

Conférence Berkeley
Los-gem.

A.I.H.S. Gentbrugge

Extrait de la publication no. 63 de l'A.I.H.S. 1963
Symposium Eaux de Surface, pp. 364-377

SUR QUELQUES PROBLÈMES D'HYDROLOGIE RELATIFS AUX AMÉNAGEMENTS DE BASSES EAUX

Marcel ROCHE

RÉSUMÉ

La plupart des aménagements de basses eaux sont strictement au fil de l'eau ou ne disposent que d'une faible réserve pouvant fournir une régularisation de quelques jours ou au plus de quelques semaines. Dans ces conditions, sauf pour des rivières très régulières, il ne serait pas économique d'équiper le barrage avec un débit voisin du minimum interannuel; il est donc nécessaire d'admettre des défaillances et de connaître la durée et la probabilité de ces défaillances. Lorsque la hauteur de chute est relativement peu affectée par le débit, l'étude statistique peut être menée sur les débits eux-mêmes et se traduit par ce que l'auteur appelle un « graphique des défaillances », qui fait état, suivant le débit d'équipement choisi, du nombre de jours par an pendant lesquels le contrat ne peut être honoré avec telle ou telle probabilité. Au contraire, si la hauteur de chute varie sensiblement avec le débit, ce qui peut se passer dans les aménagements de basse chute, il est nécessaire de traiter directement le problème sur les puissances produites; il faut alors connaître a priori le type des turbines qui seront installées et leurs courbes de fonctionnement ou essayer plusieurs types de turbines pour choisir la solution la plus économique.

Évoquer les difficultés rencontrées dans l'estimation des débits de basses eaux est devenu un lieu commun pour les praticiens de l'hydrologie, que ces difficultés proviennent de l'imprécision relative des mesures d'étiage, de la modification du lit des rivières plus sensible aux faibles débits qu'aux moyennes ou hautes eaux, ou de l'échantillonnage plus fluctuant fourni par les observations.

Dans le cas d'une station relativement stable, on peut même dire que ces fluctuations d'échantillonnage sont le principal facteur d'imprécision. Lorsque la période d'observations est très courte, il peut même se faire que l'échantillon disponible ne permette aucune estimation raisonnable des débits de basses eaux. Il est alors nécessaire d'essayer d'étendre le plus possible la période, notamment en établissant des corrélations hydropluviométriques. L'enquête hydrologique se présente donc en trois phases.

- Collection des observations hydrologiques et présentation de celle-ci sous une forme directement utilisable pour l'étude du problème.
- Collection et organisation des données pluviométriques.
- Interprétation comportant la recherche d'indices pluviométriques convenables, l'étude de la corrélation entre ces indices et les paramètres intéressants de l'écoulement et l'extension des données hydrologiques.

Les deux premières étapes de l'interprétation peuvent exiger un minimum de recherches méthodologiques, ne serait-ce que pour définir les indices à prendre en compte et les paramètres du régime qui seront les plus adaptés à l'étude de l'aménagement. Au congrès d'HELSINKI, en 1960, nous avons fait état d'une méthode, dite "méthode de la charnière", qui, sans prétendre à l'universalité, permet en beaucoup de cas une exploitation complète et rationnelle des données d'observations.

Nous supposons, dans l'exposé qui va suivre, que toutes les possibilités offertes par les observations de toute nature ont été épuisées et que nous disposons du meilleur échantillonnage possible concernant les basses eaux, le meilleur compte tenu des impératifs du projet. Ceci étant établi, nous proposons d'examiner, dans trois cas typiques d'aménagements de basses eaux, comment on peut utiliser les données hydrologiques ainsi élaborées en vue de l'étude de l'économie du projet, ou simplement d'une de ses réalisations possibles.

Ces résultats, et ceci est indispensable pour ménager une possibilité de choix au maître de l'œuvre, doivent être exprimés en termes de probabilités. Ce n'est pas en

G. R. S. T. O. M.

Collection de Référence

19 DEC. 1968

n° 12656

effet à l'hydrologue de juger de l'opportunité de telle ou telle solution finale; son rôle se borne à informer l'autorité responsable des solutions possibles et des risques de défaillance à encourir pour chacune de ces solutions. C'est au maître de l'œuvre à décider du degré de risque acceptable compte tenu de tous les paramètres économiques ou autres et, également, des possibilités d'interconnexion.

