	6	45 2	RCL	2				
7	20	x		7	20	x					
8	44 25	STO	I	8	40	+					
9	45 7	RCL	7	9	45 3	RCL	3				
No Code		TOUCHES		No Code		TOUCHES					
AFFICHAGE		TOUCHES		AFFICHAGE		TOUCHES					

UTILISATION des MEMOIRES

0 : ho 2 : C2 4 : tg Haute 6 : Dh 8 : hn (barème)
 1 : C1 3 : C3 5 : dh 7 : DQ 9 : tg Haute (antérieure)

FICHE 3 (suite) : MODE D'EMPLOI

Procédure	Introduire	Appuyer sur	Affichage
1 Activer le programme		f A	
2 Introduire les données	ho, hi, hf Qo, Qi, Qf	ENTER, ENTER, R/S ENTER, ENTER, R/S	
3 Calcul des coefficients		R/S R/S	C1 C2 C3
4 Calcul de l'angle α (à partir du 2ème tronçon)		f C	α
OPTION : si α ne convient pas, retour en 2		f B	
5 Calcul de Q pour h donné	h	f D	Q
6 Calcul du barème entre ho+1ca et hf-1ca (arrêt automatique)		f E	hn (1 seg.) Qn (2 seg.)
pour arrêter en cours		R/S	

EXEMPLE : Quéd KADIEL (cf. tableau 4.5)

- 1er tronçon : - appuyer sur les touches f et A
 - introduire : .15 ENTER .20 ENTER .30 R/S
 0 ENTER .07 ENTER .27 R/S
 - lire : 4,000 ==> C1 R/S
 1,200 ==> C2 R/S
 0 ==> C3
- 2ème tronçon - appuyer sur les touches f et A
 - introduire : .30 ENTER .40 ENTER .50 R/S
 .27 ENTER .58 ENTER 1.02 R/S
 - lire : 6,500 R/S 2,450 R/S et 0,27 R/S
 - appuyer sur les touches f et C
 - lire : 0,591 ==> α entre les tronçons 1 et 2

- ATTENTION** : - le calcul des angles α est fait en parcourant la courbe de tarage de BAS en HAUT (hauteurs croissantes);
 - si l'on désire inverser le sens, le programme doit être modifié de la manière suivante :
- . ligne 2 : RCL 2 (au lieu de RCL 4)
 - . ligne 55 : RCL 9 (au lieu de RCL 2)
 - . ligne 56 : RCL 4 (au lieu de RCL 9)
 - . ligne 58 : RCL 4 (au lieu de RCL 2)

FICHE 4 : PROGRAMME POUR CALCULATRICES TEXAS-INTRUMENTS - TI66 et TI59

No	TOUCHES	No	TOUCHES	No	TOUCHES	No	TOUCHES
000	LBL	050	05	100	-	150	.
1	A	1	=	1	RCL	1	0
2	RCL	2	-	2	09	2	1
3	04	3	RCL	3	=	3	SUM
4	STO	4	08	4	:	4	08
005	09	055	=	105	(155	RCL
6	LBL	6	:	6	(6	08
7	B	7	(7	RCL	7	2nd x>=t
8	R/S	8	RCL	8	02	8	B
9	STO	9	05	9	x	9	+
010	00	060	-	110	RCL	160	RCL
1	R/S	1	RCL	1	09	1	00
2	-	2	06	2)	2	=
3	RCL	3)	3	v-	3	2nd Pause
4	00	4	=	4	x	4	RCL
015	=	065	STO	115	2	165	08
6	STO	6	01	6)	6	SBR
7	05	7	R/S	7	=	7	+
8	R/S	8	x	8	x	8	2nd Pause
9	-	9	RCL	9	1	9	2nd Pause
020	RCL	070	06	120	B	170	GTO
1	00	1	=	1	0	1	2nd E'
2	=	2	2nd Exc	2	:	2	LBL
3	STO	3	08	3	2nd PI	3	+
4	06	4	-	4	=	4	(
025	R/S	075	RCL	125	R/S	175	x2
6	STO	6	08	6	GTO	6	x
7	03	7	=	7	A	7	RCL
8	R/S	8	STO	8	LBL	8	01
9	-	9	02	9	D	9	+
030	RCL	080	R/S	130	-	180	RCL
1	03	1	+	1	RCL	1	08
2	=	2	(2	00	2	x
3	STO	3	2	3	=	3	RCL
4	08	4	x	4	STO	4	02
035	R/S	085	RCL	135	08	185	+
6	-	6	08	6	SBR	6	RCL
7	RCL	7)	7	+	7	03
8	03	8	=	8	GTO	8)
9	=	9	STO	9	B	9	INV SBR
040	STO	090	04	140	LBL		
1	07	1	RCL	1	E		
2	:	2	03	2	RCL		
3	RCL	3	R/S	3	06		
4	06	4	GTO	4	x)<t		
045	=	095	A	145	0		
6	2nd Exc	6	LBL	6	STO		
7	08	7	C	7	08		
8	:	8	RCL	8	LBL		
9	RCL	9	02	9	2nd E'		

FICHE 4 (suite) : MODE D'EMPLOI

Procédure	Introduire	Appuyer sur:	Affichage
1 Activer le programme		A	
2 Introduire les données	ho, hi, hf Qo, Qi, Qf	R/S, R/S, R/S R/S, R/S, R/S	
3 Calcul des coefficients		R/S R/S	C1 C2 C3
4 Calcul de l'angle α (à partir du 2ème tronçon)		C	α
OPTION : si α ne convient pas, retour en 2		B	
5 Calcul de Q pour h donné	h	D	Q
6 Calcul du barème entre ho+1c et hf-1c (arrêt automatique)		E	hn (1 seg.) Qn (2 seg.)
pour arrêter en cours		R/S	

EXEMPLE : Qued KADIEL (cf. tableau 4.5)

1er tronçon : - appuyer sur la touche A
 - introduire : .15 R/S .20 R/S .30 R/S
 0 R/S .07 R/S .27 R/S
 - lire : 4,000 ==> C1 R/S
 1,200 ==> C2 R/S
 0 ==> C3

2ème tronçon - appuyer sur la touche A
 - introduire : .30 R/S .40 R/S .50 R/S
 .27 R/S .58 R/S 1.02 R/S
 - lire : 6,500 R/S 2,450 R/S et 0,27 R/S
 - appuyer sur la touche C
 - lire : 0,591 ==> α entre les tronçons 1 et 2

ATTENTION : - le calcul des angles α est fait en parcourant la courbe de tarage de BAS en HAUT (hauteurs croissantes);
 - si l'on désire commencer "par le HAUT", le programme doit être modifié de la manière suivante :

- . lignes 2 et 3 : RCL 02 (au lieu de RCL 04)
- . lignes 98 et 99 : RCL 09 (au lieu de RCL 02)
- . lignes 101 et 102 : RCL 04 (au lieu de RCL 09)
- . lignes 107 et 108 : RCL 04 (au lieu de RCL 02)

UTILISATION des MEMOIRES : idem HP15C - voir FICHE 3

FICHE 5 : PROGRAMME BASIC pour MICRO-ORDINATEURS CASIO ET SHARP

CASIO

MODIFICATIONS pour SHARP

```

1 REM "C20"
5 CLEAR

10 PRINT "PARABOLES"
20 INPUT "HO=",F: INPUT "QO=",C
30 INPUT "HI=",G: G=G-F: INPUT "QI=",P: P=P-C
40 INPUT "HF=",H: H=H-F: INPUT "QF=",Q: Q=Q-C

50 PRINT "CALC. COEF."
60 A=(Q/H-P/G)/(H-G): PRINT "C1=";A
70 B=Q/H-A*H: PRINT "C2=";B
80 PRINT "C3=";C
90 T=2*A*H+B

100 PRINT "ANG. ALPHA"
110 IF R=0 THEN R=T: GOTO 10
120 E=(B-R)/SQR(B*R)/2: E=E*180/3.14159
130 SET F2: PRINT "ANG.=";E
140 INPUT "OK ? - O/N",R$
150 IF R$="O" THEN R=T: GOTO 10
160 GOTO 20

200 PRINT "CALC. Q"
210 INPUT "H=",K:K=K-F
220 L=K*K*A+K*B+C
230 SET F3: PRINT "Q=";L
240 GOTO 200

300 PRINT "BAREME"
310 I=0
320 IF I>H THEN GOTO 10
330 J=F+I
340 L=I*I*A+I*B+C
350 SET F2 : PRINT J;
360 SET F3 : PRINT " ";L
370 I=I+.01
380 GOTO 320

110 IF R=0 LET R=T: GOTO 10
130 USING "###.##": PRINT "ANG.=";E
150 IF R$="O" LET R=T: GOTO 10
230 USING "#####.###": PRINT "Q=";L
350 USING "###.##": PRINT J
360 USING "#####.###": PRINT L
    
```

Il est conseillé d'adapter les formats d'écriture SET Fn ou USING à la dimension des débits calculés.

NOMS de VARIABLES UTILISES

A, B, C = coefficients C1, C2 et C3
 F, G, H = hauteurs ho, hi et hf
 P, Q = débits Qi et Qf
 T = tangente Haute
 E = angle α

OCCUPATION DE LA MEMOIRE : CASIO PB-410 = 488 octets
 SHARP PC-1430 = 541 octets

FICHE 5 (suite) : MODE d'EMPLOI

Procédure	Introduire	Appuyer sur	Affichage
1 Activer le programme		S Partition (CASIO) RUN "C20" (SHARP) ou RUN 5	PARABOLES
2 Introduire les données	ho, Q0 hi, Qi hf, Qf	EXE (CASIO) ENTER (SHARP)	H0=? Q0=? H1=? Q1=? HF=? QF=?
3 Calcul des coefficients		EXE ou ENTER	CALC.COEF. C1= xxx.xxx C2= xxx.xxx C3= xxx.xxx
4 Calcul de l'angle α (à partir du 2ème tronçon)		EXE ou ENTER	ANG.ALPHA ANG.= xx.xx
accord sur la valeur de α ?			OK ? O/N ?
SI, OUI	O	EXE ou ENTER	
SI, NON	N	EXE ou ENTER	
5 Calcul de Q pour h donné	h	RUN 200 EXE ou ENTER	CALC. Q Q= xxxx.xxx
6 Calcul du barème entre ho+ic et hf-ic		RUN 300 EXE ou ENTER	BAREME valeurs de h et Q pour chaque ca du tron- çon

L'utilisation d'un micro-ordinateur est plus facile que celle d'une calculatrice programmable, en raison des affichages en clair sur l'écran. La présentation détaillée d'un exemple n'est donc pas nécessaire. MAIS IL EST INDISPENSABLE de faire un test numérique, pour vérifier si le programme a été entré correctement en mémoire. Pour cela, on pourra utiliser les valeurs de l'Qued KADIEL (cf. tableau 4.5 - page 191)

ATTENTION : - le calcul des angles α est fait en parcourant la courbe de tarage de BAS en HAUT (hauteurs croissantes);
- si l'on désire commencer "par le HAUT", le programme doit être modifié de la manière suivante :

- . ligne 110 : IF R=0 THEN R=B: GOTO 10
- . ligne 120 : E=(R-T)/SQR(R=T)/2
- . ligne 150 : IF R=0 THEN R=B

Le programme a été testé avec les modèles CASIO PB-410 et SHARP PC-1430. Etant donné les multiples "BASIC" existants, quelques "ajustements" pourront s'avérer nécessaires, avant utilisation avec d'autres modèles.

A N N E X E S

EXEMPLES DE TARAGE

- A1 - Le NIGER à KOULIKORO
- A2 - Le SENEGAL à GOUINA
- A3 - Le RESSOUL à AIN BERDA
- A4 - Le bassin versant de BOUNDJOUK
- A5 - La SANAGA à EDEA
- A6 - La CAPOT à SAUT-BABIN
- A7 - L'oued SOUSS à AIT MELLOUL
- A8 - Le TINKISSO à QUARAN
- A9 - Le NIGER à MOPTI
- A10 - Le SENEGAL à BAKEL

Les exemples, présentés ci-après, sont extraits de différentes publications (études, rapports et monographies) de l'ORSTOM ou de travaux non publiés.

Pour des raisons évidentes de place disponible dans ce Manuel, une simplification de chacun des cas étudiés s'est avérée nécessaire. Les courbes et barèmes proposés sont donc incomplets et probablement désactualisés. Peu nous importe, puisque l'objectif de la présentation de ces dix annexes est exclusivement didactique.

A N N E X E 1

TARAGE DU FLEUVE NIGER A KOULIKORO

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage univoque, stable et sans anomalie.

POINTS d'INTERET

1. série continue d'observations limnimétriques de 73 ans (1907-1979) et jaugeages répartis durant toute la période.
2. analyse critique détaillée de l'historique des échelles limnimétriques et des jaugeages;
3. recherche des indices de non univocité.
4. exemple (assez rare) de tarage complet à partir des jaugeages, avec courte extrapolation aux deux extrémités.

SOURCES

1. Monographie Hydrologique du Fleuve Niger
Tome 1 - Niger Supérieur
par Y.BRUNET-MORET, P.CHAPERON, J.P.LANAGAT et M.MOLINIER
2. Notes complémentaires (manuscrites non-publiées) de Y.BRUNET-MORET
auteur de l'étude de ce tarage.
3. La crue exceptionnelle du Niger en 1967
Cahiers ORSTOM - Série HYDROLOGIE Vol.V N°1-1968
par G.JACCON.

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de KOULIKORO se trouve à 65 km environ au nord de BAMAKO, capitale de la République du MALI.

Coordonnées géographiques : 12° 51',6 N 7° 33',7 W

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

Voir la fiche technique, page 61 du manuel.

2.1 La station hydrométrique de KOULIKORO, installée en 1907 et observée sans interruption depuis cette date, est, sans aucun doute la principale station du bassin du Niger Supérieur. Le bassin versant qu'elle contrôle a une superficie de 120 000 km².

2.2 L'échelle limnimétrique est installée dans le port, fixée sur un mur du quai. Le lit mineur, dont la largeur en hautes eaux est supérieure à 1200m (voir sur la figure A1-1, le profil transversal), est bien encaissé et les débordements commencent à la cote 780 (cm) dans la section de l'échelle.

2.3 La section de jaugeages, située à environ 6 km à l'aval, a une largeur de 1100m et un fond alluvionnaire assez mobile (variations de 2m mesurées pendant la forte crue de 1967). Néanmoins les jaugeages de hautes eaux sont réalisés avec une relative facilité et une bonne précision (aucun problème d'ancrage du Zodiac et vitesses maximales de l'ordre de 1,50m/s).

3 - ECHELLE LIMNIMETRIQUE (texte de Y.BRUNET-MORET)

3.1 Une première échelle limnimétrique existait déjà en fin janvier 1907. Nous pensons qu'elle était, en rive gauche, sur un mur du quai du port, et qu'elle n'a pas été déplacée jusqu'en 1923.

3.2 Deuxième échelle : à l'étiage de 1923, l'échelle précédente est déplacée, sans changement de la cote du zéro et mise au wharf de la grue, probablement en trois tronçons, pratiquement dans la même section qu'avant. Cote du zéro 308,16m, système inconnu.

3.3 Troisième échelle : en fonte de MARKALA, est posée en mars 1949, deux tronçons 1,06-2,06m et 2,06-8,06m sur la pile sud du portique de la grue, et un troisième tronçon 8,06-8,54m contre le mur d'un magasin du port. Les hauteurs inférieures à 1,06m étaient lues à l'aide d'une "réglette anovible".

3.4 Quatrième échelle, actuelle : l'échelle précédente est déplacée en juin 1952. Un tronçon de 1,06-7,06m est posé dans le redan, en face de l'escalier de descente de la darse principale, un deuxième tronçon 7,06-8,06m est scellé sur un mur d'un magasin du port, le troisième tronçon étant, sans changement de place, celui de la troisième échelle. Cote du zéro 290,08m IGN (292,62m Jarre).

L'élément 0,06-1,06m n'était pas encore posé avant la crue de 1954, et nous ne savons pas s'il a été mis en place et quand?

Les hauteurs inférieures à 1,06m (ou 0,06m ? actuellement) sont lues sur une échelle provisoire plongée dans la darse principale de la décrue.

L'échelle actuelle se trouve en aval des deuxième et troisième échelles : un peu plus de 100m probablement. Etant donné la faible pente du fleuve, on peut admettre que toutes les échelles sont restées dans la même section : l'erreur systématique sera inférieure à la précision des lectures en cm.

3.5 Cet historique est assez aléatoire : il n'y a jamais eu de lectures simultanées à deux échelles, et une note accompagnant les lectures d'août 1948 spécifie d'une part "correction TP-0,6cm" d'autre part "lectures faites à l'échelle de la grande darse dont les cotes correspondent à celles de la pile sud du portique de la grue".

Une lettre du 14 décembre 1948 spécifie "bord supérieur de l'échelle à 7,66m"; or, de 1923 à 1948 plusieurs crues ont dépassé cette hauteur dont celle de 1925 : 8,25m.

En 1967, il existait un élément en tôle émaillée, 7-8m?

3.6 Nous avons systématiquement comparé graphiquement les hauteurs lues à BAMAKO ville (et inférieures à 2m) et les hauteurs lues à KOULIKORO le lendemain (et inférieures à 2,5m) pour toutes les décrues et débuts de crues de 1940-1941 à 1977-1978. La correspondance est assez variable, quelquefois très mauvaise, souvent très bonne. Il se produit à certaines décrues des "décrochements" correspondant à une dizaine de centimètres sur l'échelle de KOULIKORO.

3.7 Le NIGER est large à KOULIKORO : 1,200m de lit mineur aux hautes eaux, encombré en son milieu d'un gros banc (sommet à 2,5m échelle) laissant aux basses eaux deux chenaux, dont le plus profond est en rive gauche le long des quais (cf. figure A1-1).

Aucun affluent notable du NIGER ne s'y jette à proximité et en aval de la station.

4 - HAUTEURS LIMNIMETRIQUES (texte de Y. BRUNET-MORET)

Quelques corrections ont été apportées à des hauteurs moyennes journalières isolées à la suite d'examen des manuscrits, bien que n'ayant eu en mains aucun document original.

Quelques compléments de hauteurs moyennes journalières ont été effectués pour des jours non observés ou oubliés dans les recopies.

4.1 Corrections importantes.

Mars 1973 - du 17 au 31 - d'après les observations de la station de KENERIOBA (à 132 km à l'amont de Koulikoro) et jaugeages du 27 mars.

4.2 Compléments importants.

Février, mars et avril 1907 d'après graphique peu sûr. Janvier entièrement inventé en décrue. Ces quatre mois ont une allure très analogue à celles des décrues des années suivantes :

Août 1944, complété du 20 au 31, d'après BAMAKO.

Mai 1962, complété du 15 au 31, d'après BAMAKO.

du 19 décembre au 16 mars 1967, complété d'après BAMAKO et KENERIOBA.

4.3 Nous avons ainsi une collection complète de hauteurs moyennes journalières du 1 janvier 1907 au 31 décembre 1979 qui sont dans l'ensemble de très bonne qualité.

La hauteur minimale observée a été de -15cm le 3 mai 1973 (-10cm le 23 avril 1917, -5cm le 1er mai 1945) et la hauteur maximale de 825cm le 5 octobre 1925 (813cm le 5 octobre 1924, 810cm le 12 octobre 1967).

5 - JAUGEAGES et TARAGE (texte de Y.BRUNET-MORET)

5.1 Nous avons les résultats de 72 jaugeages effectués à KOULIKORO depuis 1907 : ils sont très mal répartis dans le temps. On peut utiliser les 32 jaugeages effectués à SOTUBA (55km en amont de KOULIKORO, bassin intermédiaire de 3 000km² très peu actif) sans leur apporter de correction de débit, en les rapportant à la hauteur moyenne journalière donnée par l'observateur de KOULIKORO le lendemain du jour effectif du jaugeage.

Hauteur minimale jaugée	9cm	débit	26,2m ³ /s (minimum jaugé)
Hauteur maximale jaugée	810cm	débit	9160 m ³ /s (maximum jaugé).

Nous en donnons une liste chronologique et une liste rangée en hauteurs croissantes : dans cette dernière nous avons éliminé 18 jaugeages (dont 11 à SOTUBA) pour des motifs explicités dans la première liste (tableaux A1.1 et A1.2).

Comme il semble qu'il n'y ait pas de changement de tarage sensible, ces 86 jaugeages conservés sont très bien répartis en hauteur.

5.2 Il est très facile de tracer une courbe de tarage unique parmi tous les points représentatifs de ces jaugeages (figures A1-4 et A1-5).

Quand on examine la position des points de jaugeages par rapport à la courbe, pour $h > 100\text{cm}$ ou $Q > 200\text{m}^3/\text{s}$, en fonction des mouvements du plan d'eau (liste des jaugeages rangés), on s'aperçoit qu'il faudrait tenir compte du gradient limnimétrique. L'application de la méthode du gradient conduit à une correction très faible étant donné les gradients limnimétriques à KOULIKORO :

$$\text{Débit jaugé corrigé} = \text{Débit jaugé divisé par } (1 + 0,0008 G)$$

G étant le gradient limnimétrique exprimé en cm/jour.

Nous ne tiendrons pas compte de cette correction qui diminuerait très légèrement la moyenne des écarts relatifs absolus qui est déjà très satisfaisante.

Pour les 29 jaugeages de basses eaux, $h < 100\text{cm}$, cette moyenne est de 4,7% et pour les 57 jaugeages de moyennes et hautes eaux, $h > 100\text{cm}$, elle n'est que de 2,9%

5.3 Nous admettrons donc l'univocité de la station et la stabilité du tarage, bien qu'il ne soit pas impossible qu'il se produise de petits détarages en très basses eaux.

5.4 La transformation des hauteurs en débits a été faite d'après une courbe en segments de paraboles, définis par les points donnés dans le tableau

A1-3 (voir aussi les angles des tangentes aux points limites). Le tableau A1-4 présente le barème décimétrique (traitement informatique - programme type ORSTOM P0H302).

5.5 Ce tarage est bien défini de $h = 10\text{cm}$ à $h = 810\text{cm}$.

Par contre, pour $h < 10\text{cm}$ ou $Q < 27\text{m}^3/\text{s}$, aucun jaugeage n'a été fait et l'extrapolation est hasardeuse jusqu'à la cote $h = -15\text{cm}$ ($Q = 13,4\text{m}^3/\text{s}$).

Pour $h > 810\text{cm}$ ou $Q > 9340\text{m}^3/\text{s}$, l'extrapolation est négligeable.

Nous avons vérifié la courbe de tarage en utilisant le profil en travers de 1923 qui permet le calcul de la section mouillée, de la vitesse moyenne U et du rayon hydraulique R (figure A1-2).

Le coefficient $K(J)^{0.5}$ de la formule de Manning-Strickler est constant et très voisin de 0,300 pour $h > 500\text{cm}$ (figure A1-3).

5.6 Les débits moyens journaliers sont calculés d'après une seule hauteur journalière. Ils nous semblent connus avec une très bonne précision (dans la mesure où les hauteurs sont bien lues), étant donné la faible amplitude des variations de hauteur d'un jour à l'autre.

Le débit moyen journalier maximal calculé est de $9670\text{m}^3/\text{s}$ le 5/10/25 et le débit moyen journalier minimal calculé est de $13,4\text{m}^3/\text{s}$ le 3/05/73.

Remarque : La courbe de tarage en coordonnées logarithmiques (tracée à partir des valeurs du barème décimétrique - figure A1-5) se compose :

- d'un tronçon de courbe entre les cotes 10 et 90 : cette courbe peut être transformée en segment de droite, en appliquant une correction sur les hauteurs de +40 (figure A1-5. Basses eaux); l'équation de ce tronçon de courbe

est donc de la forme $Q = a(h+40)^n$, pour $10 < h < 90$.

- d'un segment de droite au dessus de la cote 90, d'équation $Q = ah^n$

Nous suggérons, à titre d'exercice, de rechercher les valeurs des coefficients a et n de ces deux équations, à partir du graphique de tarage, sans utiliser le barème décimétrique. Le résultat du calcul sera vérifié par l'écart relatif entre le débit calculé et le débit du barème pour différentes cotes.

On pourra observer que la précision obtenue, par la double équation de forme exponentielle, est inférieure à celle des tronçons de parabole.

6 - TABLEAUX et FIGURES

Tableau A1.1 : Liste chronologique des jaugeages

Tableau A1.2 : Liste des jaugeages classés

Tableau A1.3 : Découpage en segments de parabole

Tableau A1.4 : Barème décimétrique

Figure A1-1 : Profil en travers au droit de l'échelle

Figure A1-2 : Courbes $S(h)$ et $R(h)$

Figure A1-3 : Courbe $K(J)^{1/2}(h)$

Figure A1-4 : Courbe de tarage (en coordonnées arithmétiques)

Figure A1-5 : Courbe de tarage (en coordonnées logarithmiques)

Tableau A1.1 : Liste chronologique des jaugeages

Date	Hauteur cm	Débit m ³ /s	Nota	Ecart/barème
28 01 1907	107 *	185	2	-19,2
22 03 1907	38 *	60,0	2	- 2,4
27 03 1907	42 *	74,0	2	+ 9,6
30 04 1907	25	40,0	5	- 8,5
28 08 1922	415 *	3400	3	+23,6
13 09 1922	523 *	4300	3	+ 2,4
21 09 1922	585 *	4000	3	-22,2
21 04 1923	110 *	349	4	+44,8
23 04 1923	120 *	383	4	+35,8
30 04 1923	79 *	210	4	+50,0
05 05 1923	65 *	175	4	+62,0
15 05 1923	49 *	132	4	+67,5
17 08 1923	410	2752	6	+ 2,3
20 08 1923	460	3400	6	+ 2,1
31 08 1923	525	4288	6	+ 1,4
07 09 1923	528	4455	6	+ 4,3
12 09 1923	591	5175	6	- 1,1
20 09 1923	600	5464	6	+ 1,6
12 10 1923	562	4792	6	+ 0,3
15 10 1923	540	4537	6	+ 2,0
19 10 1923	495	3767	6	- 0,9
24 10 1923	460	3294	6	- 1,1
29 10 1923	430	2954	6	+ 0,5
02 11 1923	405	2632	6	0
21 11 1923	375	2282	6	0
24 11 1923	350	1978	6	- 0,5
05 12 1923	290	1358	6	- 3,7
10 12 1923	255	1120	6	+ 0,9
18 12 1923	225	962	6	- 2,5
29 12 1923	200	720	6	+ 0,8
07 01 1924	175	582	6	+ 3,2
21 01 1924	145	442	6	+10,0
? 02 1924	98	200	6	+ 1,5
20 04 1924	20 *	56,6	4	+49,7

Notas : * = jaugeage éliminé
 2 = jaugeage effectué à Koulikoro, hauteur douteuse, aux flotteurs ?
 3 = jaugeage effectué à Koulikoro (C.G.C), aux flotteurs, section mal connue, l'opérateur les signale douteux.
 4 = jaugeage effectué à Sotuba, cote du lecteur le lendemain; les dépouillements montrent qu'ils ne sont pas bons et de plus l'opérateur signale que les lectures sont erronées à Koulikoro.
 5 = probablement aux flotteurs, hauteur bonne, effectué à Sotuba.
 6 = aux flotteurs lestés à Koulikoro, effectué avec beaucoup de soins.

Tableau A1.1 : Liste chronologique des jaugeages (suite)

Date	Hauteur cm	Débit m ³ /s	Nota	Ecart/barème	
-----	-----	-----	----	-----	
? 05 1935	23	38,0	7		- 8,0
? 04 1938	19	38,5	7	+ 4,9	
? 03 1945	30	48,0	8		- 4,2
27 08 1948	595	5400	1	+ 1,9	
22 09 1948	635	5925	1		- 0,6
06 10 1948	640	6000	1		- 0,8
10 05 1949	41	68,0	9	+ 3,2	
17 05 1949	50 *	98,0	9	+21,7	
24 05 1949	55 *	108	9	+20,9	
22 04 1953	35	52,6	10		- 8,9
15 05 1954	103	217	10	+ 0,9	
27 01 1955	184	598	1		- 2,9
25 04 1955	81	147	1	+ 1,4	
27 04 1955	79	149	10	+ 6,4	
26 12 1955	240	935	1		- 5,9
03 02 1956	114	265	10	+ 3,1	
06 03 1956	124	282	1		- 6,0
09 04 1956	95	195	10	+ 4,3	
11 04 1956	98	203	1	+ 3,0	
06 06 1956	75	143	10	+10,0	
04 02 1957	110	231	10		- 4,1
06 02 1957	108	225	1		- 3,4
28 02 1957	72	131	10	+ 6,5	
26 03 1957	56	95,0	10	+ 4,3	
20 04 1957	20	39,5	10	+ 4,5	
25 04 1957	46	70,0	10		- 5,1
17 08 1957	482	3250	1		-10,2
28 08 1957	568	5000	1	+ 2,7	
29 11 1957	356	2160	1	+ 4,3	
06 02 1958	157	460	1		- 0,9
30 07 1958	290	1520	1	+ 7,8	

Notas : * = jaugeage éliminé

- 1 = jaugeage effectué à Koulikoro, hauteur compatible avec lecteur.
- 7 = jaugeage effectué à Koulikoro par l'Office du Niger, jour inconnu.
- 8 = probablement à Koulikoro, date précise inconnue.
- 9 = effectué à Sotuba (EDF), cote à Koulikoro le lendemain, qualité ?
- 10 = effectué à Sotuba, cote Koulikoro le lendemain ou par correspondance entre les 2 stations; cette correspondance semble assez bonne et stable de 1953 à 1963.

Tableau A1.1 : Liste chronologique des jaugeages (suite)

Date	Hauteur cm	Débit m ³ /s	Nota	Ecart/barème
16 03 1959	86	145	1	- 8,8
01 02 1960	111	225	1	- 8,2
29 02 1960	71	117	1	- 3,3
09 03 1960	58	83,6	1	-11,8
21 03 1960	39	64,0	10	+ 1,7
26 03 1960	43 *	56,7	1	-17,8
15 04 1960	45	69,2	1	- 4,2
17 11 1960	369	2221	1	0
08 12 1960	244	1037	1	+ 1,7
05 01 1961	167	494	1	- 4,6
26 03 1962	18	36,0	10	+ 1,1
05 07 1963	150	442	10	+ 3,5
17 05 1966	44 *	82,0	11	+16,1
30 09 1966	565	4920	1	+ 2,1
07 10 1966	616	5640	1	0
14 12 1966	225	851	1	- 3,7
14 04 1967	31 *	34,3	11	-33,4
06 07 1967	186	668	1	+ 6,4
09 08 1967	458	3204	1	- 2,9
22 08 1967	508	4000	1	+ 0,3
20 09 1967	658	6480	1	+ 1,9
28 09 1967	678	6610	1	- 1,6
03 10 1967	743	8150	1	+ 2,4
13 10 1967	810	9160	1	- 1,9
18 10 1967	776	8120	1	- 5,9
24 10 1967	708	6960	1	- 4,4
31 10 1967	600	5140	1	- 4,5
10 11 1967	453	3010	1	- 6,8
30 03 1971	22	39,0	1	- 2,7
05 04 1971	20	33,9	1	-10,3
17 04 1971	18	36,3	11	+ 2,0
24 04 1971	22	40,7	11	+ 1,5
06 04 1972	9	26,2	11	- 2,6
10 04 1972	11	29,3	11	+ 2,4
04 10 1972	441	2880	11	- 6,5
27 03 1973	9	27,0	1	+ 0,4
02 04 1974	17 *	42,3	11	+22,3
16 12 1976	262	1127	1	- 3,7

Notas : * = jaugeage éliminé

1 et 10 = voir page antérieure.

11 = effectué à Sotuba mais pas de lecture (cote Koull. le lendemain).

Tableau A1.2 : Liste des jaugeages rangés

	Date	Hauteur cm	Débit m ³ /s	Mouvement (nota 1)	Débit barème	Ecart/barème en %
S	07 04 1972	9	26,2	0	26,9	- 2,6
	27 03 1973	9	27,0	0?	26,9	+ 0,4
	10 04 1972	11	29,3	0	28,6	+ 2,4
S	27 03 1962	18	36,0	0	35,6	+ 1,1
S	18 04 1971	18	36,3	0	35,6	+ 2,0
	? 04 1938	19	38,5	- 2?	36,7	+ 4,9
S	21 04 1957	20	39,5	0?	37,8	+ 4,5
	05 04 1971	20	33,9	0	37,8	-10,3
S	31 03 1971	22	39,0	- 4?	40,1	- 2,7
S	25 04 1971	22	40,7	0	40,1	+ 1,5
	? 05 1935	23	38,0	0?	41,3	- 8,0
	30 04 1907	25	40,0	0	43,7	- 8,5
	? 03 1945	30	48,0	- 1?	50,1	- 4,2
S	23 04 1953	35	52,6	(2)	57,1	- 8,9
S	22 03 1960	39	64,0	(2)	62,9	+ 1,7
S	11 05 1949	41	68,0	0	65,9	+ 3,2
	15 04 1960	45	69,2	- 2	72,2	- 4,2
S	26 04 1957	46	70,0	(2)	73,8	- 5,1
S	27 03 1957	56	95,0	0	91,1	+ 4,3
	09 03 1960	58	83,6	- 1	94,8	-11,8
	29 02 1960	71	117	- 1	121	- 3,3
S	01 03 1957	72	131	- 1	123	+ 6,5
S	07 06 1956	75	143	+ 6	130	+10,0
S	28 04 1955	79	149	0	140	+ 6,4
	25 04 1955	81	147	- 2	145	+ 1,4
	16 03 1959	86	145	0	159	- 8,8
S	10 04 1956	95	195	(2)	187	+ 4,3
	? 02 1924	98	200	- 5?	197	+ 1,5
	11 04 1956	98	203	- 1	197	+ 3,0
S	16 05 1954	103	217	0	215	+ 0,9
	06 02 1957	108	225	- 1	233	- 3,4
S	05 02 1957	110	231	- 1	241	- 4,1
	01 02 1960	111	225	- 1	245	- 8,2
S	03 03 1956	114	265	0?	257	+ 3,1
	06 03 1956	124	282	0	300	- 6,0
	21 01 1924	145	442	- 3	402	+10,0
S	06 07 1963	150	442	+ 5?	427	+ 3,5
	06 02 1958	157	460	- 2	464	- 0,9
	05 01 1961	167	494	- 2	518	- 4,6
	07 01 1924	175	582	- 4	564	+ 3,2
	27 01 1955	184	598	- 1	616	- 2,9
	06 07 1967	186	668	+ 4	628	+ 6,4

Notas : 1 = variation approximative de la cote, en cm/jour, d'après le lecteur
 (2) = mouvement trop mal déterminé, lectures douteuses
 S = jaugeage effectué à Sotuba, la veille de la date portée.

Tableau A1.2 : Liste des jaugeages rangés (suite)

Date	Hauteur cm	Débit m ³ /s	Mouvement (nota 1)	Débit barème	Ecart/barème en %
29 12 1923	200	720	- 3	714	+ 0,8
18 12 1923	225	862	- 4	884	- 2,5
14 12 1966	225	851	- 4	884	- 3,7
26 12 1955	240	935	- 3	994	- 5,9
08 12 1960	244	1037	- 2	1020	+ 1,7
10 12 1923	255	1120	- 8	1110	+ 0,9
16 12 1976	262	1127	- 4	1170	- 3,7
05 12 1923	290	1358	- 7	1410	- 3,7
30 07 1958	290	1520	0	1410	+ 7,8
27 11 1923	320	1692	0	1700	- 0,5
24 11 1923	350	1978	- 8	2010	- 1,6
29 11 1957	356	2160	- 8	2070	+ 4,3
17 11 1960	369	2221	- 8	2220	0
21 11 1923	375	2282	- 8	2280	0
02 11 1923	405	2632	- 7	2630	0
17 08 1923	410	2752	+10	2690	+ 2,3
29 10 1923	430	2954	- 5	2940	+ 0,5
S 05 10 1972	441	2880	- 6	3080	- 6,5
10 11 1967	453	3010	- 9	3230	- 6,8
09 08 1967	458	3204	+ 7	3300	- 2,9
29 08 1923	460	3400	+20	3330	+ 2,1
24 10 1923	460	3294	- 5	3330	- 1,1
17 08 1957	482	3250	+ 8	3620	-10,2
19 10 1923	495	3767	- 8	3800	- 0,9
22 08 1967	508	4000	+ 4	3990	+ 0,3
31 08 1923	525	4288	0	4230	+ 1,4
07 09 1923	528	4455	+10	4270	+ 4,3
15 10 1923	540	4537	-10	4450	+ 2,0
12 10 1923	562	4792	-10	4780	+ 0,3
30 09 1966	565	4920	0	4820	+ 2,1
28 08 1957	568	5000	0?	4870	+ 2,7
12 09 1923	591	5175	0	5230	- 1,1
27 08 1948	595	5400	+ 5	5300	+ 1,9
20 09 1923	600	5464	0	5380	+ 1,6
31 10 1967	600	5140	-14	5380	- 4,5
07 10 1966	616	5640	+ 5	5940	0
22 09 1948	635	5925	+ 2	5960	- 0,6
06 10 1948	640	6000	- 7	6050	- 0,8
20 09 1967	658	6480	+ 5	6360	+ 1,9
28 09 1967	678	6610	+ 5	6720	- 1,6
24 10 1967	708	6960	-10	7280	- 4,4
03 10 1967	743	8150	+15	7960	+ 2,4
18 10 1967	776	8120	- 6	8630	- 5,9
13 10 1967	810	9160	0	9340	- 1,9

Notas : 1 = variation approximative de la cote, en cm/jour, d'après le lecteur
S = jaugeage effectué à Sotuba, la veille de la date portée.

Tableau A1.3 : Découpage en segments de parabole

MALI	NIGER		NIGER	KOULIKORO
ETAL.n° 1 : valide du 1 JANVIER 1907 au 31 DECEMBRE 1984				
VALEUR des HAUTEURS LIMITES HP(L) et INTERMEDIAIRES HINT (L) et des DEBITS LIMITES Q(L) et INTERMEDIAIRES QINT(L)				
L	HP(L) en m	Q(L) en m ³ /s	HINT(L) en m	QINT(L) en m ³ /s
1	-0.20	12.300	0.02	21.500
2	0.13	30.500	0.25	43.700
3	0.37	60.000	0.53	85.700
4	0.73	125.000	1.00	204.000
5	1.24	300.000	1.57	464.000
6	2.01	720.000	2.46	1040.000
7	3.00	1500.000	3.72	2250.000
8	5.09	4000.000	6.60	6400.000
9	8.40	10000.000		
VALEURS des COEFFICIENTS des PARABOLES				
SEGMENTS	C(1,L)	C(2,L)	C(3,L)	
1	0.1212120E+03	0.1515150E+02	0.1230000E+02	
2	0.1076390E+03	0.9708330E+02	0.3050000E+02	
3	0.9965300E+02	0.1446800E+03	0.6000000E+02	
4	0.2106030E+03	0.2357300E+03	0.1250000E+03	
5	0.1101930E+03	0.4606060E+03	0.3000000E+03	
6	0.1421630E+03	0.6471380E+03	0.7200000E+03	
7	0.1127780E+03	0.9604670E+03	0.1500000E+04	
8	0.1240470E+03	0.1402090E+04	0.4000000E+04	
ANGLE entre les TANGENTES aux LIMITES				
SEGMENTS	POINTS LIMITES		ANGLES (en degrés)	
	H (en m)	Q (en m ³ /s)		
1 - 2	0.13	30.500	0.58	
2 - 3	0.37	60.000	-0.79	
3 - 4	0.73	125.000	2.45	
4 - 5	1.24	300.000	0.63	
5 - 6	2.01	720.000	0.76	
6 - 7	3.00	1500.000	0.97	
7 - 8	5.09	4000.000	-0.60	

Tableau A1.4 : Barème décimétrique

4 NOVEMBRE 1986

STATION NUMERO : 27150142

MALI

NIGER

NIGER

KOULIKORO

ETAL.n° 1 : valide du 1 JANVIER 1907 au 31 DECEMBRE 1984

BAREME DECIMETRIQUE HAUTEURS - DEBITS

H (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)
-0.20	12.300	2.70	1230.000	5.60	4750.000
-0.10	15.000	2.80	1320.000	5.70	4900.000
0.00	20.200	2.90	1410.000	5.80	5060.000
0.10	27.800	3.00	1500.000	5.90	5220.000
0.20	37.800	3.10	1600.000	6.00	5380.000
0.30	50.100	3.20	1700.000	6.10	5540.000
0.40	64.400	3.30	1800.000	6.20	5710.000
0.50	80.500	3.40	1900.000	6.30	5880.000
0.60	98.500	3.50	2010.000	6.40	6050.000
0.70	119.000	3.60	2120.000	6.50	6220.000
0.80	143.000	3.70	2230.000	6.60	6400.000
0.90	171.000	3.80	2340.000	6.70	6580.000
1.00	204.000	3.90	2460.000	6.80	6760.000
1.10	241.000	4.00	2570.000	6.90	6940.000
1.20	282.000	4.10	2690.000	7.00	7130.000
1.30	328.000	4.20	2810.000	7.10	7320.000
1.40	377.000	4.30	2940.000	7.20	7510.000
1.50	427.000	4.40	3070.000	7.30	7700.000
1.60	480.000	4.50	3190.000	7.40	7900.000
1.70	535.000	4.60	3330.000	7.50	8100.000
1.80	592.000	4.70	3460.000	7.60	8300.000
1.90	652.000	4.80	3590.000	7.70	8500.000
2.00	714.000	4.90	3730.000	7.80	8710.000
2.10	779.000	5.00	3870.000	7.90	8920.000
2.20	848.000	5.10	4010.000	8.00	9130.000
2.30	920.000	5.20	4160.000	8.10	9340.000
2.40	994.000	5.30	4300.000	8.20	9560.000
2.50	1070.000	5.40	4450.000	8.30	9780.000
2.60	1150.000	5.50	4600.000	8.40	10000.000

FIGURE A1_1
PROFIL EN TRAVERS DU NIGER A KOULIKORO
(section au droit de l'échelle du warf)

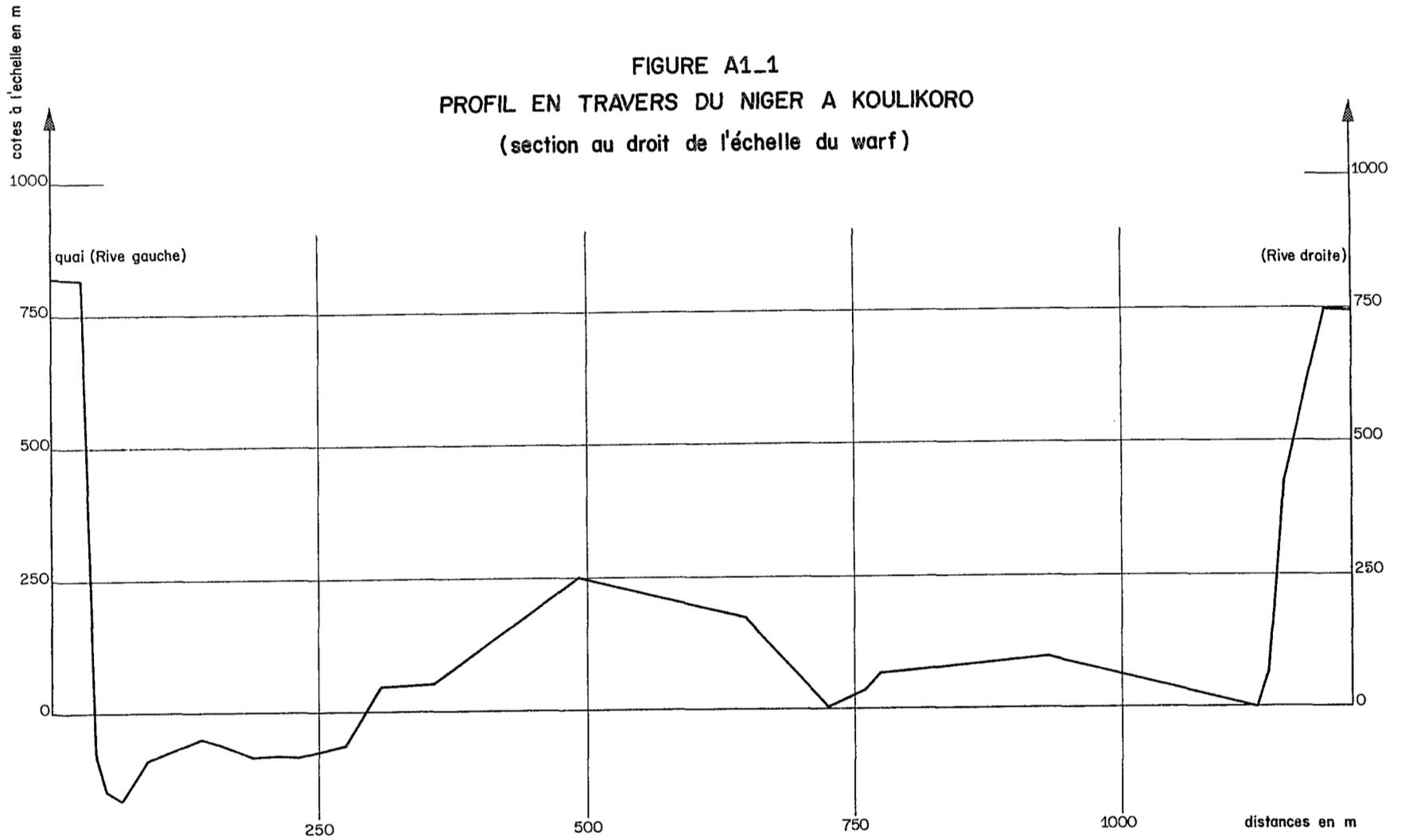


FIGURE A1_2
LE NIGER A KOULIKORO

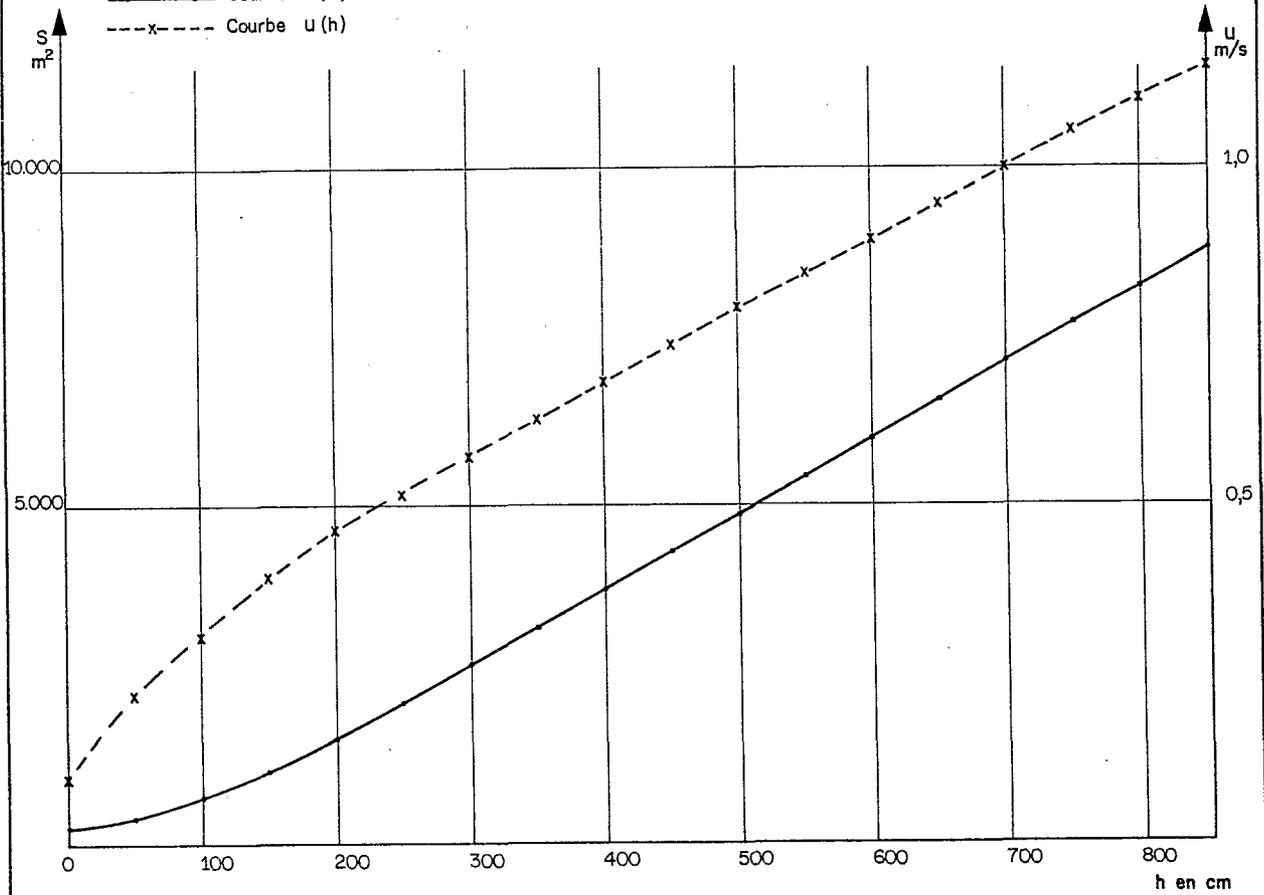


FIGURE A1.3
LE NIGER A KOULIKORO
COURBE $K\sqrt{J}$ (h)

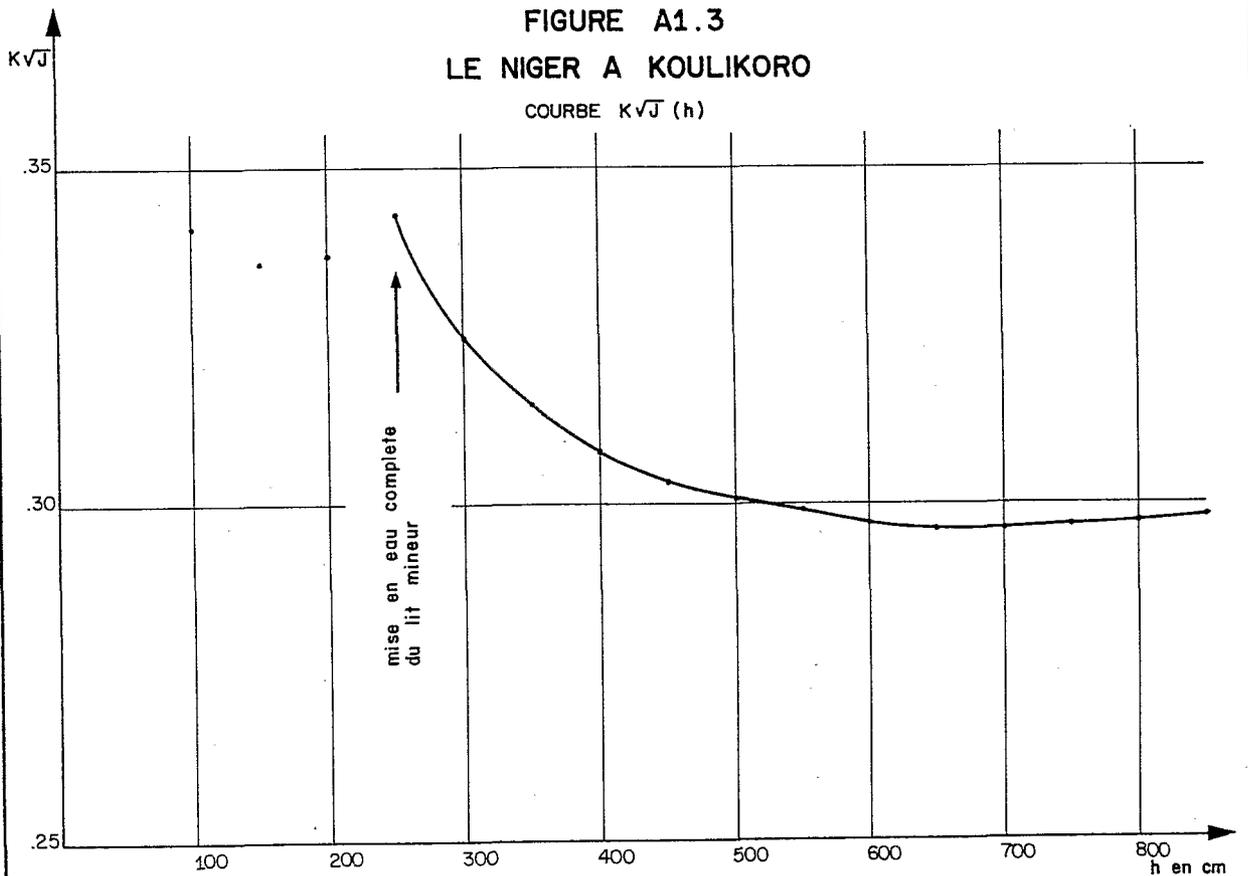


FIGURE A1.4
NIGER A KOULIKORO - COURBE DE TARAGE

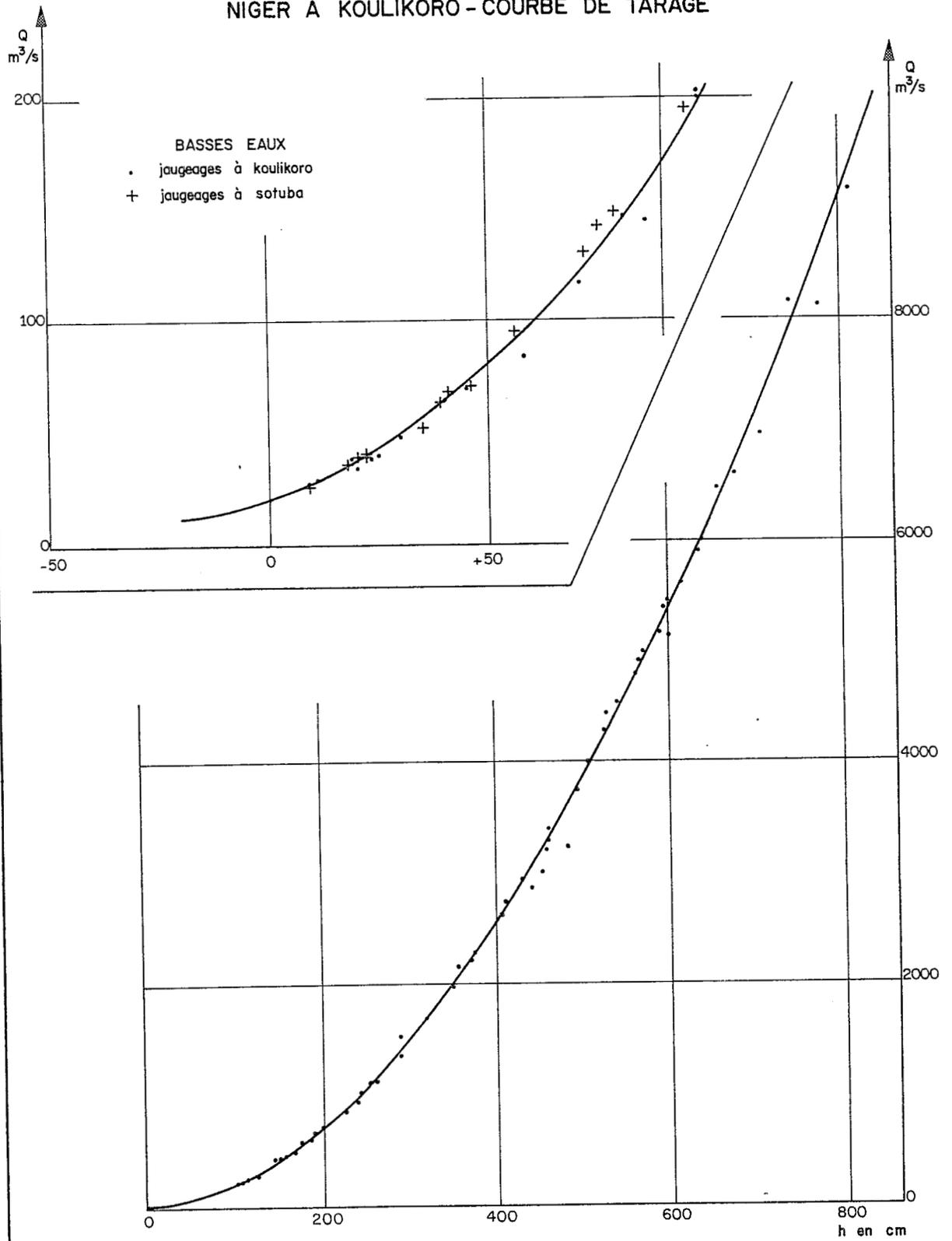
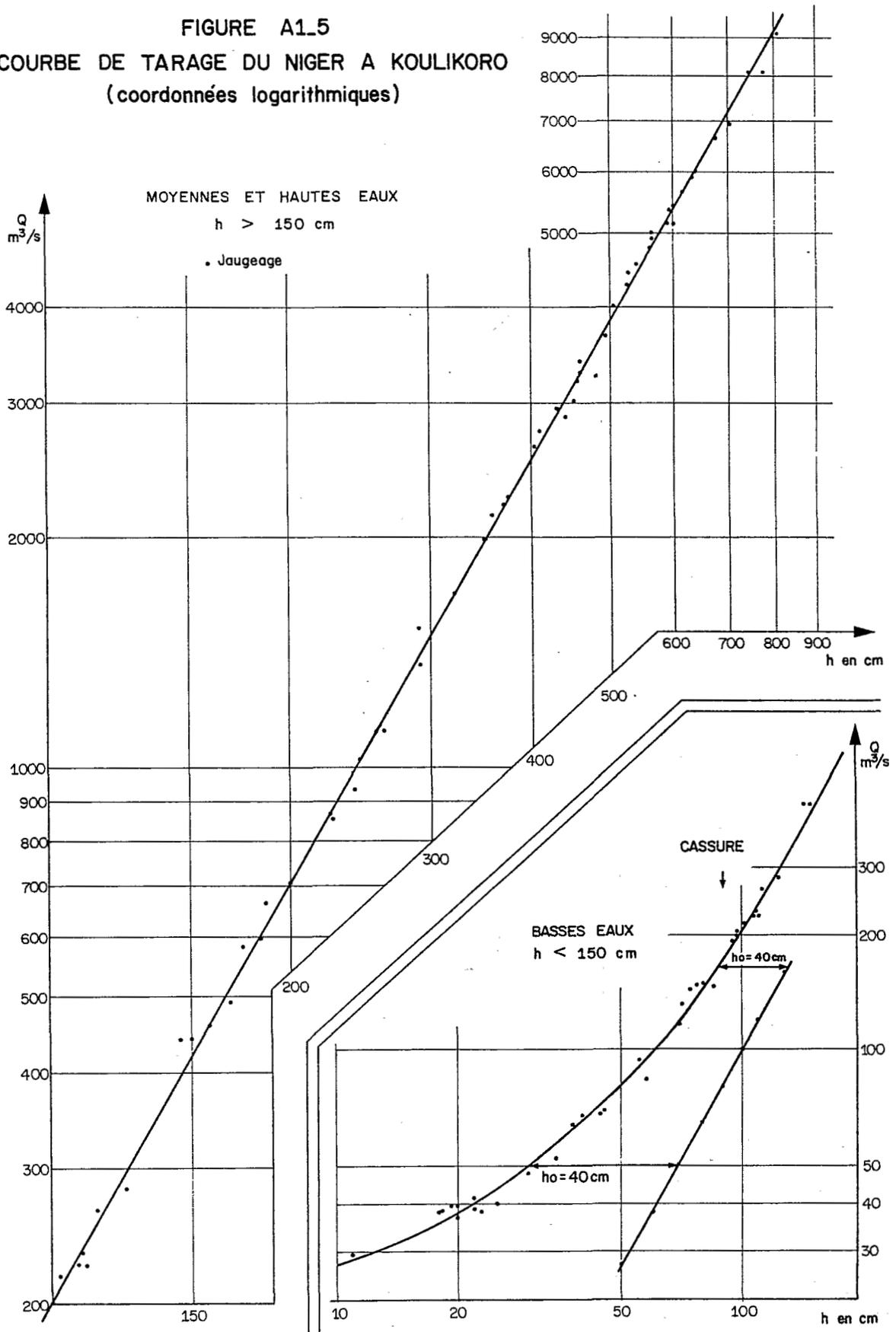


FIGURE A1.5
 COURBE DE TARAGE DU NIGER A KOULIKORO
 (coordonnées logarithmiques)



A N N E X E 2

TARAGE DU FLEUVE SENEGAL A GOUINA

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage univoque, stable et sans anomalie.

POINTS D'INTERET

1. station située à l'amont d'une chute, donc sous contrôle "idéal".
2. nombreux jaugeages de moyennes eaux jusqu'à 2300 m³/s avec pente superficielle connue.
3. extrapolation difficile de 2500 à 7000 m³/s.
4. exemple d'un site hydrologique, presque parfait en théorie, qui en raison d'une gestion défectueuse et désordonnée, a produit des séries douteuses dans la période 1951-1979.

SOURCES

1. Le Bassin du Fleuve Sénégal
Monographie ORSTOM N°1 - 1969
par C.ROCHETTE.
2. Note sur le tarage du limnigraphe-amont de GOUINA
(Etude ORSTOM 1960)
par P.BISCARO.

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La station de GOUINA est située dans le haut bassin du fleuve SENEGAL à environ 50 km à l'amont de la ville de KAYES, importante capitale régionale de l'ouest de la République du MALI.

Coordonnées géographiques : 14°00 N et 11°06 W

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

Voir les figures A2.1, A2.2 et A2.3

2.1 La première échelle a été installée en 1925 par la Compagnie (UHEA) chargée du projet de construction d'un barrage hydro-électrique aux chutes de GOUINA (amplitude d'une dizaine de mètres). Le bassin versant contrôlé a une superficie de 128 600 km² (à peu près égal à celui du Niger à KOULIKORO).

2.2 Pas moins de six sections différentes ont été utilisées entre 1925 et 1979 pour contrôler les variations du niveau du Sénégal (cf § 3).

La section transversale de la station-amont, dont le tarage est étudié dans cet exemple, est de forme assez complexe (figure A2-3), avec un double canal central, une profondeur maximale supérieure à 20 m en hautes eaux et une largeur inférieure à 300m. Le lit est rocheux et parfaitement stable.

2.3 Le profil en travers, levé par l'UHEA le 4 juin 1951, permet de définir avec précision les relations S(h) et R(h), h étant la hauteur au limnigraphe amont (cf. § 3). Le tableau A2.1 donne la liste des 27 points du levé topographique et tous les éléments géométriques de la section.

La figure A2-6 montre l'allure des courbes S(h) et R(h). Pour faciliter les calculs d'extrapolation (cf § 6), ces deux courbes seront représentées par les formules suivantes :

$$\text{- section mouillée : } S = 0,000259 h^2 + 2,2993 h + 1261 \\ \text{pour } 0 \leq h \leq 692 \text{ cote maximale observée.}$$

les coefficients de cette parabole ont été calculés par le programme de la page 218 du Manuel, avec les 3 points de hauteurs 0, 250 et 675; l'erreur commise est inférieure à 0,1% dans tout l'intervalle.

$$\text{- rayon hydraulique : } R = 0,007982 h + 5,42 \quad \text{pour } 0 \leq h \leq 550$$

$$R = -0,0000207 h^2 + 0,008577 h + 9,81 \\ \text{pour } 550 < h \leq 700$$

l'erreur est inférieure à 0,3% pour les 2 équations.

Remarque : nous avons tracé sur les figures A2-4 et A2-5, les courbes de variation de la section mouillée et du rayon hydraulique pour l'ensemble de la section. Si la courbe S est parfaitement régulière, il est loin d'en être de même de la courbe R (cf. Chapitre I - pages 10 et 48).

2.4 La section utilisée pour les jaugeages des moyennes et hautes eaux est située à 1040 m à l'amont et à environ 3km des chutes. Le profil en travers y est plus régulier et la section un peu plus large (cf. figure A2-3 : tracé interrompu).

3 - EQUIPEMENT LIMNIMETRIQUE

3.1 Quatre échelles ont été installées à GOUINA, sur la rive gauche du fleuve entre 1925 et 1929.

Ces échelles prises dans l'ordre amont, aval sont les suivantes :

- l'échelle I, posée en 1925 à l'amont immédiat des chutes est constituée par un rail incliné gradué de 0 à 5m;

- l'échelle II équipe le 1er bief au pied des chutes. C'est un rail vertical de 8 mètres fixé sur un pilier en maçonnerie le long de la paroi rocheuse de la rive;

- l'échelle III, est située en tête du 2e bief à l'aval des chutes. C'est également un rail vertical de 8 mètres;

- l'échelle IV, équipe le 3e bief. Elle est placée 900 mètres à l'aval de la précédente dans la zone projetée par l'U.H.E.A. pour la restitution de l'usine de GOUINA. Il s'agit d'un rail vertical de 9 mètres de haut.

3.2 L'UHEA a complété ce dispositif par deux limnigraphes, en 1950 :

- l'un, dit Gouina-amont (Bār mensuel) est situé à 2 km à l'amont des chutes. Son "zéro" est la cote 63,35 MEFS (Mission d'Etudes du Flruve Sénégal)

- l'autre, dit Gouina-aval (même marque) est situé en rive droite à environ 400m, à l'aval de l'échelle IV. Son "zéro" est à la cote 48,09 MEFS.

3.3 A partir de 1953, la MAS (Mission d'Aménagement du Sénégal), délaisse les 4 échelles UHEA mais exploite les limnigraphes et les complètent par des échelles auxiliaires.

3.4 Ce résumé de l'historique de la station de GOUINA est suffisant pour donner une idée du travail, qu'a représenté la mise au point d'une chronique limnimétrique homogène : avec six sections différentes, le problème est nécessairement compliqué. C'est C.ROCHETTE qui s'est chargé de le résoudre et le paragraphe suivant, extrait de ses travaux, donne une idée des difficultés qu'il a rencontrées.

4 - RELEVÉS LIMNIMETRIQUES (résumé du texte de C.ROCHETTE)

4.1 Les 4 échelles anciennes ont été observées très irrégulièrement de 1925 à 1950 : l'échelle I de 1929 à 1942, les 3 autres de 1936 à 1942.

Les graphiques de correspondance établis en portant les hauteurs aux échelles I, II et IV, en regard des hauteurs à l'échelle III, montrent une forte dispersion des résultats qui témoigne de la fantaisie des lectures. Comme en outre, les relevés comportent de nombreuses lacunes, nous avons dû renoncer à les exploiter. Leur valeur pour cette période étant inférieure à celle des relevés effectués aux autres stations du cours moyen du Sénégal, leur prise en compte n'offre pas d'intérêt. Ainsi, en dépit d'installations remarquables au point de vue fondations puisque deux échelles sont parfaitement conservées de nos jours, le bilan des relevés de 1925 à 1950 est pratiquement nul.

Cette situation est due au manque d'entretien des échelles, lesquelles, la plupart du temps, étaient mal graduées ou illisibles, et à l'incompétence des lecteurs.

Nous avons toutefois retenu les hauteurs maximales observées au cours de cette période. A Gouina-Amont, le maximum observé entre 1929 et 1942 a atteint la cote 600, en 1935.

4.2 De juin 1950 à octobre 1952, l'ensemble du dispositif formé par les échelles des 1er, 2e et 3e biefs et par les limnigraphes amont et aval, a été exploité presque intégralement par l'U.H.E.A. Seuls manquent les limnigrammes relatifs à la pointe de crue 1950.

4.3 De 1953 à 1956, les échelles de GOUINA ne sont pratiquement plus observées et l'exploitation des limnigraphes laisse à désirer. Nous sommes parvenus à recalculer les limnigrammes et avons reconstitué les relevés correspondants aux périodes d'interruption ou de mauvais fonctionnement.

4.4 Les données sont finalement complètes en 1953 et 1955. En 1954, il manque 2 mois d'enregistrement (septembre et octobre).

Depuis 1956, on possède des relevés sûrs et complets à l'échelle du 2e bief, mise en service par la M.A.S. Les limnigraphes après 2 années d'enregistrements valables (1956 et 1957) ont cessé d'être exploités.

4.5 Dans la période de relevés disponibles dans les fichiers de l'ORSTOM, c'est à dire du 1er juin 1955 au 31 décembre 1979, les cotes extrêmes observées à Gouina-amont sont:

- 692 le 24/08/1958 pour le maximum (978 à l'échelle du 2ème bief)
et aussi 626 le 4/09/1964 et 613 le 23/08/1964;
- 25 en 1976 (date imprécise) pour le minimum.

5 - JAUGEAGES ET TARAGE

5.1 L'U.H.E.A. a effectué 61 jaugeages pour des hauteurs au limnigraphe amont comprises entre 0,68 et 4,21m (débit variant de 6,5 à 2300m³/s).

Le tableau A2.2 donne la liste chronologique et le tableau A2.3 la liste classée de ces jaugeages.

Pour les jaugeages de moyennes et hautes eaux, le plan d'eau au droit de la section était nivelé à chaque jaugeage par rapport à un repère fixe (borne U.H.E.A. N°11 portant la cote 70,84 M.E.F.S.). On connaît donc la dénivellée entre les sections de jaugeages et du limnigraphe (distances de 1040m)

En basses eaux, les jaugeages étaient effectués à DIPARI (6km en amont de GALOUGO). Une mesure de contrôle a été faite dans cette section par l'ORSTOM en 1965.

On notera que les 61 jaugeages de l'UHEA ont été réalisés entre octobre 1950 et juin 1952. Le jaugeage de l'ORSTOM de février 1965 est donc particulièrement important puisqu'il est le seul dans la période de la chronique limnimétrique. Il est heureux que le tarage soit stable et que C.ROCHETTE ait réussi à rattacher les échelles amont et aval.

Par contre, les deux jaugeages réalisés les 3 et 4 octobre 1951 sont "inutilisables par suite de la rupture du câble tendu en travers de la section, celle-ci n'a pu être explorée que sur les 50 premiers mètres; on ne peut rien déduire de valable de mesures aussi partielles" (d'après C.ROCHETTE)

Nous verrons qu'en fait ces deux jaugeages sont très importants par la valeur de la pente superficielle mesurée à cette occasion.

5.2 Les résultats des mesures sont satisfaisants et donnent une excellente définition du tarage entre les cotes 65 et 420 (6 à 2300m³/s). La courbe est très régulière (fig. A2-7) et les points sont suffisamment nombreux et bien répartis pour éliminer toute ambiguïté dans le tracé, sauf pour les débits inférieurs à 100 m³/s. On peut d'ailleurs observer que la station de Gouina-Amont est très peu sensible en basses eaux, vu l'importance de la

section mouillée. Nous n'étudierons pas dans cet exemple, le problème de l'extrapolation de la courbe de basses-eaux.

Aucun indice de non-univocité n'apparaît sur le graphique, comme on pouvait le penser, vu la situation de la station à l'amont des chutes.

Cinq tronçons de parabole sont suffisants pour représenter la courbe dans l'intervalle des hauteurs 65-425. Le tableau A2.4 donne les points limites (en progression géométrique de raison 3) et intermédiaires retenus, les valeurs des coefficients et des angles des tangentes. Le barème décimétrique est présenté dans le tableau A2-5.

La moyenne des écart relatifs absolus entre les débits jaugés et le barème est de 3,3% pour les 60 jaugeages (UHEA et ORSTOM) et de 2,6% pour les jaugeages au-dessus de la cote 150. Cette dernière valeur témoigne de l'excellente qualité des jaugeages de l'UHEA.

Si l'intervalle des hauteurs observées était peu supérieur à l'intervalle de définition de la courbe, le tarage du Sénégal à Gouina, serait un exemple de simplicité.

Mais la courbe doit être extrapolée, vers les faibles débits, jusqu'à la cote 25 et surtout "vers le haut", jusqu'à la cote 692, soit sur plus de 2,70 m.

6 - EXTRAPOLATION DE LA COURBE

Noté préalable : sur les figures A2-8 à A2-14, apparaît un jaugeage non répertorié dans la liste. Il s'agit d'une mesure effectuée en 1965 à TAKOUTALA (18 km à l'aval de GOUINA) par une équipe d'hydrologues russes et dont le résultat n'a été communiqué à C.ROCHETTE qu'après la conclusion de son étude. Nous ne tiendrons donc pas compte de ce jaugeage pour extrapoler la courbe, mais il nous servira à contrôler les résultats.

6.1 Considérant les trois méthodes usuelles d'extrapolation des courbes de tarage, nous proposons au lecteur de revoir les contraintes d'utilisation de chaque méthode et de juger par lui-même, avant de continuer sa lecture, si ces contraintes sont, ou non, respectées.

6.2 Méthode logarithmique, (cf. chapitre II, page 92)

Les contraintes 1 (relation univoque de type exponentiel), 3 (profil transversal sans discontinuité) et 4 (contrôle aval permanent) sont parfaitement respectées. Par contre la deuxième contrainte (jaugeages jusqu'à une cote suffisamment élevée) ne l'est pas tout à fait, ... bien que l'alignement des points soit bien défini (figure A2-8) et permette une extrapolation séduisante mais "osée". Le débit correspondant à la cote maximale 692 peut être lu directement sur le graphique : 9400 m³/s.

6.3 Méthode de STEVENS (cf. chapitre II, page 94)

Les contraintes d'utilisation sont les mêmes que pour la méthode logarithmique et, comme pour celle-ci, le nombre de jaugeages de moyennes eaux est insuffisant pour définir la droite des débits. La figure A2-9 met en relief cette insuffisance beaucoup mieux que la figure A2-8 : avantage des coordonnées logarithmiques ou illusion ?

L'extrapolation de la courbe des débits est aléatoire :

- . en toute rigueur, elle doit se faire suivant la droite (1), ajustée sur les points de jaugeage entre les débits 1000 et 2300 m³/s : on obtient un débit maximal de 6150 m³/s à la cote 692;

- . la méthode de STEVENS ne permet pas d'extrapoler suivant la courbe (2), qui conduit au débit maximal "log-log";
- . nous justifions au paragraphe suivant, l'extrapolation suivant la droite (3), tracé qui ne peut être "deviné" à priori.

6.4 Méthode Section mouillée - Vitesse moyenne

Si la section mouillée est parfaitement définie jusqu'au maximum, l'extrapolation directe de la courbe U(h) est impossible, comme on peut le constater sur la figure A2-10.

Il est donc nécessaire de faire appel à la formule de STRICKLER, d'autant plus que nous disposons des valeurs de la pente superficielle pour tous les jaugeages complets et pour les deux jaugeages incomplets réalisés aux cotes 489 et 557.

Les deux paramètres à calculer sont le coefficient de rugosité K et la pente superficielle.

La figure A2-11 montre la répartition de K pour tous les jaugeages complets. Nous avons retenu K=19, qui correspond aux deux cotes maximales jaugées. On pourrait admettre K=18, valeur proche de la médiane mais il semble que K n'est pas encore stabilisé à la cote 420 et augmente encore.

Sur la figure A2-12 est représentée la courbe J(h) : les deux valeurs de la pente superficielle mesurée aux cotes 489 et 557 sont essentielles pour guider l'extrapolation de la courbe jusqu'à la cote 692. L'extrapolation est faite à l'estime, quasi-linéairement, faute d'éléments complémentaires.

6.5 L'extrapolation se résume donc en fait à l'estimation de la valeur de K et au tracé de la courbe J(h) jusqu'à la cote 692.

Avec K=19 et la valeur de la pente lue sur la figure A2-12, on calcule le débit correspondant aux cotes maximales, par la formule de STRICKLER :

H cm	S m ²	R m	J cm/km	$KJ^{1/2}$	U m/s	Q calculé m ³ /s	Q barème m ³ /s	Écart %
489	2447	9,32	30,19	0,330	1,662	3580	3510	+2,0
557	2622	9,87	43,27	0,395	1,819	4770	4770	0
613	2591	10,27	56,00	0,450	2,124	5880	5850	+0,6
626	2802	10,34	58,00	0,458	2,172	6085	6100	-0,2
692	2976	10,61	73,50	0,515	2,487	7400	7400	0

La courbe de tarage, jusqu'à la hauteur 692, est tracée sur la figure A2-14. Un tronçon de parabole a été ajouté aux 5 tronçons déjà définis (tableaux A2-4 et A2-5).

Remarque : l'allure des courbes U(h) et $KJ^{1/2}$ (figures A2-10 et A2-13) peut paraître un peu surprenante : en fait, l'inflexion apparaît tout à fait normale puisque la valeur de K tend à se stabiliser et celle de J croît moins rapidement.

L'étude de la courbe de tarage du Sénégal à Gouina-Anont montre comme il est important de ne pas se contenter d'une seule méthode d'extrapolation ; la différence des deux débits maximaux obtenus par les méthodes logarithmique

et de STEVENS doit alerter l'opérateur. L'étude de l'évolution de la pente hydraulique avec la montée du niveau est la seule façon de résoudre correctement le problème.

7 - CONCLUSIONS

Du point de vue hydrologique, la station du Sénégal à GOUINA est une très bonne station : excellente stabilité du lit totalement rocheux, parfait contrôle aval, bonne section de jaugeage de profil régulier et de pente favorable puisque les vitesses moyennes sont inférieures à 2 m/s jusqu'au débit de 5000 m³/s. De plus, les mesures sont précises et facilitées par la mise en place d'un cable permanent.

Le seul reproche que l'on puisse faire à cette station est son manque de sensibilité en très basses eaux, inconvénient secondaire étant donné l'objectif de son installation (étude d'un barrage hydro-électrique).

Mais la gestion de ce poste a été particulièrement défectueuse : multiplication des sections de mesure, modification des calages des échelles, très mauvaise répartition dans le temps des jaugeages, absence de mesures de très hautes eaux (essentiellement de la pente superficielle).

Cet exemple a été choisi parce qu'en raison de ces lacunes, la définition du tarage de cette station "idéale" constitue un excellent exercice. La solution proposée ici (un peu différente de celle de C.ROCHETTE qui a retenu un coefficient K égal à 17), nous paraît être la meilleure mais ne peut être considérée comme définitive : un ou deux jaugeages de hautes eaux sont nécessaires pour préciser le tracé au-dessus de la cote 425.

Le jaugeage effectué par la mission soviétique en 1965 est à une cote encore trop basse - et il est isolé - pour justifier un nouveau tracé : nous pouvons simplement constater que le débit mesuré de 4300 est 5,8% inférieur au barème.

8 - TABLEAUX ET FIGURES

	page
Tableau A2.1 : Profil transversal de la station de Gouina-Amont	A2-8
Tableau A2.2 : Liste chronologique des jaugeages	A2-10
Tableau A2.3 : Liste des jaugeages classés	A2-12
Tableau A2.4 : Découpage en segments de parabole	A2-14
Tableau A2.5 : Barème décimétrique	A2-15
Figure A2-1 : Croquis de situation	A2-9
Figure A2-2 : Profil en long	id
Figure A2-3 : Profil en travers	id
Figure A2-4 : Variation de la section mouillée	A2-16
Figure A2-5 : Variation du rayon hydraulique	id
Figure A2-6 : Courbes S(h) et R(h)	id
Figure A2-7 : Courbe de tarage (pour 68 ≤ h ≤ 425)	A2-17
Figure A2-8 : Extrapolation logarithmique	A2-18
Figure A2-9 : Extrapolation par la méthode de STEVENS	A2-19
Figure A2-10 : Courbe U(h)	A2-20
Figure A2-11 : Recherche de la valeur de K	id
Figure A2-12 : Variation de la pente superficielle	A2-21
Figure A2-13 : Variation du produit $KJ^{1/2}$	id
Figure A2-14 : Courbe de tarage (pour 68 ≤ h ≤ 692)	A2-22

Tableau A2.1 : Profil transversal de la station de Gouina au limnigraphe amont

LEVE TOPOGRAPHIQUE

Point	Distance m	Cote cm	Point	Distance m	Cote cm
1	0.0	693	14	105.9	-1276
2	5.2	659	15	113.9	-1516
3	12.9	373	16	127.4	-1186
4	19.2	174	17	138.9	-656
5	26.5	3	18	157.4	-646
6	29.4	-30	19	170.4	-886
7	32.4	-53	20	197.3	-186
8	38.4	-196	21	217.9	-166
9	50.4	-296	22	230.9	-186
10	70.4	-336	23	245.9	-206
11	80.6	-676	24	258.1	114
12	89.4	-786	25	264.1	510
13	90.4	-966	26	268.3	619
			27	273.8	690

CARACTERISTIQUES DU PROFIL TRANSVERSAL

Cote cm	Superficie mouillée m ²	Périmètre mouillé m	Largeur m	Rayon hydraulique m	Profondeur moyenne m
0	1261.09	232.51	226.99	5.42	5.56
25	1318.12	234.73	229.15	5.62	5.75
50	1375.66	236.81	231.17	5.81	5.95
75	1433.70	238.89	233.19	6.00	6.15
100	1492.25	240.97	235.21	6.19	6.34
125	1551.29	242.82	236.98	6.39	6.55
150	1610.72	244.37	238.42	6.59	6.76
175	1670.50	245.91	239.86	6.79	6.97
200	1730.62	247.19	241.03	7.00	7.18
225	1791.02	248.48	242.20	7.21	7.40
250	1851.71	249.76	243.37	7.41	7.61
275	1912.70	251.05	244.54	7.62	7.82
300	1973.98	252.33	245.71	7.82	8.03
325	2035.55	253.61	246.88	8.03	8.25
350	2097.42	254.90	248.05	8.23	8.46
375	2159.58	256.17	249.21	8.43	8.67
400	2222.01	257.34	250.26	8.63	8.88
425	2284.71	258.52	251.31	8.84	9.09
450	2347.67	259.69	252.36	9.04	9.30
475	2410.89	260.86	253.42	9.24	9.51
500	2474.38	262.03	254.47	9.44	9.72
525	2538.15	263.53	255.87	9.63	9.92
550	2602.32	265.24	257.51	9.81	10.11
575	2666.90	266.96	259.14	9.99	10.29
600	2731.89	268.67	260.78	10.17	10.48
625	2797.30	270.61	262.65	10.34	10.65
650	2863.29	273.28	265.26	10.48	10.79
675	2930.09	277.95	269.89	10.54	10.86
700	2998.21	281.88	273.80	10.64	10.95

FLEUVE SENEGAL - STATION HYDROMETRIQUE DE GOUINA

FIGURE A2_1 CROQUIS DE SITUATION (échelle approximative: 1cm = 250m)

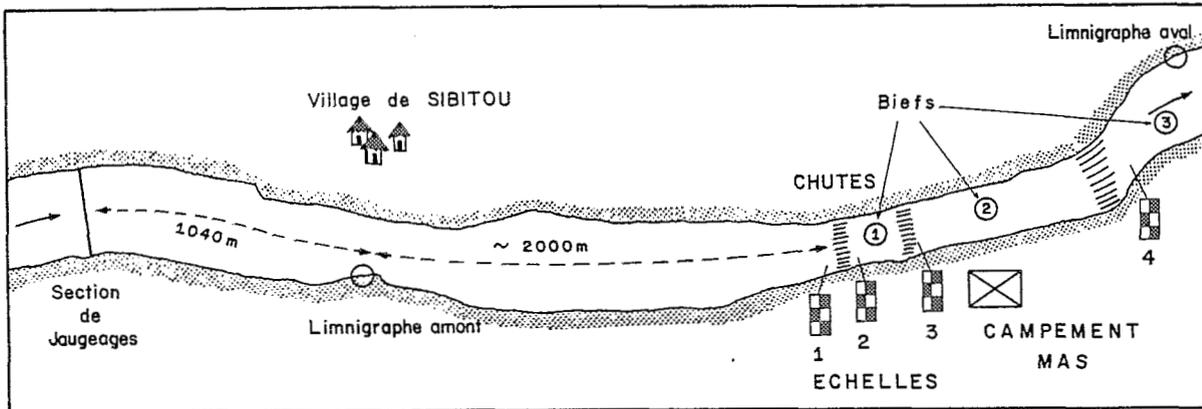


FIGURE A2_2 PROFIL EN LONG (ligne d'eau-maximum 1942)

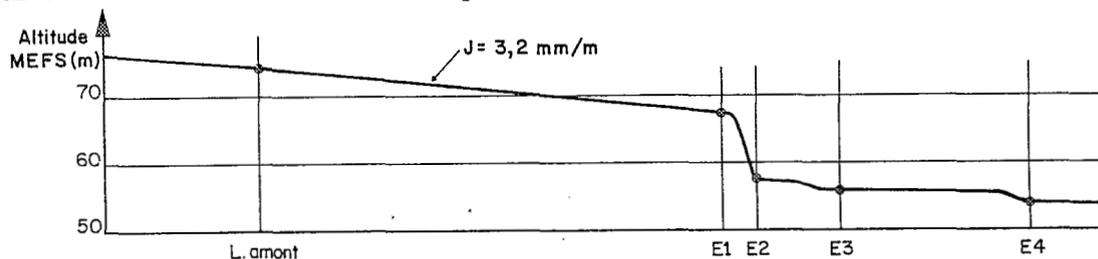


FIGURE A2_3 PROFILS EN TRAVERS

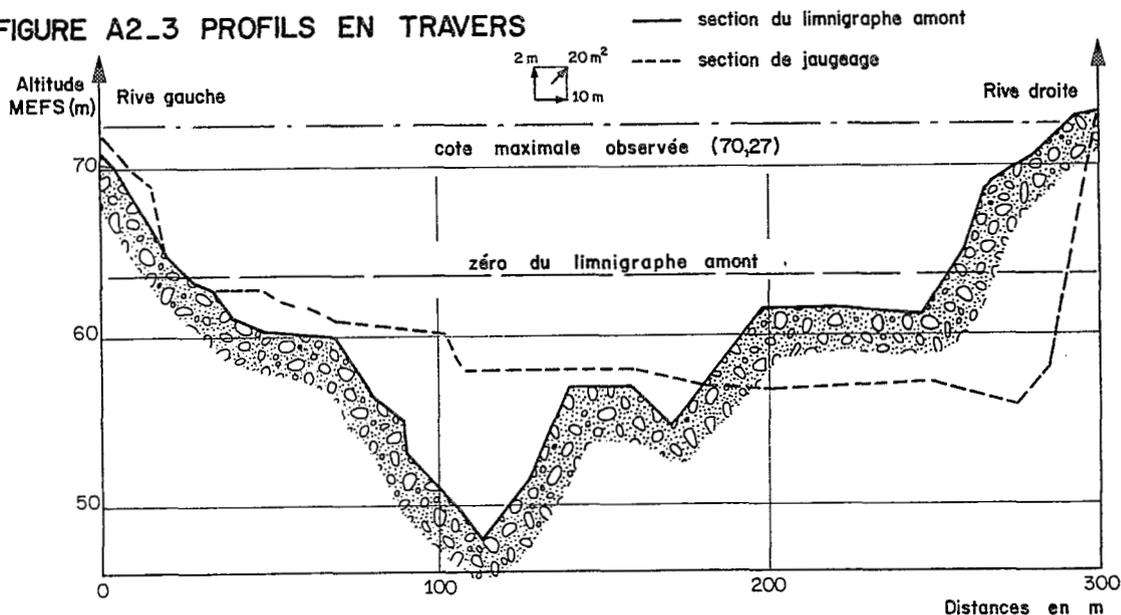


Tableau A2.2 : Liste chronologique des jaugeages

Date	h cm	Débit m ³ /s	S m ²	U m/s	R m	Pente cm/km	KJ ^{1/2}	K Strickler	Nota
30 10 50	333	1150	2055	0,560	8,08	5,87	0,139	18,16	1
2 11 50	314	996	2009	0,496	7,93	7,40	0,125	14,50	1
4 11 50	303	890	1981	0,449	7,84	4,62	0,114	16,74	1
6 11 50	294	828	1959	0,423	7,77	3,85	0,108	17,38	1
9 11 50	282	735	1930	0,381	7,67	2,40	0,098	20,00	1
13 11 50	264	606	1886	0,321	7,53	3,46	0,084	14,21	1
21 11 50	238	434	1823	0,238	7,32	2,50	0,063	12,68	1
5 12 50	206	308	1746	0,176	7,06	0,48	0,048	21,82	1
13 12 50	194	289	1717	0,168	6,97	0,02	0,046	103,00	3
11 01 51	163	140	1643	0,085	6,72	-	-	-	2
23 01 51	152	108	1616	0,067	6,63	-	-	-	2
22 01 51	129	57	1562	0,036	5,88	-	-	-	2
19 03 51	108	28	1512	0,019	5,64	-	-	-	2
15 07 51	252	510	1857	0,275	7,43	2,69	0,072	13,92	1
19 07 51	292	758	1954	0,388	7,75	4,04	0,099	15,59	1
22 07 51	281	631	1928	0,327	7,66	3,27	0,084	14,71	1
25 07 51	256	505	1867	0,271	7,46	2,31	0,071	14,76	1
2 08 51	254	495	1862	0,266	7,45	1,83	0,070	16,31	1
4 08 51	319	956	2020	0,473	7,97	5,29	0,119	16,30	1
6 08 51	338	1185	2068	0,573	8,12	7,21	0,142	16,71	1
9 08 51	363	1495	2130	0,702	8,32	9,13	0,171	17,90	1
10 08 51	350	1265	2097	0,603	8,21	9,13	0,148	15,50	1
14 08 51	364	1470	2132	0,689	8,33	9,23	0,168	17,46	1
18 08 51	337	1195	2065	0,579	8,11	7,12	0,143	17,00	1
20 08 51	385	1730	2185	0,792	8,49	12,21	0,190	17,22	1
21 08 51	415	2160	2260	0,956	8,73	16,25	0,225	17,68	1
23 08 51	379	1645	2170	0,758	8,45	11,25	0,183	17,23	1
25 08 51	368	1495	2142	0,698	8,36	10,28	0,169	16,72	1
30 08 51	360	1470	2122	0,693	8,29	10,66	0,169	16,38	1
4 09 51	391	1865	2200	0,848	8,54	13,08	0,203	17,75	1
5 09 51	406	2060	2237	0,921	8,66	14,62	0,218	18,06	1
6 09 51	410	2130	2247	0,948	8,69	15,48	0,224	18,02	1
29 09 51	393	1830	2205	0,830	8,56	12,79	0,198	17,54	3
3 10 51	489	3700	2450	1,512	9,32	30,19	0,341	19,64	4
4 10 51	557	5080	2620	1,937	9,87	43,27	0,421	20,24	4
17 10 51	411	2130	2250	0,947	8,70	14,42	0,224	18,64	1
21 10 51	403	2015	2230	0,904	8,64	14,52	0,215	17,82	1
27 10 51	406	2075	2237	0,928	8,66	14,90	0,220	18,03	3
28 10 51	420	2305	2272	1,014	8,77	15,48	0,238	19,16	3
29 10 51	421	2280	2275	1,002	8,78	15,77	0,235	18,75	3
31 10 51	379	1825	2170	0,841	8,45	12,30	0,203	18,29	1

Nota : voir page suivante

Tableau A2.2 : Liste chronologique des jaugeages (suite)

Date	h cm	Débit m ³ /s	S m ²	U m/s	R m	Pente cm/km	KJ ^{1/2}	K Strickler	Nota
2 11 51	372	1610	2152	0,748	8,39	10,67	0,181	17,56	1
11 11 51	355	1400	2110	0,664	8,25	8,46	0,163	17,68	1
13 11 51	337	1210	2065	0,586	8,11	8,22	0,145	16,01	1
15 11 51	328	1070	2043	0,524	8,04	6,25	0,131	16,52	1
18 11 51	309	900	1996	0,451	7,89	4,52	0,114	16,93	1
23 11 51	281	671	1928	0,348	7,66	2,21	0,090	19,05	1
27 11 51	264	556	1886	0,295	7,53	2,79	0,077	14,54	1
30 11 51	254	495	1862	0,266	7,45	2,88	0,070	13,00	1
3 12 51	245	458	1840	0,249	7,38	1,25	0,066	18,59	1
8 12 51	233	421	1811	0,232	7,28	0,96	0,062	19,93	1
13 12 51	221	360	1782	0,202	7,18	1,92	0,054	12,38	1
20 12 51	211	314	1758	0,179	7,10	-	-	-	3
31 12 51	195	243	1719	0,141	6,98	0,67	0,039	14,92	1
21 01 52	175	185	1671	0,111	-	-	-	-	2
19 02 52	150	105	1612	0,065	-	-	-	-	2
24 03 52	121	52	1543	0,034	-	-	-	-	2
30 04 52	89	11	1468	0,007	-	-	-	-	2
24 05 52	68	6,5	1419	0,005	-	-	-	-	2
4 06 52	85	10	1458	0,007	-	-	-	-	2
24 06 52	120	51	1541	0,033	-	-	-	-	2
17 02 65	137	63,6	1581	0,040	-	-	-	-	2

Nota : 1 = jaugeage complet effectué à la station de jaugeage à 1040 m à l'amont du limnigraphe; les altitudes du plan d'eau sont connues avec précision dans les deux sections et la pente est bien déterminée.

2 = jaugeage de basses eaux, effectué à la station de DIPARI; la pente superficielle n'a pas été mesurée; la vitesse moyenne, rapportée à la section du limnigraphe, n'est donnée qu'à titre indicatif pour montrer que la section de jaugeages n'est pas utilisable quand la cote est inférieure à 180 (U < 0,125 m/s).

3 = jaugeage complet et précis effectué à la station de jaugeage à l'amont du limnigraphe, mais celui-ci étant en panne, la hauteur a été calculée par corrélation avec l'échelle III, et la valeur de la pente superficielle est imprécise.

4 = jaugeage très incomplet par suite d'ennuis mécaniques (et probablement des risques, vu la proximité des chutes et la vitesse); le débit est très imprécis, mais par contre la pente est bien déterminée.

Tableau A2.3 : Liste des jaugeages rangés

Date	Hauteur cm	Débit mesuré m ³ /s	Débit barème m ³ /s	Ecart/barème en %
24 05 52	68	6,5	6,5	0
04 06 52	85	10	10,4	- 4,0
30 04 52	89	11	12,4	-12,7
19 03 51	108	28	28,3	- 0,9
24 06 52	120	51	44,1	+13,5
24 03 52	121	52	45,6	+12,3
22 02 51	129	57	58,7	- 3,0
17 02 65	137	63,6	74,2	-16,7
19 02 52	150	105	105	0
23 01 51	152	108	110	- 2,2
11 01 51	163	140	143	- 1,9
21 01 52	175	185	183	+ 0,9
13 12 50	194	289	252	+12,8
31 12 51	195	243	256	- 5,2
05 12 50	206	308	299	+ 3,0
20 12 51	211	314	319	- 1,6
13 12 51	221	360	361	- 0,4
08 12 51	233	421	415	+ 1,5
21 12 50	238	434	438	- 0,8
03 12 51	245	458	471	- 2,8
15 07 51	252	510	506	+ 0,9
02 08 51	254	495	516	- 4,3
30 12 51	254	495	516	- 4,3
25 07 51	256	505	527	- 4,5
13 11 50	264	606	574	+ 5,2
27 11 51	264	556	574	- 3,3
22 07 51	281	631	687	- 8,8
23 11 51	281	671	687	- 2,3
09 11 50	282	735	694	+ 5,6
19 07 51	292	758	769	- 1,4
06 11 50	294	828	785	+ 5,2
04 11 50	303	890	859	+ 3,5
18 11 51	309	900	911	- 1,2
02 11 50	314	996	956	+ 4,1
04 08 51	319	956	1002	- 4,8
15 11 51	328	1070	1090	- 1,9
30 10 50	333	1150	1141	+ 0,8
18 08 51	337	1195	1183	+ 1,0
13 11 51	337	1210	1183	+ 2,3
06 08 51	338	1185	1193	- 0,7
10 08 51	350	1265	1325	- 4,7

Tableau A2.3 : Liste des jaugeages rangés (suite)

Date	Hauteur cm	Débit mesuré m ³ /s	Débit barème m ³ /s	Ecart/barème en %	
11 11 51	355	1400	1383	+ 1,2	
30 08 51	360	1470	1442	+ 1,9	
09 08 51	363	1495	1478	+ 1,1	
14 08 51	364	1470	1490		- 1,4
25 08 51	368	1495	1540		- 3,0
02 11 51	372	1610	1590	+ 1,2	
23 08 51	379	1645	1680		- 2,2
31 10 51	379	1825	1680	+ 7,9	
20 08 51	385	1730	1760		- 1,8
04 09 51	391	1865	1845	+ 1,2	
29 09 51	393	1830	1870		- 2,2
21 10 51	403	2015	2015		0
05 09 51	406	2060	2060		0
27 10 51	406	2075	2060	+ 0,8	
06 09 51	410	2130	2120	+ 0,6	
17 10 51	411	2130	2130		0
21 08 51	415	2160	2190		- 1,5
28 10 51	420	2305	2270	+ 1,5	
29 10 51	421	2280	2290		- 0,3
03 10 51	489	3700*			
04/10/51	557	5080*			

* = incomplets, partiellement calculés (cf. tableau A2.2)

FIGURE A2_4 VARIATION DE LA SECTION MOUILLEE

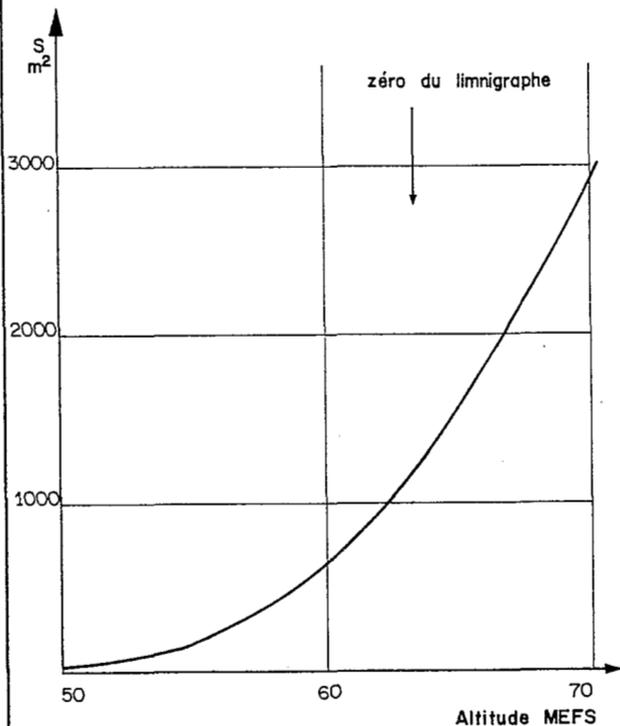


FIGURE A2_5 VARIATION DU RAYON HYDRAULIQUE

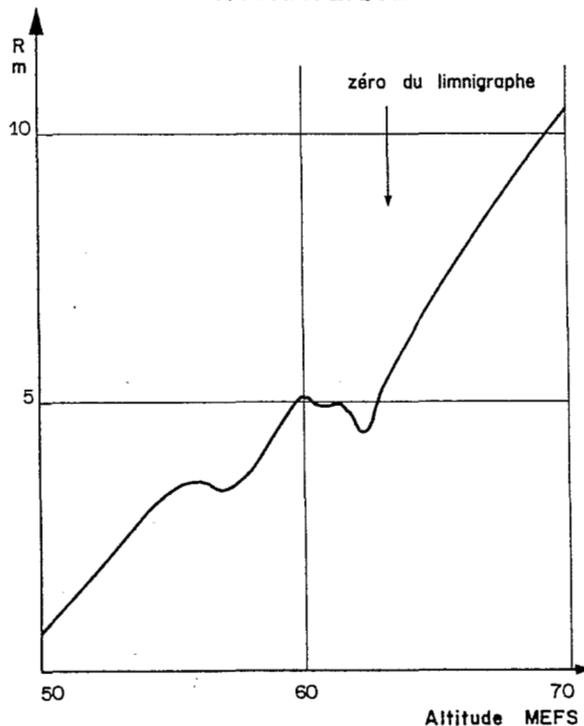


FIGURE A2_6 COURBES $S(h)$ et $R(h)$

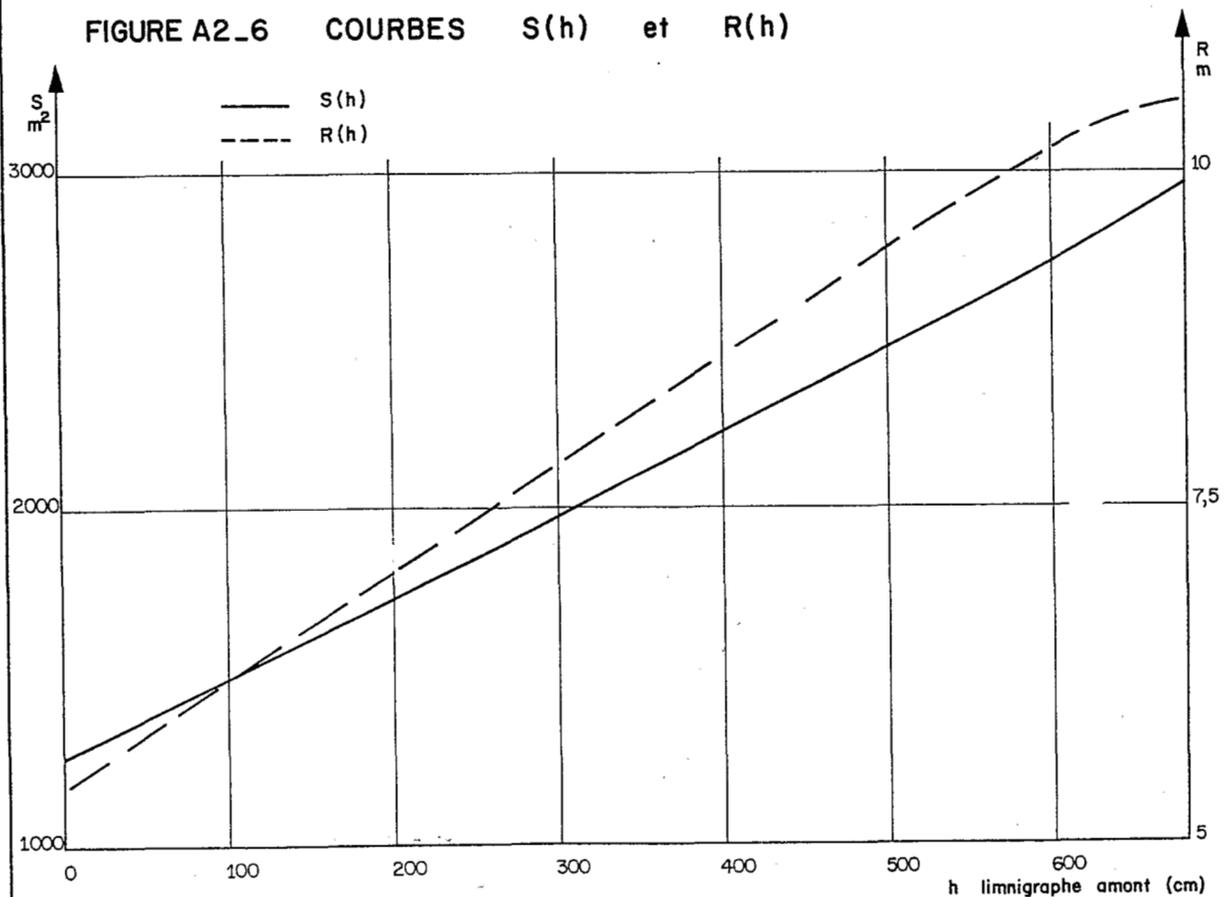


FIGURE A2_7 SENEGAL A GOUINA-AMONT — COURBE DE TARAGE

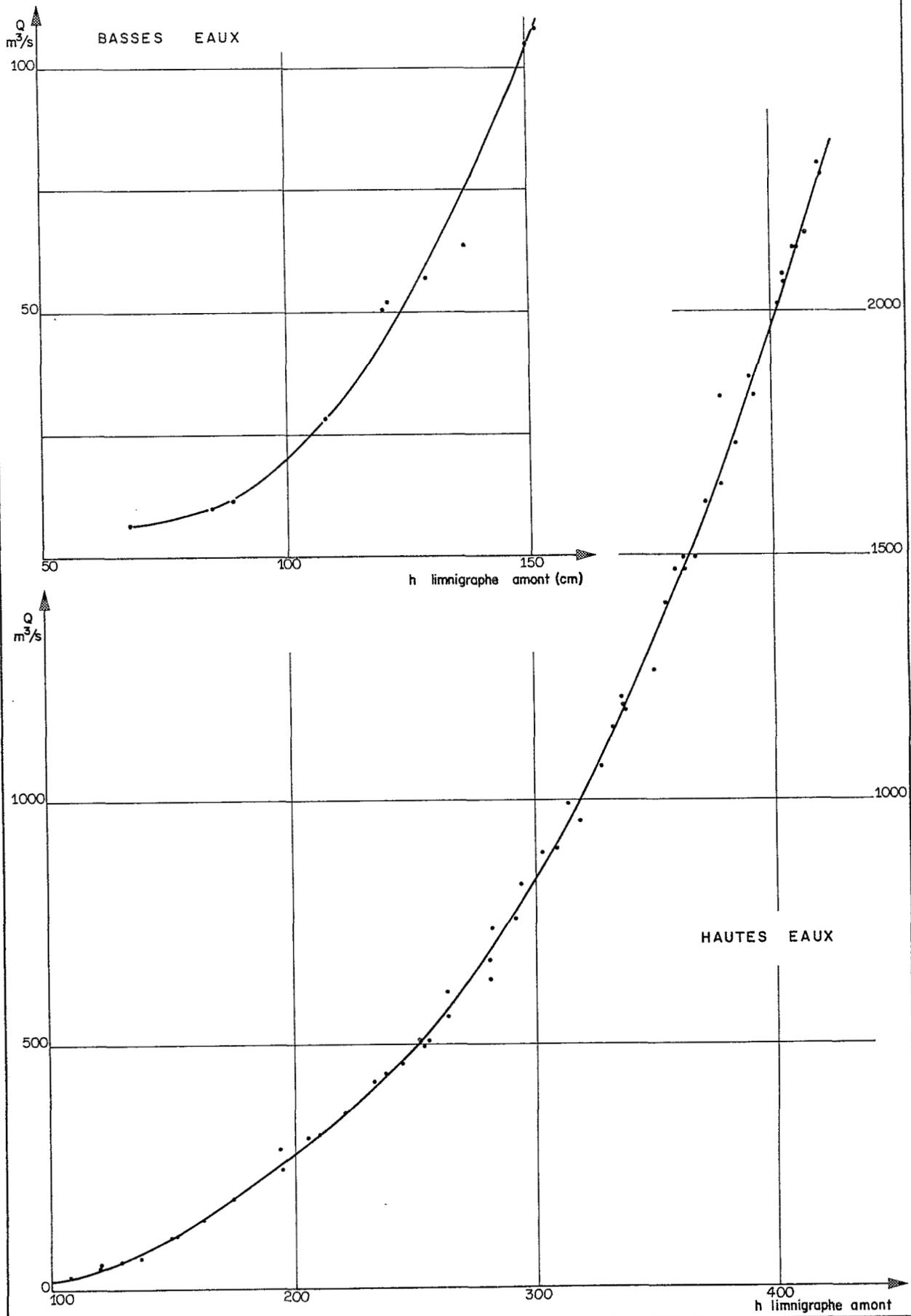


FIGURE A2_8 SENEGAL A GOUINA-AMONT

Extrapolation de la courbe de tarage

Méthode Logarithmique

⊕ jaugeage mission russe (1965)

+ jaugeages incomplets

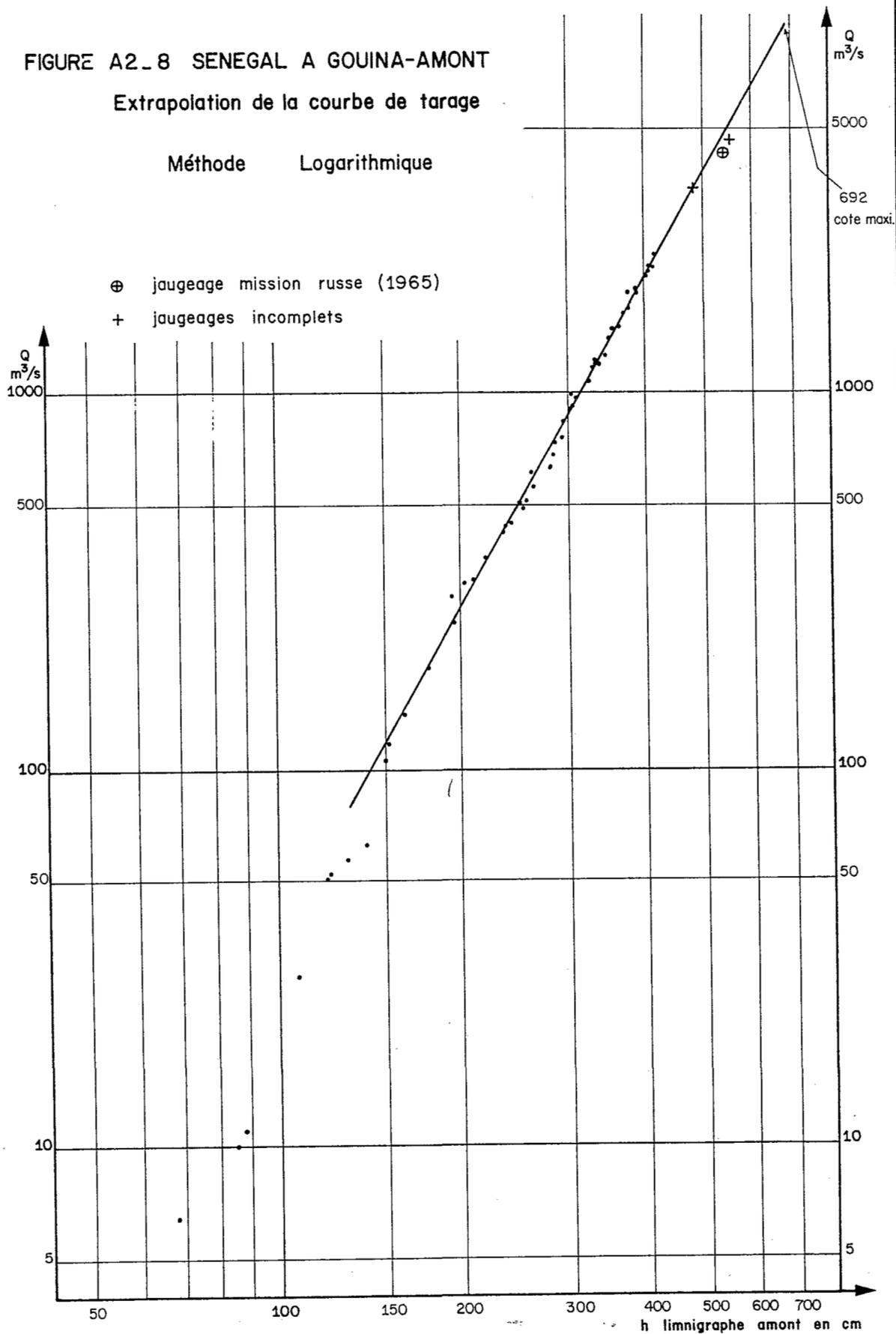


FIGURE A2_9

SENEGAL A GOUINA - AMONT

EXTRAPOLATION DE LA COURBE DE TARAGE
par la méthode de STEVENS

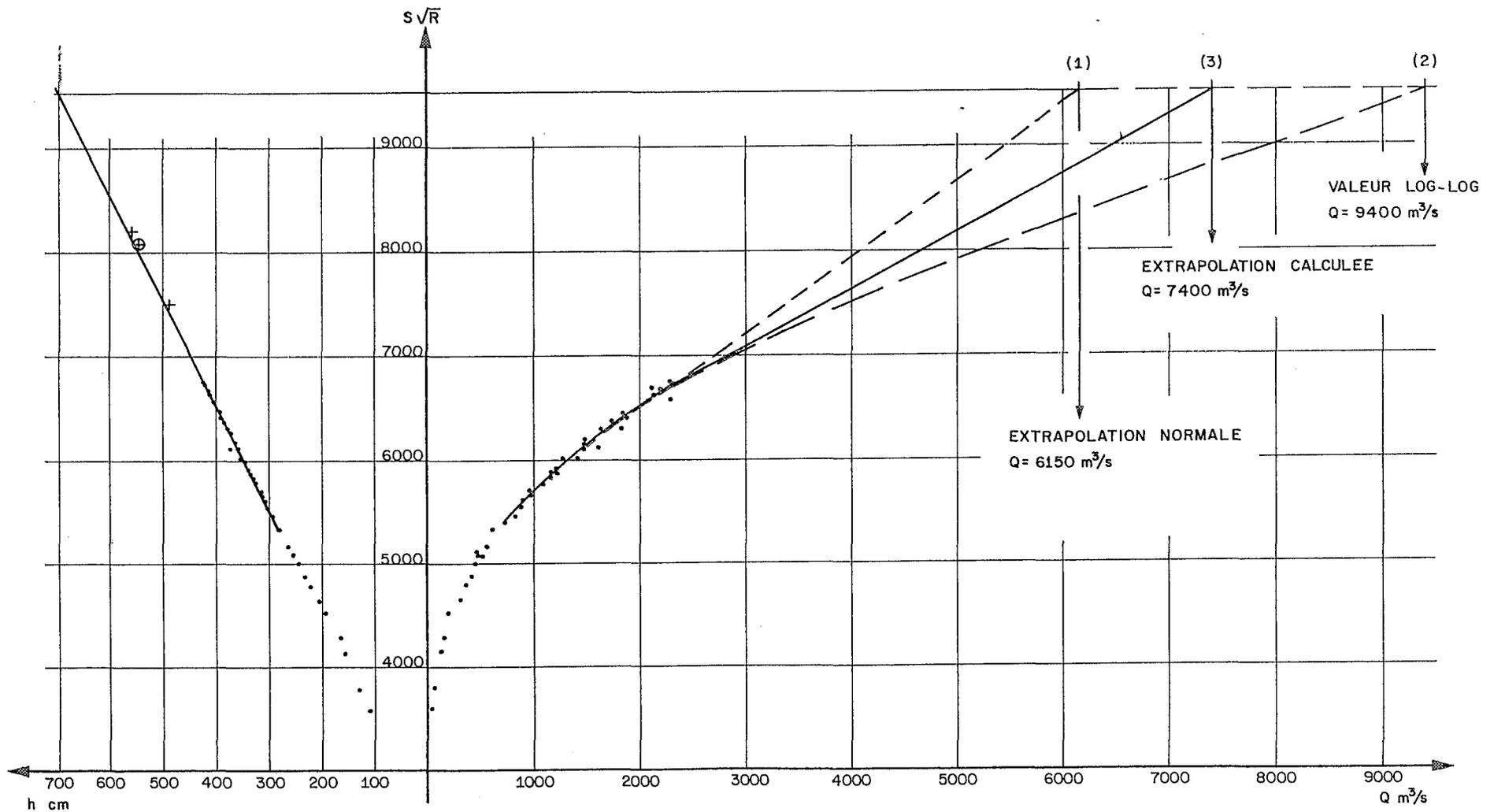


FIGURE A2_10 SENEGAL A GOUINA - AMONT — COURBE U (h)