1. AMÉNAGEMENT AU FIL DE L'EAU SANS INFLUENCE NOTABLE DU NIVEAU AVAL SUR LA HAUTEUR DE CHUTE

Nous entendrons, par aménagement au fil de l'eau, un aménagement qui ne peut bénéficier d'aucun réservoir permettant une régularisation même partielle du débit des basses eaux, sauf à l'échelle de la journée ou, au plus, de quelques jours. Ce n'est certes pas le cas le plus favorable, mais c'est le plus facile à étudier.

L'information hydrologique nécessaire se borne à la liste de différents débits caractéristiques pour la période la plus longue possible. Nous reprendrons l'exemple de la NAMORONA à VOHIPARARA (Madagascar) pour lequel avait été exposée la méthode de la charnière au Congrès d'HELSINKI. Pour cette rivière, on avait retenu :

- le débit caractéristique d'étiage (*DC.E*), non dépassé 10 jours par an,
- le *DC. 11*, dépassé 11 mois par an,
- le *DC. 10*, dépassé 10 mois par an,
- le *DC. 9*, dépassé 9 mois par an,
- le *DC. 8*, dépassé 8 mois par an.

La liste de ces débits caractéristiques est portée sur le tableau I.

Ces débits caractéristiques font ensuite l'objet d'un classement qui permet d'étudier la distribution statistique de chacun d'entre eux. A l'issue de cette étude statistique, on possède tous les éléments pour établir le "graphique des défaillances" tracé sur la figure 1, et sur lequel sont portés les éléments suivants :

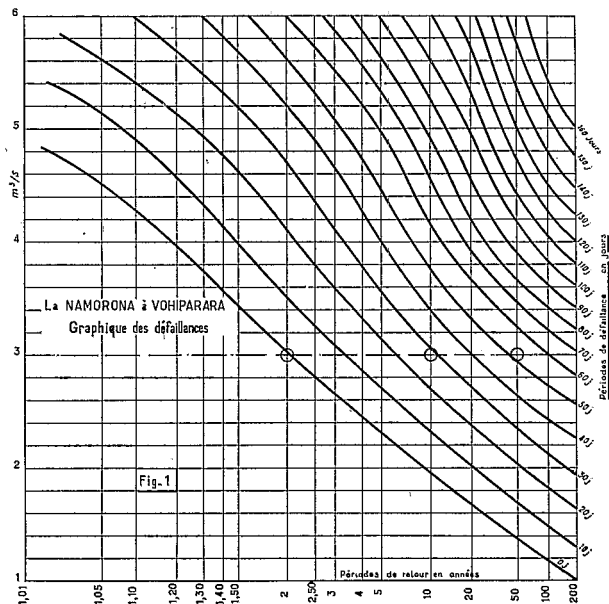


Fig. 1

TABLEAU I
La Namorona à Vohiparara
 Débits caractéristiques (en m³/s)

Année	DC. E	DC. 11	DC. 10	DC. 9	DC. 8
1959—60	4,3	5,2	6,4	7,6	9,9
58—59	2,9	4,7	6,5	7,9	10,3
57—58	2,7	3,2	4,8	5,6	6,6
56—57	2,3	3,0	4,1	4,9	6,7
55—56	2,6	3,1	4,0	5,7	7,8
1954—55	3,4	4,7	5,7	7,7	8,6
53—54	5,4	7,3	9,0	10,3	11,6
52—53	4,2	5,4	7,3	8,3	9,5
51—52	4,1	5,1	6,0	6,9	8,6
50—51	4,5	6,0	7,6	9,0	10,6
1949—50	3,1	3,7	5,3	6,5	8,9
48—49	2,9	5,0	6,6	8,0	9,4
47—48	3,7	5,3	6,7	7,5	9,4
46—47	4,2	5,8	7,5	8,0	9,3
45—46	3,5	4,3	5,3	5,8	6,8
1944—45	3,7	4,7	5,8	6,5	8,0
43—44	1,2	2,2	3,5	4,5	5,9
42—43	3,6	5,1	6,3	7,2	8,5
41—42	2,7	3,8	4,9	5,9	7,6
40—41	4,5	5,7	7,4	8,4	10,7
1939—40	5,3	6,6	8,4	9,5	11,4
38—39	2,2	2,6	3,2	3,6	4,4
37—38	4,5	5,4	8,0	9,4	12,0
36—37	3,5	4,6	5,6	7,2	9,3
35—36	3,9	5,2	7,5	8,8	10,6
1934—35	3,2	4,9	6,2	7,4	9,0
33—34	2,2	3,6	5,5	6,7	8,3
32—33	2,9	3,4	4,9	5,9	7,3
31—32	3,0	4,1	5,6	6,6	7,8

— En ordonnées, les débits exprimés en m³/s. Dans le cas avec la NAMORONA, il était inutile de poursuivre le graphique au delà de 6 m³/s.