Extrapolation basée sur la formule de STRICKLER avec K=19

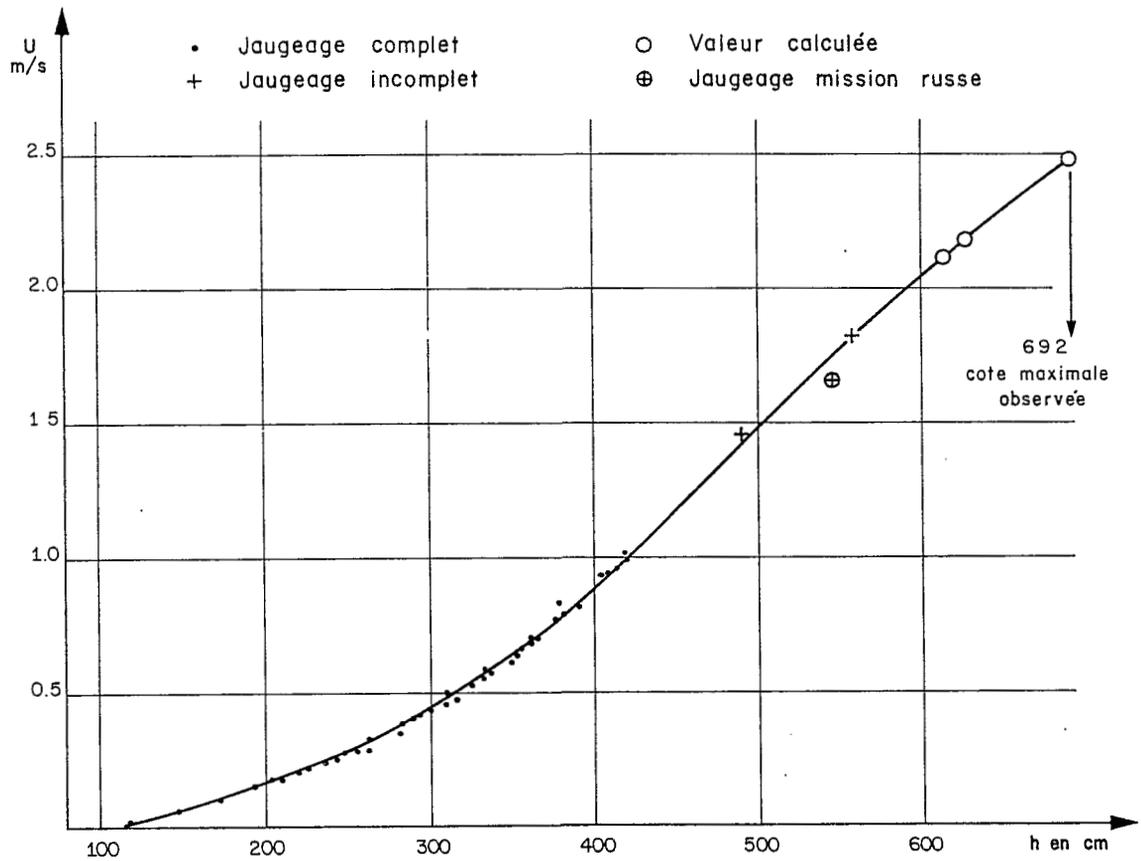


FIGURE A2_11 SENEGAL A GOUINA - AMONT

RECHERCHE DE LA VALEUR DU COEFFICIENT K de STRICKLER en HAUTES EAUX

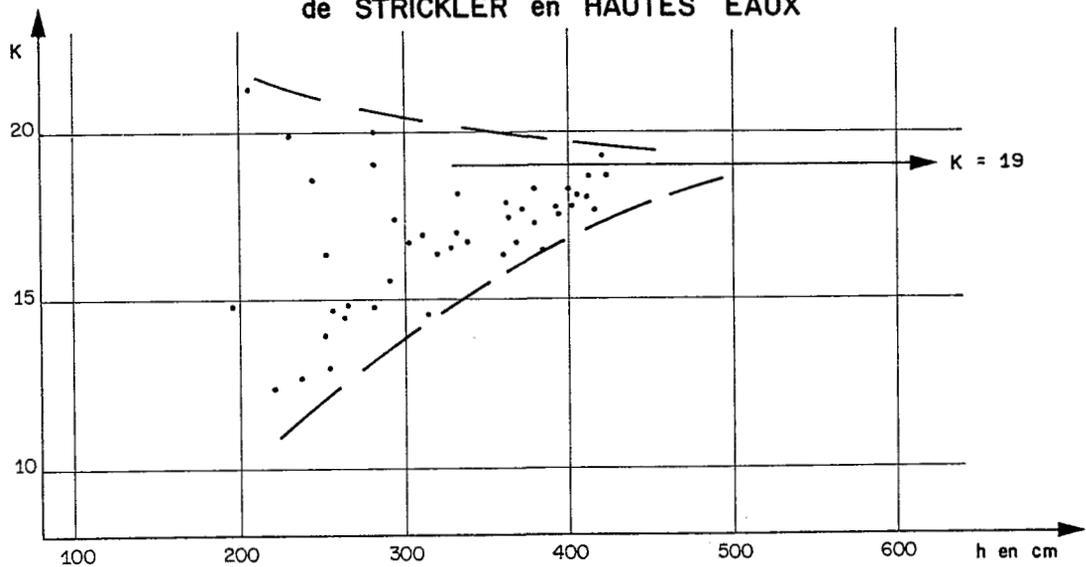


FIGURE A2_12 SENEGAL A GOUINA-AMONT

VARIATION DE LA PENTE SUPERFICIELLE

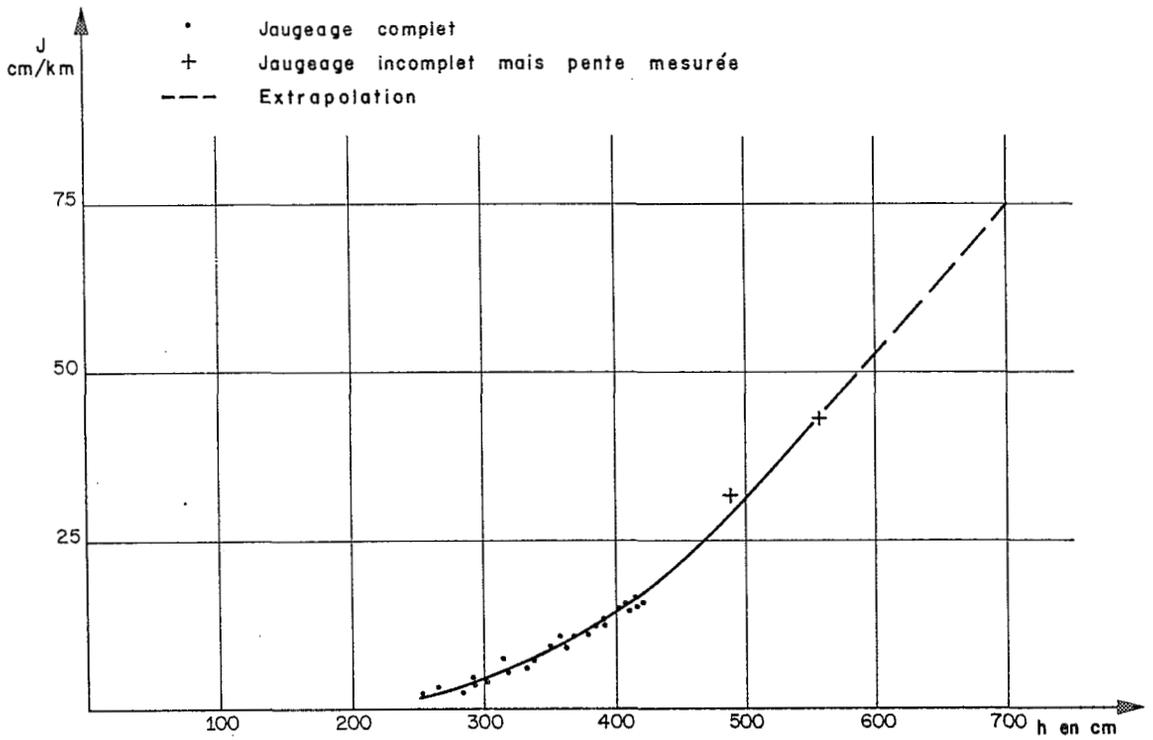


FIGURE A2_13 SENEGAL A GOUINA - AMONT

VARIATION DU PRODUIT $K\sqrt{J}$

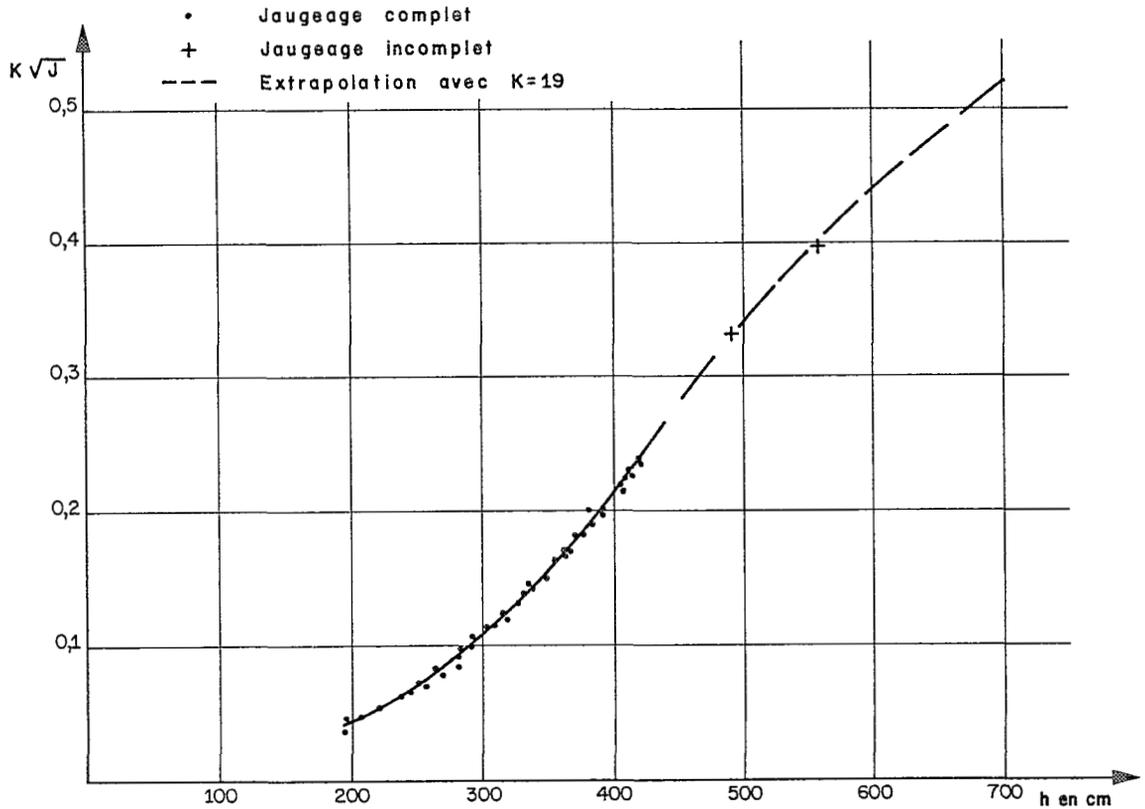
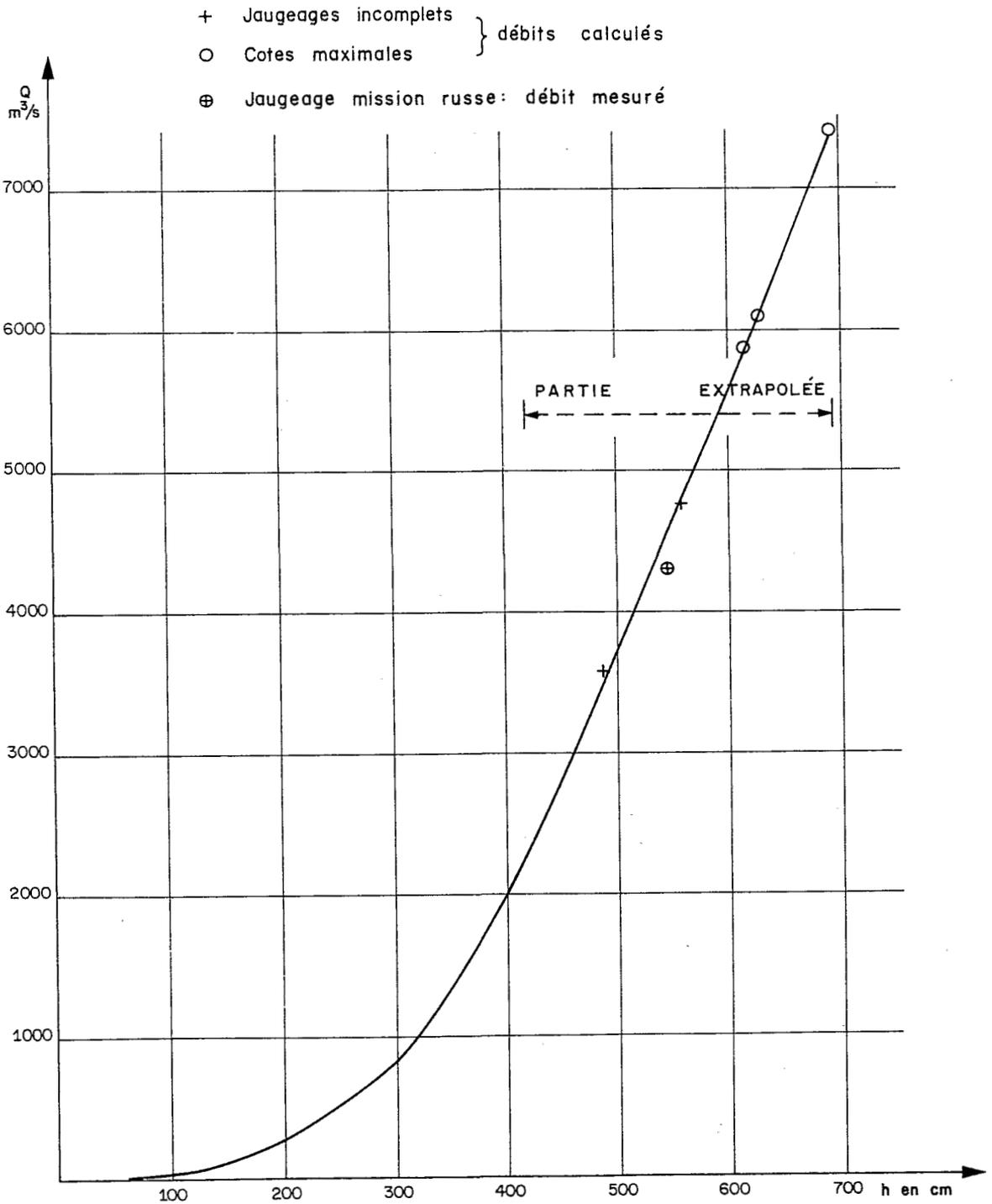


FIGURE A2_14 SENEGAL A GOUINA - AMONT

(entre h=68 e h=692 cm valide du 30/10/50 au 31/12/79)



A N N E X E 3

TARAGE DE L'OUED RESSOUL A AIN BERDA

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage univoque, avec discontinuité.

POINTS d'INTERET

1. profil stabilisé par un seuil bétonné de type Parshall.
2. discontinuité des courbes $S(h)$ et $U(h)$.
3. tarage du seuil par les jaugeages et par la formule théorique en régime dénoyé.
4. commentaires sur la précision des jaugeages.

SOURCES

1. Annuaire hydrométrique de l'ALGERIE (1967 et 1968)
2. Plan du Parshall et liste des jaugeages, fournis par la Direction des Etudes de Milieu et de la Recherche Hydraulique (DEMHR) Secrétariat d'Etat à l'Hydraulique de la République Algérienne.

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La station hydrométrique d'Aïn Berda est située à une trentaine de kilomètres au sud d'ANNABA (ex Bône), capitale de la province la plus orientale de la République d'ALGERIE.

Coordonnées géographiques : 36° 41',3 N 7° 36',38 E

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 L'oued Ressoul est un petit affluent de rive gauche de l'oued Seybouse, important fleuve côtier de l'Est Algérien. La station d'Aïn Berda, installée en 1968 pour l'étude des ressources en eau superficielle de la plaine d'ANNABA, contrôle un bassin versant de 103 km².

2.2 Etant donné l'instabilité du lit et la nécessité de connaître avec précision les débits les plus faibles, la station a été équipée d'un seuil-jaugeur du type Parshall. (voir photographie de la station page 37).

Le seuil est en béton. C'est un Parshall de 90 cm (voir fiche technique, page A3.15).

La figure A3-4 donne le plan détaillé du seuil, ainsi que les profils en long et en travers.

2.3 L'équipement limnimétrique comprend (figures A3-1 et A3-2) :

- une échelle composée de quatre éléments verticaux : le premier d'une hauteur de 88 cm, est fixé sur la paroi du convergent, le second à une hauteur de 112 cm et les deux autres éléments sont métriques;

- un limnigraphe pneumatique Telimnip (Neyrpic), avec réduction 1/5.

La section de l'échelle et la prise de pression du limnigraphe sont situés au premier tiers du convergent.

2.4 Le profil en travers de la section de l'échelle est parfaitement stable, grâce au seuil et au perré qui protège les berges. Au droit de l'échelle, le lit mineur est bien encaissé (débordement en rive droite à la cote 270 cm) mais ce n'est pas le cas à l'amont, car le lit majeur se met en eau dès la cote 160.

Il en résulte une courbe de section mouillée à double discontinuité comme le montre la figure A3-5.

2.5 Le profil en long (figure A3-3) est assez régulier, avec une pente relativement forte, de 9,2 m/km (3,27 m de dénivelée en 355 m).

2.6 Les jaugeages sont faits :

- soit à gué, à 15 m à l'amont du seuil;
- soit avec une potence depuis le pont routier, situé à 34 m à l'amont de l'échelle (pont d'une seule portée de 14,9 m).

3 - RELEVES LIMNIMETRIQUES

Nous ne connaissons que les hauteurs extrêmes observées dans la période mai 1968-novembre 1973. La cote maximale de 355 cm a été enregistrée le 27 mars 1973 et la cote minimale est zéro (oued à sec).

De 1968 à 1975 au moins, le limnigraphe a fonctionné parfaitement. Les observations sont donc complètes et sûres.

4 - JAUGEAGES

4.1 La liste qui nous a été communiquée par la DEMRH comprend 91 jaugeages réalisés entre le 13 décembre 1968 (après la mise en service du Parshall) et le 15 mai 1978. Cette liste est reproduite dans le tableau A3.1.

Nous ne possédons aucun renseignement sur la section de jaugeage utilisée, les paramètres mesurés (surface mouillée, largeur, vitesse moyenne) ou encore sur la méthode et le moulinet employés. La fiche de jaugeage ne donne aucune indication sur la qualité du mesurage.

4.2 La répartition chronologique est irrégulière mais acceptable, car l'écoulement n'est pas permanent : un jaugeage au moins a été fait chaque année et on en décompte 46 en 1971.

4.3 La distribution dans l'intervalle des hauteurs n'est pas excellente. Elle se présente comme suit :

- 75 jaugeages de très basses eaux ($0 < h \leq 70$ cm);
- 8 jaugeages entre les cotes 70 et 100 cm, c'est à dire dans la tranche de hauteurs qui correspond à la submersion du seuil;
- 8 jaugeages de moyennes eaux (cote supérieure à 100 cm).

Dans cette dernière catégorie, la fiche de jaugeages signale un mesurage "en continu" entre les cotes 256 et 348, réalisé durant la forte crue de mars 1973. Malheureusement les résultats du dépouillement ne sont pas fournis. Cette information est néanmoins suffisante pour constater que la cote maximale de 355 cm a pratiquement été jaugée, du moins la partie du débit passant sous le pont, car la route est submergée pour cette hauteur.

L'étude de la relation $Q(h)$ pour les cotes supérieures à 180 cm ne sera donc pas traitée dans cet exemple mais ceci n'a pas grande importance puisque notre but est d'analyser le tarage du seuil Parshall.

5 - TARAGE

5.1 Les figures A3-6, A3-7 et A3-8 montrent la répartition des 91 points de jaugeages, avec trois échelles graphiques différentes.

La dispersion est grande en basses eaux : ceci est parfaitement normal étant donné le nombre de points et la relative imprécision des mesurages des faibles débits.

Une autre cause de dispersion est la très forte erreur commise dans la lecture des hauteurs de moins de 20 cm (précision absolue de $\pm 0,5$ cm, précision relative de 5% à 100%). On peut observer combien il est important de multiplier les jaugeages et de lire les hauteurs associées au moins au demi-centimètre près, lorsqu'on veut déterminer le coefficient de débit d'un petit seuil ou d'un déversoir.

Quatre jaugeages seulement sont anormalement positionnés sur le graphique de tarage:

- jaugeage n° 70, h = 4 cm Q = 52 l/s;
- jaugeage n° 60, h = 10 cm Q = 166 l/s;
- jaugeage n° 30, h = 62 cm Q = 1,22 m³/s;
- jaugeage n° 82, h = 17 cm Q = 92 l/s.

Les trois premiers sont surestimés de 30% à 100%, le quatrième est sous-estimé (-45%). Sans les originaux de terrain, il est impossible de connaître la raison de ces déviations mais on observe que les mesurages faits juste avant et juste après, sont normaux.

5.2 L'utilisation de symboles différents pour chaque année (figure A3-6) ne permet pas de mettre en évidence une tendance quelconque, indiquant par exemple une instabilité du tarage. Ceci aurait parfaitement pu se produire, surtout au cours des mois qui ont suivi la construction du seuil. Si cela est effectivement arrivé, les jaugeages ne sont pas assez précis pour le montrer.

5.3 Le tracé de la courbe de tarage jusqu'à la cote 75 cm se fait sans difficulté, en respectant le mieux possible les règles d'égalité de répartition des points et de minimisation des écarts (voir s/chapitre II-4, page 80).

Dans l'intervalle des hauteurs 120-180 cm, le tracé de la courbe est sûr car les jaugeages, bien que peu nombreux, sont très bien répartis.

Entre les hauteurs 75 et 120 cm, le tracé est très imprécis car le nombre de jaugeages est réduit et parce que c'est dans cet intervalle que se situe l'anomalie, due à la subite augmentation de la section mouillée et à la submersion totale du seuil. Le tracé proposé sur la figure A3-7 est approximatif. Il n'est pas impossible que l'inflexion de la courbe soit nettement plus accentuée.

5.4 Les écarts relatifs entre débit jaugé et barème ont été calculés et sont donnés avec la liste classée du tableau A3.2.

Il est intéressant d'observer la décroissance de la valeur de l'écart relatif moyen (moyennes des valeurs absolues, après élimination des 4 jaugeages anormaux déjà cités), par tranches de hauteurs :

- entre 0 et 10 cm = écart de 21,7% pour 21 valeurs;
- entre 10 et 20 cm = écart de 10,4% pour 14 valeurs;
- entre 20 et 30 cm = écart de 8,2% pour 12 valeurs;
- entre 30 et 50 cm = écart de 7,6% pour 9 valeurs;
- entre 50 et 75 cm = écart de 4,4% pour 19 valeurs;
- entre 75 et 120 cm = écart de 4,9% pour 5 valeurs;
- au-dessus de 120 cm = écart de 2,6% pour 10 valeurs.

L'imprécision relative d'un jaugeage résulte de la combinaison de deux erreurs relatives :

- celle commise sur le débit jaugé, erreur qui décroît de 10%, ou plus, en très basses eaux à 5%, ou moins, quand les conditions de mesurage sont plus favorables;

- celle faite dans la mesure de la hauteur ($\pm 0,5$ cm pour une échelle graduée en centimètres) qui décroît, en valeur relative, de 100% pour $h = 1$ cm, à moins de 1% quand h est supérieur à 1 mètre. La seule façon de diminuer cette erreur est d'équiper le seuil d'une échelle plus précise...

5.4 Le barème a été établi par la méthode manuelle. Le tableau A3.3 donne la liste des points-pivots, ainsi que les accroissements de débits et le tableau A3.4, le barème centimétrique établi par interpolation linéaire.

5.6 La courbe de tarage a été tracée sur un papier bi-logarithmique (fig. A3-9). En dehors du secteur de l'anomalie de tarage, l'alignement des points est excellent.

Le tarage peut donc être aussi représenté par les deux équations suivantes :

$$Q = 1,907 h^{1,386} \quad \text{pour } h \text{ (en m)} \leq 0,75 \text{ m}$$

$$Q = 3,034 h^{3,553} \quad \text{pour } h \text{ (en m)} \geq 1,20 \text{ m et } h \leq 1,80 \text{ m}$$

Pour compléter cette formulation du tarage, il est nécessaire d'utiliser trois segments de parabole dans l'intervalle 75 à 120 cm.

On pourra prendre, par exemple :

	Points pivots	Coefficients	
1er tronçon :	$h_0 = 0,75$	$Q_0 = 1,28 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_1 = -20,0$
	$h_i = 0,80$	$Q_i = 1,41 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_2 = 3,6$
	$h_f = 0,85$	$Q_f = 1,44 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_3 = 1,28$
2e tronçon :	$h_0 = 0,75$	$Q_0 = 1,44 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_1 = 20,0$
	$h_i = 0,87$	$Q_i = 1,48 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_2 = 1,60$
	$h_f = 0,90$	$Q_f = 1,57 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_3 = 1,44$
3e tronçon :	$h_0 = 0,90$	$Q_0 = 1,57 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_1 = 6,44$
	$h_i = 1,05$	$Q_i = 3,54 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_2 = 12,167$
	$h_f = 1,20$	$Q_f = 5,80 \text{ m}^3/\text{s}$	$C_3 = 1,57$

5.7 Comparaison avec la formule théorique.

Nous conseillons de lire la fiche technique sur le seuil-jaugeur Parshall, page A3.15 de cette annexe.

La première observation que nous pouvons faire est que le Parshall d'Aïn Berda a été construit dans les normes : l'écoulement se fait en régime libre (dénoyé) jusqu'à la hauteur 75, voire même 80 cm. Ceci est prouvé par le parfait alignement de la courbe en coordonnées logarithmiques : le seuil permet donc un excellent contrôle des débits de 0 à 1400 l/s, d'autant plus que le limnigraphe, à réduction 1/5, permet de connaître la hauteur (charge hydraulique) à 1/2 cm près.

Les valeurs théoriques des coefficients de l'équation du Parshall de 3 pieds, sont $a = 2,182$ et $n = 1,566$. Ces valeurs conduisent à une courbe plus redressée que celle que nous avons obtenue par les jaugeages. Les différences

sont les suivantes pour quelques hauteurs caractéristiques :

h (m)	Q théorique (m ³ /s)	Q barème (m ³ /s)	Ecart (%)
0,10	0,059	0,079	+ 32
0,25	0,249	0,279	+ 12
0,50	0,737	0,730	- 1
0,75	1,391	1,280	- 8

Ces résultats donnent une idée de l'erreur que l'on peut commettre lorsqu'on ne prend pas la peine de déterminer, par des mesures précises, le coefficient de débit d'un seuil Parshall, ou d'un déversoir.

Après submersion totale, le seuil fonctionne comme un déversoir épais et exerce un bon contrôle de l'écoulement, du moins entre les hauteurs 120 et 180. Il est dommage qu'un effort particulier n'ait pas été fait pour augmenter les jaugeages, ou pour effectuer, au moins, un nivellement précis de la ligne d'eau superficielle au moment de la submersion du seuil.

6 - TABLEAUX et FIGURES

	Page
Tableau A3.1 : Liste chronologique des jaugeages	A3.7
Tableau A3.2 : Liste des jaugeages classés	A3.8 à A3.10
Tableau A3.3 : Barème : choix des points-pivots	A3.11
Tableau A3.4 : Barème centrimétrique	A3.12
Figure A3-1 : Plan de la station	A3.13
Figure A3-2 : Profil en travers de la section de l'échelle	A3.13
Figure A3-3 : Profil en long	A3.13
Figure A3-4 : Plan détaillé du Parshall	A3.14
Figure A3-5 : Courbe S(h) de la section de l'échelle	A3.16
Figure A3-6 : Tarage du jaugeur Parshall	A3.17
Figure A3-7 : Courbe de tarage pour 25 < h < 125	A3.18
Figure A3-8 : Courbe de tarage pour 0 < h < 180	A3.19
Figure A3-9 : Courbe de tarage en coordonnées logarithmiques	A3.20
Fiche technique du seuil-jaugeur PARSHALL	A3.15

Tableau A3.1 : Liste chronologique des jaugeages

No	Date	h cm	Q m ³ /s	No	Date	h cm	Q m ³ /s
1	13 12 68	8	0,048	48	16 07 71	1	0,005
2	3 01 69	52 à 50	0,690	49	5 10 71	12	0,086
3	3 01 69	62 à 60	0,900	50	8 10 71	11	0,086
4	3 01 69	74 à 70	1,15	51	14 10 71	6	0,045
5	4 01 69	41	0,475	52	3 12 71	7	0,047
6	15 01 69	22,5	0,225	53	10 01 72	6	0,035
7	4 02 69	15,5	0,130	54	11 01 72	62 60	0,914
8	8 03 69	137	10,2	55	11 01 72	55 54	0,740
9	8 03 69	130	8,1	56	11 01 72	48 47	0,664
10	8 03 69	125	6,8	57	14 01 72	13	0,116
11	8 03 69	122	5,9	58	13 03 72	49	0,834
12	9 03 69	75 à 73	1,27	59	7 04 72	23	0,285
13	9 03 69	72 à 70	1,21	60	14 06 72	10	0,166
14	9 03 69	68	1,15	61	14 07 72	2	0,006
15	9 03 69	80 à 77	1,41	62	2 11 72	2	0,012
16	21 04 69	13	0,082	63	19 12 72	3	0,021
17	22 04 70	55 à 54	0,810	64	19 01 73	17	0,149
18	19 05 70	26	0,250	65	23 01 73	182 à 155	continu
19	2 06 70	13	0,100	66	12 02 73	64	1,05
20	1 07 70	3	0,016	67	15 03 73	93 à 92	1,90
21	14 01 71	5	0,033	68	10 04 73	54	0,938
22	21 01 71	23	0,236	69	12 05 73	15	0,145
23	23 01 71	60	0,910	70	28 05 73	4	0,052
24	17 02 71	55	0,775	71	18 06 73	3	0,013
25	20 02 71	90	1,40	72	17 07 73	2	0,005
26	24 02 71	159 à 156	15,4	73	14 02 74	5	0,022
27	1 03 71	64	1,03	74	5 03 74	6	0,132
28	3 03 71	63	0,980	75	14 03 74	8	0,065
29	8 03 71	55	0,830	76	14 05 74	3	0,016
30	16 03 71	62	1,22	77	27 02 75	20	0,211
31	23 03 71	50	0,690	78	16 04 75	13	0,110
32	23 03 71	38	0,460	79	16 05 75	8	0,040
33	26 03 71	34	0,420	80	2 06 75	5	0,030
34	29 03 71	153 à 141	continu	81	16 02 76	43	0,603
35	10 04 71	68 à 67	1,14	82	19 04 76	17	0,092
36	10 04 71	42	0,520	83	19 10 76	65 à 17	0,987
37	10 04 71	98 à 95	2,37	84	31 10 76	28	0,365
38	19 04 71	40	0,580	85	8 12 76	40	0,533
39	28 04 71	27	0,345	86	14 02 77	28	0,286
40	12 05 71	90 à 88	1,46	87	28 02 78	29	0,342
41	17 05 71	20,5	0,196	88	22 03 78	20	0,217
42	28 05 71	14,5	0,150	89	18 04 78	28	0,316
43	4 06 71	10	0,086	90	29 04 78	19	0,203
44	9 06 71	8	0,070	91	15 05 78	10	0,091
45	18 06 71	4	0,019				
46	1 07 71	1	0,007				
47	13 07 71	1	0,003				

Tableau A3.2 : Liste des jaugeages classés

No	date	h cm	Q mesuré l/s	Q barème l/s	Ecart barème %
46	1 07 71	1	7	6	+16,7
47	13 07 71	1	3	6	-50,0
48	16 07 71	1	5	6	-16,7
61	14 07 72	2	6	13	-53,8
62	2 11 72	2	12	13	-7,7
72	17 07 73	2	5	13	-61,5
20	1 07 70	3	16	19	-15,8
63	19 12 72	3	21	19	+10,5
71	18 06 73	3	13	19	-31,6
76	14 05 74	3	16	19	-15,8
45	18 06 71	4	19	26	-26,9
70	28 05 73	4	52	26	+100
21	14 01 71	5	33	32	+ 3,1
73	14 02 74	5	22	32	-31,2
80	2 06 75	5	30	32	- 6,3
51	14 10 71	6	45	41	+ 9,8
53	10 01 72	6	35	41	-14,6
52	3 12 71	7	47	50	- 6,0
1	13 12 68	8	48	60	-20,0
44	9 06 71	8	70	60	+16,7
75	14 03 74	8	65	60	+ 8,3
79	16 05 75	8	40	60	-33,3
43	4 06 71	10	86	78	+10,3
60	14 06 72	10	166	78	+112,8
91	15 05 78	10	91	78	+16,7
50	8 10 71	11	86	90	- 4,4
49	5 10 71	12	113	102	+10,8
16	21 04 69	13	82	114	-28,1
19	2 06 70	13	100	114	-12,3
57	14 01 72	13	116	114	+ 1,8
78	16 04 72	13	110	114	- 3,5
42	28 05 71	14,5	150	132	+13,6
69	12 05 73	15	145	138	+ 5,1
7	4 02 69	15,5	130	145	-10,3
74	5 03 74	16	132	152	-13,2
64	19 01 73	17	149	166	-10,2
82	19 04 76	17	92	166	-44,6
90	29 04 78	19	203	193	+ 5,2

Total partiel (sans les n°70, 60 et 82) : 601,8 %
Moyenne partielle : 17,2 %

Tableau A3.2 : Liste des jaugeages classés (suite)

No	date	h cm	Q mesuré l/s	Q barème l/s	Ecart barème %
77	27 02 75	20	211	207	+ 1,9
88	22 03 78	20	217	207	+ 4,8
41	17 05 71	20,5	196	215	- 9,8
6	15 01 69	22,5	225	244	- 7,8
22	21 01 71	23	236	251	- 6,0
59	7 04 72	23	285	251	+13,6
18	19 05 70	26	250	297	-15,8
39	28 04 71	27	345	313	+10,2
84	31 10 76	28	365	330	+10,6
86	14 02 77	28	286	330	-13,3
89	18 04 78	28	316	330	- 4,2
87	28 02 78	29	342	346	- 1,2
33	26 03 71	34	420	431	- 2,6
38	23 03 71	38	460	502	- 8,4
38	19 04 71	40	580	538	+ 7,8
85	8 12 76	40	533	538	- 0,9
5	4 01 69	41	475	556	-14,6
36	10 04 71	42	520	574	- 9,4
81	16 02 76	43	603	593	+ 1,7
56	11 01 72	48,5	664	697	- 4,7
58	13 03 72	49	834	706	+18,1
31	23 03 71	50	690	725	- 4,8
2	3 01 69	51	690	745	- 7,4
68	10 04 73	54	938	805	+16,5
17	21 04 70	54,5	810	815	- 0,6
55	11 01 72	54,5	740	815	- 9,2
24	17 02 71	55	775	825	- 6,0
29	8 03 71	55	830	825	+ 0,6
Total partiel :					211,5 %
Moyenne partielle :					7,6 %

Tableau A3.2 : Liste des jaugeages classés (fin)

No	date	h cm	Q mesuré m ³ /s	Q barème m ³ /s	Ecart barème %
23	23 01 71	60	0,910	0,930	- 2,2
83	19 10 76	61	0,987	0,952	+ 3,4
3	3 01 69	61	0,900	0,952	- 5,5
54	11 01 72	61	0,914	0,952	- 4,0
30	16 03 71	62	1,22	0,974	+25,3
28	3 03 71	63	0,980	0,996	- 1,6
27	1 03 71	64	1,03	1,02	+ 1,0
66	12 02 73	64	1,05	1,02	+ 2,9
35	10 04 71	67,5	1,14	1,095	+ 4,1
14	9 03 69	68	1,15	1,11	+ 3,6
13	9 03 69	71	1,21	1,17	+ 3,4
4	3 01 69	72	1,15	1,19	- 3,4
12	9 03 69	74	1,27	1,24	+ 2,4
15	9 03 69	78,5	1,41	1,345	+ 4,8
40	12 05 71	89	1,46	1,52	- 4,0
25	20 02 71	90	1,40	1,57	-10,8
67	15 03 73	92,5	1,90	1,90	0
37	10 04 71	96,5	2,37	2,40	- 1,3
11	8 03 69	122	5,9	6,18	- 4,5
10	8 03 69	125	6,8	6,79	+ 0,2
9	8 03 69	130	8,1	7,80	+ 3,9
8	8 03 69	137	10,2	9,48	+ 7,6
34*	29 03 71	144	10,9	11,3	- 3,5
34*	29 03 71	150	12,7	12,9	- 1,6
26	24 02 71	157,5	15,4	15,3	+ 1,0
65*	23 01 73	160	16,3	16,0	+ 1,9
65*	23 01 73	170	20,1	19,7	+ 2,0
65*	23 01 73	180	23,9	23,9	0

Total partiel (sans le n° 30) : 84,6 %
Moyenne partielle : 3,1 %

* = jaugeage dépouillé en continu

Tableau A3.3 TARAGE DE L'OUED RESSOUL A AÏN BERDA

Selection des points pivots jusqu'à h=180

h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ
0,00	0		0,40	0,538		0,80	1,38		1,20	5,78		1,60	16,0	
		32			92		1,40							
4			4			2			2			2		
5	0,032		5	0,630		3			3			3		
6		46	6		95	4			4			4		
7			7			5			5		302	5		37
8			8			6	1,45		6			6		
9			9			7			7			7		
						8	1,48		8			8		
						9			9			9		
0,10	0,078		0,50	0,725		0,90	1,57		1,30	7,80		1,70	19,7	
		60			100	1								
2			2			2			2			2		
3			3			3		63	3			3		
4			4			4			4			4		
5	0,138		5	0,825		5	2,20		5		240	5		42
6		69	6		105	6			6			6		
7			7			7		66	7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,20	0,207		0,60	0,930		1,00	2,86		1,40	10,2		1,80	23,9	
		74			110	1								
2			2			2			2			2		
3			3			3		68	3			3		
4			4			4			4			4		
5	0,281		5	1,04		5	3,54		5		27	5		
6		81	6		111	6			6			6		
7			7		112	7		70	7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,30	0,362		0,70	1,15		1,10	4,24		1,50	12,9		1,90		
		86			113	1								
2			2			2			2			2		
3			3			3		74	3			3		
4			4			4			4			4		
5	0,448		5	1,26		5	4,98		5		31	5		
6		90	6		114	6			6			6		
7			7			7		80	7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
0,40	0,538		0,80	1,38		1,20	5,78		1,60	16,0		2,00		

Tableau A3.4 OUED RESSOUL A AÏN BERDA

Barème de tarage par segments de droite et interpolation lineaire (methode manuelle)

VALABLE: du 13/12/68 au 15/05/78

entre mini= 0 et h maxi= 180

h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ	h	Q	ΔQ
0,00	0		0,40	0,538		0,80	7,38		1,20	5,78		1,60	16,0	
1	0,006		1	0,556		1	1,40		1	5,98		1	16,4	
2	0,013		2	0,574		2	1,41		2	6,18		2	16,7	
3	0,019	32	3	0,593	93	3	1,42		3	6,39		3	17,1	
4	0,026		4	0,612		4	1,43	5	4	6,59		4	17,5	
5	0,033		5	0,630		5	1,44		5	6,79	202	5	17,9	37
6	0,041		6	0,649		6	1,45		6	6,99		6	18,2	
7	0,050	46	7	0,668	95	7	1,46		7	7,19		7	18,6	
8	0,060		8	0,687		8	1,48		8	7,40		8	19,0	
9	0,069		9	0,706		9	1,52		9	7,60		9	19,3	
0,10	0,078		0,50	0,725		0,90	8,57		1,30	7,80		1,70	19,7	
1	0,090		1	0,745		1	1,70		1	8,04		1	20,1	
2	0,102		2	0,765		2	1,82		2	8,28		2	20,5	
3	0,114	60	3	0,785	100	3	1,95	63	3	8,52		3	21,0	
4	0,126		4	0,805		4	2,07		4	8,76		4	21,4	
5	0,138		5	0,825		5	2,20		5	9,00	340	5	21,8	42
6	0,152		6	0,846		6	2,33		6	9,24		6	22,2	
7	0,166	69	7	0,867	105	7	2,46	66	7	9,48		7	22,6	
8	0,179		8	0,888		8	2,60		8	9,72		8	23,1	
9	0,193		9	0,909		9	2,73		9	9,96		9	23,5	
0,20	0,207		0,60	0,930		1,00	2,86		1,40	10,2		1,80	23,9	
1	0,222		1	0,952		1	3,00		1	10,5		1		
2	0,237		2	0,974		2	3,13		2	10,7		2		
3	0,251	74	3	0,996	110	3	3,27	68	3	11,0		3		
4	0,266		4	1,02		4	3,40		4	11,3		4		
5	0,281		5	1,04		5	3,54		5	11,6	27	5		
6	0,287		6	1,06		6	3,68		6	11,8		6		
7	0,313	81	7	1,08	111	7	3,82	70	7	12,1		7		
8	0,330		8	1,11		8	3,96		8	12,4		8		
9	0,346		9	1,13		9	4,10		9	12,6		9		
0,30	0,362		0,70	1,15		1,10	4,24		1,50	12,9		1,90		
1	0,379		1	1,17		1	4,39		1	13,2		1		
2	0,396		2	1,19		2	4,54		2	13,5		2		
3	0,414	86	3	1,22	111	3	4,68	74	3	13,8		3		
4	0,431		4	1,24		4	4,83		4	14,1		4		
5	0,448		5	1,26		5	4,98		5	14,5	31	5		
6	0,466		6	1,28		6	5,14		6	14,8		6		
7	0,484	90	7	1,31	112	7	5,30	80	7	15,1		7		
8	0,502		8	1,33		8	5,46		8	15,4		8		
9	0,520		9	1,36		9	5,62		9	15,7		9		
0,40	0,538		0,80	1,38		1,20	5,78		1,60	16,0		2,00		

FIGURE A3_1 OUED RESSOUL A AÏN BERDA

PLAN DE SITUATION

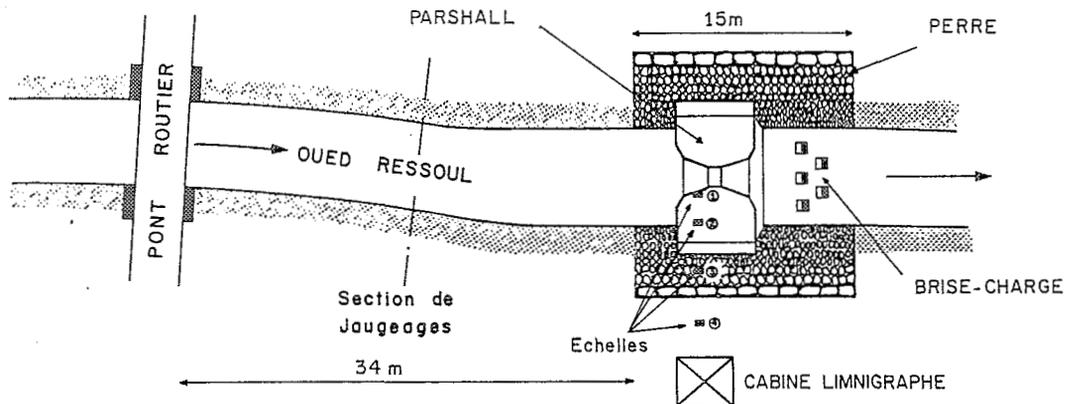


FIGURE A3_2 PROFIL EN TRAVERS (section de l'échelle)

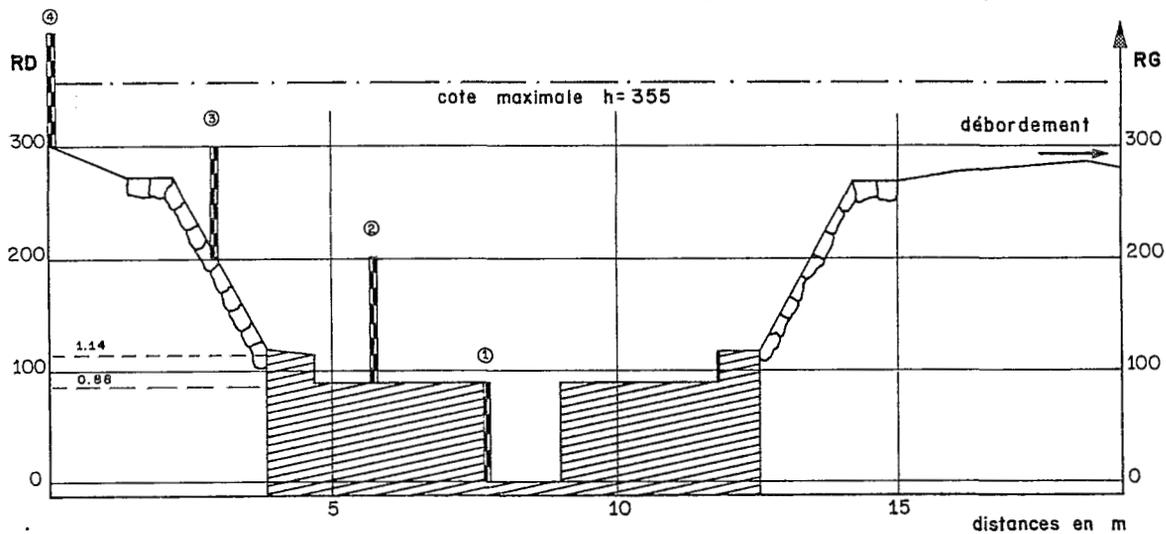


FIGURE A3_3 PROFIL EN LONG

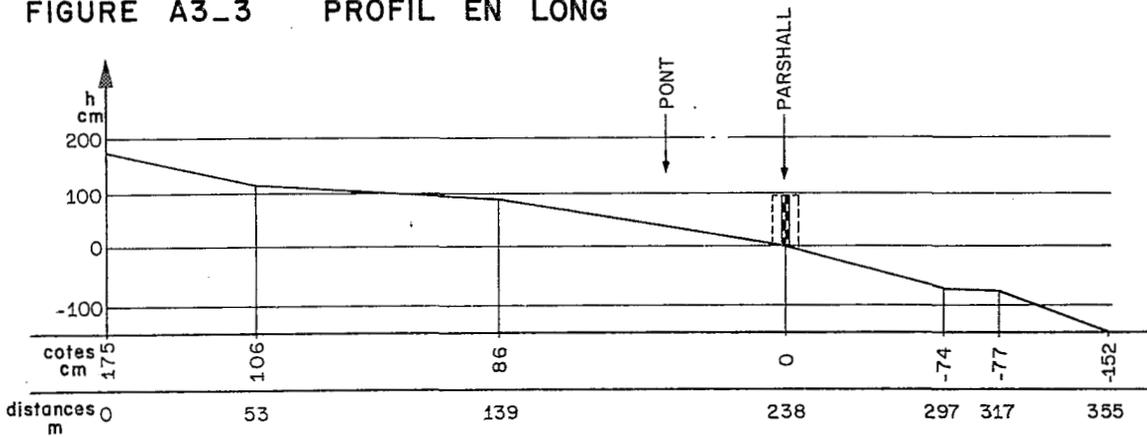
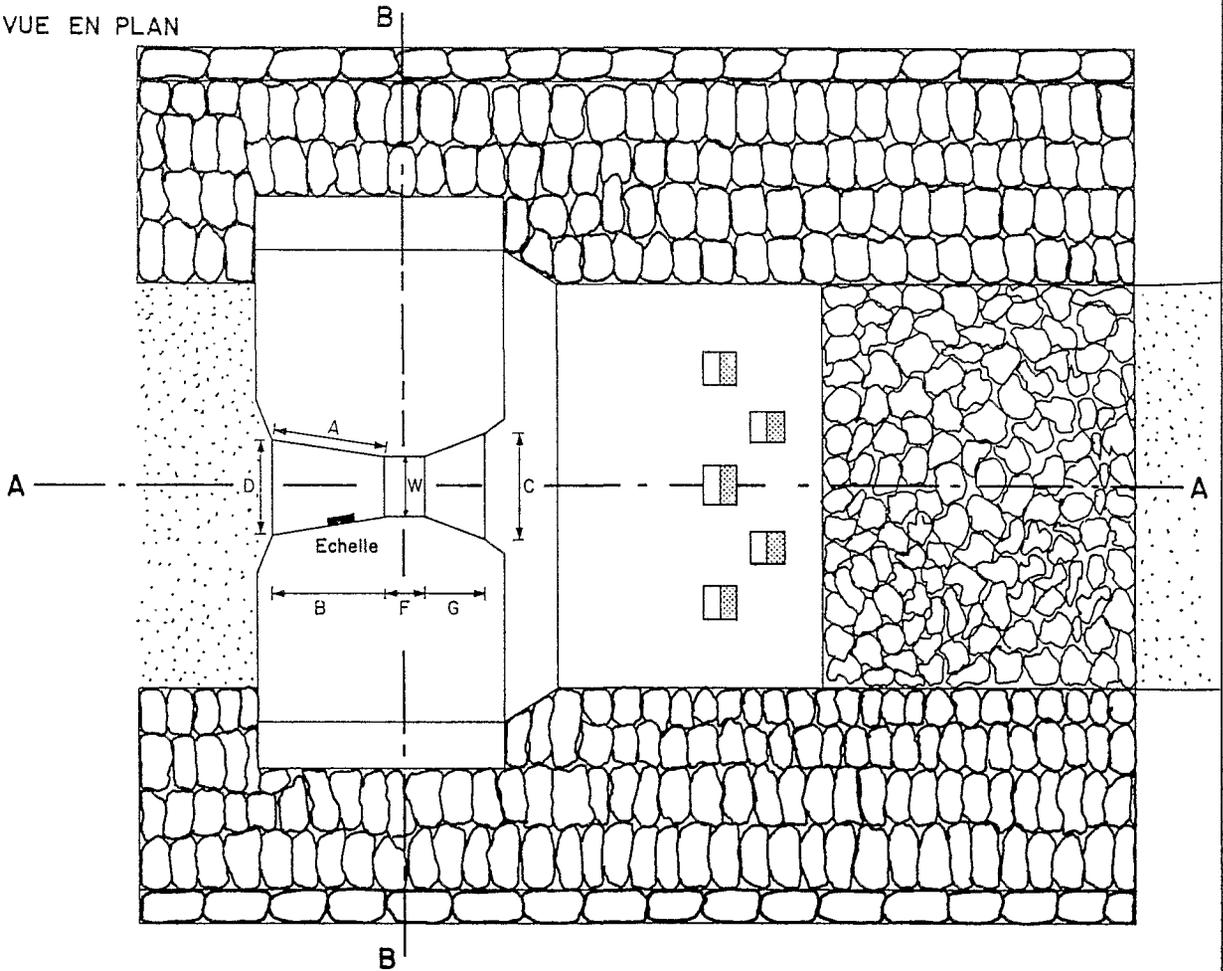
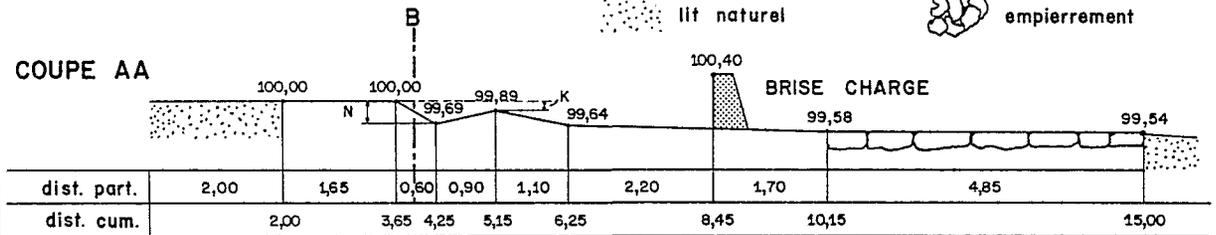


FIGURE A3_4 OUED RESSOUL A AÏN BERDA
PLAN DU SEUIL PARSHALL

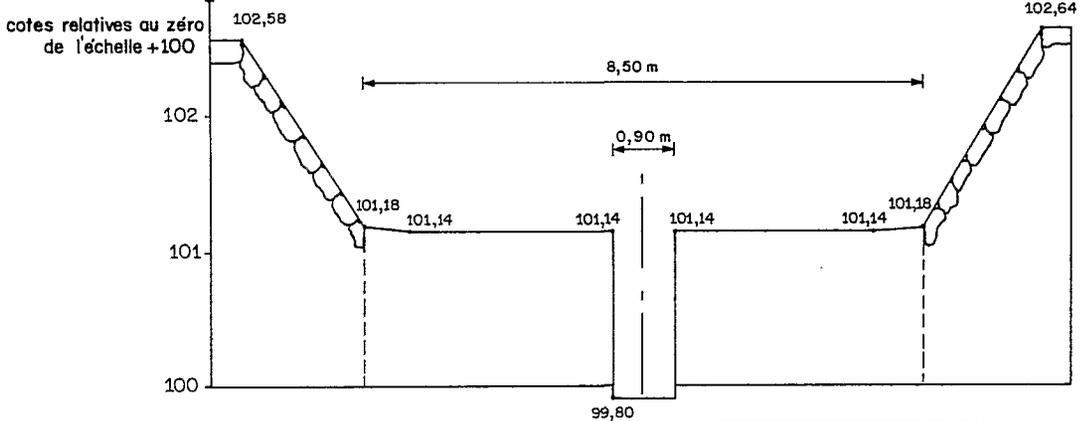
VUE EN PLAN



COUPE AA



COUPE BB



FICHE TECHNIQUE DU SEUIL-JAUGEUR PARSHALL

A- Le seuil-jaugeur Parshall modifie le régime d'écoulement par le rétrécissement de la section transversale et par un brusque changement de la pente.

Il comprend 3 parties, qui sont de l'amont vers l'aval :

- un convergent, à fond horizontal;
- un canal (ou "gorge") à parois verticales, dont la pente est de 9/24 (soit 9 unités verticales pour 24 horizontales);
- un divergent, dont le fond a une contre-pente dans le rapport 1/6;

Les valeurs indiquées pour les pentes sont valables pour les seuils 1 à 8 pieds de largeur dans le canal (soit approximativement 0,3 à 2,4m).

B- Dimensions

Les lettres utilisées pour désigner les dimensions du seuil, sont celles que l'on trouve dans les manuels d'hydraulique. Elles ont été reportées sur la figure ci-contre.

La dimension de référence est la LARGEUR du canal, désignée par la lettre W (de Wide en américain).

Les relations entre W et les autres dimensions sont les suivantes pour les Parshall de 0,3 à 2,4 mètres (W en mètres) :

		pour W = 90 cm	
		théorique	Aïn Berda
- convergent :	longueur (B) = 0,49 W + 1,194	164 cm	165 cm
	ouverture (D) = 1,196 W + 0,479	155 cm	140 cm
	profondeur = 0,915 m		88 cm
- canal :	longueur (F) = 0,61 m		61 cm
	denivelée (N) = F * 9/24	23 cm	31 cm
- divergent :	longueur (G) = 0,915 m		91 cm
	ouverture (C) = W + 0,35	125 cm	125 cm
	denivelée (K) = -G * 1/6	-15,3 cm	-20 cm

On peut observer que le Parshall d'Aïn Berda n'est pas tout à fait "standard"; en particulier la pente du canal est 50% supérieure à la norme.

C- Régimes d'écoulement

- le régime dénoyé est le régime qui s'établit quand les conditions avalées n'ont aucune influence sur l'écoulement dans le canal. La seule connaissance de la hauteur h_0 (ou charge) au premier tiers du convergent permet de connaître le débit, qui lui est lié par l'équation :

$$Q = a h_0^n \quad (\text{pour un Parshall de 90 cm, } a = 2,182 \text{ et } n = 1,566)$$

- le régime devient noyé quand les conditions avalées perturbent l'écoulement dans le canal. Le débit calculé par la formule ci-dessus doit être corrigé proportionnellement au coefficient de submersion qui est le rapport entre h_0 et une seconde hauteur h_1 , prise à 6 cm (2 pouces) de l'extrémité du canal. Le régime est noyé quand h_1 dépasse 0,6 h_0 .

FIGURE A3_5 OUED RESSOUL A AÏN BERDA
 COURBES S(H) - section de l'échelle

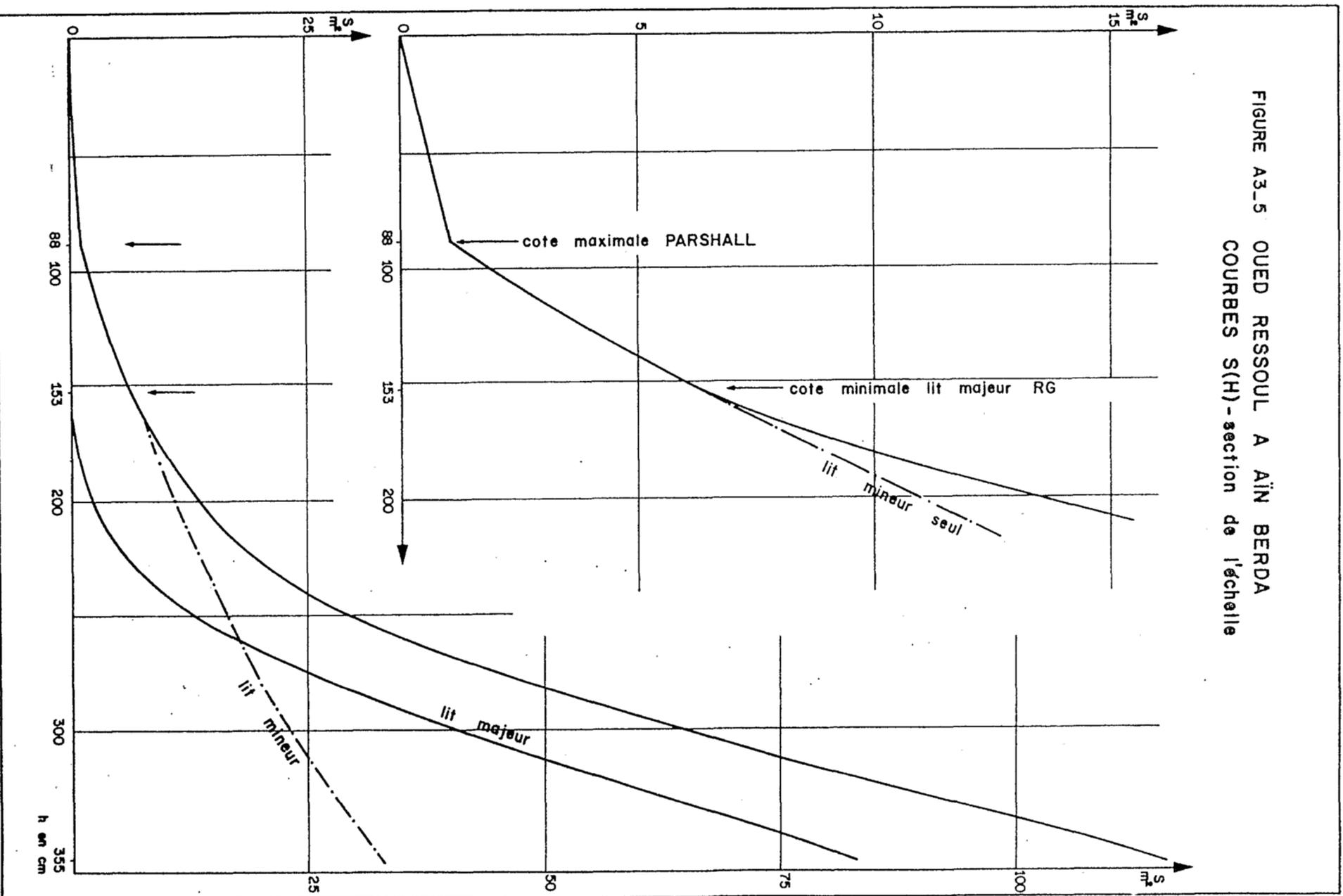


FIGURE A3_6 OUED RESSOUL A AÏN BERDA
 TARAGE DU JAUGEUR PARSHAL

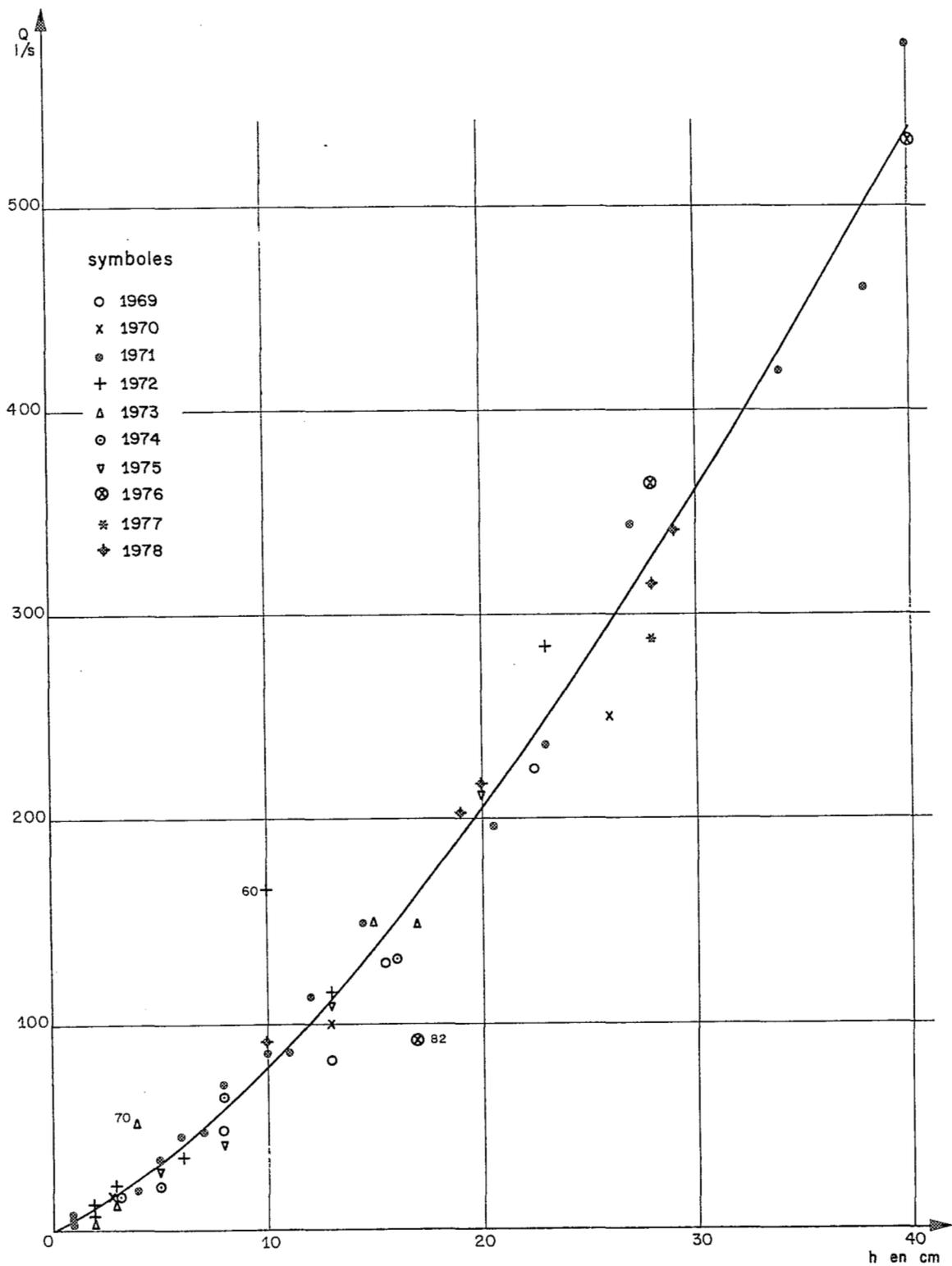


FIGURE A3.7 OUED RESSOUL A AÏN BERDA
COURBE DE TARAGE pour $25 < h < 125$

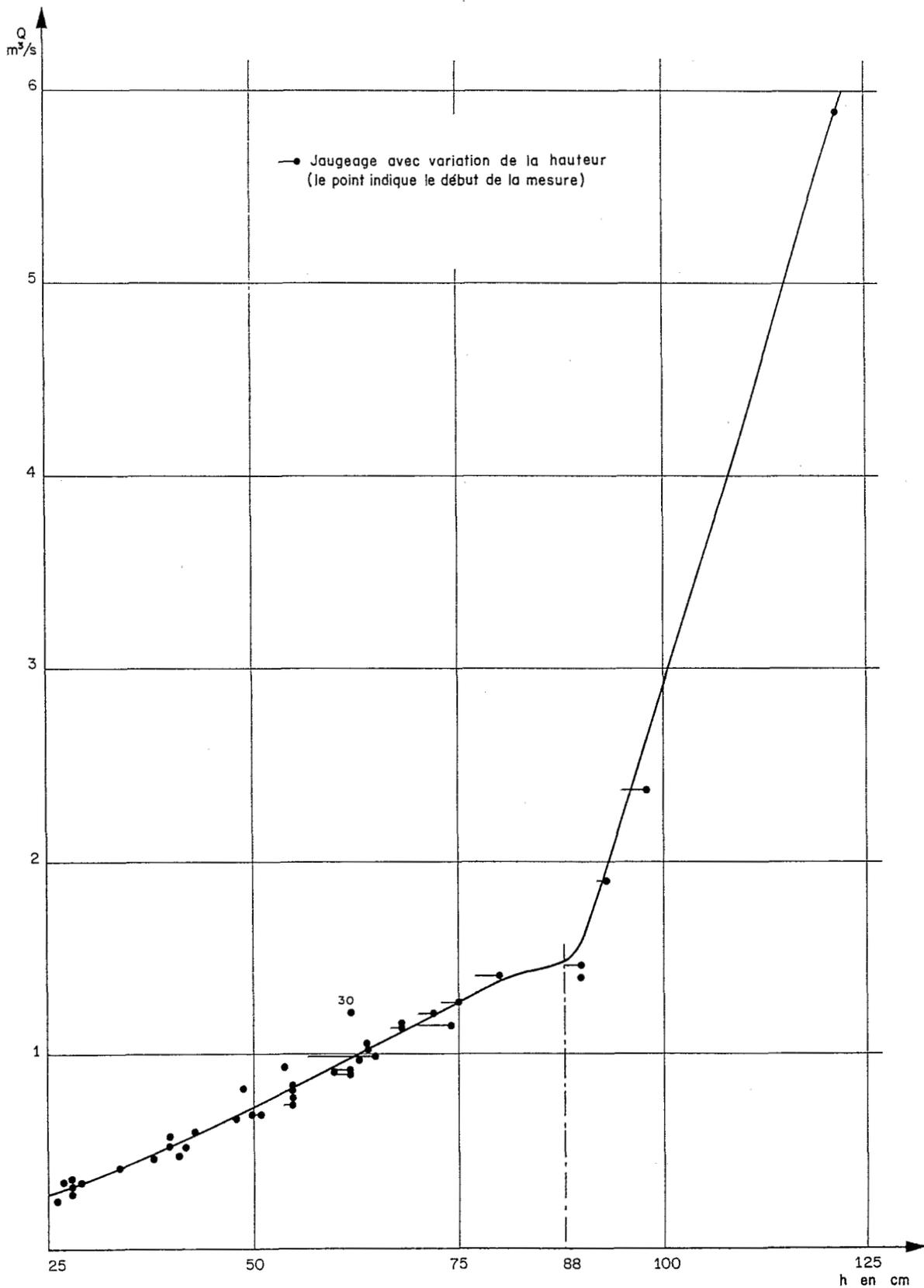


FIGURE A3_8 OUED RESSOUL A AÏN BERDA
COURBE DE TARAGE JUSQU'A h=180

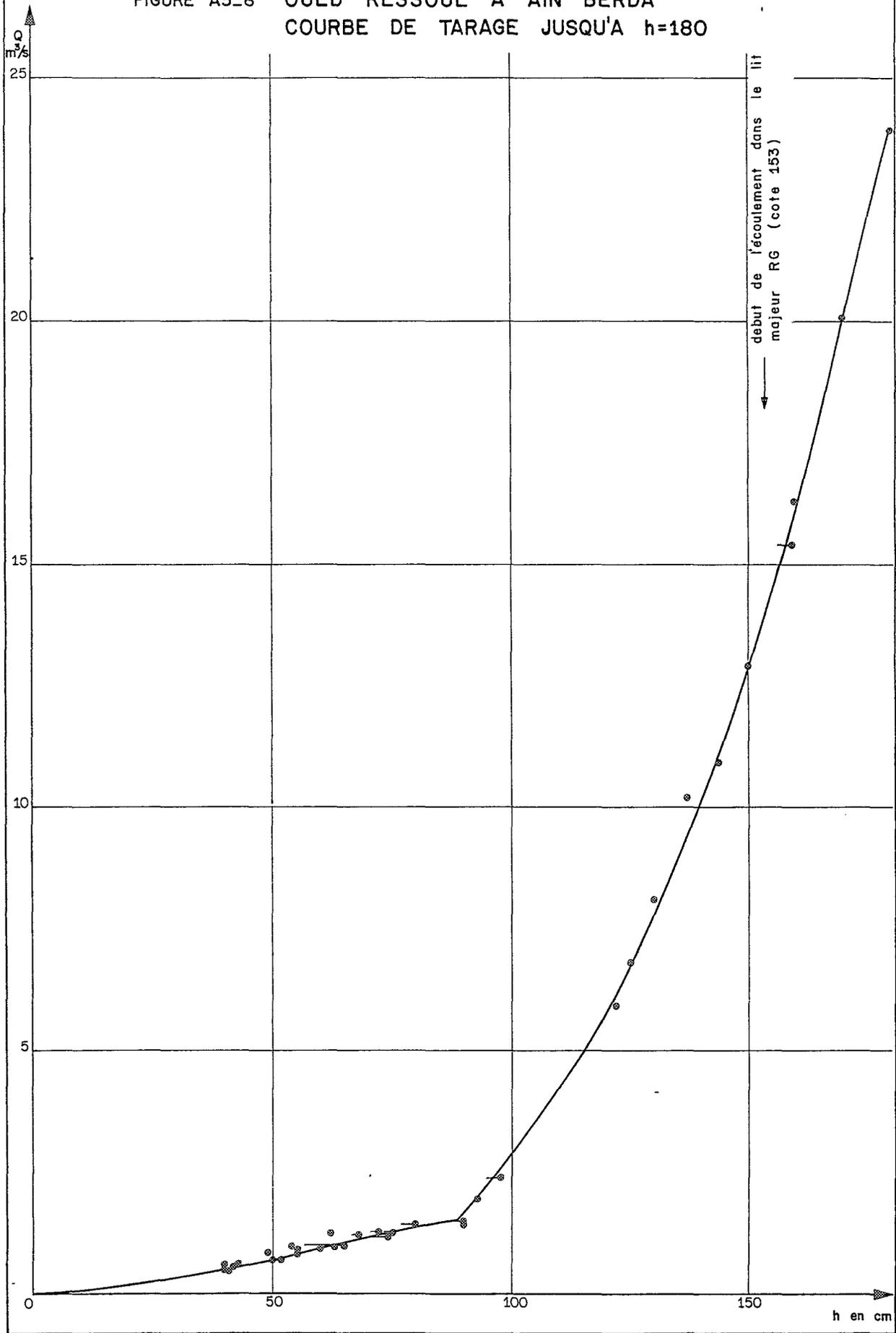
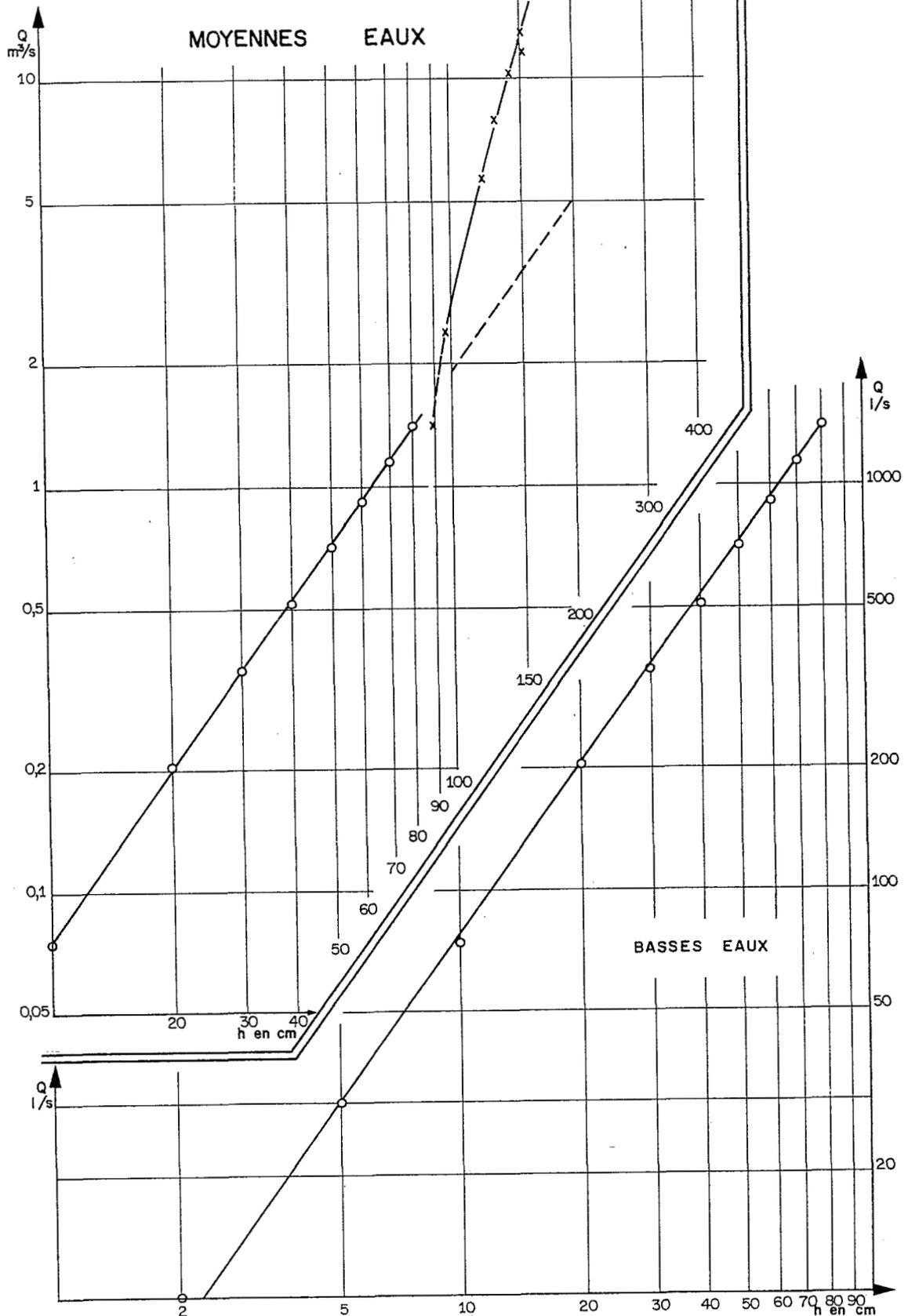


FIGURE A3_9 OUED RESSOUL E AÏN BERDA
 COURBE DE TARAGE pour $h < 180$
 (coordonnées logarithmiques)



A N N E X E 4

TARAGE DE LA STATION PRINCIPALE DU BASSIN VERSANT DU BOUNDJOUK

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage bi-univoque, avec anomalie.

POINTS d'INTERET

1. étude du tarage d'un petit bassin versant.
2. caractéristiques de la section transversale et du profil en long.
3. tarage à double contrôle aval.
4. extrapolation vers le haut.

SOURCES

Etude du ruissellement sur le plateau de l'Adamaoua
Bassin expérimental de BOUNDJOUK
Rapport définitif - Campagnes 1962 et 1963
par Y. BRUNET-MORET - ORSTOM Service Hydrologique Paris 1965

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le bassin versant expérimental de BOUNDJOUK, d'une superficie de 18 km², se trouve dans le nord de la République du CAMEROUN, à une trentaine de kilomètres de la ville de N'GAOUNDERE. Il est situé sur le plateau basaltique de l'Adamaoua, à une altitude moyenne de 1200 mètres.

Les coordonnées géographiques de la station principale sont :

7° 18',3 N 13° 46',8 E

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 L'équipement de la station ne présente aucune originalité. Il est composé d'une échelle limnimétrique de 4 mètres en deux éléments verticaux et d'un limnigraphe à flotteur à rotation journalière et à réduction 1/10.

2.2 La section de l'échelle a la forme d'un canal parfaitement rectangulaire jusqu'à la cote 180 (largeur de 2,90 m). Au dessus de cette cote la rive gauche s'incline de 70° environ jusqu'à la cote 350, à laquelle elle cesserait d'exister si une digue en terre n'avait été construite pour contenir les débordements (figure A4.1). En rive droite, les débordements sont naturellement limités par une élévation du terrain qui relie la berge, verticale sur 2,60 mètres.

Les éléments caractéristiques du profil transversal sont présentés dans le tableau A4.5.

La courbe de section mouillée, tracée sur la figure A4-1, ne présente aucune anomalie.

Les courbes de variation du rayon hydraulique $R(h)$ et de la profondeur moyenne $h_m(h)$ sont par contre très irrégulières, beaucoup plus sans doute que l'examen du profil transversal pouvait le laisser penser (figure A4-2). Cet exemple illustre bien la différence qui existe entre le rayon hydraulique et la profondeur moyenne (voir chapitre I, pages 10 et 11) et l'erreur que l'on peut faire en substituant l'une (h_m) à l'autre (R_h) dans les sections rectangulaires de faible largeur.

2.3 La section de l'échelle est située à 1,1 km à l'amont d'une petite chute, qui sert de contrôle en moyennes et hautes eaux. Le profil en long du Mayo (= cours d'eau au CAMEROUN) met en évidence une très nette rupture de pente, à un peu moins de 100 mètres à l'aval de l'échelle. Cette accident est dû à la présence d'un petit seuil basaltique, utilisé pour la traversée du bétail, ce qui a conduit Y. BRUNET-MORET à dénommer ce gué "passage à vaches" (cf. figure A4-3, extraite du rapport cité). Ce seuil sert de contrôle de basses eaux.

La pente du lit passe de 2,44 m/km (bief de l'échelle) à 6,62 m/km à l'aval du gué.

2.4 Les jaugeages sont faits dans la section de l'échelle, soit à gué, soit à l'aide d'un transporteur aérien.

3 - RELEVÉS LIMNIGRAPHIQUES

3.1 Les relevés limnigraphiques sont continus durant toute la période d'observation, c'est à dire de fin mars 1962 à fin avril 1964.

3.2 La plus faible hauteur enregistrée est de 7 cm et la cote maximale de 407 cm est celle de la pointe de la crue du 13 août 1962.

Durant la période d'observations, la cote 300 à l'échelle a été dépassée à 6 reprises dont 4 fois en 1962 et 2 fois en 1963. Les crues sont de courte durée - 12 heures au maximum -, avec un temps de montée de 3 à 4 heures pour une averse à corps unique.

4 - JAUGEAGES

4.1 La liste chronologique des 25 jaugeages est donnée dans le tableau A4.1 et la liste rangée dans le tableau A4.2.

4.2 La répartition n'est pas équilibrée entre les deux campagnes de mesure, puisque 4 jaugeages seulement ont été faits en 1963 et 1964. Mais il s'agit là d'une situation normale pour les bassins expérimentaux. Quand le tarage de la station principale est correctement déterminé la première année, les jaugeages sont réalisés prioritairement aux stations secondaires pendant les campagnes suivantes.

4.3 La hauteur minimale jaugée est de 7,5 cm, pour un débit de 15 l/s, et la hauteur maximale est de 347 cm, pour un débit de 10,9 m³/s.

Dans l'intervalle, la répartition est correcte. Excellente au-dessous de la cote 50 cm et au-dessus de la cote 120 cm, il existe malheureusement une grave lacune entre ces deux limites avec un seul jaugeage à la cote 90.

5 - TARAGE

5.1 La courbe de tarage est tracée sur les figures A4-4 et A4-7.

Le tracé est fait sans ambiguïté dans les tranches de hauteurs 0-50 et 160-340. La très faible dispersion des points démontrent la stabilité du tarage, liée à celle des deux sections de contrôle.

5.2 Entre ces deux tronçons de courbe, le tracé est très imprécis bien que les 4 jaugeages disponibles soient considérés comme "sûrs". La dispersion observée provient sans doute de l'ennoyage progressif du "passage à vaches", dont la conséquence peut être l'existence d'un régime hydraulique transitoire dans la section de l'échelle. Il est tout à fait dommage que nous ne disposions pas de quelques jaugeages supplémentaires pour lever cette ambiguïté.

5.3 La courbe de tarage présente l'inflexion caractéristique des stations à double contrôle.

Cette anomalie, que nous avons déjà rencontrée dans la courbe de tarage de la station de l'oued Kadiel, utilisée comme exemple dans le texte du Manuel, n'est pas une exclusivité des petits bassins. Elle se rencontre même

dans des cours d'eau importants, généralement dans des sections situées à l'amont de seuils rocheux (ou artificiels) de faible hauteur et rapidement noyés quand le lit mineur se met totalement en eau.

6 - EXTRAPOLATION

6.1 La courbe de tarage doit être extrapolée jusqu'à la cote maximale, c'est à dire de 340 à 407 cm.

6.2 L'utilisation des méthodes logarithmiques et de STEVENS est vouée à l'échec, par suite de la forme de la section transversale et des discontinuités mises en évidence dans les relations S(h) et R(h). Nous conseillons au lecteur, non convaincu par cette affirmation, de faire un essai.

6.3 L'extrapolation directe de la courbe de la vitesse moyenne U(h) n'est pas possible non plus, comme on peut le voir sur la figure A4.6. On remarquera sur cette figure, la dispersion des points entre les cotes 100 et 200, ainsi que l'allure générale très curieuse de la courbe U(h), bien différente des schémas habituels de MANNING-STRICKLER.

6.4 Nous utiliserons pourtant la formule de STRICKLER pour extrapoler la courbe U(h), mais seulement après avoir étudié le comportement du produit

$KJ^{0.5}$. Les valeurs de ce produit sont calculées dans le tableau A4.1 et ont été reportées sur le graphique de la figure A4-5. Le tracé de la courbe est assez précis : il s'appuie en priorité sur les valeurs des deux jaugeages de hautes eaux, valeurs heureusement très proches. Il apparaît que le produit

$KJ^{0.5}$ tend à se stabiliser vers une valeur comprise entre 0,60 et 0,70. Nous admettrons la valeur 0,65 pour le calcul, par la formule de STRICKLER, de la vitesse moyenne à la cote maximale observée (407 cm), soit :

$$U = 0,65 \times 1,27^{2/3} = 0,76 \text{ m/s} \quad \text{avec } R_h = 1,27 \text{ m}$$

Le débit correspondant est égal à :

$$Q = 25,9 \text{ m}^2 \times 0,76 \text{ m/s} = 19,7 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{avec } S = 25,9 \text{ m}^2$$

6.5 Remarques complémentaires :

- l'extrapolation directe de la courbe U(h) conduit à une vitesse de 0,65 à 0,70 m/s soit une erreur de l'ordre de 10%. Il est en effet impossible d'"imaginer" que la courbe se redresse à partir de la cote 350.

- l'utilisation directe de la formule de STRICKLER avec la valeur de la pente longitudinale du lit dans le bief de l'échelle et avec un coefficient K de 20 (lit naturel "assez propre"), conduit à une vitesse de 1,16 m/s. A moins d'admettre une valeur de K anormalement faible, il faut en conclure que la pente superficielle est nettement plus faible que la pente naturelle.

7 - BAREME

7.1 Le barème est établi par la méthode des segments de parabole. Six segments sont suffisants pour l'ensemble de la courbe. Les points-pivots, les coefficients de parabole et le barème décimétrique sont donnés dans les tableaux A4.3 et A4.4.

7.2 Les écarts relatifs entre les débits mesurés et le barème ont été calculés (tableau A4.1). La répartition des valeurs, de part et d'autre du barème, est correcte.

L'écart moyen relatif absolu est de 3,6% pour 24 valeurs (jaugeage n°22 exclus). Ce résultat est bon, étant donné la dispersion observée entre les hauteurs 50 et 160.

7 - TABLEAUX et FIGURES

	Page
Tableau A4.1 : Liste chronologique des jaugeages	A4.6
Tableau A4.2 : Liste des jaugeages classés	A4.7
Tableau A4.3 : Découpage en segments de parabole	A4.8
Tableau A4.4 : Barème centrimétrique	A4.9
Tableau A4.5 : Caractéristiques du profil transversal	A4.10
Figure A4-1 : Profil en travers et courbe S(h)	A4.11
Figure A4-2 : Variation du rayon hydraulique et de la profondeur moyenne	A4.12
Figure A4-3 : Profil en long	A4.13
Figure A4-4 : Courbe de tarage pour $h < 180$ cm	A4.14
Figure A4-5 : Courbe $KJ^{0.5}$	A4.15
Figure A4-6 : Courbe U(h)	A4.15
Figure A4-7 : Courbe de tarage	A4.16

Tableau A4.1 : Liste chronologique des jaugeages

No	Date	h cm	Q m ³ /s	S m ²	U m/s	R m	KJ ^{0,5}
1	1 05 62	11,5	0,054	0,22	0,251	0,07	1,48
2	10 06 62	167	3,14	4,68	0,671	0,76	0,81
3	10 06 62	176	3,40	4,94	0,688	0,78	0,81
4	11 06 62	22,5	0,25	0,53	0,472	0,165	1,57
5	15 06 62	19,5	0,19	0,44	0,432	0,145	1,57
6	16 06 62	19	0,18	0,43	0,419	0,14	1,55
7	26 06 62	34	0,60	0,87	0,690	0,25	1,74
8	2 07 62	166	3,00	4,65	0,645	0,76	0,78
9	2 07 62	90	1,37	2,46	0,557	0,54	0,84
10	2 07 62	136	2,26	3,79	0,596	0,69	0,76
11	2 07 62	121	2,16	3,36	0,643	0,64	0,87
12	4 07 62	26,5	0,41	0,62	0,661	0,19	2,00
13	20 07 62	50	1,00	1,32	0,758	0,35	1,53
14	13 08 62	347	10,9	17,26	0,632	0,98	0,64
15	18 08 62	42	0,82	1,09	0,752	0,30	1,68
16	2 09 62	174	3,35	4,88	0,686	0,78	0,81
17	8 09 62	342	10,8	16,63	0,650	0,96	0,67
18	8 09 62	280	6,65	9,97	0,667	0,83	0,76
19	13 09 62	120	2,25	3,33	0,676	0,64	0,91
20	16 09 62	187	3,72	5,27	0,706	0,78	0,85
21	3 10 62	220	4,93	6,54	0,754	0,78	0,91
22	30 04 63	8	0,015	0,12	0,125	0,05	0,92
23	21 05 63	7,5	0,015	0,11	0,136	0,04	1,17
24	11 06 63	208	4,20	6,23	0,674	0,77	0,80
25	21 01 64	21	0,236	0,49	0,482	0,16	1,63

Tableau A4.2 : Liste des jaugeages classés

No	Date	Hauteur cm	Débit jaugé m ³ /s	Débit barème m ³ /s	Ecart barème en %
23	21 05 63	7,5	0,015	0,016	- 6,7
22	30 04 63	8	0,015	0,020	-33,3
1	1 05 62	11,5	0,054	0,057	- 5,1
6	16 06 62	19	0,180	0,18	0
5	15 06 62	19,5	0,190	0,19	0
25	21 01 64	21	0,236	0,229	+ 2,9
4	11 06 62	22,5	0,250	0,266	- 6,4
12	4 07 62	26,5	0,410	0,377	+ 8,0
7	26 06 62	34	0,600	0,609	- 1,5
15	18 08 62	42	0,820	0,821	0
13	20 07 62	50	1,00	1,000	0
9	2 07 62	90	1,37	1,55	-12,9
19	13 09 62	120	2,25	2,04	+ 9,3
11	2 06 62	121	2,16	2,06	+ 4,5
10	2 07 62	136	2,26	2,40	- 6,2
8	2 07 62	166	3,00	3,14	- 4,7
2	10 06 62	167	3,14	3,17	- 0,9
16	2 09 62	174	3,35	3,35	0
3	10 06 63	176	3,40	3,41	- 0,2
20	16 09 62	187	3,72	3,71	+ 0,2
24	11 06 63	208	4,20	4,32	- 2,9
21	3 10 62	220	4,93	4,69	+ 4,8
18	8 09 62	280	6,65	7,08	- 6,5
17	8 09 62	342	10,2	10,7	+ 0,8
14	13 08 62	347	10,9	11,2	- 2,6

Total (sans le No 22) : 87,1 %
Moyenne : 3,6 %

Tableau A4.3 : Découpage de la courbe en segments de parabole

CAMEROUN	LOGONE	MAYDJIBO	BOUNDJOUK	
ETAL.n°1 : valide du 1 JANVIER 1962 au 31 JANVIER 1964				
VALEUR des HAUTEURS LIMITES HP(L) et INTERMEDIAIRES HINT (L) et des DEBITS LIMITES Q(L) et INTERMEDIAIRES QINT(L)				
L	HP(L) en m	Q(L) en m ³ /s	HINT(L) en m	QINT(L) en m ³ /s
1	0.07	0.012		
2	0.30	0.490	0.15	0.108
3	0.70	1.300	0.50	1.000
4	1.25	2.150	0.95	1.620
5	2.25	4.850	1.75	3.380
6	3.25	9.450	2.75	6.850
7	4.07	19.700	3.75	14.500

VALEURS des COEFFICIENTS des PARABOLES

SEGMENTS	C(1,L)	C(2,L)	C(3,L)
1	0.5855070E+01	0.7315940E+00	0.1200000E-01
2	-.2625000E+01	0.3075000E+01	0.4900000E+00
3	0.8848470E+00	0.1058790E+01	0.1300000E+01
4	0.4800010E+00	0.2220000E+01	0.2150000E+01
5	0.1200000E+01	0.3400000E+01	0.4850000E+01
6	0.7499990E+01	0.6350010E+01	0.9450000E+01

ANGLE entre les TANGENTES aux LIMITES

SEGMENTS	POINTS LIMITES		ANGLES (en degrés)
	H (en m)	Q (en m ³ /s)	
1 - 2	0.30	0.490	-3.09
2 - 3	0.70	1.300	2.36
3 - 4	1.25	2.150	2.53
4 - 5	2.25	4.850	1.92
5 - 6	3.25	9.450	2.59

Tableau A4.4 : Barème décimétrique

20 JANVIER 1987

STATION NUMERO : 5010906

CAMEROUN

LOGONE

MAYDJIBO

BOUNDJOUK

ETAL.n°1 : valide du 1 JANVIER 1962 au 31 JANVIER 1964

BAREME DECIMETRIQUE HAUTEURS - DEBITS

H (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)
0.00	0.000	1.40	2.490	2.80	7.080
0.10	0.039	1.50	2.740	2.90	7.570
0.20	0.206	1.60	2.990	3.00	8.070
0.30	0.490	1.70	3.250	3.10	8.610
0.40	0.771	1.80	3.520	3.20	9.160
0.50	1.000	1.90	3.800	3.30	9.790
0.60	1.180	2.00	4.090	3.40	10.600
0.70	1.300	2.10	4.380	3.50	11.500
0.80	1.410	2.20	4.690	3.60	12.600
0.90	1.550	2.30	5.020	3.70	13.800
1.00	1.700	2.40	5.390	3.80	15.200
1.10	1.870	2.50	5.770	3.90	16.700
1.20	2.050	2.60	6.190	4.00	18.400
1.30	2.260	2.70	6.620		

Tableau A4.5 : Caractéristiques du profil transversal

STATION DE BOUNDJOUK : Station Principale - Profil en travers

LEVE TOPOGRAPHIQUE

Point	Distance m	Cote cm	Point	Distance m	Cote cm
1	0.8	400	13	7.2	1
2	1.7	304	14	7.5	2
3	3.0	290	15	7.7	0
4	4.0	284	16	8.2	5
5	5.0	270	17	8.3	179
6	5.3	263	18	10.0	225
7	5.4	4	19	11.0	252
8	5.5	4	20	12.0	284
9	5.8	7	21	13.0	319
10	6.1	5	22	14.0	347
11	6.5	6	23	15.0	351
12	7.0	4	24	15.9	400

CARACTERISTIQUES DU PROFIL TRANSVERSAL

Cote cm	Superficie mouillée m ²	Périmètre mouillé m	Largeur m	Rayon hydraulique m	Profondeur moyenne m
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.45	3.12	2.81	0.15	0.16
40	1.02	3.52	2.82	0.29	0.36
60	1.58	3.92	2.84	0.40	0.56
80	2.15	4.32	2.85	0.50	0.75
100	2.72	4.72	2.86	0.58	0.95
120	3.30	5.12	2.88	0.64	1.15
140	3.87	5.52	2.89	0.70	1.34
160	4.45	5.92	2.91	0.75	1.53
180	5.03	6.35	2.96	0.79	1.70
200	5.70	7.34	3.73	0.78	1.53
220	6.52	8.32	4.49	0.78	1.45
240	7.50	9.30	5.25	0.81	1.43
260	8.62	10.22	5.95	0.84	1.45
280	9.95	11.94	7.59	0.83	1.31
300	11.76	14.77	10.39	0.80	1.13
320	13.97	15.98	11.49	0.87	1.22
340	16.36	17.00	12.39	0.96	1.32
360	19.01	18.72	13.99	1.02	1.36
380	21.86	19.41	14.55	1.13	1.50
400	24.83	20.10	15.10	1.24	1.64

FIGURE A4_1 BASSIN DE BOUNDJOUK - Station Principale
 PROFIL EN TRAVERS ET COURBE S(h)
 de la section de l'échelle

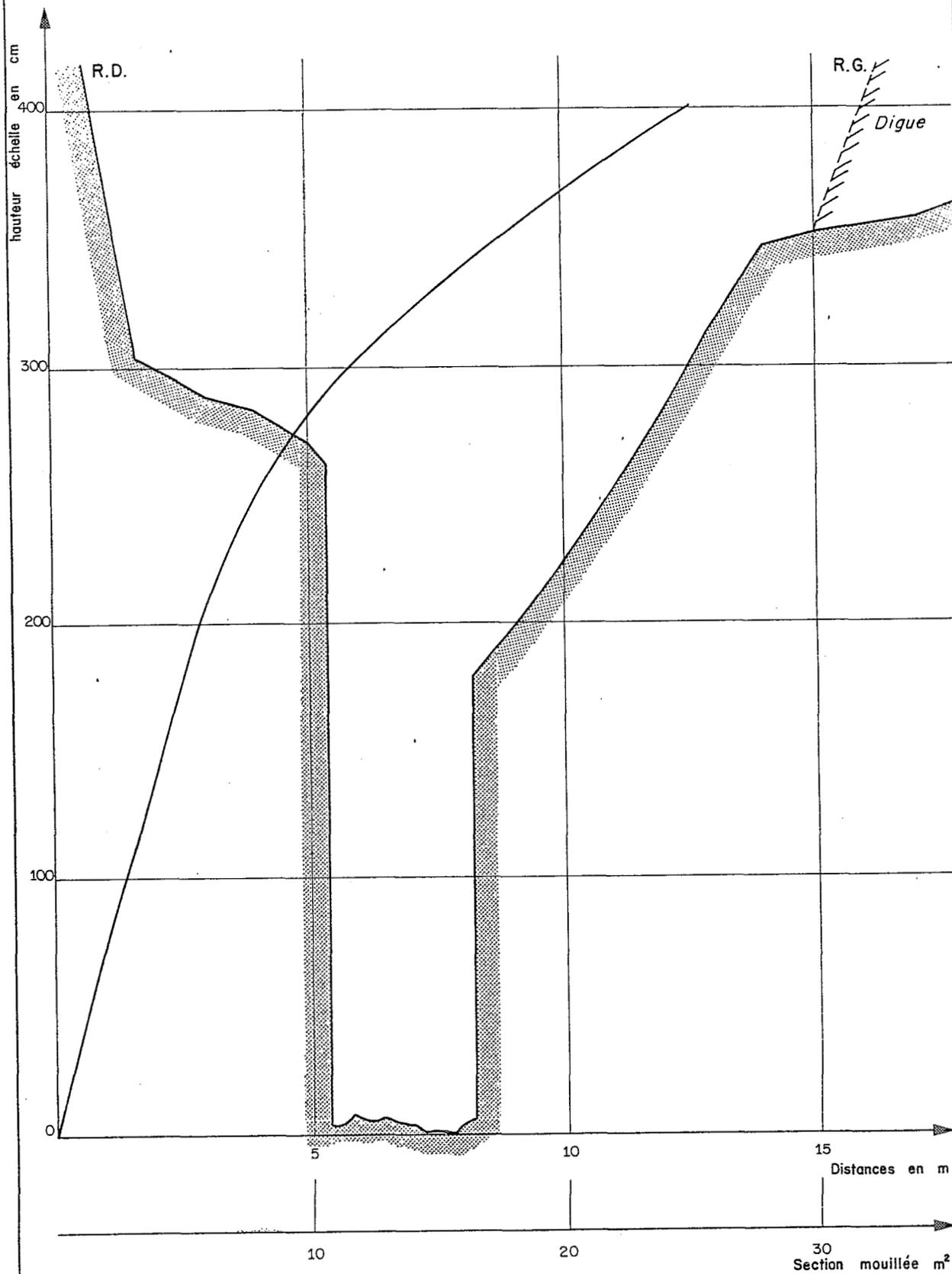


FIGURE A4_2 BASSIN DE BOUNDJOUK - Station principale

VARIATION DU RAYON HYDRAULIQUE-R(h)

ET DE LA PROFONDEUR MOYENNE-hm(h)

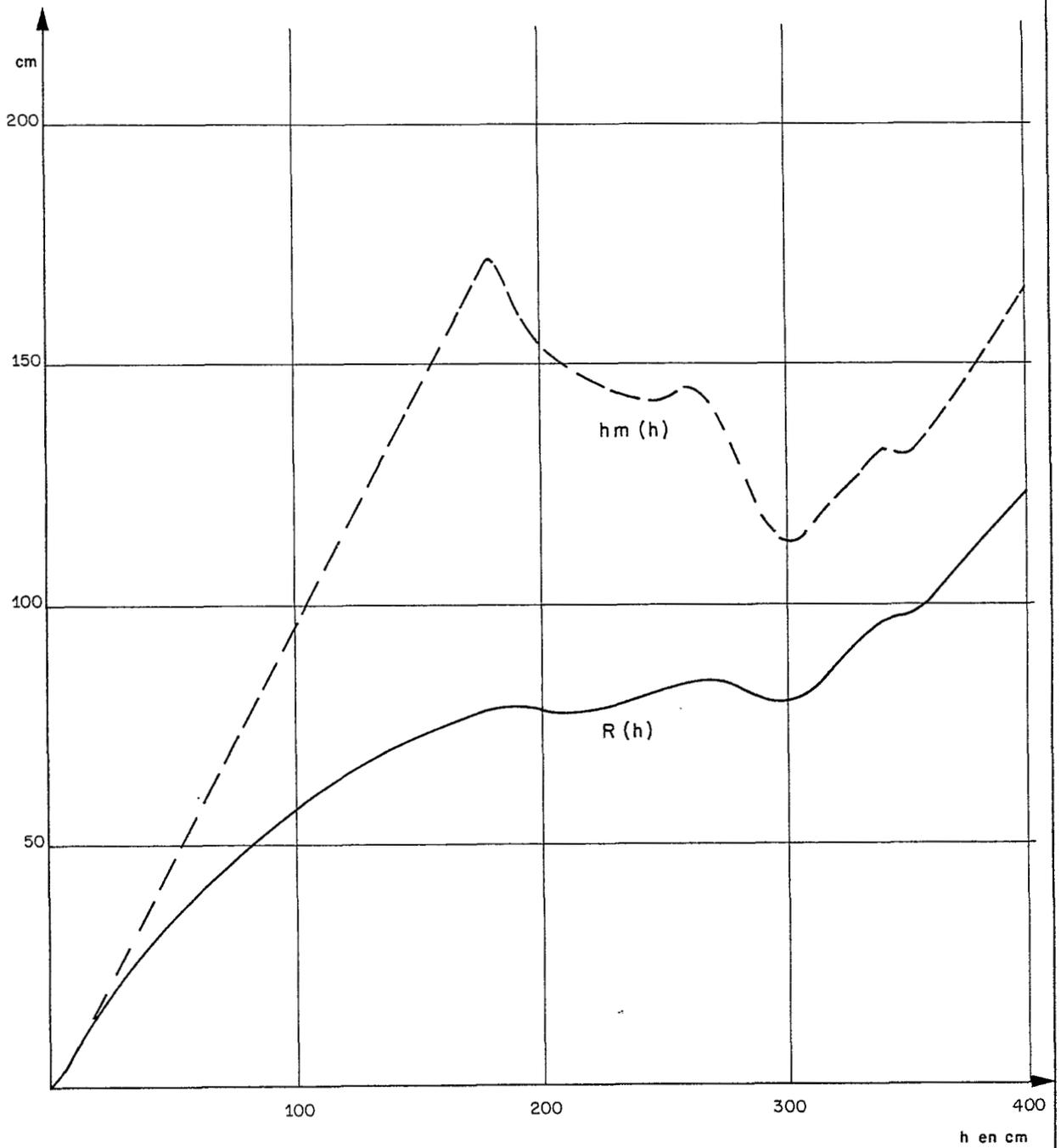


FIGURE A4_3 BASSIN DE BOUNJOUK - Station Principale

PROFIL EN LONG DU NIVEAU DE L'EAU DANS LA PARTIE NETTOYÉE
LE 27-4-1962

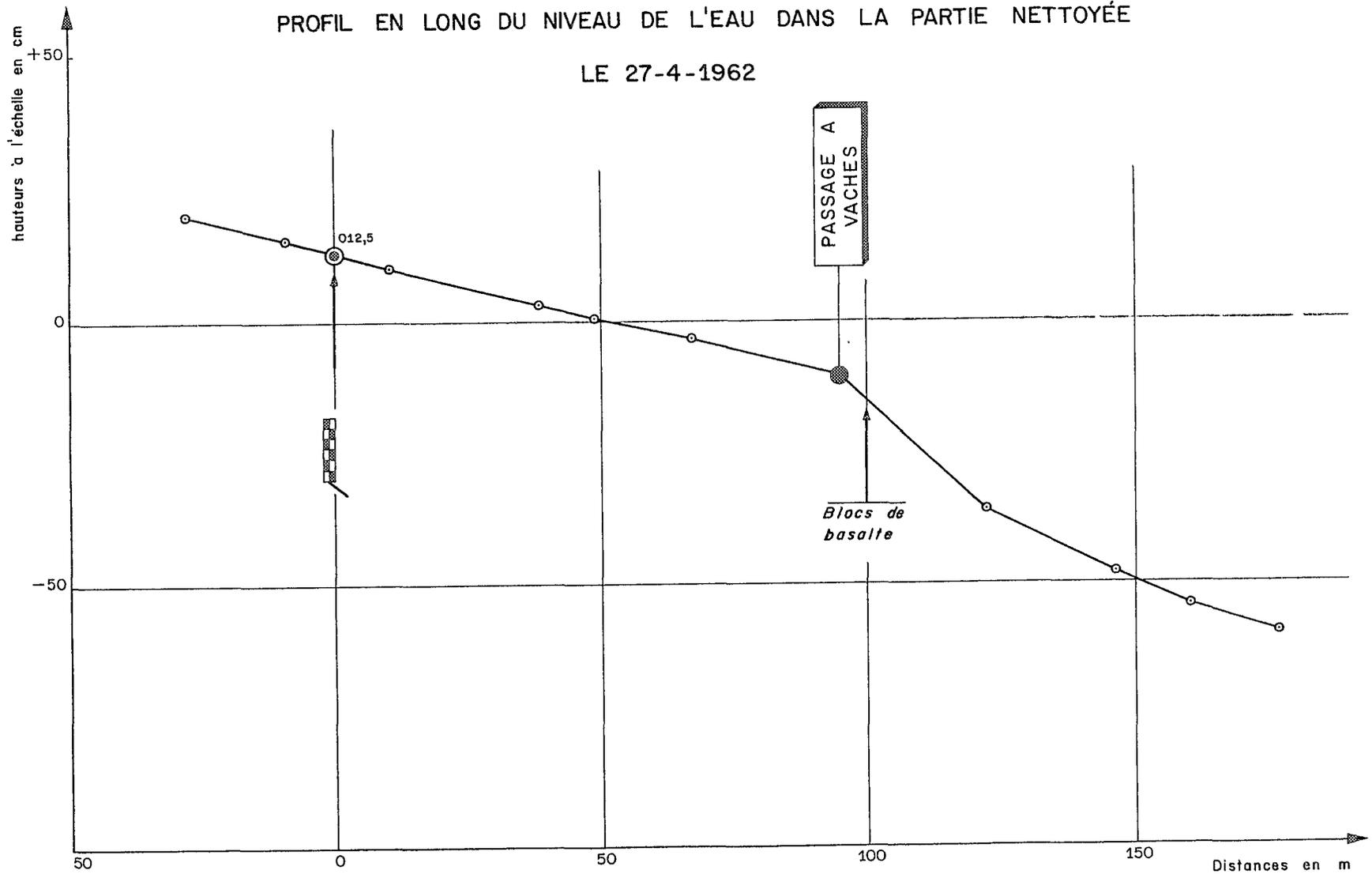


FIGURE A4_4 BASSIN DE BOUNDJOUK - Station Principale
COURBE DE TARAGE pour $h < 180$ cm

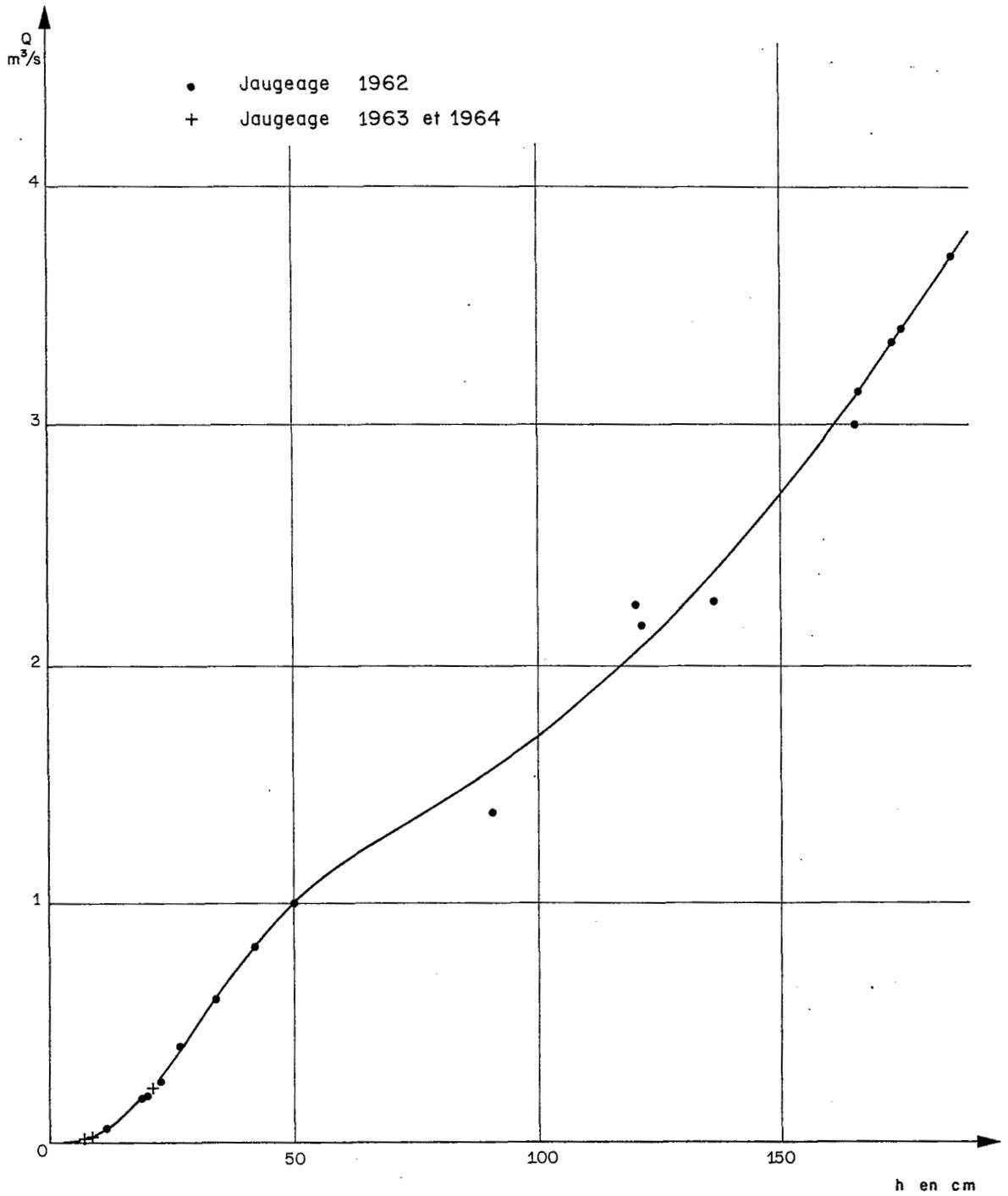


FIGURE A4_5 BASSIN DE BOUNDJOUK - Station Principale

COURBE $K\sqrt{J}(h)$

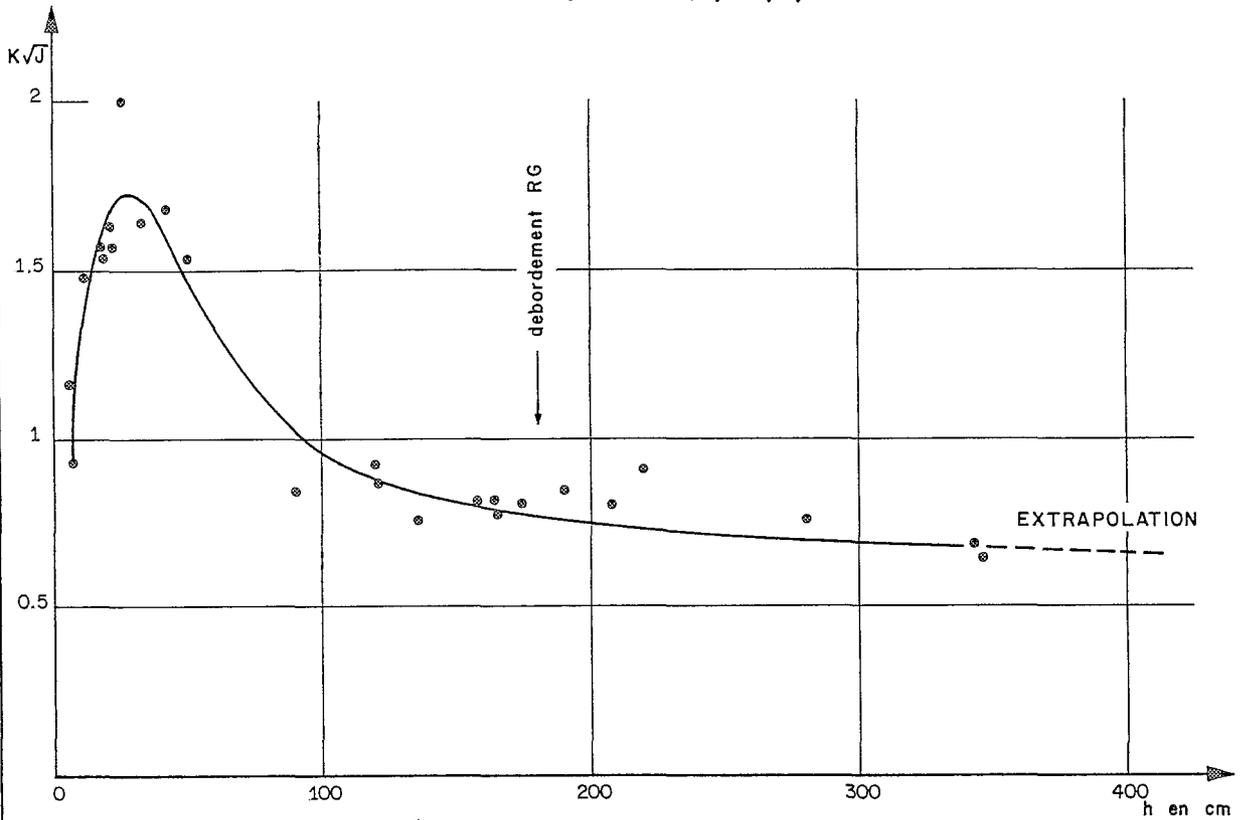


FIGURE A4_6 BASSIN DE BOUNDJOUK - Station Principale

COURBE $U(H)$

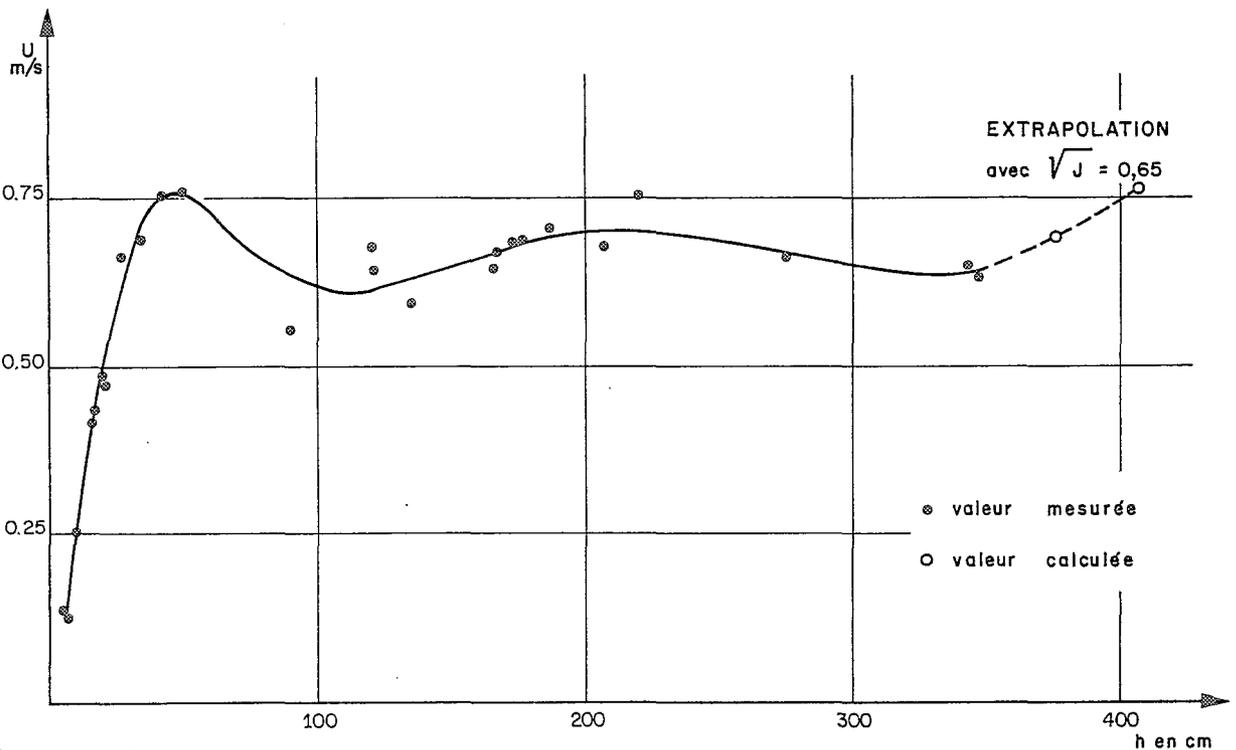
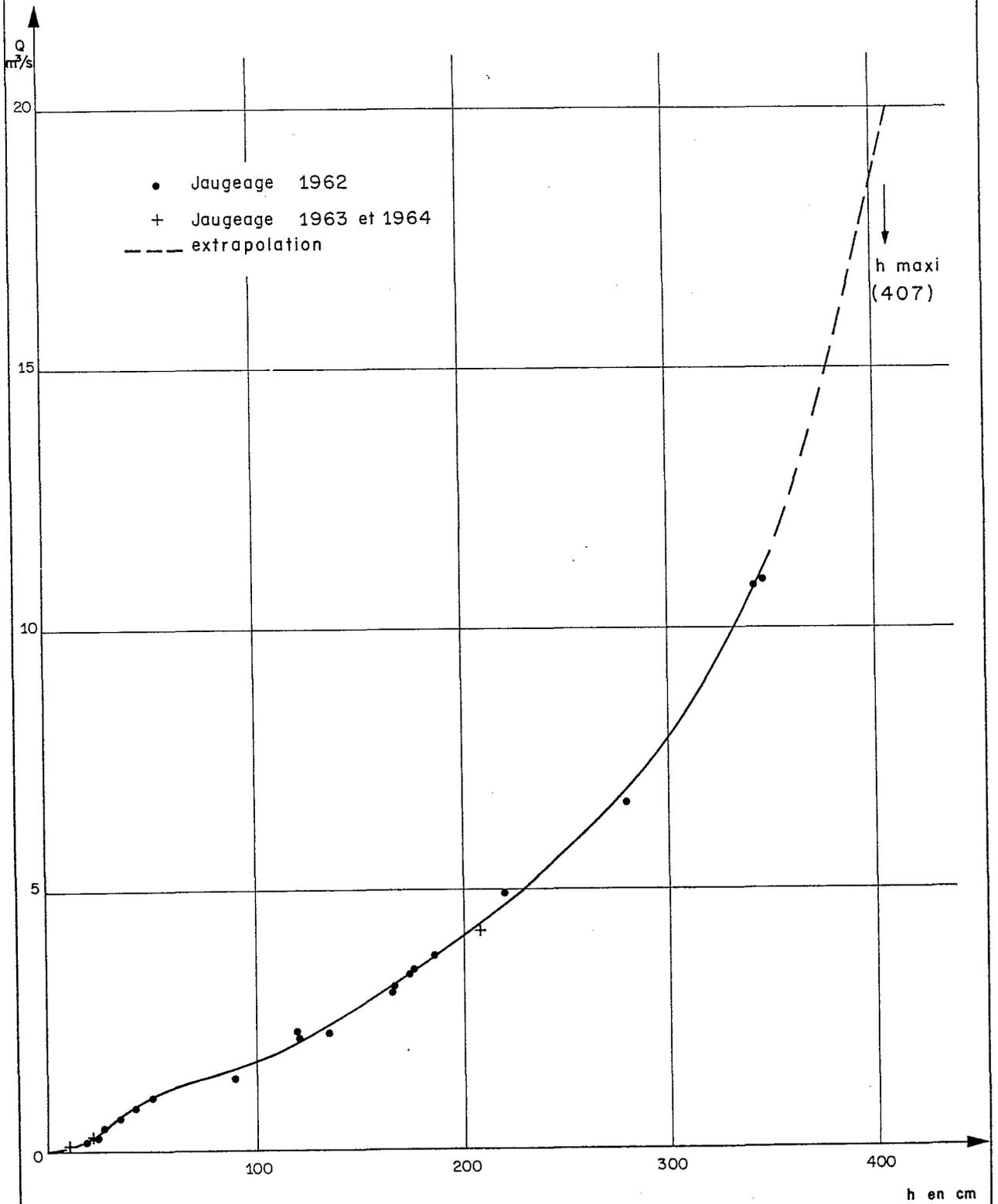


FIGURE A4_7 BASSIN DE BOUNDJOUK - Station Principale
 COURBE DE TARAGE



A N N E X E 5

TARAGE DE LA SANAGA A EDEA

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage univoque, stable en hautes eaux mais instable en basses eaux.

POINTS D'INTERET

1. tracé des courbes de tarage de basses eaux.
2. exemple typique de station instable en basses eaux.
3. bien que l'instabilité du lit soit un phénomène très général, la prise en compte de l'instabilité n'est effective que 5 ans après la mise en service de l'échelle.

SOURCES

1. Le bassin de la rivière SANAGA
Monographies Hydrologiques ORSTOM
par P.DUBREUIL, J.GUISCAFRE, J.F.NOUVELOT et J.C.OLIVRY
2. Régularisation partielle des débits de la Sanaga à EDEA
Etude hydrologique préliminaire
Document non signé.
3. Archives du Service Hydrologique de l'ORSTOM

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le bassin de la SANAGA, d'une superficie de 135 000 km², occupe toute la partie centrale de la République du CAMEROUN, entre les longitudes 10° et 15° E et les latitudes 3°30' et 7° N.

La ville d'EDEA est située à moins de 70km de la mer et à la même distance au sud-est de DOUALA.

Coordonnées géographiques : 3° 48' N et 10° 07' E

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 La station hydrométrique d'EDEA a été installée en 1943 (c'est la plus ancienne station du bassin) pour le contrôle de l'ensemble du bassin de la Sanaga (131 500 km², soit 97% du total) et surtout pour l'étude de l'aménagement hydro-électrique des chutes d'EDEA.

2.2 Il s'agit d'un aménagement de basse chute qui fonctionne au fil de l'eau. Les travaux ont été réalisés en deux étapes : EDEA I de 1949 à 1953 (puissance installée de 22MW) et EDEA II de 1954 à 1958 (puissance installée totale de 159MW).

3 - EQUIPEMENT HYDROMETRIQUE

Voir le plan de situation, reproduit sur la figure A5-1.

3.1 La lit de la Sanaga au niveau des chutes d'EDEA est complexe. Il comprend, en particulier trois chenaux plus importants dénommés; de la rive gauche vers la rive droite, Bras de la GARE, Bras Principal et Bras Mort.

De nombreuses échelles ont été installées depuis 1943 (voir les points numérotés sur le plan de situation) et sont encore observées. Nous n'utiliserons dans cet exemple que les données de l'échelle la plus à l'aval, désignée sur le plan par "Echelle 0".

3.2 Cette échelle, dite ZERO ou EKITE, a été installée en mai 1959 à l'aval de la confluence du Bras Principal et du Bras Mort. Située en rive droite, l'échelle comprend un élément supérieur 0-700 et un élément d'étiage 0-100, dont le zéro est à l'altitude 6,35 (système EDEA). "Cet élément d'étiage, arraché par la crue 1967, a été reposé en 1968 mais calé 20cm trop haut. Cela n'apparaît pas dans les relevés qui sont corrigés directement par l'observateur" (cit. Monographie p. 78).

3.2 "Comme nous le verrons plus loin, à propos du tarage, l'échelle ZERO présente toutefois l'inconvénient de voir son étalonnage varier chaque année en basses eaux, à cause de l'instabilité du lit qui, à l'aval de d'EDEA, est constitué essentiellement d'alluvions" (cit. Monographie p.78).

3.3 En l'absence d'une section de jaugeage valable, à l'amont de la centrale hydro-électrique, les mesurages du débit ont tous été effectués :

- en moyennes et hautes eaux, dans le Bras Principal et le Bras Mort, aux sections indiquées sur le plan de situation (figure A5-1);
- en basses eaux, soit dans le Bras Principal seul quand le Bras Mort ne débite plus, soit dans une section à l'aval de l'échelle.

3.4 Le dossier de la station ne contient aucun profil transversal de la section au droit de l'échelle ZERO. D'après le plan de situation, le lit est large de 700m environ en hautes eaux et, comme cela a été mentionné, assez instable.

Les seuls éléments, dont nous disposons, sont des profils transversaux des deux sections de jaugeages, exécutés en 1959 à l'occasion de mesures. Ces profils sont représentés sur la figure A5-2. Ils montrent que :

- le remblaiement du lit dans le Bras Principal est important et très rapide : la réduction de la section mouillée, pour la hauteur 700 à l'échelle ZERO, est de 230 m² (soit -13%) entre le 18 octobre et le 5 novembre 1959; un mois après, la section a augmenté de 80 m² (soit +5%);

- dans la même période, le profil du Bras Mort ne varie pas.

Ces données apportent une indication sur la mobilité réelle du lit mais ont peu d'intérêt pour le tracé de la courbe de tarage. En effet, elles ne sont pas très précises, car faites pendant des jaugeages (profondeur moyenne de 11m et vitesse moyenne de 1,85 m/s le 18 octobre) et surtout, elles ne concernent pas la section de l'échelle ZERO.

4 - RELEVES LIMNIMETRIQUES

4.1 Les relevés sont continus et sûrs dans la période de 1959 à 1970.

Il existe néanmoins d'assez nombreuses absences d'observations entre 1959 et 1964 inclus. Mais ces lacunes ne dépassent jamais trois jours et peuvent être facilement comblées.

4.2 Le limnigramme annuel de la Sanaga à EDEA a une forme régulière avec un maximum en octobre et un minimum généralement en mars.

4.3 Cotes maximales et minimales observées dans la période 1959-1970 :

Année	Minimum		Maximum	
	date	hauteur	date	hauteur
1959	24 mars	60	20 oct.	724
1960	23 mars	60	3 oct.	722
1961	23 mars	31	21 oct.	770
1962	2 mars	40	14 oct.	750
1963	26 mars	82	24 oct.	660
1964	3 mars	35	6 oct.	763
1965	13 avril	57	21 oct.	655
1966	12 mars	16*	30 oct.	695
1967	21 mars	41	20 oct.	758
1968	18 avril	39	13 oct.	675
1969	23 févr.	68	7 oct.	766
1970	5 avril	131	3 oct.	772**

* = minimum absolu de la période

** = maximum absolu de la période

5 - JAUGEAGES

5.1 Au total, 84 jaugeages ont été réalisés entre le 14 octobre 1959 et le 16 avril 1970. Ces jaugeages sont listés dans le tableau A5.1 suivant leur séquence chronologique.

Nous ne disposons que des couples "hauteur-débit", avec la valeur du débit de chacun des deux bras. Les profils en travers, trouvés dans le dossier nous ont permis, pour 5 d'entre eux, de calculer la section mouillée et la vitesse moyenne mesurée dans les sections de jaugeages.

5.2 La répartition chronologique est mauvaise :

- les jaugeages de moyennes et hautes eaux sont répartis sur deux années seulement (1959 et 1961) et tout au début de la période;
- les jaugeages de basses eaux, inférieurs à $1000\text{m}^3/\text{s}$, n'existent qu'en 1961, puis de 1964 à 1970; de plus, le nombre des mesures varie de 9 en 1968 à 2 en 1966 et 1967 (nombre très insuffisant).