— En abscisses, les périodes de retour en années, suivant une échelle logarithmique pour une question de pure commodité. Au lieu des périodes de retour, on peut évidemment porter les fréquences ou probabilités.

— Chaque courbe du graphique est graduée en nombre de jours de défaillance, c'est-à-dire en nombre de jours pour lesquels, en une année, le débit n'a pas été atteint.

Plutôt que de nous lancer dans de longs commentaires au sujet de ce graphique, nous allons montrer par des exemples comment on doit le lire. Supposons que l'on décide arbitrairement de turbiner $3 \text{ m}^3/\text{s}$. L'horizontale qui passe par l'ordonnée correspondante coupe le réseau de courbes de défaillance en un certain nombre de points dont les abscisses donnent la probabilité de défaillance pour les nombres de jours graduant les courbes. Si l'on veut savoir au contraire à quel nombre de jours de défaillance on doit s'attendre, avec une probabilité donnée, en turbinant $3 \text{ m}^3/\text{s}$, on prendra le point d'intersection de l'horizontale avec la ligne de rappel correspondant à cette probabilité et on lira le nombre de jours en interpolant les courbes du réseau. C'est ainsi que, pour l'année médiane (période de retour : 2 ans), on trouvera un nombre de jours de défaillance égal à zéro. Pour l'année décennale on trouvera 27 et pour l'année cinquanteaire approximativement 50 jours.

En procédant ainsi pour différentes valeurs du débit turbiné, limité ici à $6 \text{ m}^3/\text{s}$, on peut établir le tableau II qui donne, pour les fréquences 1/2, 1/10 et 1/50, le nombre de jours pendant lequel on peut turbiner les différents débits. Une simple intégration graphique permet d'en déduire les volumes turbinables de fréquence donnée, donc les productibles correspondants puisque la hauteur de chute est supposée peu variable.

Dans un tel problème, le choix portera donc sur le débit turbiné maximal qui entraîne automatiquement d'une part, le productible disponible, d'autre part, les risques de défaillance à courir. Inutile de dire qu'il y a interaction de ces différents facteurs et que l'étude économique complète du projet, liée par ailleurs aux contraintes concernant les garanties de fourniture, n'est pas tellement simple.

TABLEAU II

Débits turbinables m^3/s	Jours		
	Année médiane	Année 1/10	Année 1/50
6	305	258	215
5	330	285	225
4	345	307	265
3	365	338	315
2		365	345
1,4			365
Volume annuel turbinable 10^6 m^3	182	170	116

2. AMÉNAGEMENT AU FIL DE L'EAU AVEC INFLUENCE NOTABLE DU NIVEAU AVAL SUR LA HAUTEUR DE CHUTE

La production d'énergie électrique n'est plus liée aux seules variations du débit et une étude du type précédent ne serait d'aucun secours. Aux défaillances de basses eaux, il faut ajouter les défaillances de hautes eaux qui diminuent la chute au point, dans certains cas, d'annuler la puissance fournie.

On pourrait envisager une étude in abstracto mettant en jeu les puissances théoriques disponibles à chaque instant, mais ce serait là une manière vraiment peu réaliste d'aborder le problème, la variation du rendement des turbines soumises à des régimes

très différents prenant une importance primordiale dans l'évaluation du productible comme de la puissance instantanée fournie. D'autre part, ces turbines ont des limites pratiques de fonctionnement dont il faut tenir compte. Nous pensons que le mieux est de traiter le problème sur un exemple concret; nous avons choisi celui de l'équipement hydroélectrique du barrage de MARKALA sur le NIGER, en République du MALI.

La chute disponible à ce barrage est commandée par les hauteurs à l'échelle de KIRANGO, située à l'aval de l'aménagement, soit en mètres :

$$\text{Hauteur de chute} = 6,43 - H$$

H étant, en mètres, la cote de l'eau à l'échelle de KIRANGO.