5.3 La répartition en hauteur est irrégulière : nombreux jaugeages en basses et hautes eaux mais une grave lacune entre les cotes 180 et 320.

Le tableau A5.2 donne la liste des jaugeages, rangés par hauteurs croissantes.

6 - TARAGES

6.1 La première étape de la recherche du tarage est le report de TOUS les jaugeages sur un même graphique. Nous suggérons d'utiliser, comme nous l'avons fait, une feuille de papier millimétré A2 ($40 \times 60\text{cm}$), prise dans le sens vertical et avec les échelles $1\text{cm}=20\text{cm}$ pour les hauteurs et $1\text{cm}=100\text{m}^3/\text{s}$ pour les débits.

Comme nous savons que la station est instable en basses eaux, des symboles différents (ou des couleurs) sont utilisés pour chacune des séries de mesures faites la même année.

Ce graphique, pour des raisons de dimension n'a pas été annexé. Mais nous l'avons divisé en trois morceaux de format A4 (figures A5-3, A5-4, A5-5).

Nous conseillons très fortement au lecteur de tracer lui-même ce graphique dans le format A2, ne serait-ce que pour vérifier que l'interprétation est ainsi plus facile. On pourrait aussi ajouter plus rapide, car le découpage en graphiques séparés impose de reporter plusieurs fois les mêmes points, à des échelles différentes.

6.2 Interprétation

Moyennes et hautes eaux $h > 290$

Les courbes des 2 sections (bras principal et bras mort) sont tracées séparément et sans difficultés dans l'intervalle 290-750 : la dispersion des points est faible.

Aucun indice d'instabilité ou de non univocité n'apparaît entre 1959 et 1961.

La courbe de débit total est, elle aussi, tracée sans difficultés soit à partir des jaugeages complets (somme des débits jaugés le même jour et à la même hauteur dans les deux bras), soit en additionnant les ordonnées des courbes de chaque bras.

On note que le débit maximal jaugé dans le Bras Mort ($h=767$) est seulement inférieur de 5 cm au maximum absolu ($h=772$). Par contre, il faut

extrapoler la courbe du Bras Principal sur 51cm. A défaut de données sur les vitesses moyennes dans ce bras, la courbe est simplement prolongée...

Basses eaux $h < 200$

L'ensemble des points est fortement dispersé. Les jaugeages peuvent être néanmoins assez facilement regroupés et 4 courbes sont tracées avec une précision correcte (figure A5-3) :

- une courbe inférieure avec les mesures de 1961, 1967 et 1970;
- une courbe supérieure avec les mesures de 1964, 1966 et 1969;
- deux courbes intermédiaires avec les mesures de 1965 d'une part et de 1968 d'autre part.

On note toutefois que les deux jaugeages faits en 1966 et en 1967 ne permettent que de "raccrocher" ces deux années à des courbes. Dans les deux cas, les jaugeages ont été faits à des hauteurs très proches et les résultats, surtout en 1966, sont assez discordants. Il est impossible d'affirmer que le tarage n'est pas différent, du moins avec les éléments dont nous disposons (voir § 8 - VERIFICATION).

On observe une apparente convergence des courbes vers le haut, c'est à dire à partir de la cote 150. Il faut toutefois noter que les jaugeages sont très peu nombreux à partir de cette cote.

L'extrapolation de chaque courbe "vers le bas" est variable suivant les années : de quelques cm en 1967 à 30 cm en 1961. Dans ce dernier cas, le tracé est imprécis et ne peut être fait qu'en "prolongeant" la courbe.

Hauteurs intermédiaires $200 < h < 290$

Le tracé de la courbe de tarage dans cet intervalle est imprécis par faute de mesures. De fait, le seul jaugeage disponible est très douteux ! Effectué à la cote 226, dans le Bras Principal, son débit est beaucoup trop fort (voir figure A5-4). Bien qu'il soit indiqué dans la Monographie que, ce même jour, le débit du Bras Mort n'a pas été mesuré, nous pensons que ce jaugeage a été fait à la section aval et qu'il correspond à un débit total : sinon, il faut remettre en cause toute la courbe de tarage du Bras Principal et par suite la courbe de débit total.

Il subsiste aussi une indéfinition de la partie basse de la courbe du Bras Mort : à quelle cote son débit s'annule-t-il ? Cette question est sans réponse, sans doute parce qu'en raison des vitesses très faibles, les jaugeages sont impossibles.

Nous avons choisi de joindre les différentes courbes au niveau de la cote 250 (débit de 1290 m³/s). Ce choix correspond au tracé qui nous a semblé "le plus réaliste".

6.3 La définition du tarage d'une station instable laisse TOUJOURS quelques doutes : il faudrait disposer de jaugeages beaucoup plus nombreux ou idéalement répartis. Mais il n'en est jamais ainsi. L'essentiel est donc de "faire" au mieux, avec les données disponibles.

Nous avons signalé qu'il existe à EDEA plusieurs autres échelles. Les auteurs de la Monographie disposaient aussi de la série des débits turbinés par l'usine. Leur étude est donc forcément plus précise et nous servira de référence pour juger de la qualité de nos résultats.

7 - BAREMES

7.1 Lorsqu'il existe plusieurs courbes de tarage, se pose le problème du choix des périodes de validité de chaque courbe. Dans le cas présent, ce choix est immédiat : le changement de tarage doit se faire dans la partie commune c'est à dire pour une cote supérieure à 250. Comme le maximum se produit toujours en octobre, il est plus simple de choisir une date fixe qui peut être le 1er novembre ou le 1er décembre.

7.2 Le barème est établi par la méthode des tronçons de parabole, pour chacune des 4 courbes tracées :

- barème N°1 valide du 1 05 1959 au 30 11 1963
et du 1 12 1966 au 30 11 1967
et du 1 12 1969 au 30 11 1970
hauteurs limites : $h_{\min} = 31$ $h_{\max} = 772$
Voir tableaux A2.3 et A2.4

- barème N°2 valide du 1 12 1963 au 30 11 1964
et du 1 12 1965 au 30 11 1966
et du 1 12 1968 au 30 11 1969
hauteurs limites : $h_{\min} = 16$ $h_{\max} = 766$

- barème N°3 valide du 1 12 1964 au 30 11 1966
hauteurs limites : $h_{\min} = 57$ $h_{\max} = 655$

- barème N°4 valide du 1 12 1967 au 30 11 1968
hauteurs limites : $h_{\min} = 39$ $h_{\max} = 675$

Pour ces trois barèmes, nous donnons dans le tableau A5.5, les points limites et intermédiaires des tronçons de paraboles.

7.3 Les débits moyens journaliers sont calculés d'après la seule hauteur journalière. Ils sont connus avec une précision moyenne, étant donné que les variations de hauteur peuvent atteindre 40 cm dans la journée à la montée des eaux. De plus les débits de basses eaux sont influencés par l'usine ...et la relative imprécision du tarage. De toutes façons, on ne peut espérer faire un contrôle précis des faibles débits de la Sanaga, dans la section de l'échelle ZERO.

7.4 Le tableau A5.2 donne les écarts entre les débits jaugés et les débits du barème correspondant. On pourra observer que la répartition des écarts positifs et négatifs est homogène (tracé de la courbe correct et calcul du barème exact) et que les écarts moyens absolus sont respectivement de 2,2%, 2,9%, 2,1% et 2,5% pour les hauteurs inférieures à 250cm.

L'écart moyen absolu des 34 jaugeages, utilisés pour la définition du barème N°1, est de 1,9% : valeur faible, qui atteste la bonne qualité des mesures.

7.5 Le débit journalier maximal du 3 octobre 1970, est de 7640 m³/s (cote 772) et le débit minimal a été observé le 23 mars 1961 : 172 m³/s pour la cote 31. On remarquera que ce débit minimal ne correspond pas à la cote minimale du 12 mars 1966 (débit de 207 m³/s).

8 - VERIFICATION

B.1 Après avoir défini le tarage d'une station, il convient de vérifier les résultats obtenus. Ceci est généralement fait par comparaison des débits calculés avec des stations amont ou aval. Dans le cas d'EDEA, il existe aussi la possibilité de comparer les débits de basses eaux aux débits turbinés. Ce travail a été fait par les auteurs de la Monographie.

B.2 Le tarage proposé dans la Monographie comprend 7 barèmes dans la période 1959-1970.

En plus des 4 barèmes que nous avons retenu, et pour lesquels les différences ne sont pas significatives (2% au maximum), des barèmes différents ont été retenus :

- pour la période du 1er décembre 1961 au 30 novembre 1963, période durant laquelle il n'existe AUCUN jaugeage (barème défini par comparaison avec les débits turbinés);

- pour l'année 1967, à laquelle nous avons attribué le barème N°1, en considérant que les deux jaugeages étaient insuffisants pour définir une courbe;

- pour l'année 1969, à laquelle nous avons attribué le barème N°2, parce que 3 jaugeages sur 6 (le 7ème étant signalé douteux) se plaçaient correctement sur la courbe; le barème proposé est d'ailleurs très peu différent du nôtre.

B.3 La hauteur limite supérieure d'instabilité a été choisie égale à 265 alors que nous avons retenu la cote 250 : étant donné l'absence de jaugeages dans l'intervalle 200-290, ce choix est aussi valable mais pas nécessairement meilleur.

6 - TABLEAUX ET FIGURES

	page
Tableau A5.1 : Liste chronologique des jaugeages	A5-8
Tableau A5.2 : Liste des jaugeages classés	A5-10
Tableau A5.3 : Découpage en segments de parabole (barème N°1)	A5-12
Tableau A5.4 : Barème décimétrique (barème N°1)	A5-13
Tableau A5.5 : Liste des points limites et intermédiaires des segments de paraboles pour les barèmes N°2, 3 et 4.	A5-14
Figure A5-1 : Croquis de situation	A5-15
Figure A5-2 : Profils en travers	A5-16
Figure A5-3 : Courbes de tarage pour $h < 190$	A5-17
Figure A5-4 : Courbes de tarage pour $0 < h < 450$	A5-18
Figure A5-5 : Courbes de tarage complète	A5-19

Tableau A5.1 : Liste chronologique des jaugeages

N°	Date	h cm	Bras Principal			Bras Mort			Q total m ³ /s
			Q m ³ /s	S m ²	U m/s	Q m ³ /s	S m ²	U m/s	
1	14 10 59	688	3000			3050			6050
2	18 10 59	716	3350	1805	1,86	3375	2335	1,45	6715
3	31 10 59	645				2575			
4	31 10 59	648	2840						
5	3 11 59	586				2120			
6	3 11 59	592	2650						
7	5 11 59	544				1800	1965	0,92	
8	5 11 59	545	2296	1315	1,75				
9	9 11 59	485	2020			1390			3410
10	20 11 59	448				1140			
11	23 11 59	426				1020			
12	23 11 59	429	1755						
13	30 11 59	360				650			
14	30 11 59	362	1545						
15	8 12 59	292				376	1430	0,26	
16	8 12 59	294	1216	1000	1,22				
17	28 02 61	85							364
18	1 03 61	81							338
19	2 03 61	79							341
20	3 03 61	79							341
21	5 03 61	74							322
22	6 03 61	71							293
23	7 03 61	68							291
24	8 03 61	65							281
25	9 03 61	63							273
26	10 03 61	61							268
27	12 05 61	179							835
28	13 05 61	175							819
29	21 10 61	767				3740			
30	22 10 61	753				3635			
31	23 10 61	729				3310			
32	24 10 61	711				3320			
33	24 10 61	721	3570						
34	26 10 61	695				3090			
35	26 10 61	696	3345						
36	27 10 61	684	3295			2860			6155
37	28 10 61	675	3220			2785			6005
38	30 10 61	658	3205			2745			5950
39	31 10 61	628	2995						
40	31 10 61	626				2325			
41	2 10 61	603	2775			2130			4905
42	10 03 64	43	285			0			285
43	14 03 64	37	268			0			268
44	19 03 64	62	344			0			344

Tableau A5.1 : Liste chronologique des jaugeages (suite)

N°	Date	h cm	Bras principal			Bras "mort"			Q total m3/s
			Q m3/s	S m2	U m/s	Q m3/s	S m2	U m/s	
45	20 03 64	66	358			0			358
46	26 03 64	87	450			0			450
47	27 03 64	94	508			0			508
48	2 03 64	104	574			0			574
49	3 03 64	120	635			0			635
50	7 01 65	226	1166			?			1166
51	25 01 65	166	742			0			742
52	26 01 65	163	741			0			741
53	2 02 65	141	620			0			620
54	10 02 65	120	538			0			538
55	9 03 65	90	411			0			411
56	15 04 65	65	345			0			345
57	6 03 66	27	216			0			216
58	18 03 66	21	228			0			228
59	16 03 67	47	244			0			244
60	21 03 67	42	215			0			215
61	18 01 68	153	700			0			700
62	31 01 68	120	564			0			564
63	9 02 68	97	477			0			477
64	29 02 68	58	293			0			293
65	3 03 68	63	325			0			325
66	9 03 68	73	350			0			350
67	21 03 68	116	565			0			565
68	28 03 68	84	390			0			390
69	18 04 68	42	263			0			263
70	15 01 69	158	783			0			783
71	29 01 69	131	685			0			685
72	12 02 69	89	491			0			491
73	27 02 69	85	451			0			451
74	8 03 69	121	622			0			622
75	23 04 69	199	1127 (douteux)			0			(1127)
76	30 04 69	161	802			0			802
77	15 01 70	175	827			0			827
78	16 01 70	171	820			0			820
79	2 02 70	155	682			0			682
80	3 02 70	158	703			0			703
81	13 02 70	147	652			0			652
82	14 02 70	144	617			0			617
83	20 02 70	150	709			0			709
84	16 04 70	171	796			0			796

Tableau A5.2 : Liste des jaugeages rangés (pour chaque barème)

N°	Date	h cm	Q total jaugé m ³ /s	Q barème m ³ /s	Ecart/barème en %
Barème N°1 - valide pour les jaugeages de 1959, 1961, 1967 et 1970					
60	21 03 67	42	215	204	+ 5,1
59	16 03 67	47	244	220	+ 9,8
26	10 03 61	61	268	267	+ 0,4
25	9 03 61	63	273	274	- 0,4
24	8 03 61	65	281	281	0
23	7 03 61	68	291	293	- 0,7
22	6 03 61	71	293	304	- 3,8
21	5 03 61	74	322	316	+ 1,9
20	3 03 61	79	341	337	+ 1,0
19	2 03 61	79	341	337	+ 1,0
18	1 03 61	81	338	346	- 2,4
17	28 02 61	85	364	363	+ 0,2
82	14 02 70	144	617	646	- 4,8
81	13 02 70	147	652	662	- 1,6
83	20 02 70	150	709	678	+ 4,4
79	2 02 70	155	682	705	- 3,4
80	3 02 70	158	703	721	- 2,7
78	16 01 70	171	820	793	+ 3,2
84	16 04 70	171	796	793	+ 0,4
28	13 05 61	175	819	816	+ 0,3
77	15 01 70	175	827	816	+ 1,3
27	12 05 61	179	835	839	- 0,5
15/16	8 12 59	293*	1592	1598	- 0,4
13/14	30 11 59	361*	2195	2158	+ 1,7
11/12	23 11 59	427,5*	2775	2785	- 0,4
9	9 11 59	485	3410	3405	+ 0,2
7/8	5 11 59	544,5*	4095	4135	- 1,0
41	2 11 61	603	4905	4945	+ 0,9
3/4	31 10 59	646,5*	5415	5600	- 3,4
38	30 11 61	658	5950	5775	+ 2,9
39	28 11 61	675	6005	6040	- 0,6
37	27 11 61	684	6155	6185	- 0,5
1	14 10 59	688	6050	6250	- 3,3
2	18 10 59	716	6715	6700	+ 0,2

* = hauteur moyenne des jaugeages effectués le même jour dans le Bras Principal et dans le Bras Mort.

Tableau A5.2 : Liste des jaugeages rangés (pour chaque barème) (suite)

N°	Date	h cm	Q total jaugé m ³ /s	Q barème m ³ /s	Ecart/barème en %
Barème N°2 - valide pour les jaugeages de 1964, 1966 et 1969					
58	18 03 66	21	228	220	+ 3,7
57	6 03 66	27	216	236	- 9,1
43	14 03 64	37	268	265	+ 1,0
42	10 03 64	43	285	285	0
44	19 03 64	62	344	356	- 3,5
45	20 03 64	66	358	373	- 4,1
73	27 02 69	85	451	456	- 1,0
46	26 03 64	87	450	464	- 3,2
72	12 02 69	89	491	473	+ 3,6
47	27 03 64	94	508	495	+ 2,5
48	2 03 64	104	574	540	+ 6,0
49	3 03 64	120	635	612	+ 3,7
74	8 03 69	121	622	616	+ 0,9
71	29 01 69	131	685	662	+ 3,4
70	15 01 69	151	783	789	- 0,8
76	30 04 69	161	802	804	- 0,3
Barème N°3 - valide pour les jaugeages de 1965					
56	15 04 65	65	345	334	+ 3,2
55	9 03 65	90	411	418	- 1,7
54	10 02 65	120	538	540	- 0,5
53	2 02 65	141	620	638	- 2,8
52	26 01 65	163	741	750	- 1,1
51	25 01 65	166	742	765	- 3,2
50	7 01 65	226	1166 ?	1125	+ 3,3
Barème N°4 - valide pour les jaugeages de 1968					
69	18 04 68	42	263	257	+ 2,3
64	29 02 68	58	293	303	- 3,4
65	3 03 68	63	325	320	+ 1,6
66	9 03 68	73	350	358	- 2,3
68	28 03 68	84	390	405	- 3,9
63	9 02 68	97	477	463	+ 2,8
67	21 03 68	116	565	550	+ 2,7
62	31 01 68	120	564	568	- 0,7
61	18 01 68	153	700	724	- 3,4

Tableau A5.3 : Découpage en segments de parabole - Barème N°1

CAMEROUN	SANAGA	SANAGA	EDEA	
Etat N°1 : valide du 1/05/59 au 30/11/63 et du 1/12/66 au 30/11/67 et du 1/12/69 au 30/11/70				
VALEUR des HAUTEURS LIMITES HP(L) et INTERMEDIAIRES HINT (L) et des DEBITS LIMITES Q(L) et INTERMEDIAIRES QINT(L)				
L	HP(L) en m	Q(L) en m ³ /s	HINT(L) en m	QINT(L) en m ³ /s
1	0.31	172.000		
2	0.70	300.000	0.50	230.000
3	1.35	600.000	1.00	430.000
4	2.50	1290.000	1.80	845.000
5	4.00	2520.000	3.25	1850.000
6	6.20	5200.000	5.00	3580.000
7	7.72	7640.000	6.90	6280.000

VALEURS des COEFFICIENTS des PARABOLES

SEGMENTS	C(1,L)	C(2,L)	C(3,L)
1	0.1147100E+03	0.2834680E+03	0.1720000E+03
2	0.8058600E+02	0.4091580E+03	0.3000000E+03
3	0.7936500E+02	0.5087300E+03	0.6000000E+03
4	0.9777770E+02	0.6733330E+03	0.1290000E+04
5	0.1318180E+03	0.9281820E+03	0.2520000E+04
6	0.7610570E+02	0.1489580E+04	0.5200000E+04

ANGLE entre les TANGENTES aux LIMITES

SEGMENTS	POINTS LIMITES		ANGLES (en degrés)
	H (en m)	Q (en m ³ /s)	
1 - 2	0.70	300.000	2.65
2 - 3	1.35	600.000	-0.29
3 - 4	2.50	1290.000	-0.75
4 - 5	4.00	2520.000	-1.16
5 - 6	6.20	5200.000	-0.36

Tableau A5.4 : Barème décimétrique - Barème N°1

24 JANVIER 1987

STATION NUMERO : 5230103

CAMEROUN SANAGA SANAGA EDEA

Etal N°1 : valide du 1/05/59 au 30/11/63
 et du 1/12/66 au 30/11/67
 et du 1/12/69 au 30/11/70

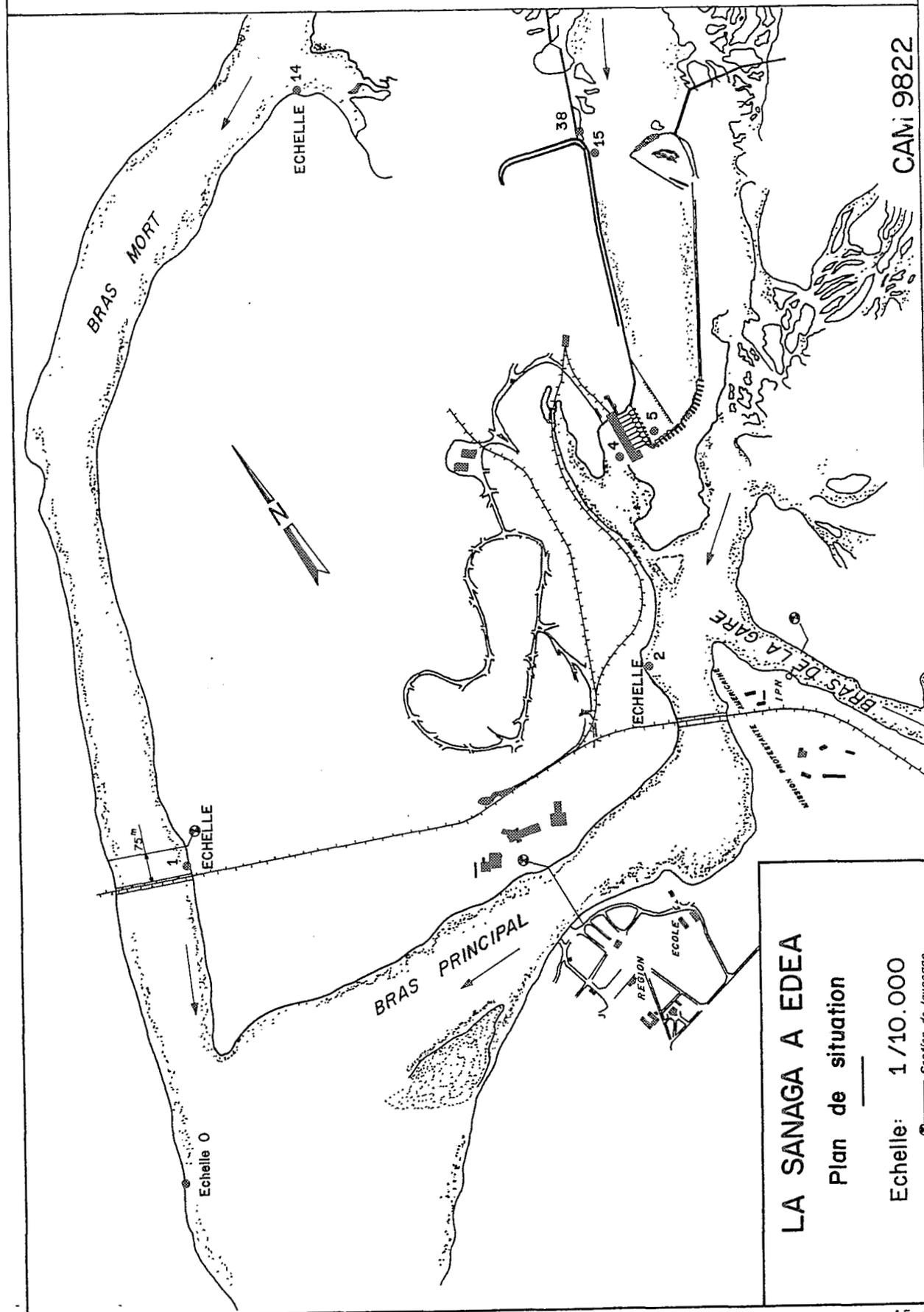
BAREME DECIMETRIQUE HAUTEURS - DEBITS

H (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)
0.30	169.177	2.80	1500.000	5.30	3950.000
0.40	198.000	2.90	1570.000	5.40	4080.000
0.50	230.000	3.00	1650.000	5.50	4210.000
0.60	264.000	3.10	1730.000	5.60	4340.000
0.70	300.000	3.20	1810.000	5.70	4480.000
0.80	342.000	3.30	1890.000	5.80	4620.000
0.90	385.000	3.40	1980.000	5.90	4760.000
1.00	430.000	3.50	2060.000	6.00	4900.000
1.10	477.000	3.60	2150.000	6.10	5050.000
1.20	525.000	3.70	2240.000	6.20	5200.000
1.30	575.000	3.80	2330.000	6.30	5350.000
1.40	626.000	3.90	2420.000	6.40	5500.000
1.50	678.000	4.00	2520.000	6.50	5650.000
1.60	732.000	4.10	2610.000	6.60	5810.000
1.70	788.000	4.20	2710.000	6.70	5960.000
1.80	845.000	4.30	2810.000	6.80	6120.000
1.90	904.000	4.40	2910.000	6.90	6280.000
2.00	964.000	4.50	3020.000	7.00	6440.000
2.10	1030.000	4.60	3120.000	7.10	6600.000
2.20	1090.000	4.70	3230.000	7.20	6770.000
2.30	1150.000	4.80	3350.000	7.30	6930.000
2.40	1220.000	4.90	3460.000	7.40	7100.000
2.50	1290.000	5.00	3580.000	7.50	7270.000
2.60	1360.000	5.10	3700.000	7.60	7430.000
2.70	1430.000	5.20	3820.000	7.70	7610.000

Tableau A5.5 : Liste des points limites et intermédiaires, utilisés pour les barèmes N° 2, 3 et 4

Segment	Point limite		Point intermédiaire	
	h cm	Q m ³ /s	h cm	Q m ³ /s
Barème N° 2				
1	15	205	40	275
	70	390		
2	135	680	100	522
	250	1290		
3	135	680	180	900
	250	1290		
Barème N°3				
1	57	310	90	418
	135	610		
2	135	610	190	904
	250	1290		
Barème N°4				
1	39	250	60	310
	85	410		
2	150	710	115	545
	250	1290		
3	150	710	200	970
	250	1290		

FIGURE A5_1 SANAGA A EDEA — PLAN DE SITUATION



CANI 9822

LA SANAGA A EDEA

Plan de situation

Echelle: 1/10.000

— Section de jaugeage

FIGURE A5_3

SANAGA A EDEA

COURBES DE TARAGE pour $h < 190$ cm

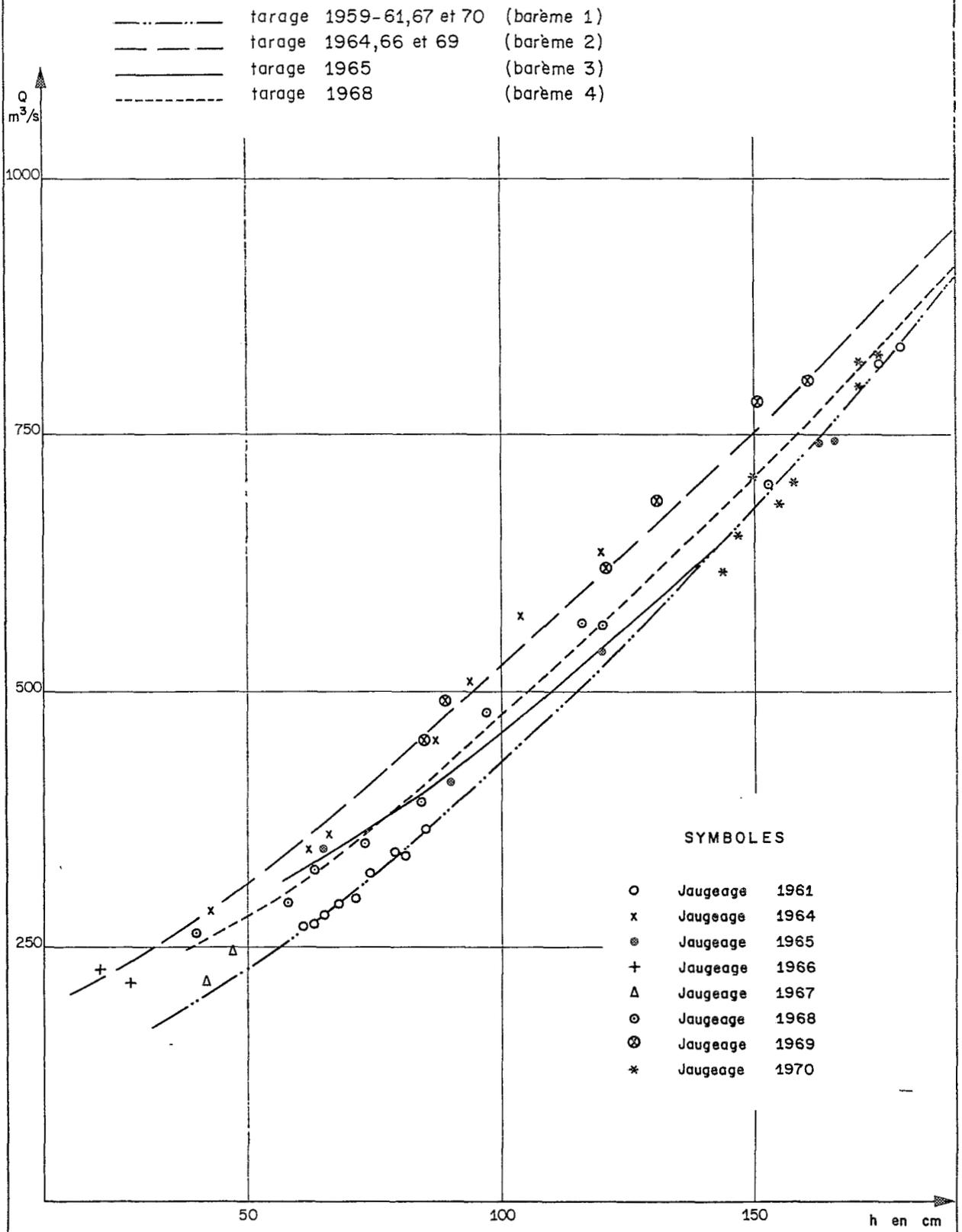
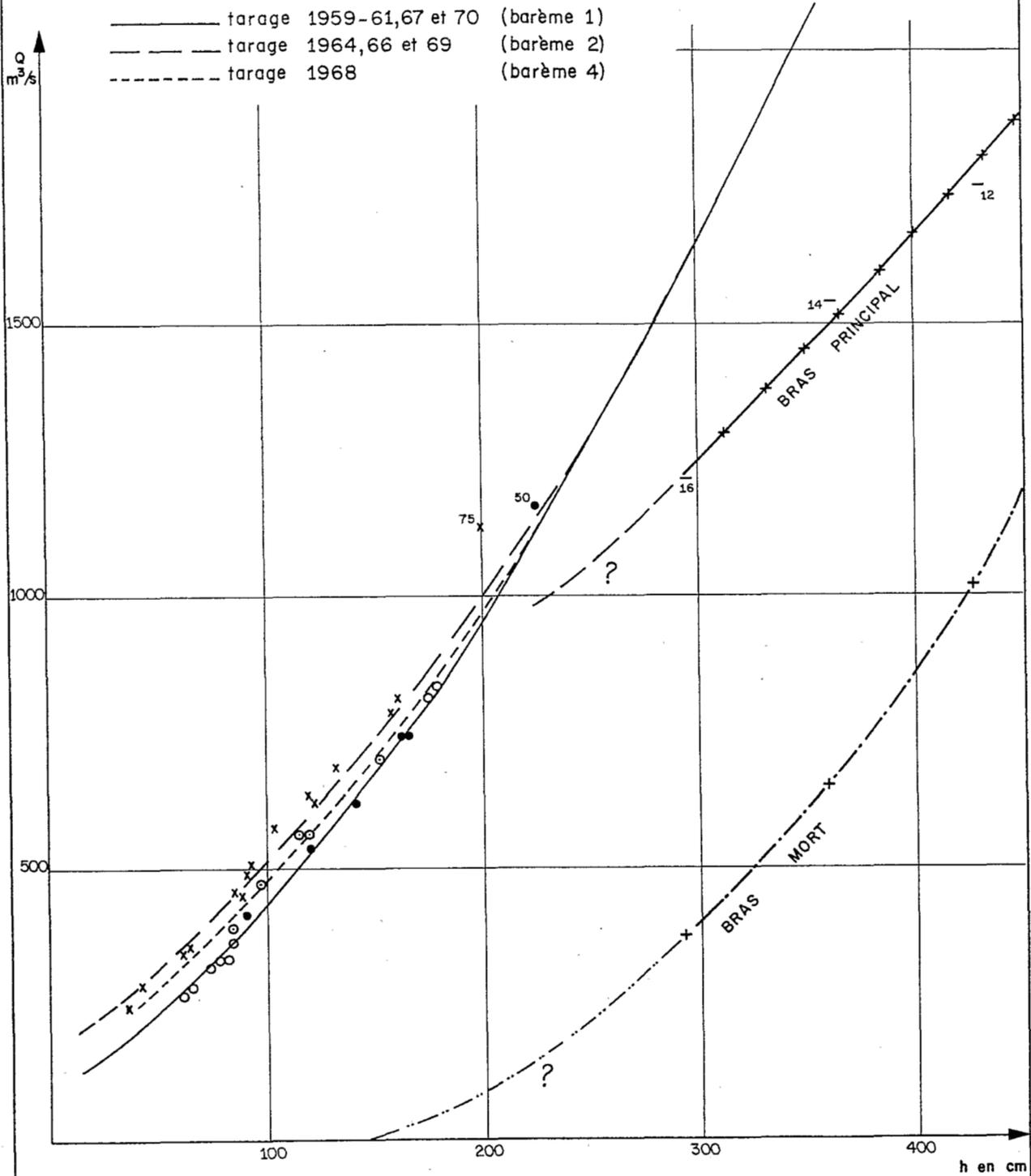


FIGURE A5_4

SANAGA A EDEA

COURBES DE TARAGE pour $h < 440$ cm



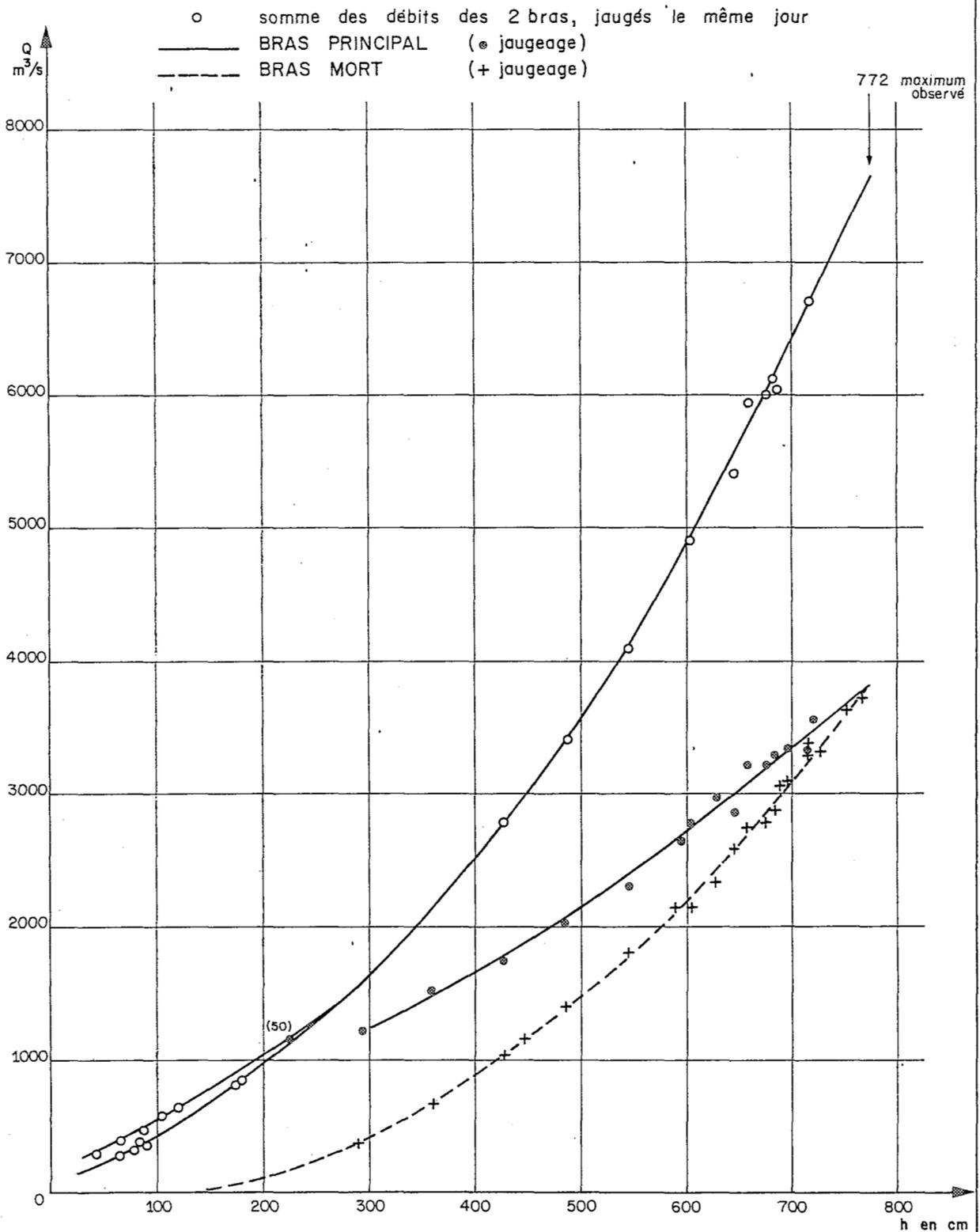
LEGENDE

- 1959
- 1961, 1967 et 1970
- x 1964, 1966 et 1969
- 1965
- 1968

FIGURE A5_5

SANAGA A EDEA

COURBE DE TARAGE COMPLETE



A N N E X E 6

TARAGE DE LA RIVIERE CAPOT AU SAUT BABIN

TYPE de TARAGE

Surface de tarage à courbes univoques multiples.

POINTS d'INTERET

1. tarage d'une station très instable, bien que située à une dizaine de mètres à l'amont d'une chute.
2. surface de tarage de basses eaux, constituée d'un faisceau de courbes univoques parallèles.
3. en l'absence totale de jaugeages de hautes eaux, une seule courbe "moyenne" est utilisée.

SOURCES

1. Les Ressources en Eau de la Martinique
Monographies Hydrologiques ORSTOM (n°4)
par J.GUISCAFRE, J.C.KLEIN et F.MONIOD
2. Relevés limnimétriques intégraux, liste des jaugeages et barèmes.
Base de données du Service hydrologique de l'ORSTOM.

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La Capot est la seconde rivière de l'île de la MARTINIQUE, par la superficie de son bassin versant (60 km² à l'embouchure). Elle draine le flanc est de la célèbre Montagne Pelée (figure A6-1).

La Capot a une longueur totale de 20,5 km et sa pente moyenne est de 29,3 m/km (dénivelée totale de 600 m).

La station du SAUT BABIN se situe à 5,5 km de l'embouchure et contrôle un bassin de 34,1 km².

Coordonnées de la station : 14° 48',7 N 61° 06',5 W
Altitude : 150 mètres

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 La station hydrométrique a été installée, en rive gauche, à une dizaine de mètres en amont du SAUT BABIN, chute d'une hauteur de 8 mètres, qui se présente comme une fente étroite dans un banc rocheux (figure A6-2).

2.2 Le lit dans le bief de la section de l'échelle a une pente longitudinale forte (de l'ordre de 50 m/km) et une très grande mobilité. Les crues, même d'importance moyenne, déplacent les galets et les blocs de roche de toutes tailles, qui encombrant le lit.

Le contrôle exercé par le saut, parfait en théorie, est totalement compromis en basses et moyennes eaux par le déplacement de ces blocs, dont le dessin de la figure A6-2 donne un idée de l'importance.

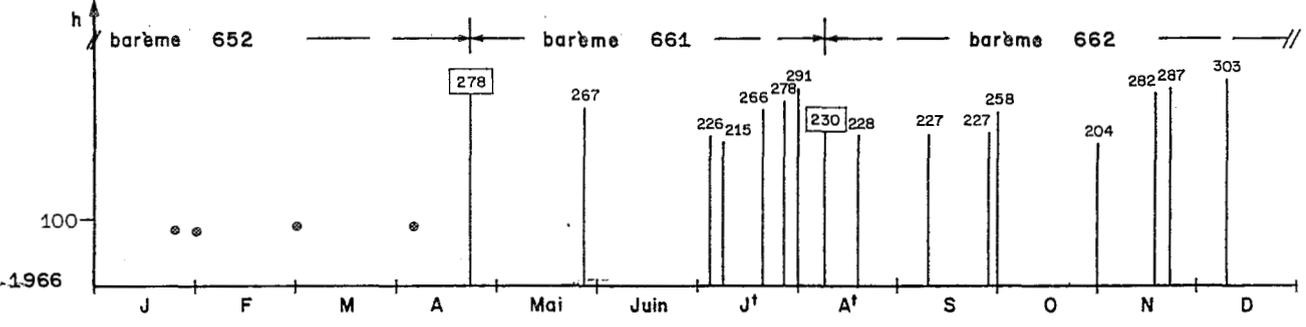
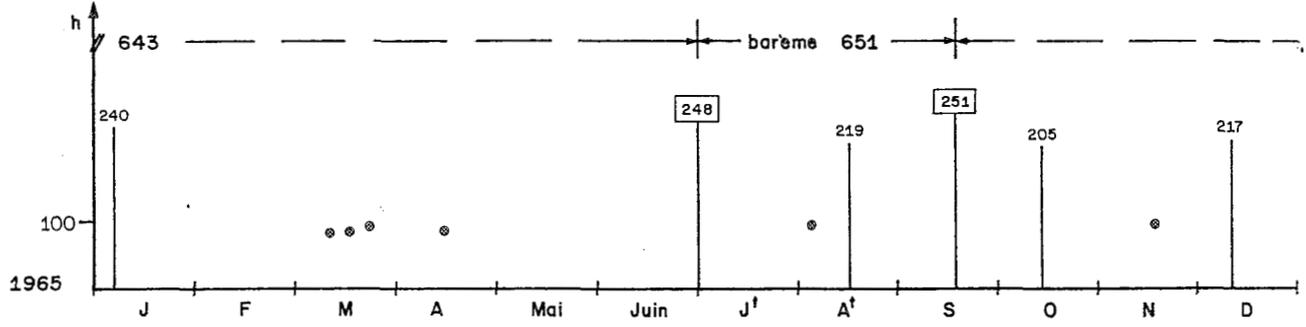
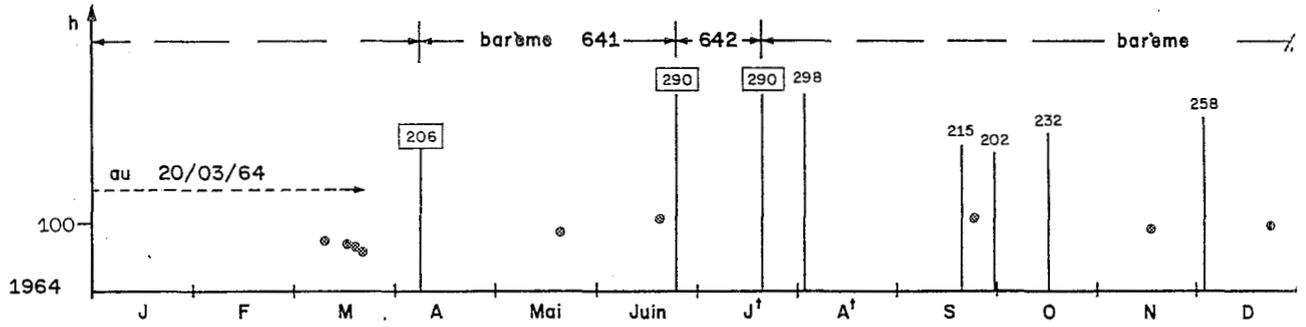
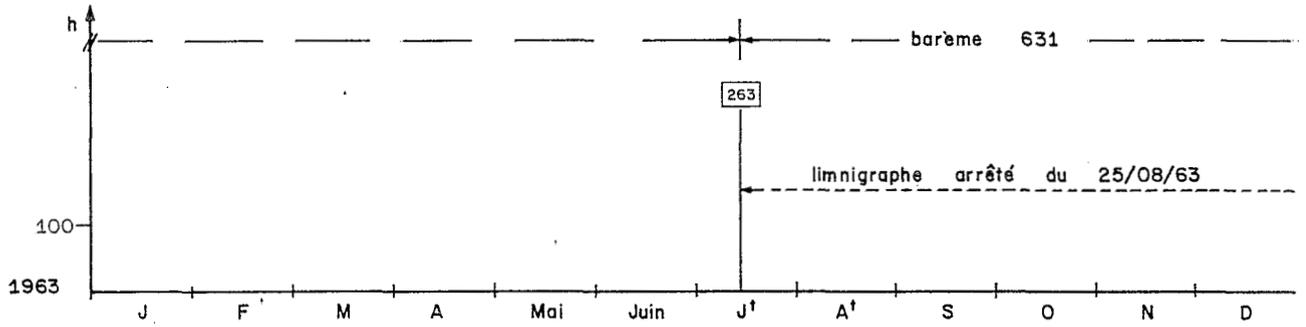
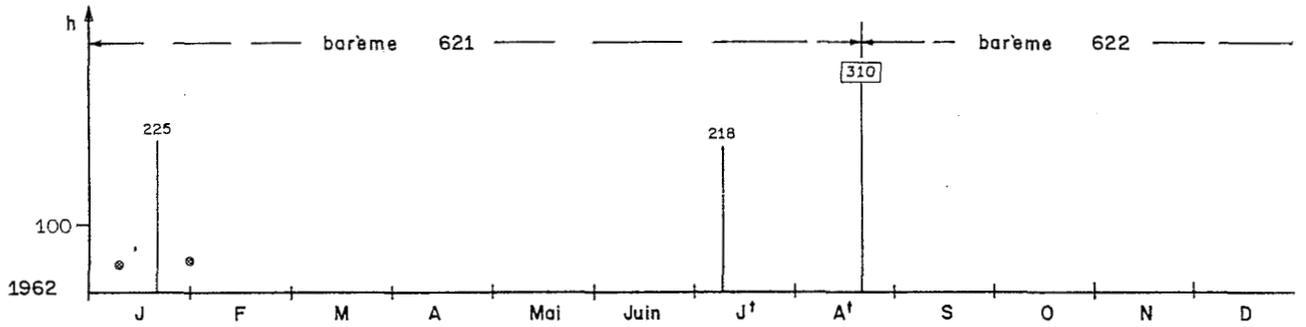
2.3 Nous savons par le dépouillement graphique d'un jaugeage de janvier 1962, à la cote 44, que la section de jaugeage a un profil assez régulier. La largeur est de 13,3 m. Mais nous ne savons pas où se trouve cette section par rapport à l'échelle, ni si elle a été régulièrement utilisée. De toutes façons la connaissance du profil transversal n'est pas très utile dans un bief aussi mobile, à moins bien sûr qu'il ne soit levé après chaque crue.

3 - EQUIPEMENT ET RELEVÉS

3.1 "Une première échelle limnimétrique a été posée en avril 1951 et observée à partir d'août 1951. En février 1962, on a installé au SAUT BABIN un premier limnigraphe qui n'a fonctionné que de septembre 1953 à septembre 1954. Un second limnigraphe a été mis en place en juin 1956. Cet appareil fut détruit par la crue du cyclone "Edith" en septembre 1963, restauré et remis en service en mars 1964. Une nouvelle fois le cyclone "Beulah" l'a endommagé en septembre 1967 et les enregistrements reprurent le 26 octobre 1967. Le cyclone "Dorothy" l'endommagea encore en août 1970, interrompant les enregistrements jusque'au 28 janvier 1971." (extrait de la Monographie, page 42).

Cette description illustre bien les difficultés rencontrées pour assurer une continuité des observations au niveau du terrain. Les discontinuités de la chronique limnimétrique proviennent des arrêts du limnigraphe (voir la chronique graphique).

CHRONOLOGIE des CRUES (> 200cm), des JAUGEAGES et des BARÈMES



3.2 La hauteur maximale que l'on rencontre dans les relevés limnigraphiques intégraux de 1962 à 1977 inclus, est égale à 579 cm. Mais cette valeur n'est pas un maximum : il semble plutôt que ce soit la cote de submersion ou de destruction partielle du limnigraphe par le cyclone "Beulah" le 8 septembre 1967.

Comme la crue du cyclone "Edith" était encore supérieure à celle du cyclone "Beulah", il est très probable que la cote maximale est supérieure à 600, voire 650 cm.

La cote minimale dépend de la situation du tarage : elle varie de 33 cm (mai 1973) à 90 cm (octobre 1965).

L'écoulement est permanent et la valeur des débits caractéristiques d'étiage, rarement inférieurs à 1 m³/s, témoigne de la bonne perméabilité du bassin et des réserves en eau souterraine.

4 - JAUGEAGES

4.1 Le premier jaugeage (archivé) de la Capot à SAUT BABIN date du 12 avril 1951 et le dernier de la liste en notre possession a été fait le 6 mai 1976 : il porte le numéro 210.

La liste chronologique du tableau A6.1 donne, à titre d'exemple, les 44 mesurages effectués entre le 8 janvier 1962 et le 1er août 1969.

Cette liste est complétée par les jaugeages, dont le débit est supérieur à 10 m³/s. Nous en avons trouvé seulement quatre :

No	date	h cm	Q m ³ /s
15	01 10 1953	205	35,0
131	27 08 1971	114	10,8
140	28 04 1972	200	31,0
177	20 09 1974	152	12,5

4.2 Les trois pages qui représentent, sous une forme synthétique et graphique, la chronologie des crues (pointe supérieure à 200 cm), des jaugeages et des barèmes, permet d'évaluer très facilement la répartition chronologique des jaugeages et leur distribution dans l'intervalle des hauteurs.

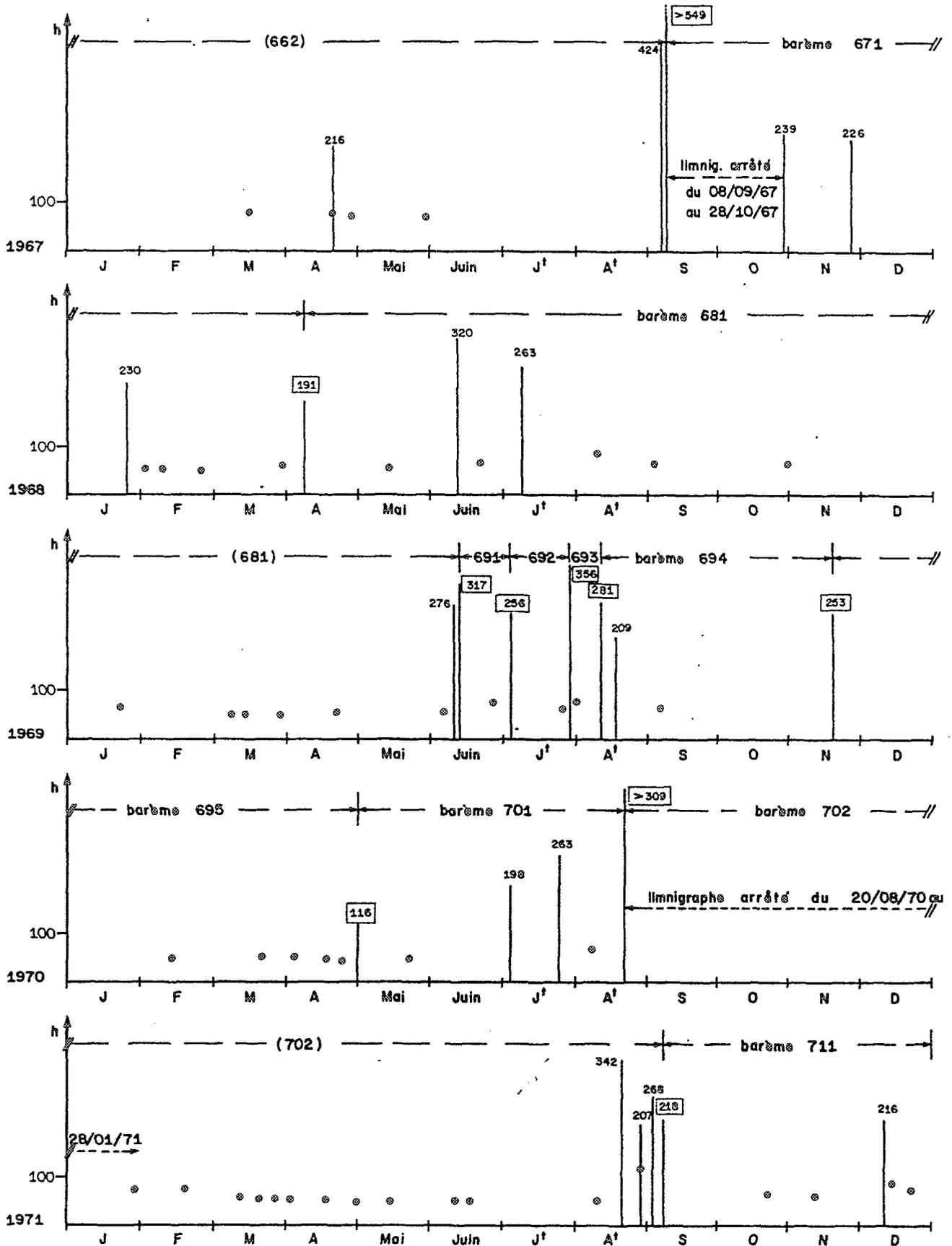
4.3 Malgré le nombre des jaugeages, la répartition chronologique n'est pas excellente.

On remarquera particulièrement l'absence totale de mesurages de janvier 1962 à mars 1964 et durant les 8 derniers mois de 1966, période durant laquelle ont été enregistrées 16 crues supérieures à 2,00 m.

En contrepartie, le graphique met aussi en évidence, l'excellente fréquence des jaugeages dans la période 1972-1975.

4.4 La distribution des mesurages dans l'intervalle des hauteurs (33 cm à 600 cm) est franchement mauvaise puisque l'on décompte 10 jaugeages effectués à une hauteur supérieure à 100 cm et un seul (en 1953) à une cote supérieure à 200 cm. Ceci provient d'une part de la violence des crues et d'autre part de la concurrence des autres stations hydrométriques, nombreuses en MARTINIQUE. La seule manière de jauger les crues d'une telle station est d'installer une équipe sur place, en lui donnant les moyens techniques et matériels de faire des mesures, au moins des vitesses de surface.

CHRONOLOGIE des CRUES (> 200cm), des JAUGEAGES et des BARÈMES (suite)



5 - TARAGE

5.1 Nous n'avons pas refait une étude du tarage de cette station. Nous nous sommes contentés de représenter sur les figures A6-3 et A6-4 les courbes de tarage de la Monographie et de donner dans le tableau A6.2 la liste complète des barèmes établis pour la période 1962-1975.

5.2 Le tarage de basses eaux, représenté sur la figure A6-3, correspond à la période 1962-1969 (tableau A6.1).

On observera le parallélisme des courbes, adms "a priori" puisqu'aucun jaugeage ne permet de le vérifier. Certaines courbes (622, 661) sont tracées sans aucun jaugeage d'appui, le détarage n'ayant été détecté que par la comparaison des hauteurs et/ou des débits d'étiage (voir chapitre III page 114 et suivantes).

Le principal intérêt de cet exemple est dans le choix des périodes de validité des tarages successifs. Même sans les relevés limnographiques complets, que nous ne pouvons reproduire ici, il est possible de se faire une idée des problèmes que cela représente au simple examen de la synthèse graphique. Par exemple, on peut se demander :

- pourquoi en juillet 1966, ce n'est pas la plus forte crue qui oblige à passer du barème 661 au barème 662 ?

- pourquoi chaque crue de juin à août 1969 détare la station et pourquoi aucune ne le fait d'octobre à décembre 1969 ?

- pourquoi en mai 1972, a-t-il été nécessaire de passer du barème 723 au barème 724, après la "crue" du 18 mai dont la cote maximale n'a pas dépassé 68 cm à l'échelle ?

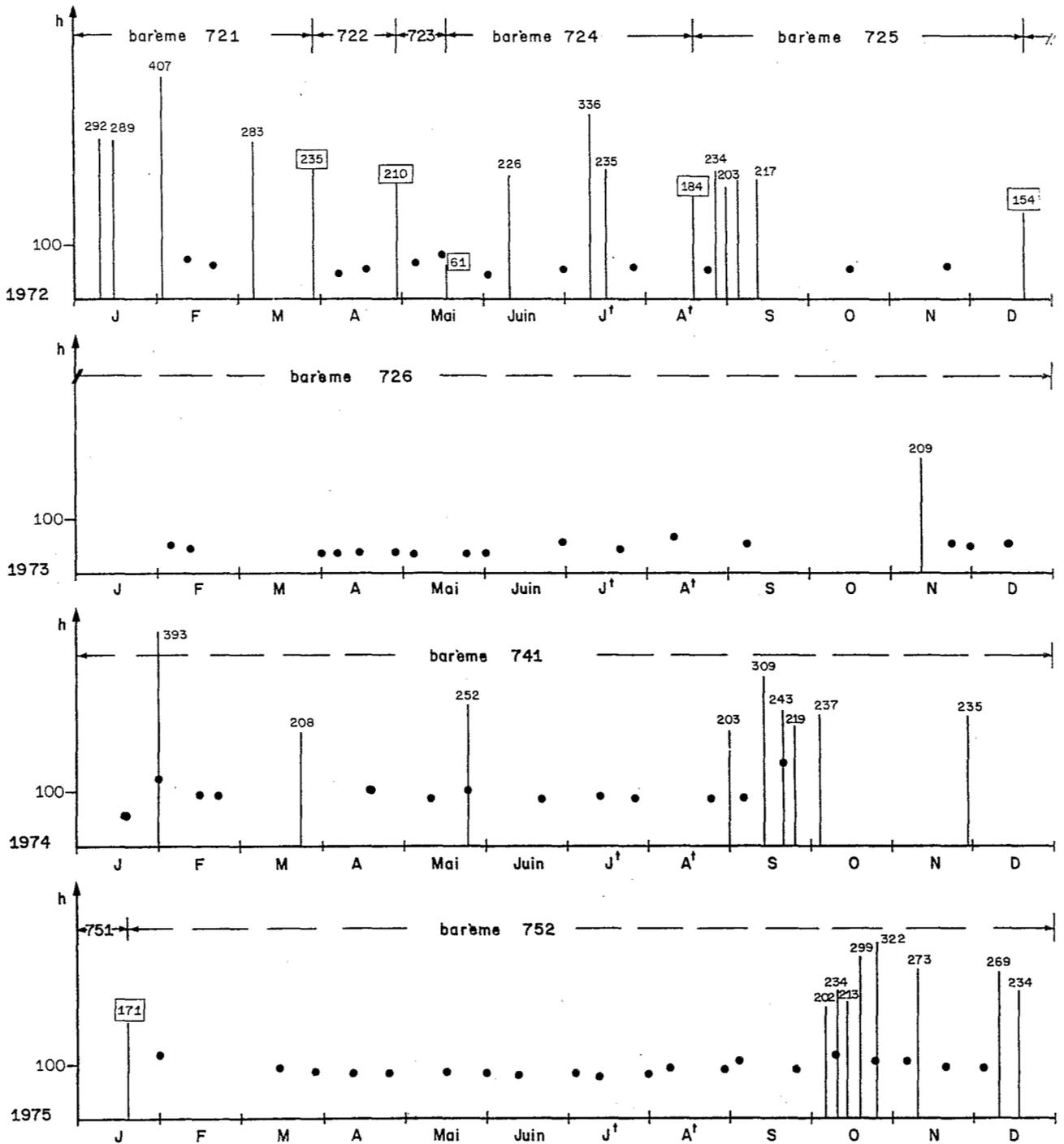
Nous ne poursuivrons pas cet inventaire que chacun peut faire individuellement. Ces questions sont pour nous sans réponse, mais elles ont amenés sans aucun doute, les auteurs de la Monographie à une prise de décision qui fut correcte, puisque la série des débits instantanés s'est avérée parfaitement homogène au moment de l'analyse du régime (modules, crues, étiages). Mais il est facile d'imaginer combien ce travail est important et demande une grande patience.

5.3 La figure A6-4 donne le tracé complet du tarage. En l'absence de jaugeages de hautes eaux, une seule courbe est tracée pour toute la période. Approximation parfaitement admissible puisque l'intervalle des débits pour une même hauteur de basses eaux, est de l'ordre de 8 m³/s. Cette différence ne représente plus que 4% pour un débit de 200 m³/s (cote 200) et 1,6% pour la cote 600 (Q = 500 m³/s)

La courbe de hautes eaux a été tracée à partir d'"estimations du débit des pointes des fortes crues cycloniques" (cit. Monographie)

5.5 Tous les barèmes (28 au total entre 1962 et 1975) ont été établis par la méthode des segments de parabole : de 4 à 12 segments, suivant l'amplitude de l'intervalle des hauteurs ... et l'habileté de l'opérateur.

CHRONOLOGIE des CRUES (> 200cm), des JAUGEAGES et des BAREMES (fin)



LEGENDE:

- crue avec cote maximale
- jaugeage porté à la cote jaugée (1cm=100)
- période de validité du barème
- arrêt de limnigraphe

5.6 Les écarts relatifs entre débit jaugé et barème ont été calculés dans le tableau A2.1.

La moyenne absolue des écarts est de 5,2% pour les 48 jaugeages de la liste et de 3,7 %, si l'on ne tient pas compte des mesures n° 99 et 177.

Ces résultats sont très corrects.

On remarquera néanmoins la nette prédominance des écarts positifs qui dénote une sous-évaluation des débits calculés : est-ce volontaire ou le résultat d'un ajustement imprécis qui pourrait s'expliquer par le fait que durant cette période le lit se creuse et que les tarages sont "en retard" ?

De toutes manières, l'erreur est de l'ordre de 2 à 3% et il est utopique d'espérer une précision inférieure à 20% avec une telle instabilité.

7 - TABLEAUX et FIGURES

Tableau A6.1 : Liste chronologique des jaugeages	Page A6.9
Tableau A6.2 : Liste des barèmes	A6.10
Figure A6-1 : Situation géographique	A6.11
Figure A6-2 : Dessin de la station	A6.11
Figure A6-3 : Courbe de tarage pour $h < 140$ cm	A6.12
Figure A6-4 : Courbe de tarage	A6.13

Tableau A6.1 : Liste chronologique des jaugeages

No	Date	h cm	Q jaugé m ³ /s	Q barème m ³ /s	Ecart Barème
15	1 10 53	205	35,0	35,0	0
67	08 01 62	74	2,31	2,49	- 7,4
68	30 01 62	79	3,13	3,08	+ 1,8
69	09 03 64	73	1,6	1,61	- 0,5
70	16 03 64	70	1,45	1,45	0
71	18 03 64	69	1,34	1,40	- 4,1
72	20 03 64	63	1,24	1,17	+ 6,0
73	19 05 64	87	1,4	1,39	+ 0,9
74	29 06 64	108,7	3,72	3,73	- 0,1
75	23 09 64	104	3,98	3,82	+ 4,2
76	16 11 64	90	1,85	1,86	- 0,5
77	22 12 64	93,5	2,45	2,27	+ 8,0
79	10 03 65	86	1,53	1,44	+ 6,2
80	16 03 65	84,5	1,35	1,31	+ 3,4
81	22 03 65	91,5	2,11	2,02	+ 4,3
82	14 04 65	83,5	1,22	1,22	0
83	4 08 65	96	1,54	1,49	+ 3,1
84	17 11 65	97	2,81	2,75	+ 2,1
85	24 01 66	85,5	1,43	1,40	+ 2,3
86	1 02 66	84	1,3	1,26	+13,1
87	1 03 66	90	1,88	1,86	+ 1,1
88	5 04 66	89,5	1,82	1,80	+ 0,9
89	15 03 67	79,7	2,92	2,75	+ 6,1
90	20 04 67	77,5	2,46	2,52	- 2,5
91	28 04 67	73	2,01	2,04	- 1,7
92	29 05 67	70	1,9	1,76	+ 8,0
93	2 02 68	57	2,1	1,87	+12,5
94	9 02 68	53,5	1,53	1,58	- 3,0
95	25 02 68	51	1,45	1,38	+ 4,9
96	29 03 68	61	2,28	2,22	+ 2,7
97	13 05 68	55	1,58	1,55	+ 1,9
98	21 06 68	64,2	2,29	2,42	- 5,5
99	26 07 68	61	1,64	2,12	-22,5
100	9 08 68	88	6,2	5,72	+ 8,3
101	3 09 68	63,5	2,39	2,36	+ 1,5
102	30 10 68	62,2	2,27	2,23	+ 1,7
103	22 01 69	68,5	2,87	2,86	+ 0,4
104	7 03 69	50,5	1,17	1,13	+ 3,5
105	13 03 69	51	1,18	1,18	+ 0,3
106	28 03 69	49	0,98	0,99	- 1,2
107	21 04 69	56	1,55	1,64	- 5,7
108	6 06 69	55	1,45	1,55	- 6,5
109	26 06 69	73	2,54	2,54	0
110	25 07 69	65,5	2,19	2,16	+ 1,2
111	1 08 69	79	3,25	3,16	+ 3,0
131	27 08 71	114	10,8	10,0	+ 8
140	28 04 72	200	31,0	33,9	- 8,6
177	20 09 74	151,7	12,5	19,7	-36,5

Tableau A6.2 : Liste des barèmes de la période 1962-1965

No	Validité		Amplitude		Equi- valen ce	Nombre de jaugeages
	début	fin	h min	h max		
621	1 01 62 à 0h00	20 08 62 à 19h55	53	296		2
622	20 08 62 à 19h56	25 08 63 à 23h59	58	301		0
631	26 08 63 à 0h00	7 04 64 à 3h49	60	600		4
641	7 04 64 à 3h50	23 06 64 à 7h34	83	600		1
642	23 06 64 à 7h35	19 07 64 à 12h47	86	600		1
643	19 07 64 à 12h48	30 06 65 à 15h41	82	600		7
651	30 06 65 à 15h42	17 09 65 à 13h00	90	600		1
652	17 09 65 à 13h01	22 04 66 à 11h07	82	600	643	5
661	22 04 66 à 11h08	8 08 66 à 2h43	78	600		0
662	8 08 66 à 2h44	8 09 67 à 3h10	67	600		4
671	8 09 67 à 3h11	7 04 68 à 1h11	47	600		4
681	7 04 68 à 1h12	12 06 69 à 16h08	48	600		12
691	12 06 69 à 16h09	3 07 69 à 8h22	56	600		1
692	3 07 69 à 8h23	27 07 69 à 7h22	52	600		1
693	27 07 69 à 7h23	10 08 69 à 7h56	56	600	691	1
694	10 08 69 à 7h57	18 11 69 à 7h14	52	600	692	1
695	18 11 69 à 7h15	1 05 70 à 11h02	45	600		5
701	1 05 70 à 11h03	20 08 70 à 23h59	44	600		2
702	21 08 70 à 0h00	7 09 71 à 2h09	45	600		13
711	7 09 71 à 2h10	31 12 71 à 24h00	57	600		4
721	1 01 72 à 0h00	27 03 72 à 13h53	45	600	702	2
722	27 03 72 à 13h54	28 04 72 à 23h34	45	600		3
723	28 04 72 à 23h35	17 05 72 à 16h09	40	245		2
724	17 05 72 à 16h10	17 08 72 à 7h56	45	600	722	3
725	17 08 72 à 7h57	20 12 72 à 14h24	40	245	723	3
726	20 12 72 à 14h25	31 12 73 à 24h00	34	200		16
741	1 01 74 à 0h00	31 12 74 à 24h00	34	600		16
751	1 01 75 à 0h00	18 01 75 à 16h03	82	600		0
752	18 01 75 à 16h04	31 12 75 à 24h00	77	600		20

Le numéro du barème est celui du fichier informatisé de l'ORSTOM.
 Dans la colonne "Equivalence" est indiqué le numéro du barème qui est identique au barème considéré.

FIGURE A6_1

RIVIERE CAPOT à SAUT-BABIN
SITUATION GEOGRAPHIQUE

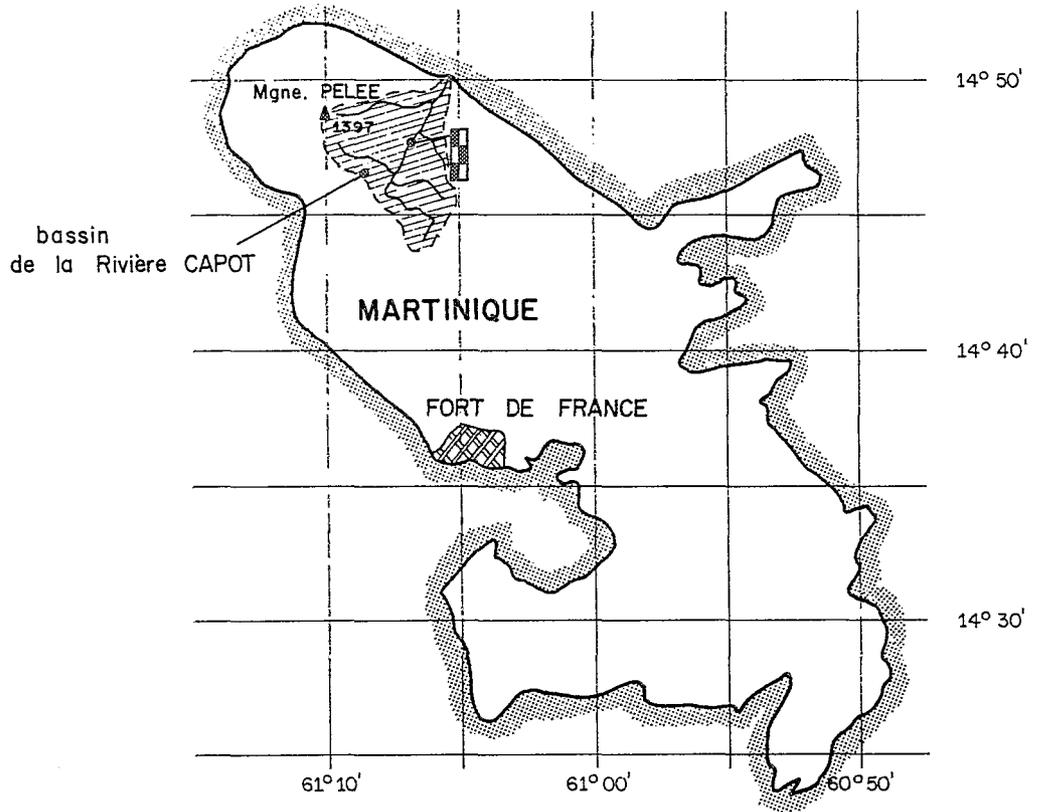
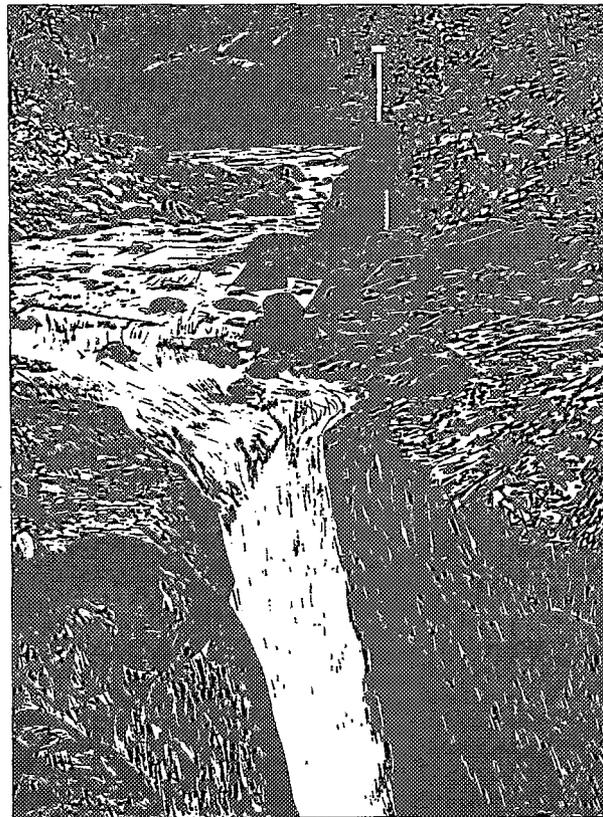


FIGURE A6_2

DESSIN DE LA STATION



(DESSIN À LA PLUME DE DANIEL DE SOUZA 1980)

FIGURE A6_3

RIVIERE CAPOT à SAUT-BABIN
 COURBES D'ETALONAGE DE BASSES EAUX
 (1962 - 1969)

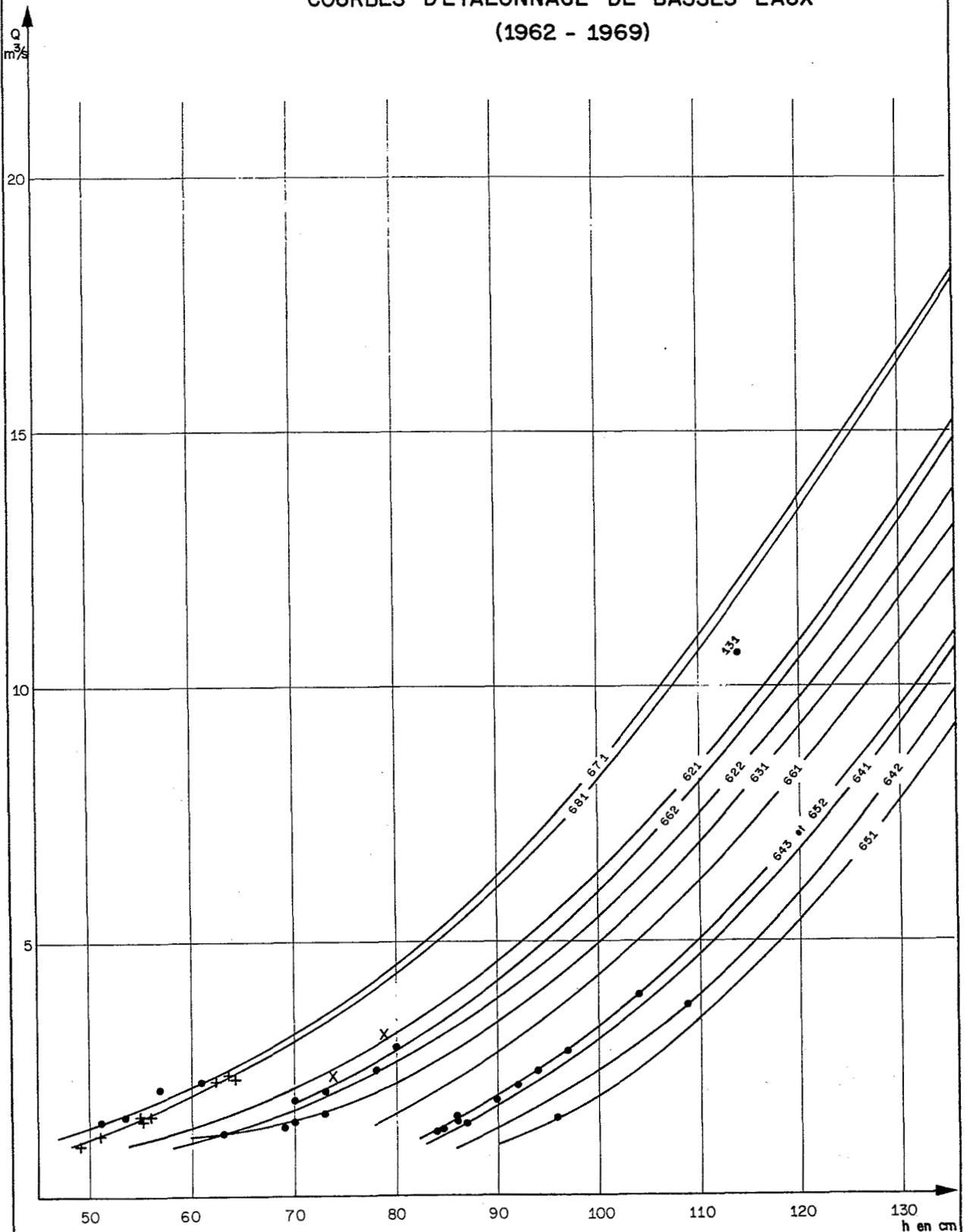
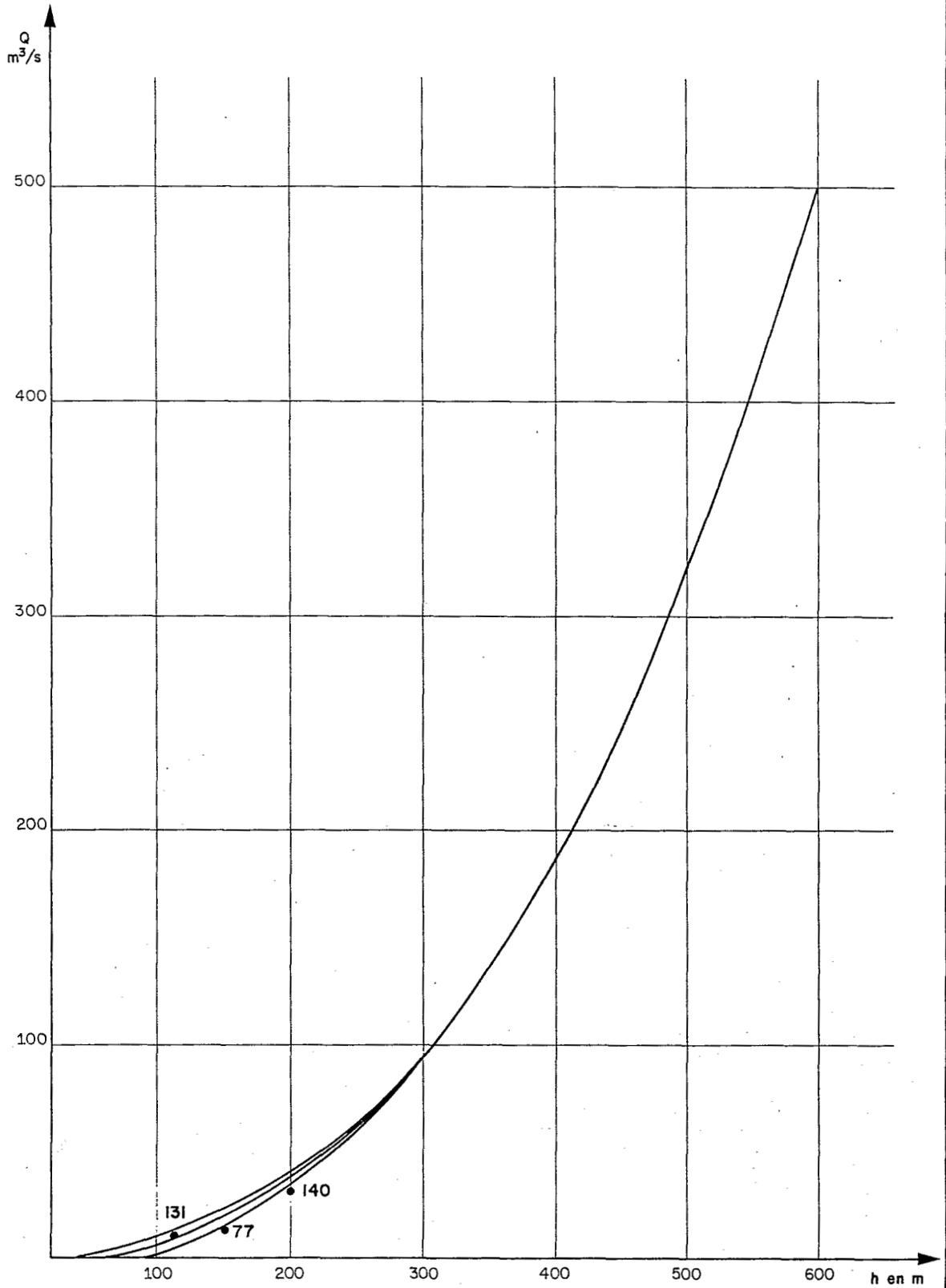


FIGURE A6_4 RIVIERE CAPOT à SAUT-BABIN
COURBE DE HAUTES EAUX



A N N E X E 7

TARAGE DE L'OUED SOUSS AU PONT DES AIT MELLOUL

TYPE de TARAGE

Surface de tarage constituée de plusieurs courbes simples ou "en raquette", suivant la force érosive de la crue.

POINTS d'INTERET

1. exemple de station à lit sableux très instable qui rend bien difficile l'obtention de données correctes.
2. analyse de la nature de la relation hauteur-débit à partir de trois séries de 12 à 18 jaugeages, réalisées durant un même cycle de crues.
3. QUESTION : la liaison hauteur-débit d'un cours d'eau est-elle une réalité en toute section ?

SOURCES

1. Oued SOUSS à Ait Melloul
 - Historique sommaire
 - Courbes de tarage de hautes eaux
 - Evaluation de la crue centennalepar B. BILLON - Dir. Hyd. du Royaume du MAROC 1977
2. Oued SOUSS à Ait Melloul
 - Note sur les crues du 18 au 28 janvier 1979
 - Incidence sur la détermination de la crue centennalepar B. BILLON - Dir. Hyd. du Royaume du MAROC 1979
3. Listes des jaugeages faits durant les crues de 1967, 1970 et 1979, (communiquées par F. MONIOD avec l'autorisation de la Direction de l'Hydraulique du Royaume du MAROC).

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

L'oued SOUSS est un important fleuve côtier du Sud Marocain, qui se jette dans l'Atlantique à une dizaine de kilomètres au sud de la ville d'AGADIR.

Le pont des Aït Melloul se trouve à 15 km de l'embouchure, sur la piste transsaharienne AGADIR - St.LOUIS du SENEGAL.

Coordonnées géographiques : 30° 30 N 9° 10 W
Superficie du bassin versant : \approx 17 000 km²

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 La station hydrométrique des Aït Melloul a été installée à l'amont du pont dont on espérait, sans doute, une action de contrôle. Le pont est de toute manière la seule singularité d'un long bief hydrométrique, composé d'un lit mineur de quelques mètres de profondeur et d'une centaine de mètres de largeur, constitué de matériaux fins et très fins et de pente assez forte (estimée par B.BILLON à 1,8 m/km d'après la carte au 1/50 000). Le lit majeur est très large : plusieurs kilomètres en certains endroits, selon F.MONIOD.

2.2 L'instabilité du lit est extrême : soit naturellement durant les crues en raison des fortes vitesses d'écoulement et de la mobilité des matériaux, soit artificiellement parce que "le lit sableux est exploité comme carrière de sable" (d'après F.MONIOD). Le profil transversal se modifie pratiquement chaque fois que l'oued coule.

2.3 La section de jaugeages, équipée d'un transporteur aérien, est située à 2km à l'amont du pont. La largeur est inférieure à 100 m mais l'instabilité du lit y est aussi grande qu'au voisinage du pont.

3 - ECHELLE et RELEVES LIMNIMETRIQUES

3.1 Les premiers renseignements disponibles sur cette station datent de 1933-1934 mais la première échelle complète n'est installée qu'en 1950. Constituée de 4 éléments métriques fixés sur une pile du pont, elle disparaît avec celui-ci lors de la crue du 16 février 1956.

3.2 Une seconde batterie est installée sur la culée rive gauche, restée intacte ... mais le calage relatif avec l'échelle antérieure laisse un doute de "1 mètre environ" d'après B.BILLON.

3.3 Une autre échelle est mise en service à la section de jaugeages, peu de temps après. Cette échelle est dite "téléphérique", pour la distinguer de l'échelle "pont". Une correspondance entre les deux échelles a été établie à partir des relevés simultanés.

3.4 Tous les hauteurs limnimétriques données dans les trois listes de jaugeages, utilisées dans cette annexe, se rapportent à l'échelle "pont".

3.5 Les relevés limnimétriques sont suivis de manière assez régulière. La cote maximale observée est 500 cm le 7/02/1963.

4 - Jaugeages et Tarage

4.1 De très nombreux jaugeages ont été faits à cette station mais en raison de l'instabilité du lit, et comme nous le verrons plus loin de la non-univocité qui en résulte, le nombre est très insuffisant pour définir un tarage complet de la station.

4.2 Nous nous intéresserons exclusivement dans cet exemple à la forme de la relation hauteur-débit lors de trois crues importantes, enregistrées en 1967, 1970 et 1979, durant lesquelles le nombre des jaugeages a été suffisamment grand pour étayer l'analyse.

4.3 Nous ne traiterons pas des barèmes d'étalonnage, qui d'ailleurs n'ont pas d'utilité dans ce cas puisque le nombre d'observations limnimétriques est réduit aux seules lectures d'échelles durant les quelques jours de validité du tarage : il est plus simple de lire directement les débits sur les courbes.

CRUES de NOVEMBRE 1969 et de DECEMBRE 1970

Voir les tableaux A7.1 et A7.2 et les figures 1 et 2, sur lesquelles ont été tracées les courbes de tarage proposées par B.BILLON. Nous y avons ajouté les courbes de variation de la section mouillée mesurée pendant les jaugeages.

Commentaires de B.BILLON (ref. 1, page 2) :

"Les courbes de tarage se présentent sous une forme typique "en raquette". Au cours de la montée de la crue, les jaugeages se placent sur une courbe basse mais par contre en décrue, la section a eu le temps de se creuser et les jaugeages se positionnent sur une courbe située nettement au dessus de la précédente. Si la décrue se poursuit, la section de tarage se remblaise progressivement et la courbe de tarage peut même s'inverser. C'est ainsi qu'après la crue du 28 au 31 décembre 1970, les débits sont descendus de 50 m³/s à 5 m³/s entre le 5 janvier et le 22 février 1971 mais entre les mêmes dates la cote du plan d'eau augmentait et passait de 160 à 170 cm !

Le surcreusement de la section après le passage du maximum de la crue atteint des proportions importantes. En novembre 1977, par exemple, la section mouillée est passée de 140 m² à la cote 235 à 380 m² (augmentation de 280%) à la cote 255. Ceci correspond à un approfondissement moyen de 3 mètres sur toute la largeur et sans doute en certains points de la section à des valeurs 2 ou 3 fois supérieures.

L'élaboration de débits moyens journaliers poseraient de redoutables problèmes avec ce genre d'instabilité.

Par contre, on note qu'un certain nombre de crues moyennes ne modifient que peu le tarage de la section car elles ne sont pas assez fortes pour provoquer le surcreusement nécessaire."

CRUES de JANVIER 1977

Voir le tableau A7.3 et la figure 3.

Commentaires de B.BILLON (ref. 2) :

A- Critiques des jaugeages.

"Le jaugeage du 28 janvier (n°69) retiendra plus particulièrement notre attention car avec 2840 m³/s il aurait représenté, s'il avait été exact, le plus fort jaugeage jamais réalisé à Ait Melloul et, de surcroît, sa position par rapport aux autres jaugeages antérieurs aurait probablement conduit à réexaminer les extrapolations des courbes tracées antérieurement.

Ce qui surprend dans ce jaugeage, ce sont les très fortes valeurs trouvées pour la section mouillée et la vitesse moyenne, comme le montre la comparaison avec 3 autres jaugeages faits pour des cotes analogues :

N°	Cote "pont"	Q m ³ /s	S m ²	U m/s
59	429	1020	386	2,64
60	396	1140	430	2,65
64	324	1250	451	2,77
69	406	2840	608	4,67

Bien que la section mouillée soit très importante, elle peut s'expliquer par la mobilité du fond du lit et par la position du jaugeage exécuté au maximum d'une grande crue, précédée une semaine auparavant d'une crue identique et d'une autre encore plus forte. Le surcreusement n'est donc pas anormal.

Les vitesses par contre sont anormalement fortes. Pour le montrer on peut d'abord évaluer le coefficient de K de MANNING-STRICKLER pour les 4 jaugeages ci-dessus. Avec la pente longitudinale estimée sur la carte au 1/50 000 à 1,8 mètre par km, on obtient pour les 4 jaugeages, K = 29, 27, 29 et 42.

Les trois premières valeurs de K sont cohérentes et normales alors que la quatrième, tirée du jaugeage n° 69, est aberrante pour ce type d'oued."

Dans une seconde analyse, B.BILLON utilise la dénivelée entre les échelles "téléphérique" et "pont", pour comparer les pentes superficielles au moment de l'exécution des 4 jaugeages. Comme les échelles ne sont pas rattachées entre elles, il admet - simple hypothèse de calcul - que la pente pour le jaugeage n°59 est égale à 1,8 m/km, soit une dénivelée de 3,60 m entre les deux sections distantes de 2 km. La dénivelée pour les trois autres jaugeages est calculée à partir de la valeur précédente, corrigée des mouvements du plan d'eau à chaque échelle.

B.BILLON a ainsi obtenu pour les 4 jaugeages des pentes superficielles de 1,80 - 1,94 - 2,04 et 1,86 m/km, résultat qu'il interprète ainsi :

"Ce calcul met en évidence la similitude des pentes de ligne d'eau entre les 4 jaugeages (10% d'écart entre les extrêmes) et confirme donc que les vitesses mesurées au cours du jaugeage n°69 sont inacceptables.

En conclusion, on peut soit éliminer ce jaugeage, soit diviser ses vitesses par deux. On observe en effet sur les originaux que les trois jaugeages précédents ont été faits avec une hélice de moulinet au pas de 0,25 alors que sur le jaugeage n°19, il est mentionné l'utilisation d'une hélice au pas de 0,50 m. Il est possible qu'il y ait eu confusion et qu'en réalité, ce soit la même hélice au pas de 0,25 m qui ait été employée.

Dans ce cas, la vitesse moyenne tomberait à $U = 2,38$ m/s, valeur un peu faible vis à vis de celle des jaugeages n°59 et 60 mais qui peut s'expliquer par le fort accroissement de la section mouillée au cours du jaugeage n°69.

Les caractéristiques de ce jaugeage deviennent donc :

n°69 h pont = 406 Q = 1450 m³/s S = 608 m² U = 2,38 m/s*

B- Tracé des courbes

"Les jaugeages exécutés au cours des crues de janvier 1979 sont peu précis et surtout trop peu nombreux pour définir le tracé exact des courbes de tarage dont la forme "en raquette" varie pratiquement à chaque crue.

La figure 3 présente une esquisse des courbes possibles en fonction des mesures effectuées à chacune des 4 principales crues. Pour la plus forte d'entre elles, le tracé s'apparente et s'appuie sur la décrue très bien connue du 17 novembre 1967 (cf. figure 1).

On notera, ce qui est classique dans ce type de phénomène, que le débit maximal a lieu après que la cote maximale ait été observée : au voisinage du maximum (en débit) de la crue, le creusement du lit est plus rapide que l'augmentation de cote et bien que le débit continue à croître, le niveau baisse."

B.BILLON a retenu les débits maximaux suivants pour les pointes de crue de janvier 1979 :

date	cote maximale cm	débit maximal m ³ /s
18-19 janvier	430	1150
21-22 janvier	485	1600
25 janvier	280	650
28 janvier	425	1450

Ces valeurs sont assez imprécises, mais on peut observer :

- que seul le tracé, ou l'esquisse d'un tracé, des courbes de tarage permet d'évaluer les débits maximaux;
- que la cote maximale d'une crue n'a pas grande signification...

5 - CONCLUSION

Il est intéressant de remarquer que les 30 années de relevés hydrométriques à la station des Aït Melloul n'ont conduit qu'à l'obtention des débits maximaux des grandes crues et au calcul de séries épisodiques de débits moyens journaliers, le tout avec une assez grande imprécision. Seuls les débits de basses eaux sont connus avec précision les jours où ils sont jaugés puisque les cotes à l'échelle n'ont aucune signification tant qu'il n'y a pas au moins un mètre d'eau dans le lit.

Ces piètres résultats sont le fait de toutes les stations à lit très sableux et sans contrôle aval stable et complet. De très nombreuses stations, particulièrement en Afrique du Nord, sont dans ce cas (voir l'exemple de l'oued Zeroud en TUNISIE - chapitre 1, figure 1.9) et il ne faut pas s'illusionner sur les résultats. Seul l'exécution de jaugeages quotidiens permettrait d'obtenir des débits moyens journaliers avec une précision acceptable mais ceci est irréalisable sur une longue période.

En conclusion, nous proposons au lecteur de réfléchir sur deux remarques faites par F. MONIOD, au sujet de la station des Aït Melloul :

1. les mots "tarage" et "étalonnages" sont ici incorrects : la connaissance de la cote n'induit pas celle du débit; même avec beaucoup d'indulgence, on est contraint d'admettre qu'une telle station ne remplit pas son rôle, qui est de permettre de lier le débit à la cote.

2. la liaison hauteur-débit d'un cours d'eau n'est pas du tout un axiome, pas même une hypothèse hautement probable.

6 - TABLEAUX et FIGURES

Tableau A7.1 : Liste des jaugeages - Crue de novembre 1967

Tableau A7.2 : Liste des jaugeages - Crue de décembre 1970

Tableau A7.3 : Liste des jaugeages - Crues de janvier 1979

Figure A7-1 : Relations $S(h)$ et $Q(h)$ - Crue de novembre 1967

Figure A7-2 : Relations $S(h)$ et $Q(h)$ - Crue de décembre 1970

Figure A7-3 : Relations $S(h)$ et $Q(h)$ - Crues de janvier 1979

Tableau A7.1 : Liste chronologique des jaugeages

CRUE DE NOVEMBRE 1967

N°	Date	Heure	Cotes cm			Débit m ³ /s	Surface m ²	Vitesse m/s
			début	fin	moy.			
1	10 11 1967	16h30	167	170	168	21,1	19,7	1,07
2	12 11 1967	17h40	240	236	238	230	144	1,60
3	13 11 1967	11h20	268	270	269	404	198	2,04
4	13 11 1967	17h15	267	275	270	414	210	1,97
5	15 11 1967	13h00	245	245	245	678	343	1,98
6	17 11 1967	8h35	255	250	252	770	384	2,01
7	17 11 1967	16h55	205	205	205	400	256	1,56
8	18 11 1967	10h45	160	160	160	185	80	2,31
9	20 11 1967	10h50	215	207	211	368	222	1,66
10	20 11 1967	16h20	185	183	184	233	135	1,73
11	21 11 1967	11h40	164	163	164	111	76,8	1,45
12	22 12 1967	12h20	160	160	160	9,65	-	-
13	23 02 1968		243		243	235	-	-

Tableau A7.2 : Liste chronologique des jaugeages

CRUE DE DECEMBRE 1970

N°	Date	Heure	Cotes cm			Débit m ³ /s	Surface m ²	Vitesse m/s
			début	fin	moy.			
21	23 12 1970	10h05	135	135	135	2,24	-	-
22	25 12 1970	21h45	160	160	160	20,0	27,6	0,72
23	26 12 1970	11h00	165	165	165	28,0	27,4	1,02
24	26 12 1970	18h30	180	196	187	51,2	42,8	1,20
25	27 12 1970	9h30	175	171	173	115	98,8	1,16
26	28 12 1970	14h05	206	240	222	212	96,8	2,19
27	28 12 1970	15h25	306	310	308	550	212	2,59
28	28 12 1970	16h10	310	320	315	700	282	2,48
29	28 12 1970	20h15	355	325	340	1025	385	2,66
30	29 12 1970	10h35	208	205	207	305	224	1,36
31	29 12 1970	17h10	235	231	233	390	228	1,71
32	30 12 1970	14h45	195	195	195	183	114	1,61
33	31 12 1970	9h10	165	165	165	110	100	1,10
34	1 01 1971	14h30	220	220	220	250	125	2,00
35	2 01 1971	8h30	175	175	175	116	90,8	1,28
36	2 01 1971	16h50	185	185	185	144	112	1,29
37	5 01 1971	9h35	160	160	160	57,0	45,2	1,26
38	23 01 1971	10h50	166	166	166	28,0	-	-

Tableau A7.3 : Liste chronologique des jaugeages

CRUES DE JANVIER 1979

N°	Date	Heure	Cotes cm			Débit m ³ /s	Surface m ²	Vitesse m/s
			début	fin	moy.			
58	18 01 1979	16h00			280	426	204	2,09
59	19 01 1979	9h25			429	1020	386	2,64
60	19 01 1979	15h20			396	1140	430	2,65
61	20 01 1979	11h15			185	238	129	1,84
62	21 01 1979	14h45			203	232	121	1,92
63	21 01 1979	17h10			315	512	183	2,80
64	22 01 1979	8h30			324	1250	451	2,77
65	23 01 1979	10h20			163	133	121	1,10
66	24 01 1979	11h15			142	75	108	0,69
67	25 01 1979	12h40			274	614	219	2,80
68	27 01 1979	11h40			150	115	94	1,22
69	28 01 1979	14h40			406	2840*	608	4,67*

* valeurs brutes.

les valeurs corrigées par B.BILLON sont : Q = 1450 m³/s et U = 2,38 m/s

FIGURE A7_1 OUED SOUSS A AÏT MELLOUL
RELATIONS S(h) et Q(h) - crue de novembre 1967

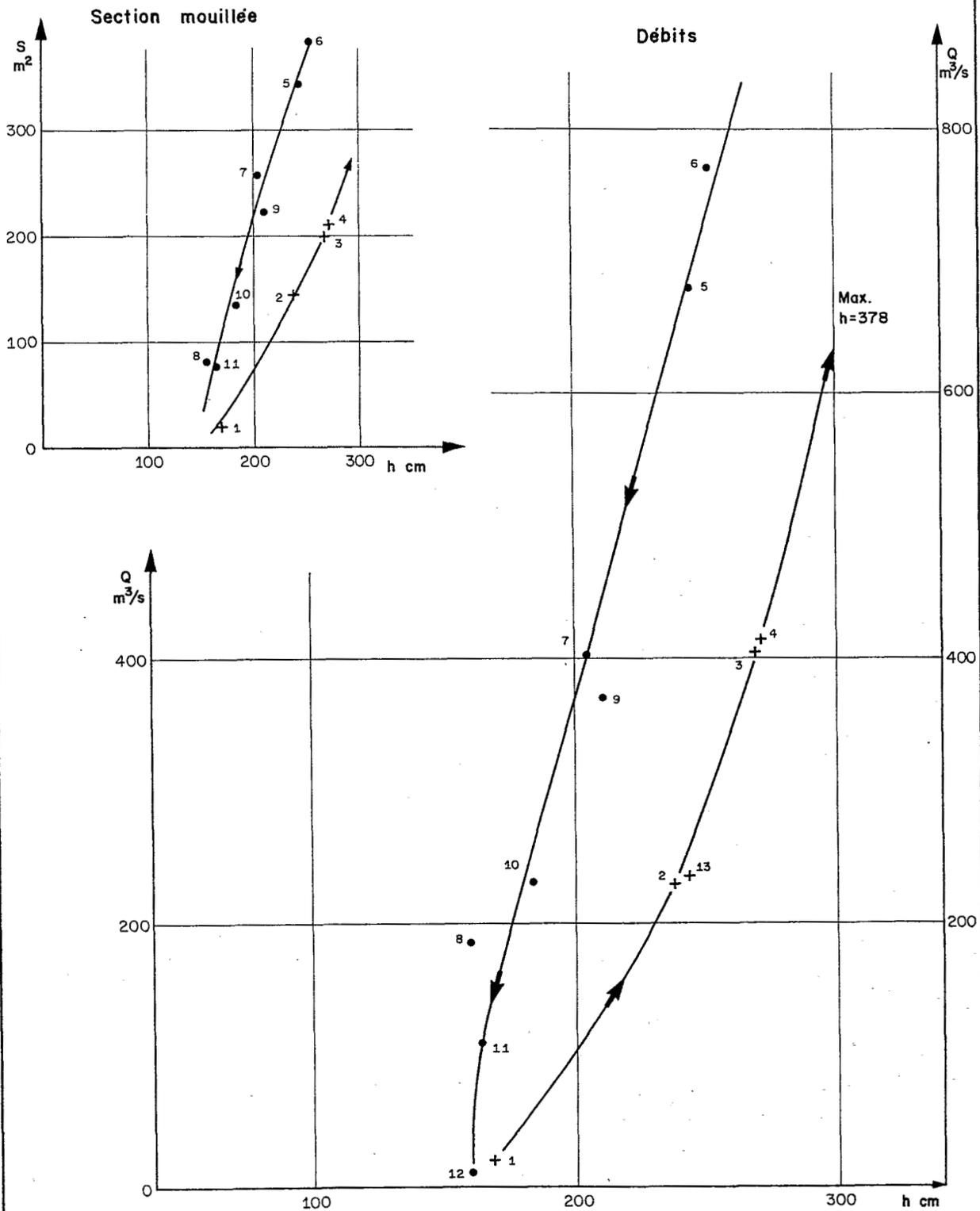


FIGURE A7_2 OUED SOUSS A AÏT MELLOUL
 RELATIONS S(h) e Q(h)
 CRUES DE DECEMBRE 1970

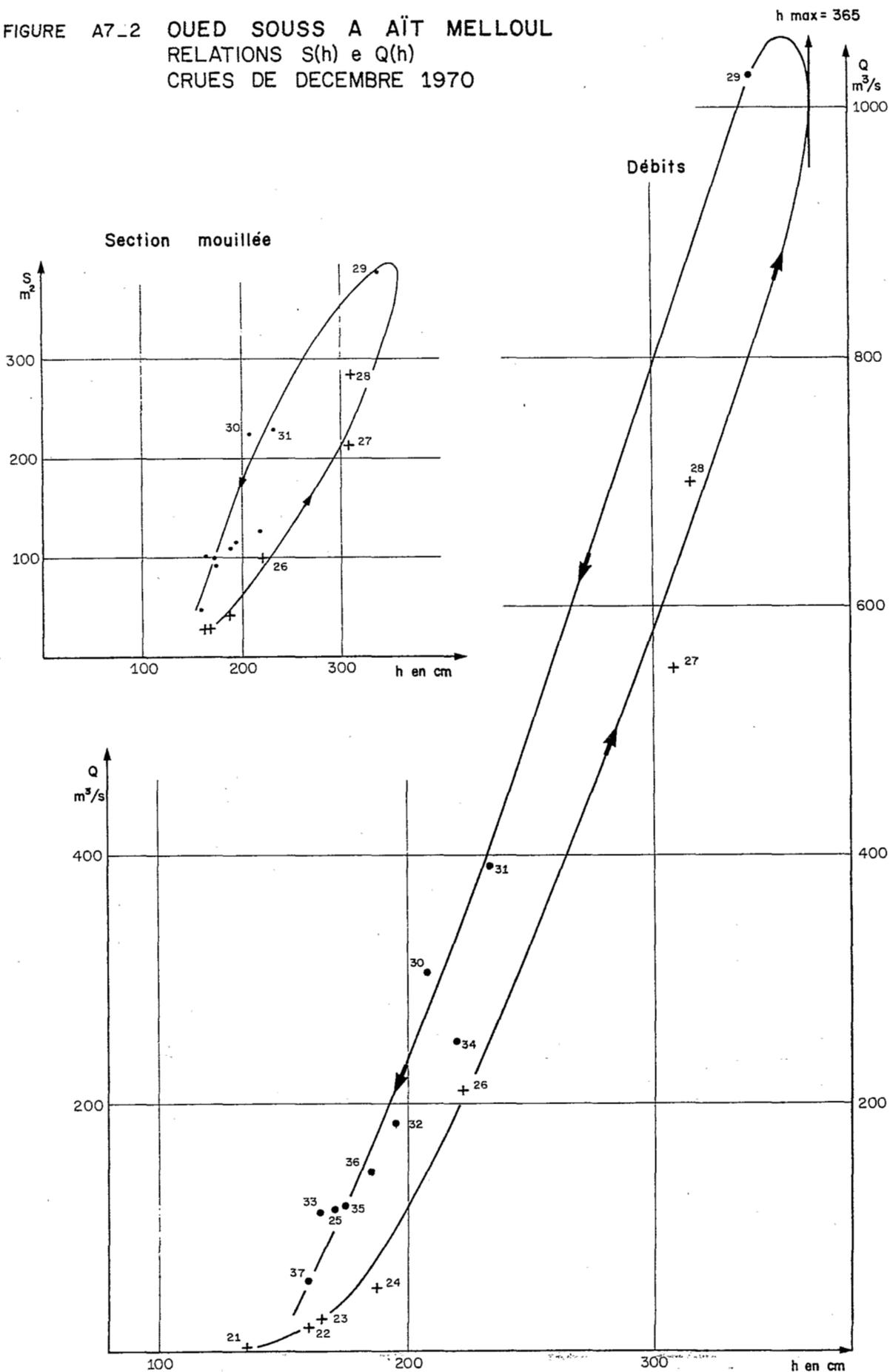
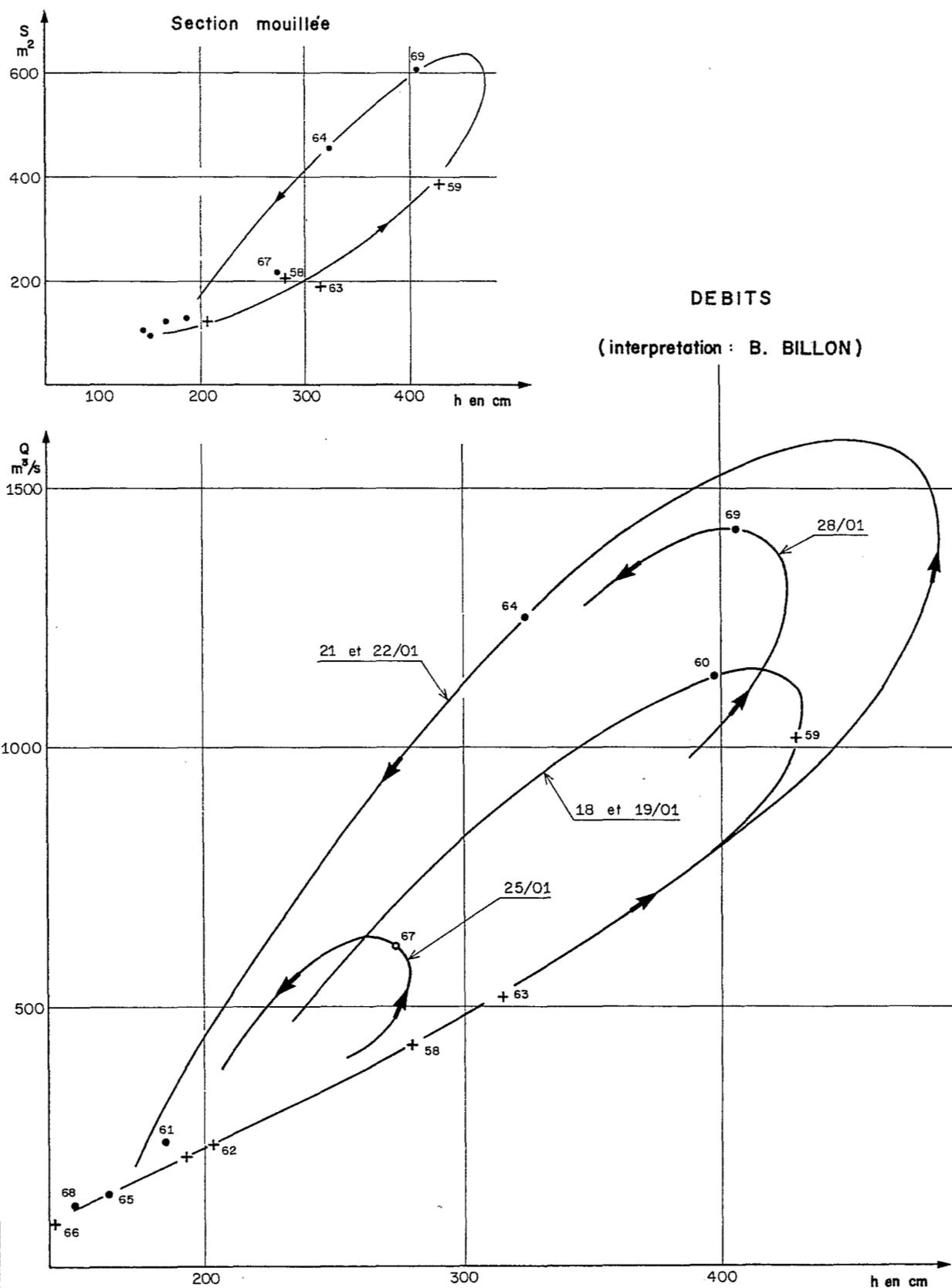


FIGURE A7_3

OUED SOUSS A AÏT MELLOUL

RELATIONS S(h) et Q(h) CRUES DE JANVIER 1979



A N N E X E 8

TARAGE DU TINKISSO A OUARAN

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage non-univoque, par suite d'un effet de remous.

POINTS D'INTERET

1. détection de la non-univocité de la relation h/Q à partir d'un seul jaugeage.
2. application de la méthode de la dénivelée normale.
3. variante de la méthode simplifiée de la dénivelée normale.

SOURCES

1. Monographie Hydrologique du Fleuve Niger
Tome 1 - Niger Supérieur
par Y.BRUNET-MORET, P.CHAPERON, J.P.LAMAGAT et M.MOLINIER
2. Notes complémentaires (manuscrites non-publiées) de Y.BRUNET-MORET
3. Archives du Service Hydrologique de l'ORSTOM

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le TINKISSO est le seul grand affluent du Niger Supérieur en provenance du massif du Fouta-Djalon. Son bassin versant est entièrement situé en République de GUINEE. Il se jette dans le Niger à 6 km à l'amont de SIGUIRI (270 km à l'amont de KOULIKORO - cf Annexe 1).

Son profil en long se dessine par deux segments de droite. Après 100 kilomètres à forte pente (4 à 5 m/km), le Tinkisso traverse dans tout son cours moyen et inférieur d'immenses plaines inondables, dans lesquelles il fait de nombreux méandres (pente moyenne de 5 cm/km sur 400 km).

La station hydrométrique de OUIRAN est située à 32 km de la confluence avec le Niger (figure AB-1).

Coordonnées géographiques : 11° 22' N et 9° 23' W
Superficie du bassin versant : 18 760 km²

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 La station hydrométrique de OUIRAN a été installée en mai 1954 et fonctionne depuis cette date.

2.2 Le lit mineur est bien encaissé et propre. Il n'y a pas de débordement en rive gauche mais en rive droite, il existe une zone d'inondation qui se met en eau vers la cote 800 à l'échelle.

Nous n'avons pas retrouvé de profil en travers dans le dossier de la station : il n'est connu que par le dépouillement graphique du jaugeage du 17 septembre 1954, effectué "au droit de l'échelle" à la cote 776 cm.

Ce profil est tracé sur la figure AB-2, ainsi que la courbe S(h), dont l'équation, calculée par Y. BRUNET-MORET, s'écrit :

$$S = 0,43 (h + 300)^{8/7}$$

avec h = hauteur à l'échelle en cm
formule valable pour -100 < h < 800.

2.3 Les jaugeages sont faits dans la section de l'échelle, sans difficultés en moyennes et hautes eaux puisque la largeur est de 135 mètres et les vitesses favorables (0,5 à 1 m/s) et avec beaucoup de problèmes en basses eaux, car les vitesses sont très faibles (de l'ordre de 10 cm/s).

3 - ECHELLE LIMNIMETRIQUE (cf. Monographie)

3.1 L'échelle a été mise en place en mai 1954 en rive droite et se compose de 4 tronçons de 2 mètres. Cote du zéro = 336,90 IGN.

3.2 Elle a été submergée à la crue de 1954 et un élément 8-9m a été ajouté le 4 mai 1955, puis un tronçon 9-10m posé le 25 mai 1970.

L'échelle a été dénoyée à plusieurs reprises pendant les périodes d'étiage (en 1962, de 1973 à 1977 et en 1980).

4 - RELEVES LIMNIMETRIQUES (cf. Monographie)

4.1 Les relevés, faits deux fois par jour de mai 1954 à septembre 1964, sont de bonne qualité et quasiment complets. L'échelle a été submergée quelques jours en 1954 mais le maximum a pu être rattaché après enquête.

4.2 Après une interruption, les lectures reprennent en octobre 1967 et sont continus depuis cette date, sauf pendant les périodes où l'échelle est dénoyée (un peu plus de 7 mois au total entre 1967 et 1980).

4.3 La hauteur maximale relevée correspond à la crue de 1967 : 1160 cm le 8 octobre d'après des témoignages, mais cette valeur paraît beaucoup trop forte.

L'étiage le plus bas de la période d'observation n'est pas connu, car l'échelle était dénoyée. Il a été estimé à -25 cm à la fin de mars 1975.

5 - JAUGEAGES (cf. Monographie)

5.1 Il n'y a eu que 20 jaugeages durant toute la période.

Ils sont listés dans les tableaux AB.1 (ordre chronologique) et AB.2 (rangés par hauteurs croissantes).

Le débit minimal jaugé est de 6,3 m³/s à la cote 28 cm.

Le débit maximal jaugé est de 1170 m³/s à la cote 776 cm.

5.2 Ces jaugeages sont très bien répartis en hauteur et très mal répartis dans le temps. Le dernier mesurage a été fait le 11 février 1959.

6 - TARAGES

6.1 La figure AB-3 montre la position des 20 jaugeages sur le graphique de tarage et le tracé possible d'une courbe "moyenne" : il suffirait, pour se contenter de ce tracé, d'admettre que le jaugeage n°17 est "douteux" (c'est le cas, signalé dans le dossier, du jaugeage n°1).

La dispersion des 18 autres jaugeages étant acceptable, cette solution simple sera admise par de nombreux hydrologues "peu curieux".

6.2 De fait, la courbe de la figure AB-3 est totalement erronée parce que la relation hauteur-débit n'est pas univoque et le jaugeage n°17 est le seul témoin apparent de cette situation.

La figure AB-4 qui représente les limnigrammes (en altitudes absolues IGN) du Tinkisso et du Niger à TIGUIBERY (station du Niger à l'aval immédiat de la confluence) durant la crue de 1956, montre bien que la hauteur à QUARAN est sous la dépendance du Niger :

- par l'identité de la forme des limnigrammes et la simultanéité des maxima;
- par l'absence de dénivellée entre les deux stations durant les deux premières décades de juillet : entre le 12 et le 16 juillet, la montée de 60 cm du Tinkisso à QUARAN est due exclusivement à la montée des eaux du Niger.

6.3 La valeur de la pente instantanée à la station de QUARAN n'est pas connue. Elle est remplacée, par la dénivelée calculée de la façon suivante :

$$D = \text{hauteur QUARAN} + 336,90 - (\text{hauteur TIGUIBERY} + 337,33) \quad (\text{h en m})$$

les deux nombres étant les cotes IGN des zéros des échelles.

ou plus simplement : $D = h \text{ QUARAN} - h \text{ TIGUIBERY} - 43 \quad (\text{h en cm})$

Les hauteurs à QUARAN et TIGUIBERY sont prises le même jour.

6.4 La dénivelée n'est connue, comme les hauteurs d'eau, qu'à quelques centimètres près. L'erreur est négligeable quand la dénivelée dépasse 50 cm. Elle est, par contre, prépondérante en basses eaux. On trouve des valeurs de D négatives en étiage (voir jaugeage n°15 $D = -5?$) et il est peu probable que le débit du Tinkisso s'annule à QUARAN puisque l'écoulement ne s'arrête pas à l'amont. Les dénivelées de quelques centimètres des jaugeages 16, 19 et 20 sont, elles aussi, très imprécises.

6.5 La méthode de définition du tarage non-univoque du TINKISSO à QUARAN est donc celle des stations à deux échelles, c'est à dire la méthode de la dénivelée normale.

On pourra, afin de vérifier si la méthode est effectivement applicable, faire un test par la méthode simplifiée, dite de la racine carrée de la dénivelée (voir chapitre III, par.224, page 134).

Le graphique - non présenté ici mais que nous conseillons de faire - montre en particulier que le jaugeage n°17 "rentre dans le rang". Mais dans l'ensemble la dispersion n'est pas clairement diminuée, ce qui laisse prévoir quelques difficultés dans l'application de la méthode complète.

APPLICATION DE LA METHODE DE LA DENIVELEE NORMALE

Nous ne décrivons pas ici l'application détaillée de la méthode. On pourra se reporter au chapitre III, pour relire la description théorique et sa mise en pratique (pages 122 et suivantes).

Les calculs sont regroupés dans les tableaux AB.2 et AB.3 et les figures AB-5 et AB-6 montrent le tracé des courbes de tarage à dénivelée normale et les courbes de correction du débit.

Commentaires

- a- Le choix de la dénivelée normale n'est pas facile : en fait la valeur la plus fréquente au cours de l'année est voisine de zéro, plus exactement de quelques centimètres puisqu'il faut bien que l'eau s'écoule. Mais, comme cela été dit, les dénivelées de basses eaux sont très imprécises et il semble impossible d'étendre l'application de la méthode aux basses eaux, c'est à dire au-dessous de la cote 100 à QUARAN. Dans ces conditions, la dénivelée normale la plus logique est 100 cm, valeur "moyenne" qui ressort tant de la liste des jaugeages que de l'observation de la figure AB.4.
- b- Le premier tracé de la courbe à dénivelée normale n'est pas facile mais n'est pas décisif pour le résultat final, puisqu'il influe seule-

ment sur le nombre d'itérations. Nous nous sommes limités aux deux premières, à titre d'exemple.

- c- On constate que la dispersion des points est bien réduite, si l'on prend le soin de laisser de côté :
- le jaugeage n°1, signalé et confirmé douteux (sous-estimé);
 - les quatre premiers jaugeages de la liste classée (n°1, 16, 19 et 20) pour lesquels la dénivelée est très imprécise.

Le calcul des écarts relatifs des 15 jaugeages restants montre que la dispersion initiale de 21,4% est réduite à 3,9% après la seconde itération, soit un gain de plus de 80%

Une solution, que nous estimons correcte, pour la définition du tarage du Tinkisso à QUARAN est représentée :

- par la courbe de tarage à dénivelée normale ($D = 100\text{cm}$), tracée sur la figure AB-5 (2ème tracé), valable pour les hauteurs supérieures à 100 cm, quand la dénivelée est elle-même supérieure à 5 cm;
- par la courbe de correction de la figure AB-6 (2ème tracé), applicable dans les mêmes conditions;
- par une courbe de basses eaux, ajustée sur les jaugeages 15, 16, 19 et 20 (voir figure AB-3), valable pour les hauteurs comprises entre 100 et 200 cm quand le gradient est inférieur à 5 cm et pour toutes les hauteurs inférieures à 100 cm.

Nous ne donnons pas les équations ou ajustements par tronçons de parabole de ces courbes, qui n'ont pas été calculées. D'ailleurs, la solution retenue par les auteurs de la Monographie du Niger est différente.

SOLUTION RETENUE DANS LA MONOGRAPHIE

Y. BRUNET-MORET a choisi d'appliquer la méthode simplifiée de la dénivelée normale, aux vitesses d'écoulements (voir chapitre III, page 136).

Ce choix est possible uniquement parce que la section transversale au droit de l'échelle est stable, sans débordements et connue (voir par. 2.2). Ces hypothèses sont un peu "osées" puisqu'en fait la section n'est connue qu'à travers un seul jaugeage, fait en 1954 et que les débordements existent. Mais étant donné la faible quantité d'informations disponibles, ces hypothèses sont tout à fait justifiées.

Extrait de la Monographie :

"Pour les 19 jaugeages dont la valeur de D est connue (cf. tableau AB.4), les vitesses moyennes ont été calculées d'après le débit jaugé et la surface mouillée au droit de l'échelle. Nous avons choisi a priori une relation de la forme :

$$U = C (D + K)^{1/2} \quad U \text{ en m/s et } D \text{ en cm}$$

K devant être un entier exprimé en cm, compte tenu des imprécisions sur la valeur de D .

L'ajustement, par la méthode des moindres carrés, conduit à :

$$C = 0,0661 \text{ et } K = 1 \quad (\text{figure AB-7})$$

Pour chacun des jaugeages, le débit "barème" a été calculé d'après les formules de la section mouillée (cf. paragraphe 2.2) et la formule ci-dessus donnant la vitesse moyenne. La dispersion des jaugeages est très acceptable : 3,2% en valeur absolue relative pour la moyenne des 16 jaugeages (ceux des 16 juillet, 8 août 1954 et 5 février 1958 n'ayant pas été pris en compte).

Nous n'avons qu'un seul jaugeage à D négatif : celui du 26 avril 1957. Nous l'utilisons en prenant comme expression de la vitesse moyenne pour $D < 0$ et $h < 330 \text{ cm}$:

$$U = 0,0661 - ((330 - h)/1400)^2$$

avec U en m/s et h = hauteur à QUARAN en cm.

Faute de jaugeages en nombre suffisant, nous avons admis que D est indépendant des variations de hauteurs (cf. colonnes "mouvements" du tableau AB.4) aux stations de QUARAN et de TIGUIBERY : ces variations sont pratiquement toujours de même sens et de même ordre de grandeur, et très lentes.

Nous avons admis aussi la stabilité de la station. La très forte crue de 1967 (vitesse moyenne de 1,37 m/s au plus fort de la crue) a peut-être modifié des seuils entre les mouilles du Tinkisso à l'aval de la section, mais cette modification ne doit pas avoir beaucoup d'influence sur la représentativité de la dénivelée D par rapport à la pente locale instantanée à QUARAN.

Nous insistons sur le fait que les débits d'étiage sont très mal connus, (calcul par galage d'une formule, choisie a priori, sur un seul jaugeage), et sur le fait que les vitesses moyennes dans la section, supérieures à 1 m/s, sont des extrapolations.

Le débit maximal de la période d'observations serait de 2430 m³/s le 8 octobre 1967 et le débit minimal de 0,5 m³/s à l'étiage 1975."

(fin de citation)

On remarquera que l'ajustement obtenu par Y. BRUNET-MORET est équivalent à celui que nous avons obtenu par la méthode de la dénivelée normale. La valeur moyenne de la dispersion est de 4,1% contre 3,9%, si l'on considère seulement les 15 jaugeages, avec une dénivelée supérieure à 5 cm (sans le n°1, douteux).

8- CONCLUSION

L'intérêt fondamental de cet exemple est de mettre en évidence l'importance d'un seul jaugeage, en l'occurrence le jaugeage n°17.

Si l'analyse de la relation hauteur-débit est faite trop rapidement, sans avoir en mains les originaux de jaugeage, sans prendre en considération les données de terrain (pente naturelle du lit très faible, vitesses d'écoulement lentes, etc.), la courbe de tarage retenue sera très vraisemblablement celle de la figure AB-3. Ce tarage est erroné.

Si l'analyse est faite correctement, la non-univocité de la relation hauteur-débit est détectée et la "courbe" de tarage se compose d'un faisceau de courbes, telles que représentées sur la figure A8-8. Ces courbes, tracées à partir des trois équations du tarage calculées par Y. BRUNET-MORET, représentent le vrai tarage du Tinkisso à QUARAN.

9 - TABLEAUX ET FIGURES

Tableau A8.1 : Liste chronologique des jaugeages

Tableau A8.2 : Liste des jaugeages classés : méthode de la dénivelée normale - premier tracé.

Tableau A8.3 : Méthode de la dénivelée normale - deuxième tracé.

Tableau A8.4 : Méthode de la racine carrée de la dénivelée, appliquée aux vitesses moyennes.

Figure A8-1 : Croquis de situation

Figure A8-2 : Profils en travers et courbe S(h)

Figure A8-3 : Analyse du tarage

Figure A8-4 : Limnigrammes de la crue 1956

Figure A8-5 : Méthode de la dénivelée normale

Figure A8-6 : Courbes de correction du débit

Figure A8-7 : Courbes des vitesses moyennes en fonction de D

Figure A8-8 : Surface de tarage

Tableau A8.1 : Liste chronologique des jaugeages

N°	Date	Hauteur cm	Débit m ³ /s	Vit. moy. m/s	Observations
1	16 07 1954	324	126	0,187	douteux (archives)
2	05 68 1954	502	571	0,641	
3	17 09 1954	776	1170	0,940	
4	15 12 1954	270	164	0,270	
5	10 10 1956	732	1127	0,951	
6	11 10 1956	722	1111	0,948	
7	13 10 1956	705	1094	0,952	
8	15 10 1956	684	1052	0,938	
9	19 10 1956	637	1026	0,967	
10	20 10 1956	622	1029	0,988	
11	23 10 1956	586	917	0,921	
12	25 10 1956	562	828	0,858	
13	29 10 1956	506	740	0,826	
14	30 10 1956	496	678	0,767	
15	26 04 1957	28	6,30	0,020	
16	28 06 1957	197	59,0	0,114	
17	04 10 1957	698	815	0,715	
18	05 12 1957	274	178	0,289	
19	05 02 1958	124	37,0	0,085	
20	11 02 1959	109	41,0	0,099	

Nota : pour tous les jaugeages, la hauteur portée sur le jaugeage est compatible avec celle du lecteur d'échelle.

Tableau AB.2 : Liste des jaugeages rangés

METHODE DE LA DENIVELEE NORMALE : 1er tracé

N°	Date	h cm	Q m ³ /s	D	D/Dn	Qn m ³ /s	Q/Qn	Kc	Qc m ³ /s	*	
										ΔQ %	ΔQc %
15	26 04 57	28	6,3	-5?							
20	11 02 59	109	41,0	1	0,01	85	0,48	0,10	410	-51,8	382,4
19	5 02 58	124	37,0	3	0,03	96	0,39	0,25	148	-61,5	54,2
16	28 06 57	197	59,0	2	0,02	177	0,33	0,20	295	-66,7	66,7
4	15 12 54	270	164	17	0,17	274	0,60	0,54	304	-40,1	10,9
18	5 12 57	274	178	21	0,21	282	0,63	0,58	307	-36,9	8,9
1	16 07 54	324	126	14	0,14	356	0,35	0,50	252	-64,6	-29,2
14	30 10 56	496	678	135	1,35	620	1,09	1,09	622	9,4	0,3
2	5 08 54	502	571	61	0,61	631	0,90	0,84	680	-9,5	7,8
13	29 10 56	506	740	136	1,36	636	1,16	1,10	673	16,4	5,8
12	25 10 56	562	828	182	1,82	722	1,15	1,16	714	14,7	-1,1
11	23 10 56	586	917	202	2,02	763	1,20	1,18	777	20,2	1,8
10	20 10 56	622	1029	204	2,04	822	1,25	1,185	868	25,2	5,6
9	19 10 56	637	1026	214	2,14	846	1,21	1,195	859	21,3	1,5
8	15 10 56	684	1052	211	2,11	924	1,14	1,19	884	13,9	-4,3
17	4 10 57	698	815	98	0,98	945	0,86	0,98	832	-13,8	-12,0
7	13 10 56	705	1094	207	2,07	955	1,15	1,188	921	14,6	-3,6
6	11 10 56	722	1111	202	2,02	987	1,13	1,18	942	12,6	-4,6
5	10 10 56	732	1127	204	2,04	1004	1,12	1,185	951	12,3	-5,3
3	17 09 54	776	1170	206	2,06	1072	1,09	1,187	986	9,1	-8,0
* Kc = Q/Qc = valeur de la correction de débit lue sur la courbe de correction									Totaux	: 270,0	81,5
									Moyennes	: 18,0	5,4

Les totaux et les moyennes excluent les jaugeages n°15,20,19,16 et 1

Tableau AB.3 : Liste des jaugeages rangés

METHODE DE LA DENIVELEE NORMALE : 2ème tracé

N°	Date	h cm	Q m ³ /s	D	D/Dn	Qn m ³ /s	Q/Qn	Kc	Qc m ³ /s	ΔQ %	ΔQc %
15	26 04 57	28	6,3	-5?							
20	11 02 59	109	41,0	1	0,01	155	0,26	0,10	410	-73,5	164,5
19	5 02 58	124	37,0	3	0,03	178	0,21	0,20	185	-79,2	3,9
16	28 06 57	197	59,0	2	0,02	255	0,23	0,15	395	-76,8	54,9
4	15 12 54	270	164	17	0,17	330	0,50	0,46	356	-50,3	7,9
18	5 12 57	274	178	21	0,21	336	0,53	0,53	336	-47,0	0
1	16 07 54	324	126	14	0,14	395	0,32	0,40	315	-68,0	-20,2
14	30 10 56	496	678	135	1,35	635	1,07	1,09	622	6,8	- 2,0
2	5 08 54	502	571	61	0,61	645	0,89	0,83	690	-11,5	7,0
13	29 10 56	506	740	136	1,36	652	1,13	1,10	673	13,5	3,2
12	25 10 56	562	828	182	1,82	728	1,14	1,19	696	13,7	- 4,4
11	23 10 56	586	917	202	2,02	758	1,21	1,225	749	21,0	- 1,2
10	20 10 56	622	1029	204	2,04	803	1,28	1,23	837	28,1	4,2
9	19 10 56	637	1026	214	2,14	824	1,25	1,248	822	24,5	- 0,2
8	15 10 56	684	1052	211	2,11	884	1,19	1,245	845	19,0	- 4,2
17	4 10 57	698	815	98	0,98	905	0,90	0,99	823	- 9,9	- 9,1
7	13 10 56	705	1094	207	2,07	910	1,20	1,242	881	20,2	- 3,2
6	11 10 56	722	1111	202	2,02	932	1,19	1,225	907	19,2	- 2,7
5	10 10 56	732	1127	204	2,04	948	1,19	1,23	916	18,9	- 3,4
3	17 09 54	776	1170	206	2,06	1004	1,17	1,238	945	16,5	- 5,9
* Kc = Q/Qc = valeur de la correction de débit lue sur la courbe de correction									Totaux = 320,3	58,8	
									Moyennes = 21,3	3,9	

Les totaux et les moyennes excluent les jaugeages n°15,20,19,16 et 1

Tableau AB.4 : Liste des jaugeages rangés

METHODE DE LA RACINE CARREE DE LA DENIVELEE

APPLIQUEE A LA VITESSE MOYENNE

N°	Date	h cm	Q m ³ /s	U m/s	Mouve- ment(1)	D	Mouve- ment(2)	Barème m ³ /s	Ecart/barème en %
15	26 04 57	28	6,3	0,020	0	-5?	0?	6,30	0?
20	11 02 59	109	41,0	0,099	- 1	1	- 2	38,8	+ 5,6
19	5 02 58	124	37,0	0,085	- 2	3	- 2	57,2	-35,3
16	28 06 57	197	59,0	0,114	- 8	2	- 6	59,4	- 0,7
4	15 12 54	270	164	0,270	- 5	17	- 4	170	- 3,6
18	5 12 57	274	178	0,289	- 5	21	- 5	190	- 6,1
1	16 07 54	324	126	0,187	0	14	+ 4	172	-26,9
14	30 10 56	496	678	0,767	-14	135	-10	685	- 1,0
2	5 08 54	502	571	0,641	+12	61	+ 5	467	+22,4
13	29 10 56	506	740	0,826	-15	136	-10	698	+ 6,1
12	25 10 56	562	828	0,858	-12	182	0	870	- 4,9
11	23 10 56	586	917	0,921	-12	202	- 5	946	- 3,1
10	20 10 56	622	1029	0,988	-14	204	-10	995	+ 3,4
9	19 10 56	637	1026	0,967	-14	214	-10	1038	- 1,1
8	15 10 56	684	1052	0,938	-13	211	-15	1090	- 3,5
17	4 10 57	698	815	0,715	0	98	0	757	+ 7,7
7	13 10 56	705	1094	0,952	- 7	207	-10	1106	- 1,1
6	11 10 56	722	1111	0,948	-10	202	-10	1114	- 0,3
5	10 10 56	732	1127	0,951	- 7	204	-10	1132	- 0,4
3	17 09 54	776	1170	0,940	-10	206	- 4	1193	- 1,9

(1) variation approximative de la cote à DUARAN, en cm/jour

(2) variation approximative de la cote à TIGUIBERY, en cm/jour

FIGURE A8_1 TINKISSO à OUARAN - CROQUIS DE SITUATION

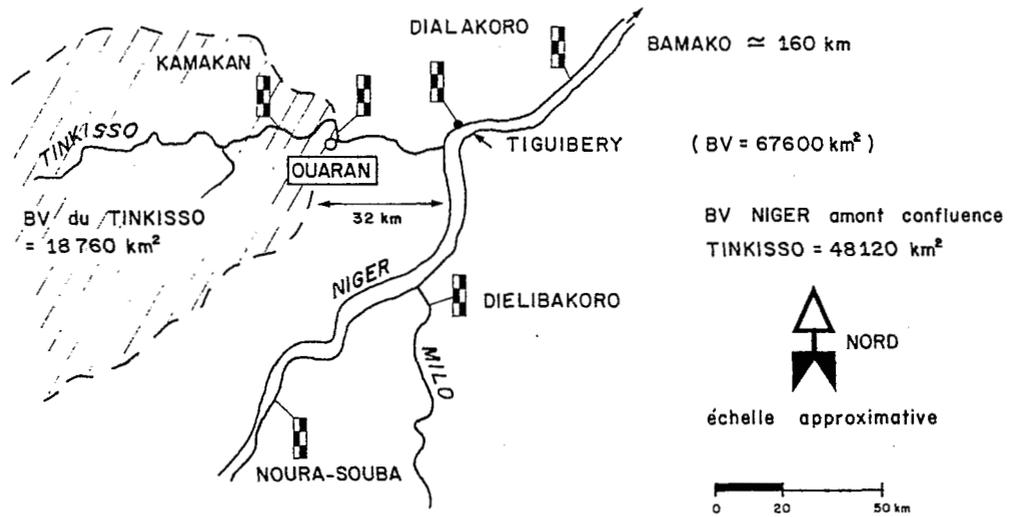


FIGURE A8_2 TINKISSO à OUARAN
PROFIL EN TRAVERS DE LA SECTION DE L'ECHELLE

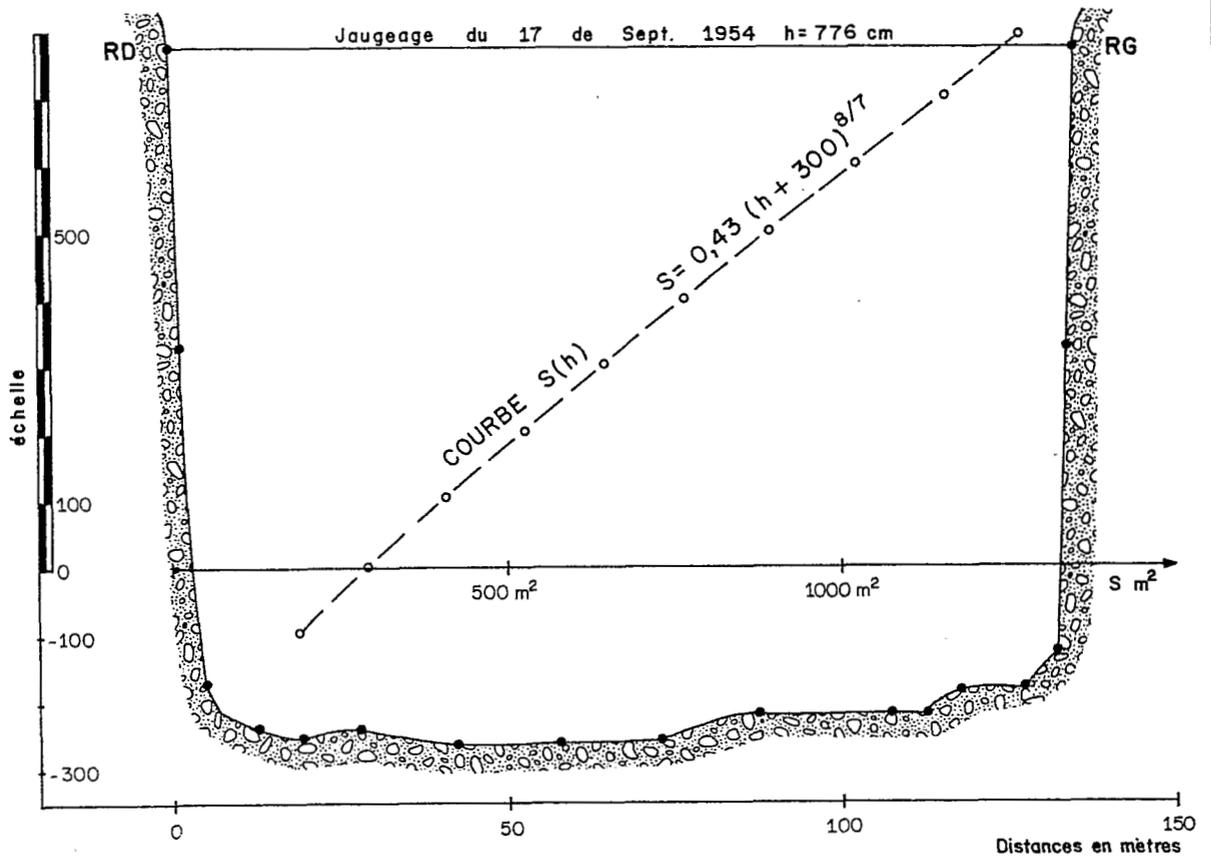


FIGURE A8_3 TINKISSO à OUARAN
ANALYSE DU TARAGE

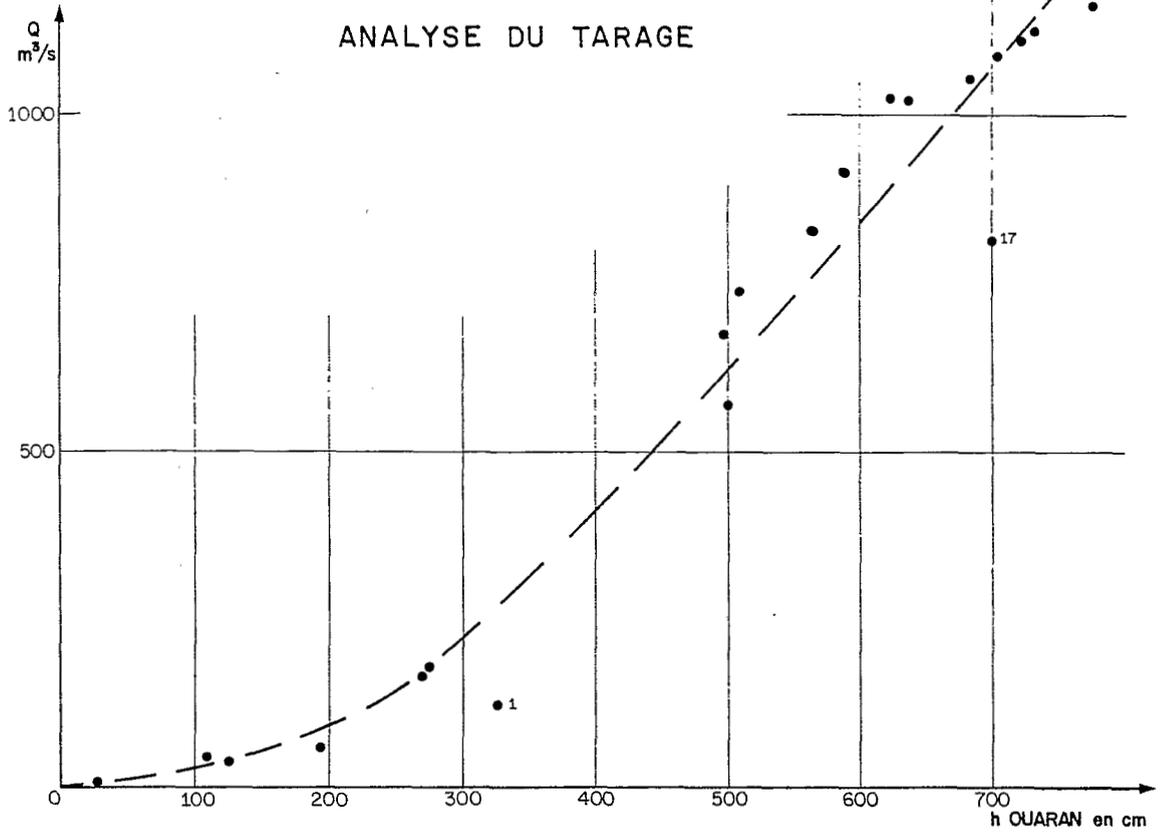


FIGURE A8_5 TINKISSO 'a OUARAN
METHODE DE LA DENIVELEE NORMALE

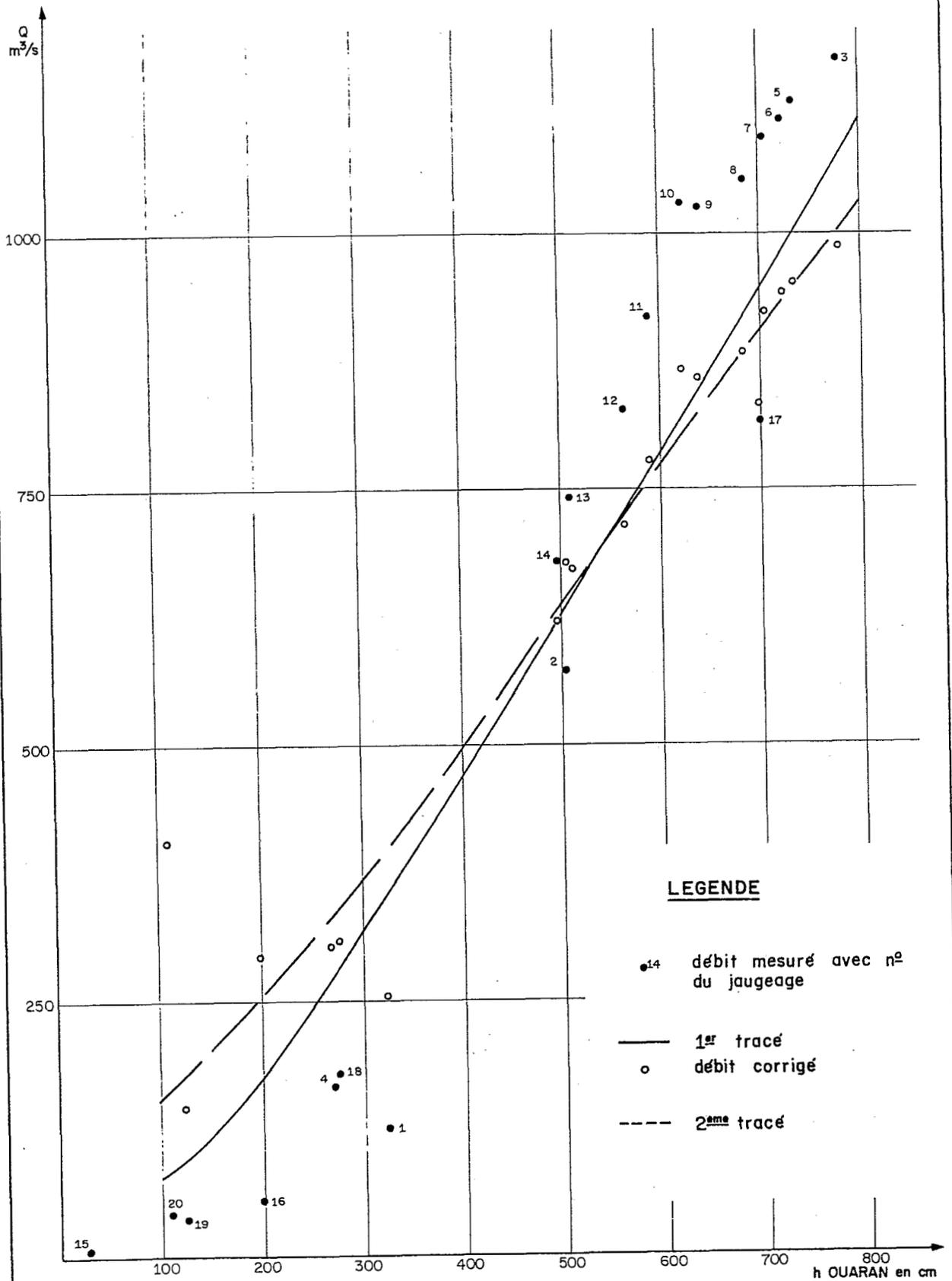


FIGURE A8_6 TINKISSO à OUARAN
 METHODE DE LA DENIVELEE NORMALE
 COURBES DE CORRECTION DU DEBIT

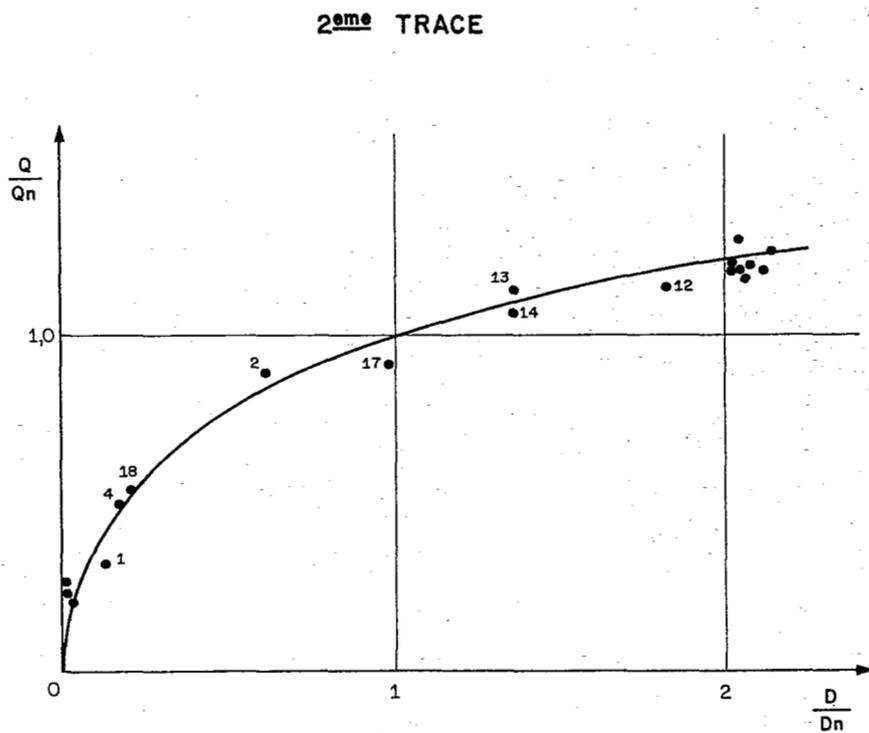
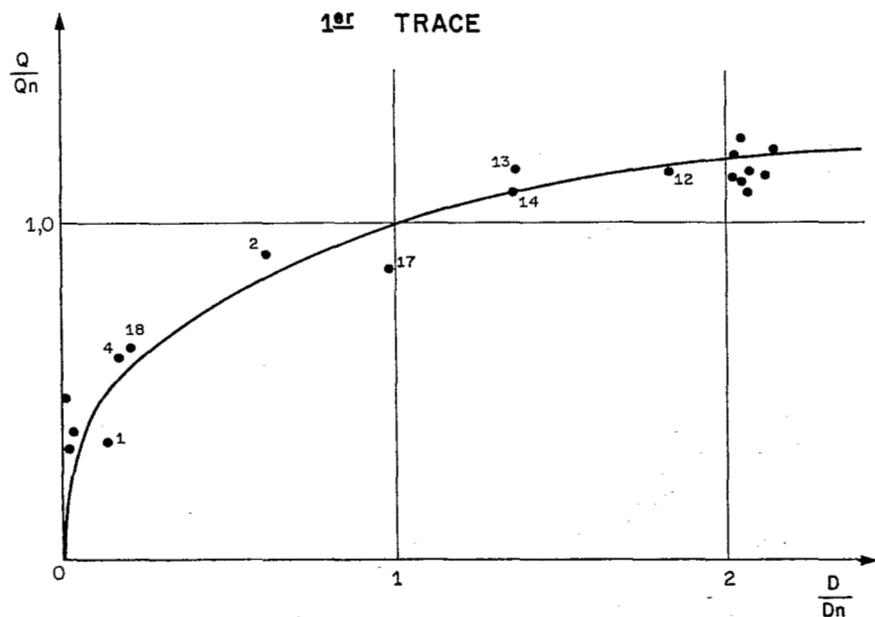


FIGURE A8_7 TINKISSO à OUARAN

COURBE DES VITESSES MOYENNES EN FONCTION DE D
(d'après Y. BRUNET-MORET)

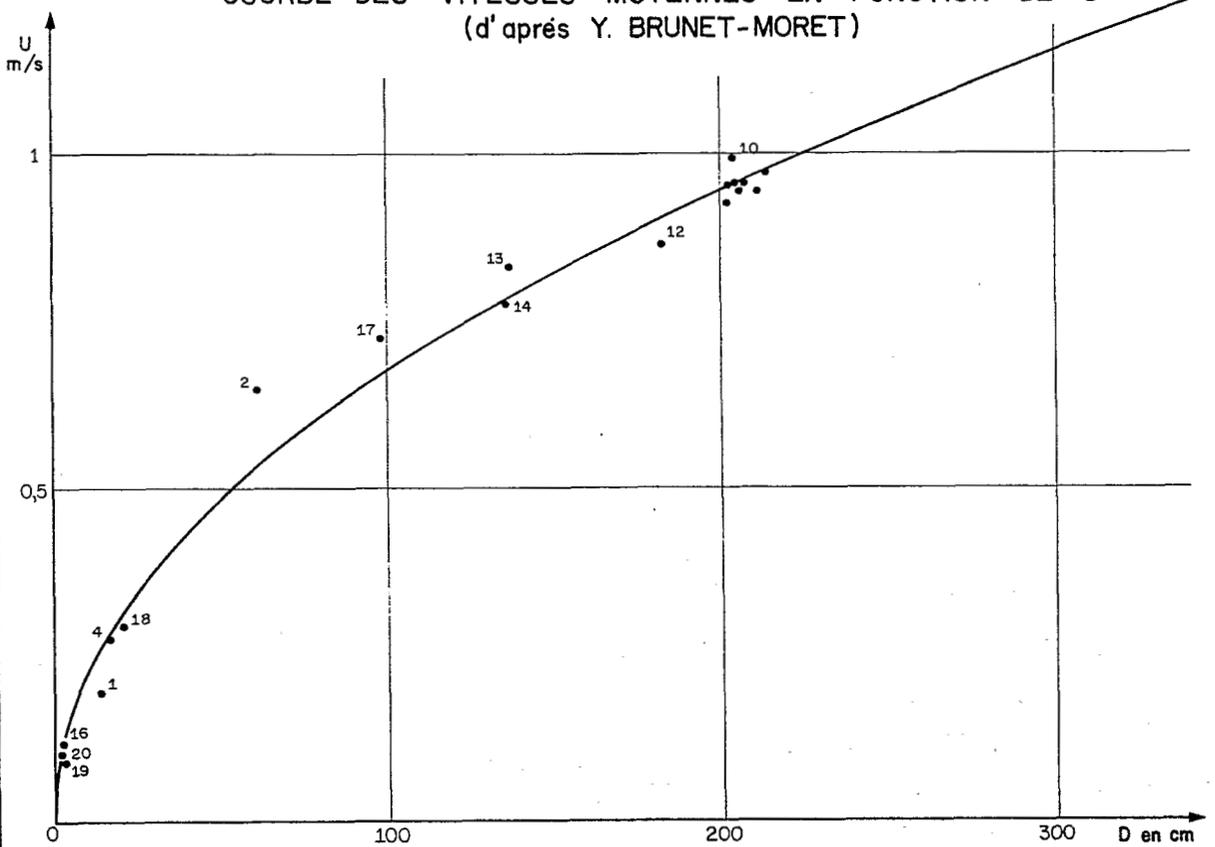
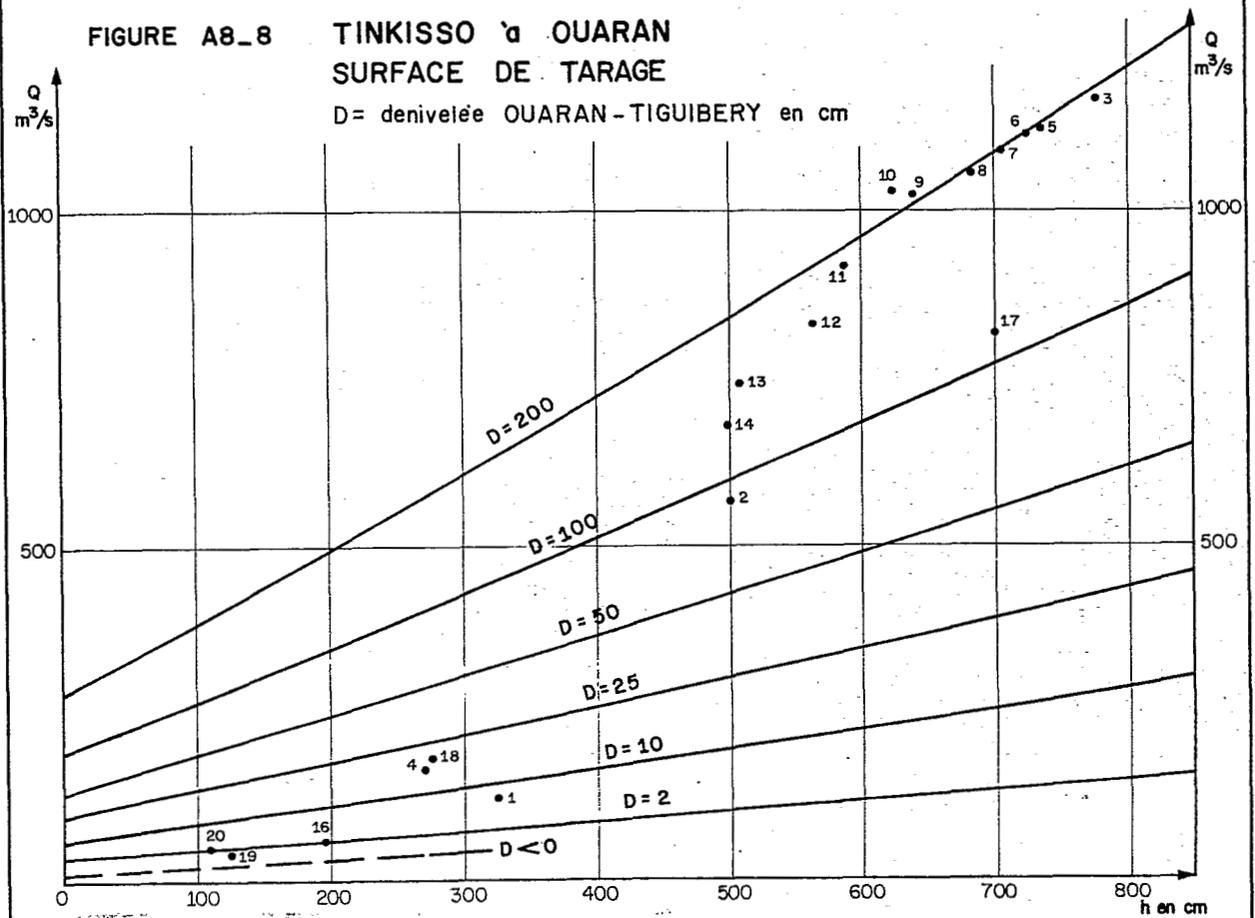


FIGURE A8_8 TINKISSO à OUARAN
SURFACE DE TARAGE

D = dénivelée OUARAN-TIGUIBERY en cm



A N N E X E 9

TARAGE DU FLEUVE NIGER A MOPTI

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage non-univoque, avec branches de crue et de décrue stables durant toute la période.

POINTS d'INTERET

1. exemple de tarage fréquent dans les stations des grands fleuves à faible pente et à crue annuelle régulière.
2. courbe en "raquette" composée de deux branches univoques stables et d'une courbe annuelle de raccordement.
3. comparaison de l'efficacité des méthodes du gradient limnimétrique et de l'écart à la cote maximale.

SOURCES

1. Monographie Hydrologique du Fleuve Niger
Tome II - Cuvette Lacustre et Niger Moyen
par Y.BRUNET-MORET, P.CHAPERON, J.P.LAMAGAT et M.MOLINIER
2. Tarage et calcul des débits des stations hydrométriques non-univoques - CAHIERS ORSTOM Série HYDROLOGIE Vol. VII,n°3 - 1970
par P.DUBREUIL, J.P.LAMAGAT et G.VUILLAUME
3. Note sur l'étalonnage du Niger à MOPTI
par G.JACCON - Direction de l'Hydraulique du MALI - Juin 1969

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de MOPTI est, par sa population, la seconde ville de la République du MALI et par sa situation, la capitale régionale de la fameuse Cuvette Lacustre du Niger.

Coordonnées géographiques : 14 30' N 4° 12' W

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION (figure A9-1)

2.1 La station hydrométrique de MOPTI est située à la confluence du Niger et du Bani. Installée en 1943, elle permet le contrôle, depuis cette date de la plus grande partie des apports à la Cuvette Lacustre. Le bassin versant a une superficie de 281 600 km².

2.2 L'échelle limnimétrique est située à 1 800 m à l'amont de la confluence, sur la rive droite du Bani.

Une première série de 4 éléments en fonte a été installée en juin 1943, le premier étant vertical, les autres inclinés à 45°.

En mai 1949, une échelle en tôle émaillée a été mise en place près de la précédente. Elle comprend 5 éléments verticaux fixés sur des fers IPN.

2.3 Les jaugeages sont faits sur le Niger, le plus souvent à la station de NANTAKA, qui se trouve à 3 km à l'aval de la section de l'échelle. Cette section correspond à un léger rapprochement des rives du Niger : la largeur au maximum de la crue est un peu inférieure à 400 mètres et la profondeur moyenne ne dépasse pas 10 mètres. A la section de NANTAKA, les débordements latéraux en crue restent encore très limités, ce qui n'est pas le cas de sections plus avalées souvent utilisées pour les jaugeages antérieurs à 1967.

3 - RELEVES LIMNIMETRIQUES

3.1 La chronique limnimétrique est complète de 1943 à 1983, à l'exception de la période de juillet à décembre 1949.

Les relevés sont journaliers et de bonne qualité pendant les crues, épisodiques pendant les étiages quand la cote est inférieure à 100 cm.

3.2 Nous avons tracé sur la figure A9-2, à titre d'exemple, les limnigrammes des crues 1967 (forte : h_{max} = 720 cm) et 1977 (faible : h_{max} = 566 cm). On observera la convergence de forme des deux courbes, en particulier la similitude des gradients de crue et décrue.

3.3 La cote maximale de 731 cm a été observée trois années consécutives de 1953 à 1955. On trouve ensuite les maxima de 1957 (730) et 1967 (720).

4 - JAUGEAGES

4.1 Au total, 120 jaugeages ont été faits à MOPTI-NANTAKA entre le 22 août 1952 et le 30 septembre 1980. Il existe vraisemblablement des jaugeages plus récents mais ce nombre est déjà largement suffisant pour procéder à l'analyse de la relation hauteur-débit et définir le tarage.

4.2 La répartition chronologique est assez bonne bien que la densité soit irrégulière :

- aucune mesure en 1953, 1961, 1962, de 1965 à 1967, en 1971 et 1972, en 1975, 1978 et 1979;
- 16 jaugeages en un mois et demi en 1967 (crue très forte) et 35, soit près du tiers du total, entre le 10 octobre 1969 et le 10 janvier 1970.

Malgré la grande abondance des mesures, la répartition dans l'intervalle des hauteurs (50 à 731 cm) n'est pas fameuse. En effet les trois grandes campagnes de jaugeages, effectuées en 1967, 1968 et 1969 (59 au total, soit plus de la moitié) ont eu pour objectif de suivre de jour en jour la transition crue-décrue et toutes les hauteurs jaugées durant cette période, sont supérieures à 530 cm. De ce fait, l'intervalle 200-500 cm a été sacrifié et, comme nous le verrons, les courbes de crue et de décrue de moyennes eaux sont tracées avec 5 ou 6 jaugeages seulement.

4.3 Le débit maximal jaugé est de 3 640 m³/s. Il correspond à la hauteur maximale jaugée, soit 720 cm le 13 novembre 1967.

5 - TARAGE

5.1 Afin de rendre cet exemple plus clair, nous avons réduit la liste des jaugeages à 43 valeurs, en éliminant systématiquement les jaugeages de basses eaux (débit inférieur à 200 m³/s) qui n'apportent rien à cette étude de courbe "en raquette" et en prenant un jaugeage sur trois (1967) ou 4 (1968 et 1969) dans les séries trop abondantes.

5.2 La liste chronologique de ces jaugeages est donnée dans les tableaux A9.1 et A9.2. Le numéro d'ordre de chaque jaugeage dans la série complète a été conservé.

5.3 Nous avons reporté les 43 points sur la figure A9-3, sur laquelle ont été tracées les courbes "moyennes" de crue et de décrue, ainsi que les courbes de raccordement des crues de 1967, 1969 et 1974, pour lesquelles les jaugeages sont en nombre suffisant.

Cette figure met bien en évidence les caractéristiques du tarage du Niger à MOPTI :

- la stabilité presque parfaite des courbes de crue et de décrue, durant toute la période : malgré le nombre réduit des mesures, on pourra observer (surtout si l'on prend la peine de refaire le graphique à une plus grande échelle) qu'aucune déviation systématique n'apparaît. Voir les jaugeages 17 et 114 (crue), 14 et 97 ou 9 et 109 (décrue) dont les points représentatifs sont très voisins.

- la forme, assez constante d'une année à l'autre, des courbes de transition; le maximum de débit précède de quelques jours le maximum de hauteur, ces courbes commencent par une crosse assez fermée, puis viennent très progressivement et tangentielllement se raccorder à la branche de décrue.

5.3 La méthode normale de définition de ce type de tarage est celle du gradient limnimétrique. C'est cette méthode qui a été utilisée par les auteurs de la Monographie.

Ils ont obtenu, à partir de la série complète de 120 mesures, les résultats suivants :

- une courbe "pseudo-univoque" correspondant au régime uniforme, qui est représentée par 7 tronçons de parabole (voir tableaux A9.3 et A9.4); cette courbe donne le débit Q_0 correspondant à une hauteur donnée;

- une correction de gradient limnimétrique, définie par l'équation :

$$Q = Q_0 (1 + 0,030 G)^{0,5}$$

G étant le gradient, calculé par la demi-différence des hauteurs du jour suivant et du jour précédent celui du jaugeage.

Le coefficient $K = 0,030$ est calculé par régression linéaire entre les quantités G et $y^2 - 1$ avec ($y = Q/Q_0$).

La correction de débit a été limitée à 50% pour les gradients négatifs (cf. chap.III, page 152), ce qui correspond à un G minimum de $-16,7$ cm/j.

La réduction des écarts relatifs au débit Q_0 est de l'ordre de 35% seulement. Cette valeur est faible car le gain normalement obtenu par cette méthode aux autres stations du Niger, est de 60 à 70% (65% à DIRE, voir page 149). Ce résultat n'est pas commenté dans la Monographie mais il est anormal et peut trouver une explication soit dans l'imprécision des couples hauteur-débit (échelle sur le Bani, pertes latérales non jaugées), soit par un détarage, hypothèse moins probable et rejetée par les auteurs de la Monographie

5.4 Il était intéressant, étant donné la régularité des crues (voir la figure A9-2) de faire un test par la méthode de l'écart à la cote maximale. Afin de comparer l'efficacité des deux méthodes, nous les avons appliquées en parallèle, en utilisant la liste réduite des 43 jaugeages et la courbe "pseudo univoque" de la Monographie.

Les calculs sont regroupés dans les tableaux A9.1 et A9.2 et les graphiques sont présentés sur les figures A9-4 à A9-7. Les notations utilisées dans les deux tableaux sont identiques à celles employées dans le chapitre III du Cours, que nous conseillons de consulter (pages 138 à 163).

a- courbes de correction

Pour le gradient, la droite est ajustée sans difficulté car la densité des points est suffisante, surtout pour les gradients négatifs. Pour le calcul de K par régression linéaire, on ne tient pas compte des jaugeages n°15 et 16, qui sont nettement discordants. Les deux ajustements conduisent à un résultat identique ($K = 0,032$), valeur utilisée pour le calcul de Q_c .

Pour l'écart à la cote maximale, nous avons choisi un ajustement du type $\Delta Q/Q_0 = a \text{ arc tg } b \Delta h_x$ (cf. chap. III, page 156). La valeur des paramètres est calculée par approximations successives, en partant de valeurs initiales lues sur le graphique. Nous avons obtenu l'équation :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (en \%)} = 12 \text{ Arc tg } 0,013 \Delta h_x \quad (\Delta h_x \text{ en cm})$$

(ne pas oublier de positionner les calculatrices sur le mode RADIAN !).

On aurait pu affiner la précision du résultat en utilisant la méthode des déviations résiduelles, mais c'est un peu superflu dans le cas de ce test. On peut observer aussi que l'utilisation de 3 demi-droites ne changerait pas grand chose au résultat.

b- efficacité

Le gain obtenu par les deux méthodes est à peu près identique : un peu supérieur à 50%. L'écart moyen relatif est de 3,3% avec le gradient et de 3,5% avec l'écart à la cote maximale pour 41 jaugeages (15 et 16 éliminés). Ce résultat est un peu meilleur que celui obtenu par les auteurs de la Monographie : 3,8% avec 80 jaugeages.

Les figures A9-4 et A9-7 donnent, dans l'intervalle de hauteur 300-600, la position des jaugeages avant et après correction, ainsi que la courbe de tarage "en régime uniforme", qui est celle de la Monographie (voir tableaux A9.3 et A9.4). On peut voir sur les deux figures que la correction peut varier sensiblement suivant la méthode utilisée mais dans les deux cas, le résultat n'est pas excellent. Nous pensons que la méthode de la dénivelée normale serait plus efficace, si toutefois une chronologie limnimétrique secondaire existait et était complète et homogène. Ce n'est pas le cas.

On pourrait conclure à un "match nul" entre les deux méthodes. Mais outre le fait que le gradient soit un peu plus performant, il est toujours préférable de l'utiliser en raison des inconvénients de la méthode de l'écart à la cote maximale pour les faibles débits, et aussi parce que l'hypothèse de la stabilité de la forme des limnigrammes n'est pas toujours respectée.

6 - TABLEAUX et FIGURES

Tableau A9.1 : Liste chronologique des jaugeages et calculs par la méthode du gradient limnimétrique.

Tableau A9.2 : Calculs par la méthode de l'écart à la cote maximale.

Tableau A9.3 : Découpage en segments de paraboles de la courbe en "régime uniforme".

Tableau A9.4 : Barème décimétrique en "régime uniforme".

Figure A9-1 : Croquis de situation

Figure A9-2 : Limnigrammes des crues 1967 et 1977

Figure A9-3 : Analyse du tarage

Figure A9-4 : Tarage par la méthode du gradient limnimétrique

Figure A9-5 : Gradient limnimétrique : droite de correction

Figure A9-6 : Ecart à la cote maximale : courbe de correction

Figure A9-7 : Tarage par la méthode de l'écart à la cote maximale

Tableau A9.1 : Liste chronologique des jaugeages

METHODE du GRADIENT LIMNIMETRIQUE

No	Date	h cm	Q m ³ /s	G cm/j	Qo m ³ /s	y2-1	* Kc	Qc m ³ /s	ΔQ/Qo %	ΔQc/Qo %
1	22 08 51	527	1900	+ 5,5	1870	0,032	1,084	1752	1,6	- 6,3
2	21 11 51	710	3280	+ 0,5	3515	-0,129	1,008	3254	- 6,7	- 6,7
3	26 01 52	527	1570	- 6,5	1870	-0,295	0,890	1764	-16,0	- 5,7
9	18 12 56	540	1772	- 7,0	1970	-0,191	0,881	2011	-10,1	2,1
14	16 01 58	514	1573	- 8,0	1770	-0,210	0,863	1824	-11,1	3,0
15	19 02 58	346	530	- 6,5	737	-0,483	0,890	598	-28,1	-19,1
16	12 03 58	268	278	- 6,5	411	-0,542	0,890	312	-32,4	-24,0
17	4 06 58	227	357	+14,0	289	0,526	1,203	297	23,5	2,7
18	27 07 58	414	1224	+ 2,5	1100	0,238	1,039	1178	11,3	7,1
19	13 08 58	464	1554	+ 5,0	1420	0,198	1,077	1443	9,4	1,6
20	6 09 58	580	2400	+ 3,5	2290	0,098	1,055	2276	4,8	- 0,6
21	2 12 58	672	2770	- 2,0	3100	-0,202	0,967	2863	-10,6	- 7,6
22	22 08 59	515	2000	+ 4,5	1780	0,262	1,070	1870	12,4	5,1
25	9 12 59	604	2135	- 4,5	2485	-0,262	0,925	2310	-14,1	- 7,1
30	23 07 60	376	1075	+ 8,0	890	0,459	1,121	959	20,8	7,8
33	15 10 67	690	3370	+ 1,0	3290	0,049	1,016	3317	2,4	0,8
36	24 10 67	702	3465	+ 1,0	3425	0,023	1,016	3410	1,2	- 0,4
39	4 11 67	713	3540	+ 1,0	3550	-0,006	1,016	3485	- 0,3	- 1,8
42	13 11 67	720	3640	0	3630	0,006	1,000	3640	0,3	0,3
45	22 11 67	715	3440	- 1,0	3570	-0,072	0,984	3496	- 3,6	- 2,1
48	30 11 67	701	3330	- 2,5	3410	-0,046	0,959	3471	- 2,3	1,8
51	25 10 68	651	2790	+ 0,5	2895	-0,071	1,008	2768	- 3,6	- 4,4
55	8 11 68	641	2760	- 4,5	2800	-0,028	0,925	2983	- 1,4	6,5
59	18 11 68	619	2500	- 2,5	2610	-0,083	0,959	2606	- 4,2	- 0,1
62	25 11 68	602	2310	- 3,0	2470	-0,125	0,951	2430	- 6,5	- 1,6
63	10 10 69	666	3110	+ 2,0	3040	0,047	1,032	3015	2,3	- 0,8
67	19 10 69	676	3275	+ 1,0	3145	0,084	1,016	3224	4,1	2,5
71	27 10 69	680	3385	0	3185	0,130	1,000	3385	6,3	6,3
75	4 11 69	684	3300	0	3230	0,044	1,000	3300	2,2	2,2
79	15 11 69	684	3370	+ 1,0	3230	0,089	1,016	3317	4,3	2,7
87	2 12 69	670	3140	- 1,5	3080	0,039	0,976	3218	1,9	2,0
91	14 12 69	630	2550	- 4,0	2700	-0,108	0,934	2731	- 5,6	1,1
93	20 12 69	600	2225	- 7,0	2455	-0,179	0,881	2526	- 9,4	2,9
97	2 01 70	514	1550	- 6,0	1770	-0,233	0,899	1724	-12,4	- 2,6
102	5 11 74	638	2730	- 0,5	2775	-0,032	0,992	2752	- 1,6	- 0,8
103	13 11 74	606	2365	- 3,0	2500	-0,105	0,951	2487	- 5,4	- 0,5
104	22 11 74	555	1900	- 6,0	2085	-0,170	0,899	2114	- 8,9	1,4
105	30 11 74	487	1490	- 8,0	1575	-0,105	0,863	1727	- 5,4	9,7
106	7 12 76	599	2310	- 3,5	2445	-0,107	0,942	2451	- 5,5	0,3
107	12 12 76	576	2063	- 5,5	2255	-0,163	0,908	2273	- 8,5	0,8
109	17 12 76	544	1755	- 7,5	2000	-0,230	0,872	2013	-12,3	0,7
111	28 12 76	467	1360	- 7,5	1440	-0,108	0,872	1560	- 5,6	8,3
114	15 09 77	230	308	+ 7,5	300	0,054	1,104	277	2,7	- 7,8

* Kc = (1 + 0,030 G)^{0,5}

Totaux : 282,6 136,6
Moyennes : 6,9 3,3

Tableau A9.2 : Liste chronologique des jaugeages

METHODE de l'ECART à la COTE MAXIMALE

No	Date	h cm	Q m ³ /s	hx cm	Δhx cm	Qo m ³ /s	ΔQ/Qo %	Corr. Qc	Arc tangente ΔQc/Qo
1	22 08 51	527	1900	719	+192	1870	1,6	1663	-11,1
2	21 11 51	710	3280	-	+ 9	3515	- 6,7	3234	- 8,0
3	26 01 52	527	1570	-	-192	1870	-16,0	1832	- 2,1
9	18 12 56	540	1772	686	-146	1970	-10,1	2038	3,4
14	16 01 58	514	1573	730	-216	1770	-11,1	1845	4,2
15	19 02 58	346	530	-	-384	737	-28,1	635	-13,9
16	12 03 58	268	278	-	-452	411	-32,4	334	-18,7
17	4 06 58	227	357	703	+476	289	23,5	305	5,6
18	27 07 58	414	1224	-	+289	1100	11,3	1058	- 3,8
19	13 08 58	464	1554	-	+239	1420	9,4	1350	- 4,9
20	6 09 58	580	2400	-	+123	2290	4,8	2140	- 6,5
21	2 12 58	672	2770	-	- 31	3100	-10,6	2904	- 6,3
22	22 08 59	515	2000	697	+182	1780	12,4	1754	- 1,5
25	9 12 59	604	2135	-	- 93	2485	-14,1	2387	- 3,9
30	23 07 60	376	1075	697	+321	890	20,8	927	4,1
33	15 10 67	690	3370	720	+ 30	3290	2,4	3226	- 1,9
36	24 10 67	702	3465	-	+ 18	3425	1,2	3372	- 1,5
39	4 11 67	713	3540	-	+ 7	3550	- 0,3	3502	- 1,4
42	13 11 67	720	3640	-	0	3630	0,3	3640	0,3
45	22 11 67	715	3440	-	- 5	3570	- 3,6	3467	- 2,9
48	30 11 67	701	3330	-	- 19	3410	- 2,3	3430	0,6
51	25 10 68	651	2790	651	0	2895	- 3,6	2790	- 3,6
55	8 11 68	641	2760	-	- 10	2800	- 1,4	2804	0,1
59	18 11 68	619	2500	-	- 32	2610	- 4,2	2624	0,5
62	25 11 68	602	2310	-	- 49	2470	- 6,5	2479	0,4
63	10 10 69	666	3110	684	+ 18	3040	2,3	3027	- 0,4
67	19 10 69	676	3275	-	+ 8	3145	4,1	3235	2,9
71	27 10 69	680	3385	-	+ 4	3185	6,3	3364	5,6
75	4 11 69	684	3300	-	0	3230	2,2	3300	2,2
79	15 11 69	684	3370	-	0	3230	4,3	3370	4,3
87	2 12 69	670	3140	-	- 14	3080	1,9	3209	4,2
91	14 12 69	630	2550	-	- 54	2700	- 5,6	2752	1,9
93	20 12 69	600	2225	-	- 84	2455	- 9,4	2471	0,6
97	2 01 70	514	1550	-	-170	1770	-12,4	1797	1,5
102	5 11 74	638	2730	650	- 12	2775	- 1,6	2782	0,2
103	13 11 74	606	2365	-	- 44	2500	- 5,4	2522	0,9
104	22 11 74	555	1900	-	- 95	2085	- 8,9	2127	2,0
105	30 11 74	487	1490	-	-163	1575	- 5,4	1724	9,4
106	7 12 76	599	2310	623	- 24	2445	- 5,5	2397	- 2,0
107	12 12 76	576	2063	-	- 47	2255	- 8,5	2208	- 2,1
109	17 12 76	544	1755	-	- 79	2000	-12,3	1941	- 2,9
111	28 12 76	467	1360	-	-156	1440	- 5,6	1570	9,0
114	15 09 77	230	308	566	+336	300	2,7	265	-11,6

Totaux : 282,6

142,3

Moyennes : 6,9

3,5

Tableau A9.3 : Découpage en segments de parabole de la courbe de tarage "en régime uniforme"

MALI	NIGER	NIGER	MOPTI	
ETAL.n° 431: valide du 1 JANVIER 1943 au 31 DECEMBRE 1983				
VALEUR des HAUTEURS LIMITES HP(L) et INTERMEDIAIRES HINT (L) et des DEBITS LIMITES Q(L) et INTERMEDIAIRES QINT(L)				
L	HP(L) en m	Q(L) en m3/s	HINT(L) en m	QINT(L) en m3/s
1	0.00	0.000	0.20	3.500
2	0.40	15.000	0.70	38.000
3	1.00	67.000	1.50	141.500
4	2.00	229.000	2.50	353.000
5	3.00	530.000	4.00	1022.000
6	5.00	1670.000	5.50	2045.000
7	6.00	2455.000	6.60	2982.000
8	7.30	3750.000		

VALEURS des COEFFICIENTS des PARABOLES

SEGMENTS	C(1,L)	C(2,L)	C(3,L)
1	0.1000000E+03	-.2500000E+01	0.0000000E+00
2	0.3333330E+02	0.6666670E+02	0.1500000E+02
3	0.2600000E+02	0.1360000E+03	0.6700000E+02
4	0.1060000E+03	0.1950000E+03	0.2290000E+03
5	0.7800000E+02	0.4140000E+03	0.5300000E+03
6	0.7000000E+02	0.7150000E+03	0.1670000E+04
7	0.1683150E+03	0.7773450E+03	0.2455000E+04

ANGLE entre les TANGENTES aux LIMITES

SEGMENTS	POINTS LIMITES H (en m)	Q (en m3/s)	ANGLES (en degrés)
1 - 2	0.40	15.000	-4.31
2 - 3	1.00	67.000	6.94
3 - 4	2.00	229.000	1.05
4 - 5	3.00	530.000	0.49
5 - 6	5.00	1670.000	-0.44
6 - 7	6.00	2455.000	-2.73

FIGURE A9_1 NIGER A MOPTI - CROQUIS DE SITUATION

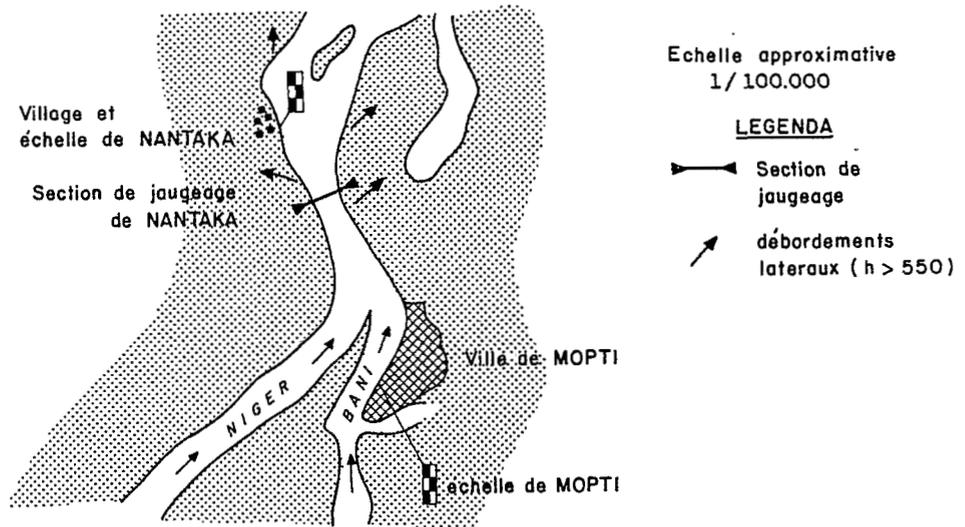


FIGURE A9_2 NIGER A MOPTI - LIMNIGRAMMES

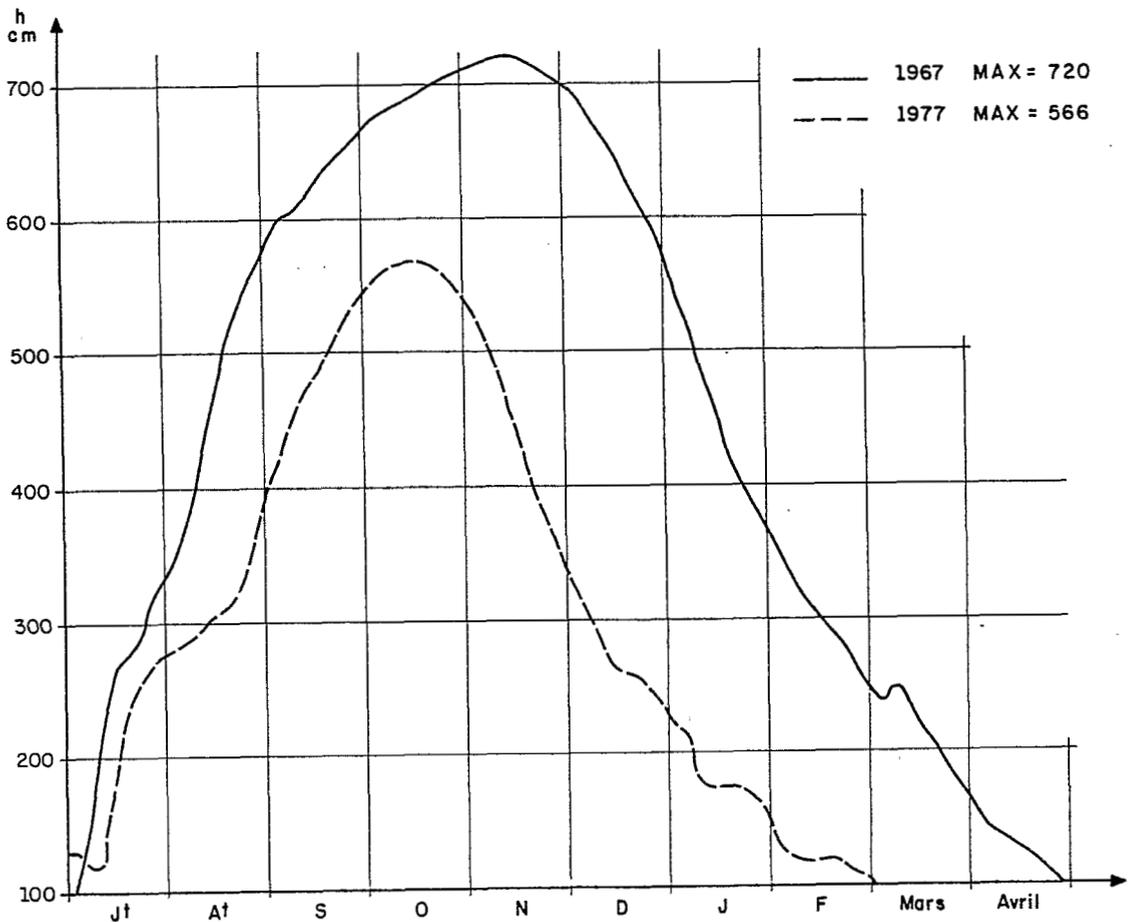


FIGURE A9 - 3 NIGER à MOPTI
ANALYSE DU TARAGE

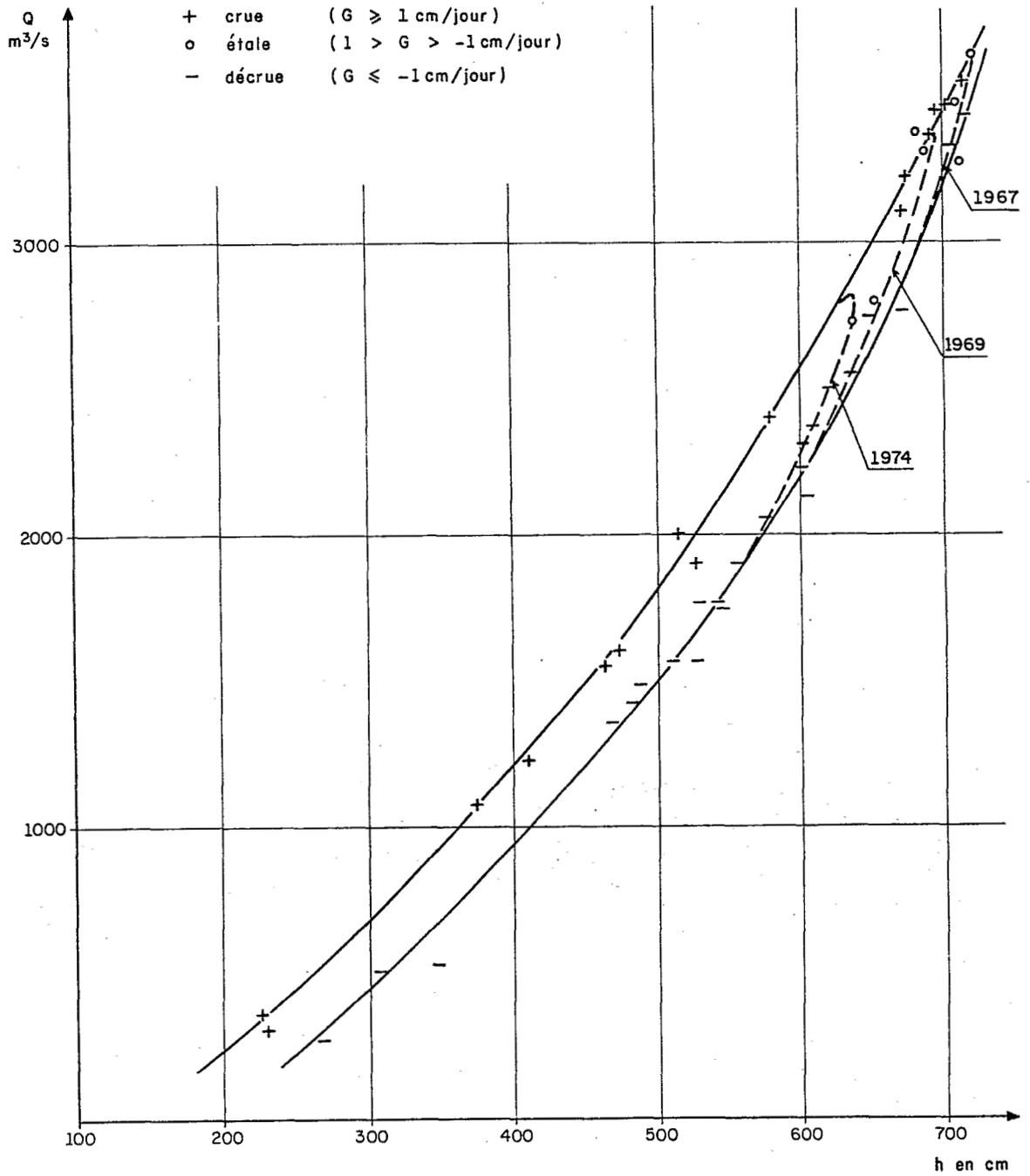


FIGURE A9 - 4 NIGER à MOPTI
GRADIENT LIMNIMETRIQUE : COURBE DE TARAGE

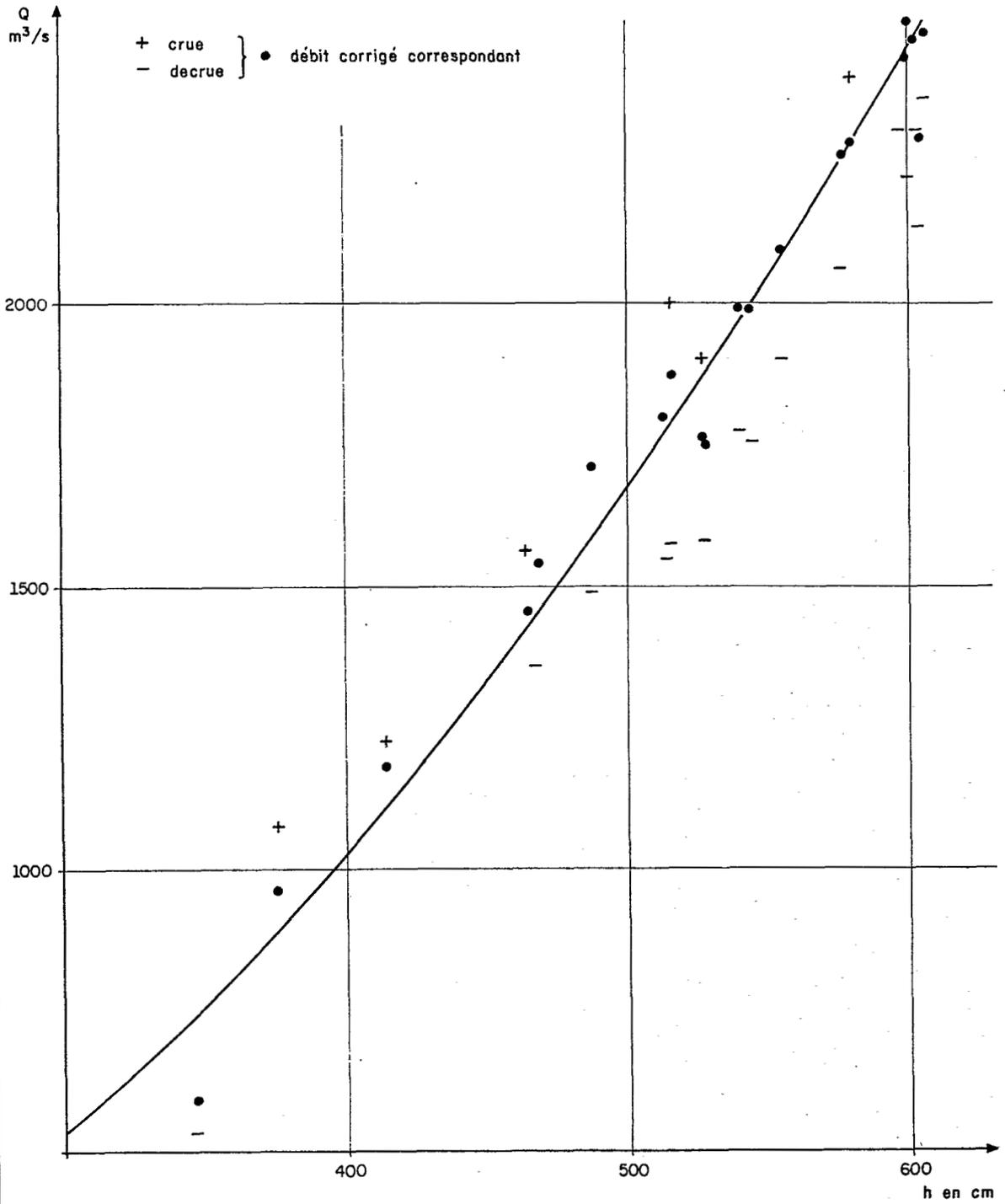


FIGURE A9_5 NIGER à MOPTI

GRADIENT LIMNIMETRIQUE : DROITE DE CORRECTION

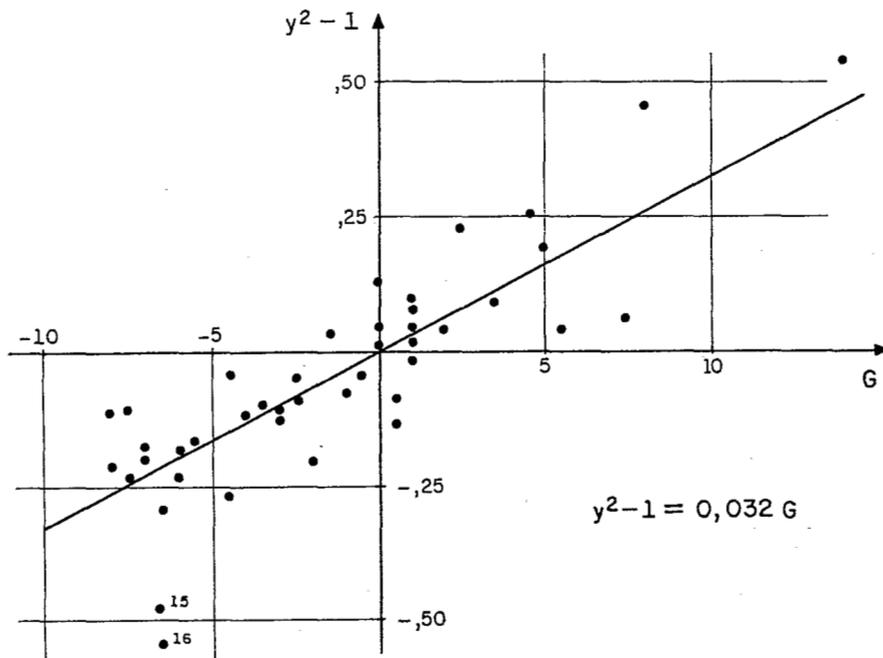


FIGURE A9_6 NIGER à MOPTI

ECART à la COTE MAXIMALE : COURBE DE CORRECTION

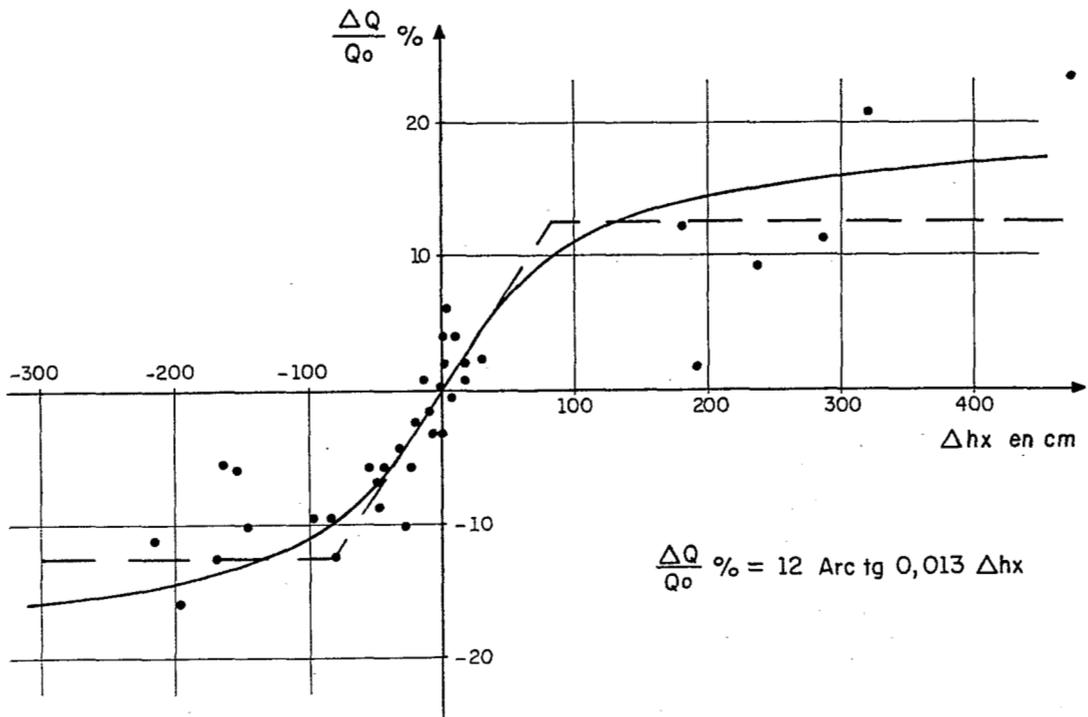
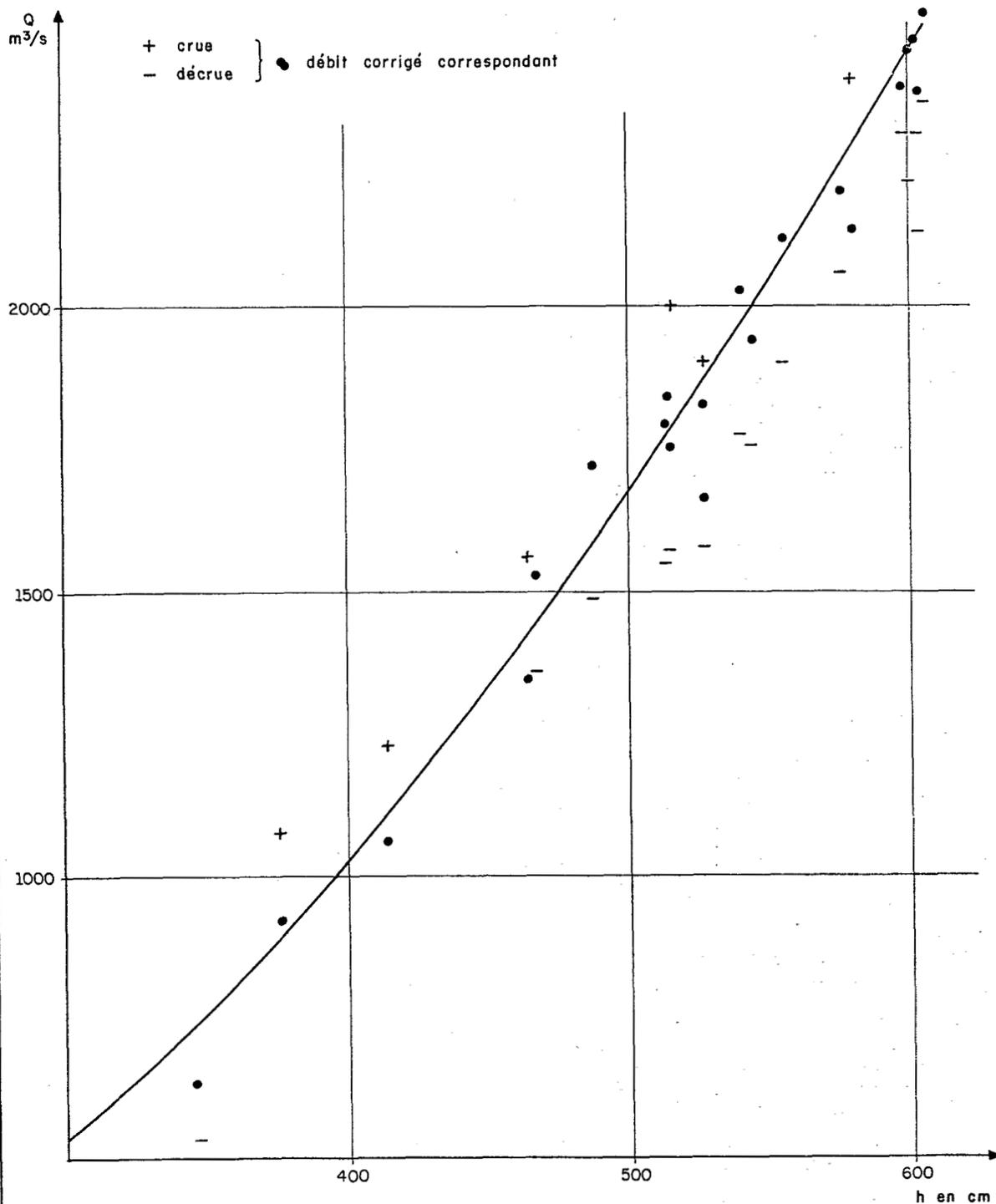


FIGURE A9 - 7 NIGER à MOPTI

ECART à la COTE MAXIMALE : COURBE DE TARAGE



ANNEXE 10

TARAGE DU FLEUVE SENEGAL A BAKEL

TYPE de TARAGE

Courbe de tarage en partie non univoque, avec courbe de crue stable et courbe de décrue variant chaque année.

POINTS d'INTERET

1. surface de tarage à "raquettes" multiples, avec branche de crue unique.
2. comparaison des méthodes de l'écart à la cote maximale et du gradient limnimétrique.
3. exemple à étudier "en parallèle" avec le précédent (annexe9 - Niger à MOPTI)

SOURCES

1. Le Bassin du Fleuve Sénégal
Monographie ORSTOM N°1 - 1969
par C.ROCHETTE.
2. Note sur l'étalonnage du Sénégal à BAKEL, à la suite des campagnes de mesures de 1974 et 1975.
par N.GUIGUEN et J.LERIQUE
Ministère du Développement Rural et de l'Hydraulique
Publication Centre ORSTOM de DAKAR - Janvier 1977

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de BAKEL est une importante capitale régionale, située près de la frontière malienne, à 550 km à l'est de DAKAR.

La station hydrométrique de BAKEL est une station fondamentale pour l'étude du fleuve Sénégal, car elle se situe à la limite de deux zones très différentes : le haut bassin d'où proviennent plus de 90% des apports (cf. Annexe 2 - station de GOUINA) et la vallée qui s'étend sur près de 800 km (figure A10-1).

Coordonnées géographiques : 14° 54' N 12° 27' W
Superficie du bassin versant : 218 000 km²

2 - CARACTERISTIQUES DE LA STATION

2.1 La station de BAKEL a été installée en 1901 et les relevés sont continus depuis 1903.

2.2 L'échelle limnimétrique est installée en rive gauche, au droit d'un promontoire où est construit le Fort de BAKEL. Elle est en deux parties constituées chacune par un rail incliné, ancré sur des massifs de maçonnerie.

Une autre échelle située à KOUNGANI, à 7 km à l'amont de BAKEL, est complémentaire de celle de BAKEL. Son principal intérêt a été d'avoir permis de constater que la pente superficielle entre les deux stations variait du simple au double pendant le cycle annuel et qu'il fallait donc s'attendre à une relation hauteur-débit non univoque. Malheureusement, cette échelle installée seulement en mai 1951, n'a été lue que très épisodiquement.

2.3 La section de jaugeage est située à 4 km à l'amont de l'échelle. La largeur entre rives est de l'ordre de 550 mètres.

Nous ne disposons ni d'un profil en travers, ni d'informations sur la stabilité du profil transversal. Comme les auteurs des travaux cités en première page de cette annexe, ne font aucune allusion à ce problème, nous admettons que le lit est stable.

3 - RELEVES LIMNIMETRIQUES

3.1 La chronique limnimétrique est continue depuis juillet 1950, malgré quelques lacunes dans les observations journalières dans les périodes d'étiage (observations tous les 5 jours), sans importance pour le calcul des débits moyens journaliers.

De 1901 à 1950, les relevés ont été faits seulement de juillet à novembre, c'est à dire en moyennes et hautes eaux pour les besoins de la navigation.

3.2 Nous avons tracé sur la figure A10-2 les limnigrammes des crues 1961 (forte, h_{max} = 1251 cm) et 1975 (moyenne, h_{max} = 1019 cm).

Il est intéressant de comparer les limnigrammes de BAKEL et ceux de MOPTI (figure A9-2). Il est aisé de voir que le régime du Sénégal à BAKEL n'est pas du tout régularisé. Les pointes de crue secondaires sont nombreuses et les vitesses (gradients) de montée des eaux sont très élevés : de 50 à 200 cm par jour et même plus.

On remarquera aussi que les gradients de décrue sont nettement plus faibles : de 20 à 50 cm par jour.

3.3 Dans la période 1950-1976, la cote maximale (1289 cm) a été observée le 29 août 1958 et la cote minimale (16 cm) le 28 juin 1950.

4 - JAUGEAGES

4.1 Au total, 143 jaugeages ont été effectués à BAKEL entre juillet 1950 et mai 1976.

- 4.2 Ils se répartissent dans le temps suivant trois périodes distinctes :
- 67 au total entre 1950 et 1955, soit une moyenne 11 par an, avec 21 en 1951 et 4 seulement en 1953;
 - 12 entre 1960 et 1962, dont 9 en 1961;
 - 64 entre 1973 et 1976, dont 34 dans la seule année 1975.

Aucune mesure n'a été faite entre 1955 et 1960 (4 ans) et entre 1962 et 1976 (13 ans !).

4.3 La répartition suivant les hauteurs est excellente. Le nombre de jaugeages pour chaque mètre est le suivant, à partir de zéro : 24, 10, 4, 11, 10, 17, 13, 8, 17, 10, 11 et 6. Les deux derniers jaugeages ont été faits à des cotes supérieures à 1200 cm, dont la hauteur maximale jaugée, 1224 cm le 7 septembre 1954, avec un débit de 6440 m³/s.

4.4 La qualité de ces jaugeages n'est pas toujours très bonne. Une analyse de leur qualité a été faite par N.GUIGUEN et J.LERIQUE (rapport cité) et nous avons suivi leur choix pour établir la liste réduite que nous utiliserons dans cet exemple.

5 - TARAGE

5.1 L'analyse du tarage a été faite par N.GUIGUEN et J.LERIQUE. La relation hauteur-débit est représentée par une surface de tarage constituée d'une courbe de crue univoque et d'un faisceau de courbes "en raquette", qui viennent rejoindre la courbe de crue très progressivement au niveau de la cote 400 cm.

Cette allure assez exceptionnelle du tarage illustre bien situation charnière de station de BAKEL, entre le haut-bassin et la vallée du Sénégal. Plus à l'amont, la pente longitudinale étant plus forte, le tarage serait univoque et du type KOULIKORD (cf. annexe1). Plus à l'aval, la courbe univoque de basses eaux n'existerait plus et les courbes de décrue seraient plus "ventruées". C'est d'ailleurs, ce qui se passe à MATAM, à 171 km à l'aval.

L'univocité de la relation $Q(h)$ en crue est sans doute due à la forte valeur des gradients de crue.

Nous conseillons de comparer les figures A9-3 et A10-3.

5.2 La liste des jaugeages, réduite à 41 mesurages, est donnée dans les tableaux A10.1 (ordre chronologique) et A10.2 (hauteurs croissantes). Le numéro d'ordre de la série complète des 143 jaugeages a été conservé.

5.3 Dans leur étude, N.GUIGUEN et J.LERIQUE ont choisi d'utiliser la méthode de l'écart à la cote maximale. Ce choix peut paraître a priori un peu surprenant. On peut néanmoins remarquer que, malgré l'irrégularité des limniogrammes, les gradients de crue et de décrue ne sont pas très différents d'une année à l'autre et, surtout, d'une pointe de crue à l'autre. Ce choix n'est donc pas anormal, si toutefois on prend soin de considérer les crues secondaires de manière indépendante.

Comme nous l'avons fait pour la station de MOPTI, nous appliquerons aussi, pour comparer les résultats, la méthode du gradient limnimétrique.

Méthode de l'écart à la cote maximale

Le tableau A10.1 reproduit les résultats des calculs de N.GUIGUEN et J.LERIQUE, qui n'ont pas indiqué dans leur rapport combien d'itérations ont été nécessaires pour obtenir la courbe de tarage en "régime uniforme". Dans ce tableau h_x désigne la cote maximale de référence et Δh_x l'écart entre h_x et la cote du jaugeage (avec le signe + en crue et le signe - en décrue).

La figure A10-5 montre la répartition graphique des couples (Δh_x , $\Delta Q/Q_0$). N.GUIGUEN et J.LERIQUE ont choisi d'utiliser la méthode simplifiée et de représenter la courbe de correction par trois demi-droites et ont obtenu :

$$\begin{aligned} \Delta Q/Q_0 \text{ (en \%)} &= 0,11 \Delta h_x && \text{pour } -1 \text{ m} \leq \Delta h_x \leq 1 \text{ m} \\ \text{et } \Delta Q/Q_0 &= \pm 12 \% && \text{pour } \Delta h_x < -1 \text{ m} \text{ ou } \Delta h_x > 1 \text{ m} \end{aligned}$$

Ces équations conduisent à une réduction des écarts relatifs de 7,9% à 3,8% (gain de 50%) pour les 41 jaugeages ou encore de 8% à 3,1% (gain de 60%) pour 90% des valeurs.

La distribution des points sur la figure 10-5, et aussi l'existence d'un tronçon de courbe de tarage univoque en basses eaux, nous ont conduit à tester un ajustement de type exponentiel, proposé et utilisé par P.TOUCHEBEUF (cf. chapitre III, page 156).

Par simple ajustement graphique (sans appliquer la méthode des déviations résiduelles), nous avons obtenu la courbe tracée sur la figure A10.5, dont l'équation s'écrit :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (en \%)} = 9,89 \Delta h_x e^{-0,08 \Delta h_x^2} \quad (\Delta h_x \text{ en mètres})$$

Les coefficients sont calculés aisément à partir des formules données page 156, après le tracé de la demi-courbe qui correspond aux écarts Δh_x négatifs (le nombre de points permet un tracé plus précis que du côté des Δh_x positifs). Nous avons pris comme coordonnées du minimum : $\Delta h_x = -2,5 \text{ m}$ et $\Delta Q/Q_0 = -15\%$

Avec cet ajustement, l'écart moyen relatif des valeurs corrigées diminue de 0,4% : respectivement 3,4% pour l'ensemble des jaugeages et 2,7% pour 90%. Avec ce dernier résultat, le gain total atteint 66%, résultat très correct.

La courbe de tarage en "régime uniforme" et les jaugeages corrigés sont présentés sur la figure A10-4. La réduction de la dispersion est bien visible.

Méthode du gradient limnimétrique

Les résultats définitifs - après plusieurs essais pour le choix du temps pour le calcul du gradient et 3 tracés de la courbe de tarage - sont donnés dans le tableau A10.2 et présentés sur les figures A10-6 et A10-7.

Le gradient a été calculé par simple différence entre la cote du jaugeage et la hauteur lue à l'échelle le jour précédent. Bien que ce choix présente certains risques, car les erreurs de lecture ne sont pas "amorties", il est imposé par les très rapides variations de hauteurs. Il serait plus précis d'utiliser les deux lectures quotidiennes.

En éliminant les jaugeages n°97 et 100, manifestement aberrants (sous estimés de 10% environ), la régression effectuée sur les 39 couples (G, y^2-1) restants, donne un coefficient de correction de 0,043, d'où l'équation de la courbe de correction :

$$Q = Q_0 (1 + 0,0043 G)^{0,5} \quad G \text{ en cm/jour}$$

L'écart moyen relatif des 39 jaugeages passant de 7,9% à 3,1% après correction, le gain obtenu est de 60%. Il atteint 68% pour 90% des jaugeages.

On notera que la courbe de tarage en "régime uniforme" (figure A10-7) est différente de celle obtenue par la méthode de l'écart à la cote maximale.

Comparaison des deux méthodes

Comme pour le Niger à MOPTI (annexe 9), on constate que les résultats sont très proches, avec toujours un léger avantage à la méthode du gradient. Cette dernière doit être utilisée, à notre avis, car l'utilisation de plusieurs cotes maximales durant le même cycle complique beaucoup le calcul des débits moyens journaliers (de plus le découpage du limnigramme n'est pas toujours évident, comme on peut le voir sur la figure A10-2 pour l'année 1961)

Nous ne donnerons pas ici le tarage définitif et le barème décimétrique du Sénégal à BAKEL, car des données plus récentes ont permis d'en faire une nouvelle étude dont nous ne connaissons pas encore les résultats.

6 - TABLEAUX et FIGURES

Tableau A10.1 : Liste chronologique et méthode de l'écart à la cote maximale.

Tableau A10.2 : Liste rangée et méthode du gradient limnimétrique.

Figure A10-1 : Situation géographique de la station de BAKEL

Figure A10-2 : Limnigrammes des crues 1961 et 1975

Figure A10-3 : Analyse du tarage

Figure A10-4 : Tarage par la méthode de l'écart à la cote maximale

Figure A10-5 : Ecart à la cote maximale : courbe de correction

Figure A10-6 : Gradient limnimétrique : droite de correction

Figure A10-7 : Tarage par la méthode du gradient limnimétrique

Tableau A10.1 : Liste chronologique des jaugeages

METHODE de L'ECARTI à la COTE MAXIMALE

No	Date	h	Q	hx	Δhx	Qo	ΔQ/Qo	1/2 Droites	Courbe			
		cm	m ³ /s	cm	cm	m ³ /s	%	Qc	ΔQc/Qo	Qc	ΔQc/Qo	
73	17 09 61	1204	5997	1251	- 47	6270	- 4,4	6315	+ 0,7	6284	+ 0,2	
74	19 09 61	1160	5487	-	- 91	5915	- 7,2	6010	+ 1,6	5992	+ 1,3	
75	21 09 61	1089	4589	-	-162	5330	-13,9	5230	- 1,9	5274	- 1,0	
76	23 09 61	1034	4023	-	-217	4870	-17,4	4605	- 5,4	4718	- 3,1	
91	27 07 74	513	1370	634	+121	1285	+ 6,6	1215	+ 5,4	1238	- 3,6	
92	13 08 74	599	1590	-	- 35	1755	- 9,4	1655	- 5,7	1646	- 6,2	
93	14 08 74	574	1440	-	- 60	1610	-10,6	1545	- 4,1	1528	- 5,1	
94	16 08 74	541	1320	-	- 93	1425	- 7,4	1460	+ 2,5	1444	+ 1,3	
95	3 09 74	1061	4480	1191	-130	5090	-12,0	5090	0	5047	- 0,8	
97	9 09 74	953	3600	-	-238	4180	-13,9	4100	- 1,9	4234	+ 1,3	
98	12 09 74	876	2940	-	-315	3570	-17,6	3370	- 5,6	3422	- 4,1	
99	14 09 74	824	2700	-	-367	3180	-15,1	3080	- 3,1	3081	- 3,1	
100	18 09 74	821	2850	-	-370	3160	- 9,8	3090	- 2,2	3248	+ 2,8	
101	22 09 74	842	3025	-	-349	3310	- 8,6	3410	+ 3,4	3478	+ 5,1	
102	24 09 74	778	2500	-	-413	2870	-12,9	2845	- 0,9	2791	- 2,7	
106	27 07 75	459	1200	715	+256	1020	+17,6	1075	+ 5,6	1044	+ 2,3	
107	30 07 75	674	2470	-	+ 41	2210	+11,8	2370	+ 7,2	2375	+ 7,5	
108	2 08 75	709	2460	-	- 6	2430	+ 1,2	2470	+ 1,7	2475	+ 1,8	
109	11 08 75	578	1790	604	+ 26	1630	+ 9,8	1740	+ 6,9	1745	+ 7,1	
110	12 08 75	602	1760	-	- 2	1770	- 0,6	1765	- 0,2	1764	- 0,4	
111	16 08 75	581	1650	-	- 23	1650	0	1690	+ 2,4	1688	+ 2,3	
112	19 08 75	539	1370	-	- 65	1415	- 3,2	1465	+ 3,7	1461	+ 3,2	
113	21 08 75	494	1160	-	-110	1190	- 2,5	1300	+ 9,5	1287	+ 8,2	
114	23 08 75	454	995	-	-150	995	0	1115	+12,0	1136	+14,1	
115	26 08 75	510	1310	1019	+509	1270	+ 3,1	1160	- 8,9	1232	- 3,0	
116	27 08 75	521	1330	-	+498	1325	+ 0,4	1170	-11,6	1246	- 6,0	
118	30 08 75	572	1650	-	+447	1600	+ 3,1	1460	- 8,9	1515	- 5,3	
119	31 08 75	658	2360	-	+361	2115	+11,6	2100	- 0,6	2096	- 0,9	
120	1 09 75	753	3020	-	+266	2710	+11,4	2695	- 0,6	2628	- 3,0	
122	2 09 75	854	3780	-	+165	3400	+11,2	3375	- 0,8	3341	- 1,7	
123	3 09 75	937	4470	-	+ 82	4055	+10,2	4100	+ 1,1	4151	+ 2,4	
124	4 09 75	1004	4980	-	+ 15	4620	+ 7,8	4895	+ 6,0	4907	+ 6,2	
125	5 09 75	1016	4730	-	- 3	4730	0	4740	+ 0,2	4744	+ 0,3	
126	6 09 75	993	4560	-	- 26	4525	+ 0,8	4675	+ 3,3	4680	+ 3,4	
127	8 09 75	1006	4670	-	- 13	4635	+ 0,8	4730	+ 2,0	4731	+ 2,1	
128	10 09 75	976	4080	-	- 43	4380	- 6,8	4260	- 2,8	4259	- 2,8	
129	11 09 75	946	3860	-	- 73	4130	- 6,5	4190	+ 1,4	4147	+ 0,4	
131	14 09 75	856	3080	-	-163	3420	- 9,9	3490	+ 2,1	3542	+ 3,6	
132	16 09 75	792	2660	-	-227	2960	-10,1	3015	+ 1,9	3125	+ 5,6	
133	11 10 75	538	1300	-	-481	1410	- 7,8	1470	+ 4,2	1405	- 0,4	
135	14 10 75	485	1060	-	-534	1145	- 7,4	1200	+ 4,6	1121	- 2,1	
							Totaux :	322,6		152,6		137,8
							Moyennes :	7,9		3,7		3,4

Tableau A10.2 : Liste chronologique des jaugeages

METHODE du GRADIENT LIMNIMETRIQUE

No	Date	h cm	Q m3/s	G cm/j	Qo m3/s	y^2-1	* Kc	Qc m3/s	$\Delta Q/Qo$ %	$\Delta Qc/Qo$ %
114	23 08 75	454	995	- 6	995	0	0,987	1008	0	+ 1,3
106	27 07 75	459	1200	+ 74	1020	+0,384	1,148	1045	+17,6	+ 2,5
135	14 10 75	485	1060	- 19	1140	-0,135	0,958	1106	- 7,0	+ 3,0
113	21 08 75	494	1160	- 23	1170	-0,017	0,949	1222	- 0,9	+ 4,4
115	26 08 75	510	1310	+ 22	1225	+0,144	1,046	1252	+ 6,9	+ 2,2
91	27 07 74	513	1370	+ 13	1240	+0,221	1,028	1333	+10,5	+ 7,5
116	27 08 75	521	1330	+ 11	1280	+0,080	1,023	1300	+ 3,9	+ 1,5
133	11 10 75	538	1300	- 15	1350	-0,073	0,967	1344	- 3,7	- 0,4
112	19 08 75	539	1370	- 16	1355	0,022	0,965	1420	+ 1,1	+ 4,8
94	16 08 74	541	1320	- 13	1370	-0,072	0,972	1358	- 3,7	- 0,8
118	30 08 75	572	1650	+ 29	1540	+0,148	1,060	1556	+ 7,1	+ 1,0
93	14 08 74	574	1440	- 28	1560	-0,148	0,938	1535	- 7,7	- 1,6
109	11 08 75	578	1790	+ 49	1580	+0,283	1,100	1627	+13,3	+ 3,0
111	16 08 75	581	1650	+ 5	1600	+0,063	1,011	1633	+ 3,1	+ 2,0
92	13 08 74	599	1590	- 23	1720	-0,145	0,949	1675	- 7,6	- 2,6
110	12 08 75	602	1760	+ 24	1735	+0,029	1,050	1676	+ 1,4	- 3,4
119	31 08 75	658	2360	+ 76	2042	+0,336	1,152	2049	+15,6	+ 0,4
107	30 07 75	674	2470	+ 80	2210	+0,370	1,159	2131	+17,1	+ 1,0
108	2 08 75	709	2460	- 7	2345	+0,100	0,985	2498	+ 4,9	+ 6,5
120	1 09 75	753	3020	+ 95	2620	+0,329	1,186	2545	+15,3	- 2,9
102	24 09 74	778	2500	- 34	2805	-0,206	0,924	2705	-10,9	- 3,6
132	16 09 75	792	2660	- 23	2890	-0,153	0,949	2802	- 8,0	- 3,0
100	18 09 74	821	2850	+ 11	3080	-0,144	1,023	2785	- 7,5	- 9,6
99	14 09 74	824	2700	- 19	3100	-0,241	0,958	2817	-12,9	- 9,1
101	22 09 74	842	3025	- 12	3220	-0,117	0,974	3106	- 6,1	- 3,5
122	2 09 75	854	3780	+ 90	3310	+0,304	1,177	3210	+14,2	- 3,0
131	14 09 75	856	3080	- 33	3325	-0,142	0,926	3324	- 7,4	0
98	12 09 74	876	2940	- 38	3490	-0,290	0,915	3214	-15,8	- 7,9
123	3 09 75	937	4470	+ 83	3960	+0,274	1,165	3838	+12,9	- 3,1
129	11 09 75	946	3860	- 24	4025	-0,080	0,947	4076	- 4,1	+ 1,3
97	9 09 74	953	3600	+ 8	4065	-0,216	1,017	3540	-11,4	-12,9
128	10 09 75	976	4080	- 24	4240	-0,074	1,050	3884	- 3,8	- 8,4
126	6 09 75	993	4560	0	4385	+0,081	1,000	4560	+ 4,0	+ 4,0
124	4 09 75	1004	4980	+ 71	4460	+0,247	1,142	4360	+11,7	- 2,2
127	8 09 75	1006	4670	+ 12	4475	+0,089	1,025	4554	+ 4,4	+ 1,8
125	5 09 75	1016	4730	+ 12	4530	+0,090	1,025	4612	+ 4,4	+ 1,8
76	23 09 61	1034	4023	- 24	4680	-0,261	0,947	4248	-14,0	- 9,2
95	3 09 74	1061	4480	- 37	4920	-0,171	0,917	4885	- 8,9	- 0,7
75	21 09 61	1089	4589	- 34	5140	-0,203	0,924	4966	-10,7	- 3,4
74	19 09 61	1160	5487	- 23	5750	-0,089	0,949	5780	- 4,6	+ 0,5
73	17 09 61	1204	5997	- 20	6110	-0,037	0,956	6272	- 1,8	+ 2,7

* Kc = (1 + 0,0043 G)^{0,5}

Totaux : 309,0 122,0
Moyennes : 7,9 3,1

FIGURE A10_1 STATION HYDROMETRIQUE DE BAKEL
SITUATION GEOGRAPHIQUE

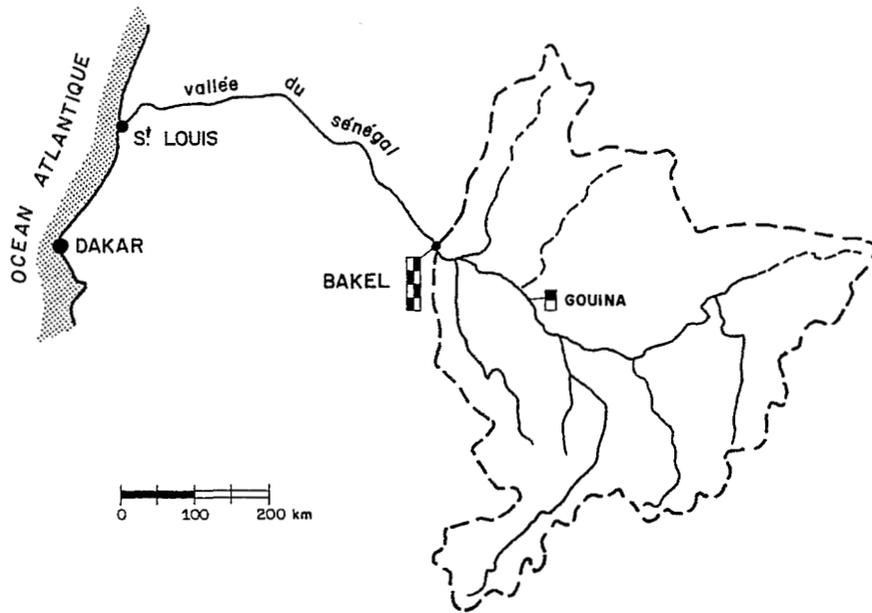


FIGURE A10_2 SENEGAL A BAKEL
LIMNIGRAMMES

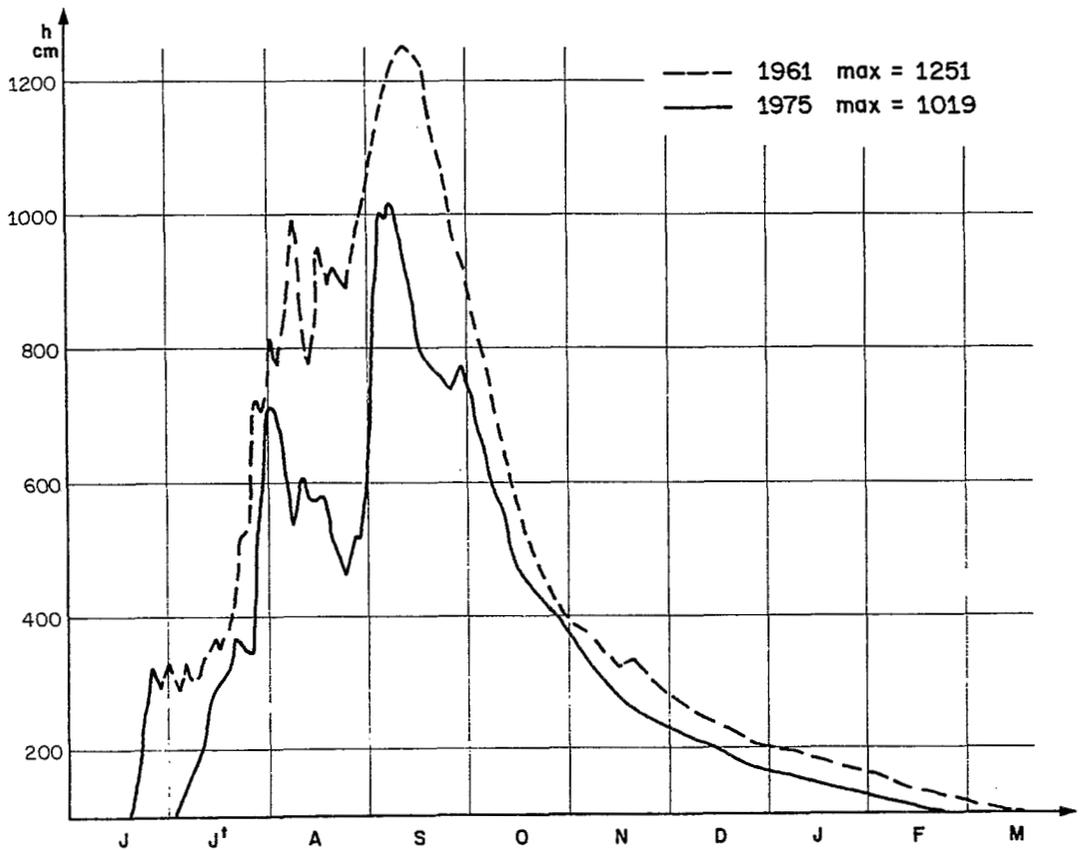
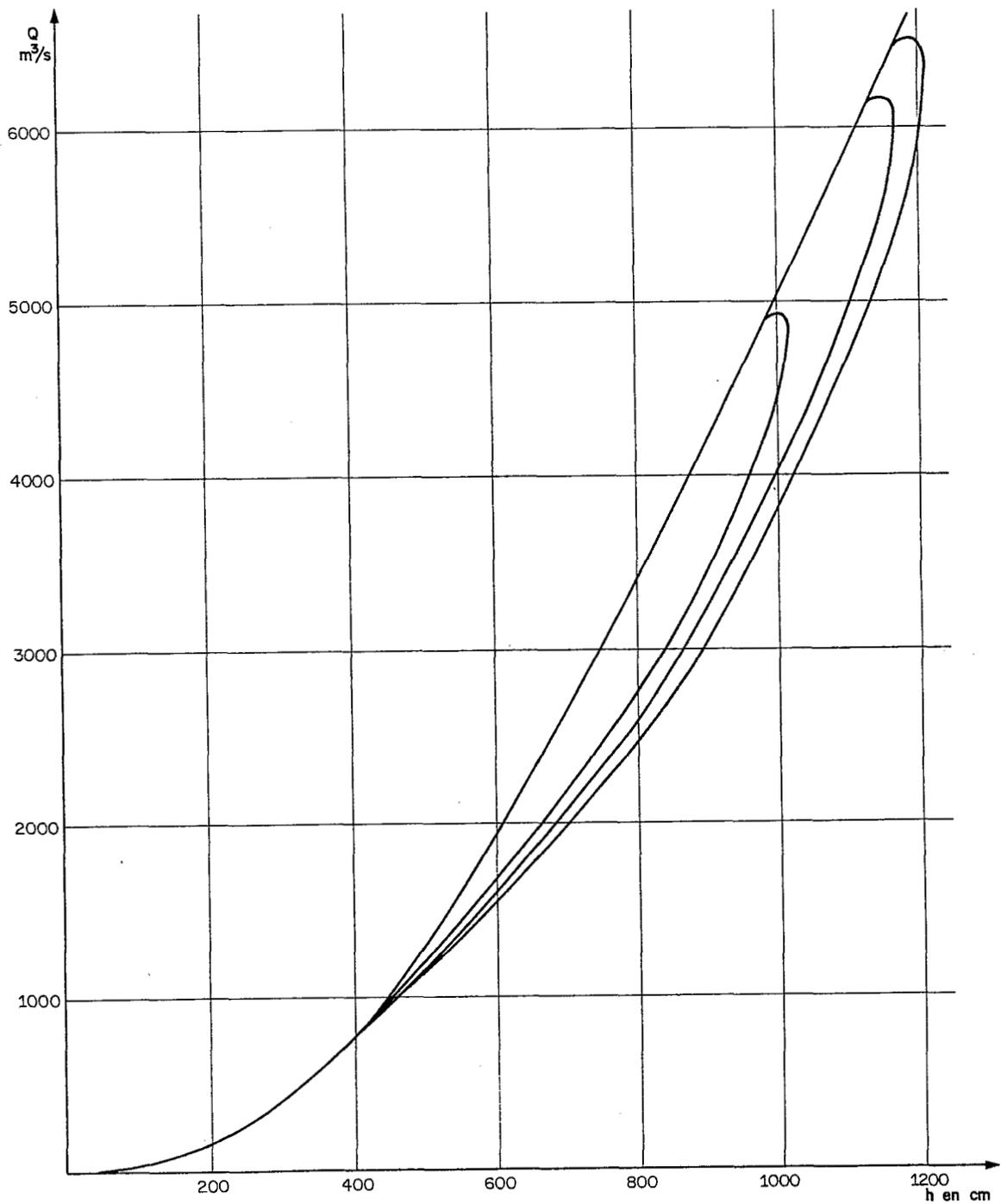


FIGURE A10_3

SENEGAL à BAKEL
ANALYSE DU TARAGE



(d'après N. GUIGUEN et J. LERIQUE)

FIGURE A10_4 SENEGAL A BAKEL
 ECART à la COTE MAXIMALE: COURBE DE TARAGE

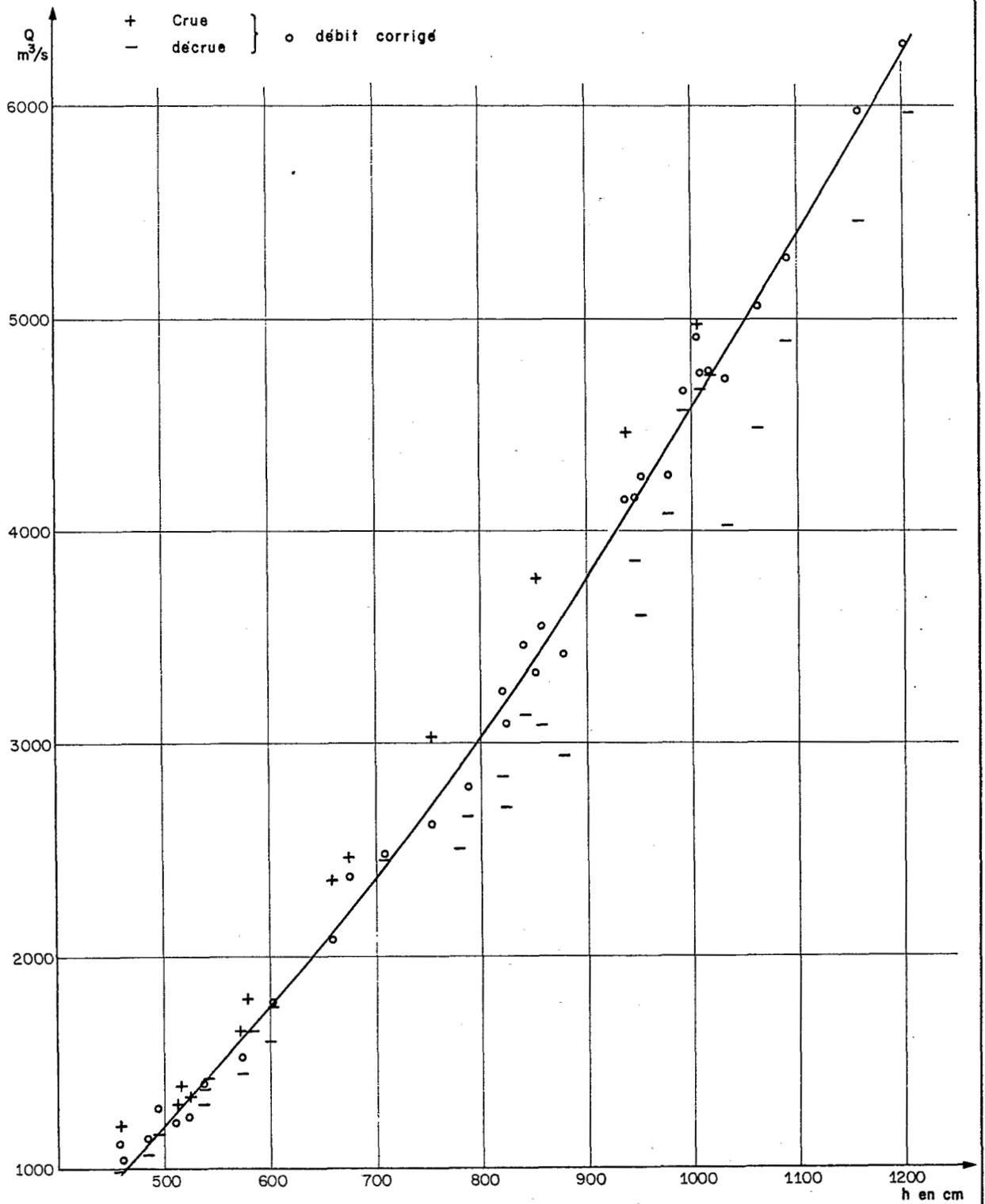


FIGURE A10_5 SENEGAL A BAKEL
 ECART à la COTE MAXIMALE: COURBES DE CORRECTION

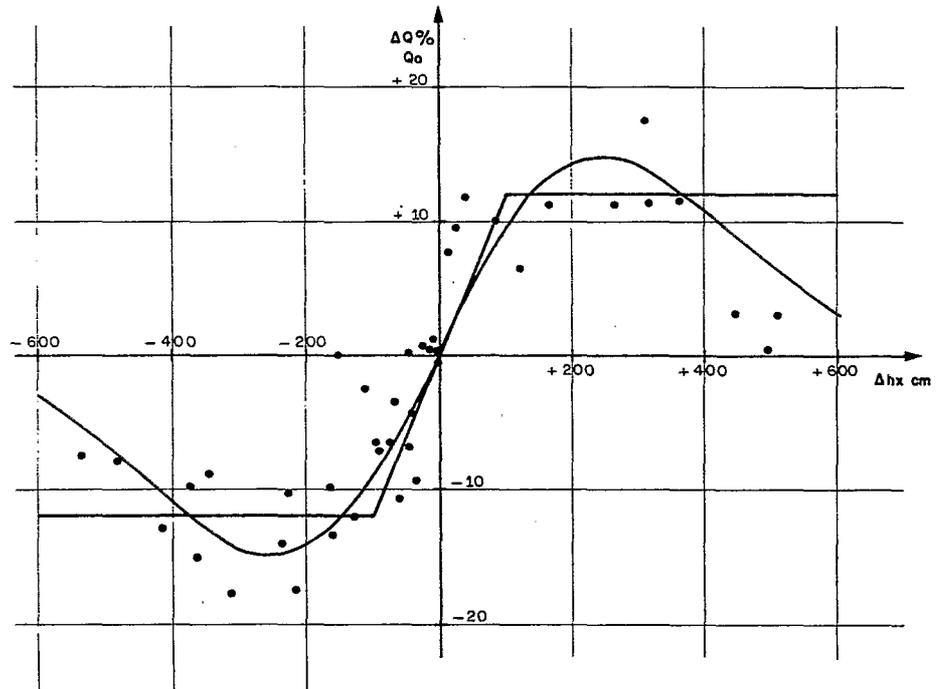


FIGURE A10_6 SENEGAL A BAKEL
 GRADIENT LIMNIMETRIQUE: DROITE DE CORRECTION

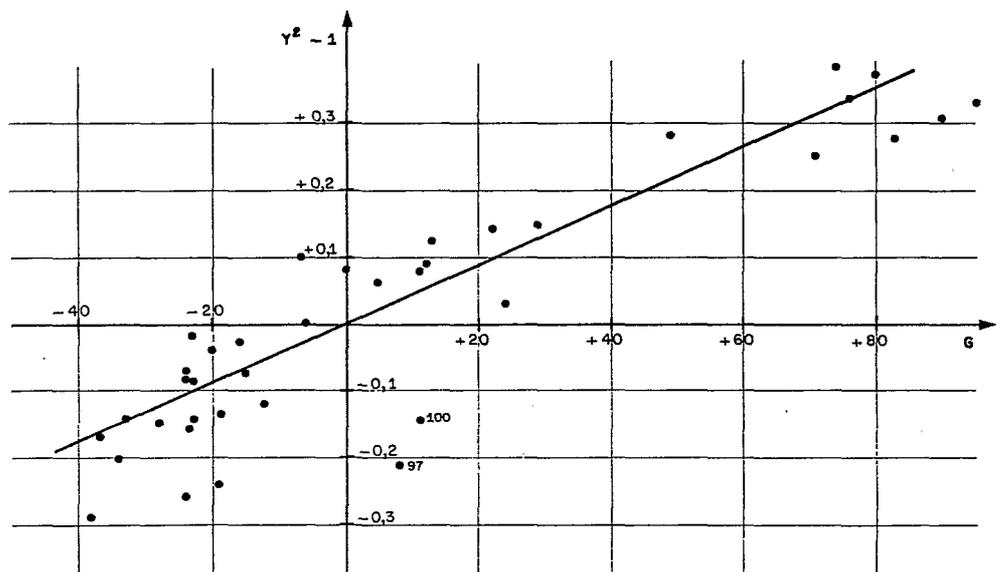
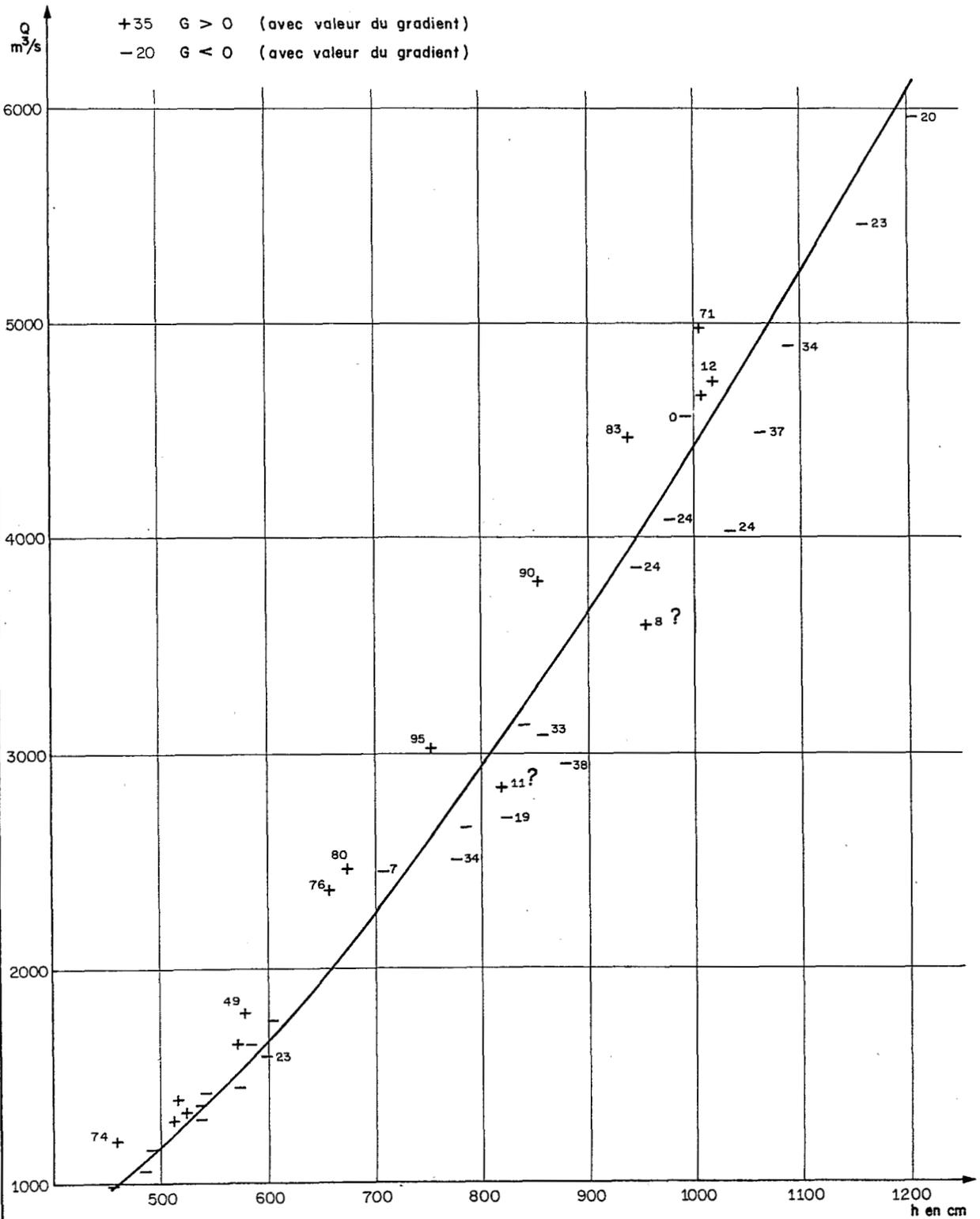


FIGURE A10_7 SENEGAL A BAKEL
GRADIENT LIMNIMÉTRIQUE: COURBE EN "REGIME UNIFORME"



*Office d'Édition de la
Recherche Scientifique et
Coopération Internationale*



REPROGRAPHIE INDUSTRIELLE
EDITIONS - DUPLICATIONS -

MINIPARC N°7-ZOLAO- 34100 MONTPELLIER
87.61.02.60

ORSTOM

Direction Générale :

213 rue La Fayette - 75480 PARIS cedex 10

Services Scientifiques Centraux :

Service des Editions

70-74 route d'Aulnay - 93140 BONDY

ISBN 2.7099-0866-2