Traduite en débit, cette relation donne la correspondance suivante :

Chute brute (m)	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Débit (m ³ /s)	2280	1790	1380	930	585	295

Les débits journaliers sont connus sur une période de 50 ans grâce à la station de KOULIKORO. Ajoutons que le problème est légèrement compliqué par l'existence d'un débit réservé, d'ailleurs variable, pour l'irrigation, et celle de fuites au barrage estimées à 13 m³/s (il s'agit d'un barrage à hausses mobiles existant). Dans ce qui suit, les corrections nécessaires ont été effectuées sur les débits.

AMÉNAGEMENT HYDRO-ÉLECTRIQUE DE MARKALA

FONCTIONNEMENT D'UN GROUPE BULBE ESCHER-WYSS ($\varnothing = 1450$)

DANS LES CONDITIONS DU PROJET

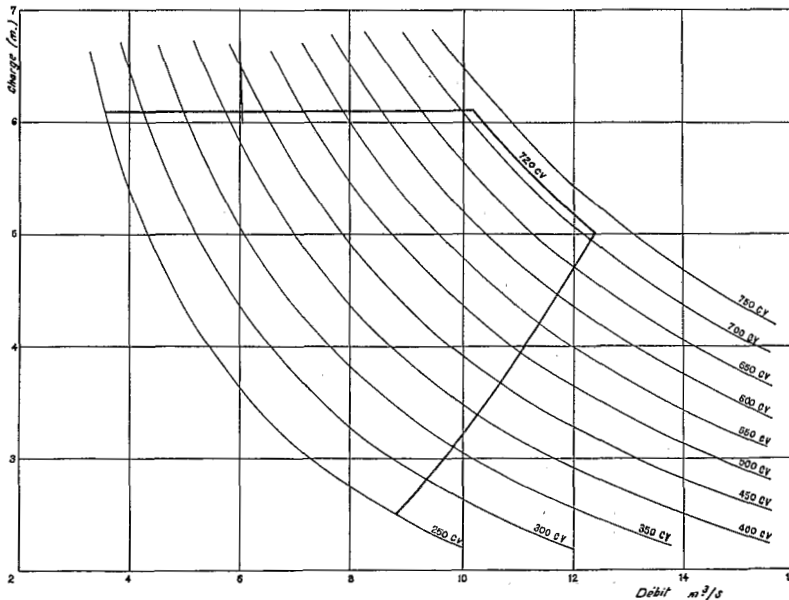


Fig. 2.

TABLEAU III

*Défaillances de basses eaux*Débits en m³/s non dépassés en 10 jours, 20 jours, etc...

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
1908	0	0	0	0	9	0	0	6	16	35	45	72
1909	0	6	16	22	29	33	45	55	67	105	144	154
1910	0	0	0	0	0	2	12	20	35	45	75	105
1911	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	16	55
1912	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	45	62
1913	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	18	26
1914	0	0	0	0	0	0	0	5	8	23	27	47
1915	0	0	0	0	0	0	0	0	1	14	49	84
1916	0	0	0	0	0	0	0	0	6	26	49	60
1917	0	0	0	0	0	0	4	14	22	27	35	40
1918	29	31	45	72	85	90	96	114	126	159	171	220
1919	0	0	0	0	6	25	33	72	80	105	111	148
1920	0	0	0	0	0	0	6	12	16	34	45	51
1921	0	0	0	0	0	0	0	0	4	16	25	30
1922	0	0	0	0	0	0	4	14	29	36	45	55
1923	0	12	16	27	39	53	61	63	67	99	126	162
1924	0	0	0	0	0	0	0	18	45	67	120	180
1925	2	6	14	25	33	41	61	96	108	144	189	220
1926	0	0	6	10	12	18	45	61	99	135	202	292
1927	0	0	0	2	10	19	31	35	45	53	61	105
1928	0	6	25	35	55	61	72	85	105	157	247	297
1929	43	45	55	55	65	67	75	87	114	138	202	270
1930	6	6	25	67	49	65	77	93	126	157	225	292
1931	35	51	59	67	87	105	126	150	213	249	292	365
1932	49	55	65	70	77	82	90	108	135	162	225	292
1933	6	20	25	25	35	45	55	65	75	93	120	171
1934	0	0	0	0	0	4	14	31	36	43	67	96
1935	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	31	56
1936	0	0	0	6	13	29	31	44	62	89	130	187
1937	23	25	31	35	39	43	44	50	58	60	75	108
1938	0	0	0	0	5	11	16	23	29	37	49	77
1939	0	0	0	0	0	6	13	29	33	43	72	87
1940	0	0	0	0	0	0	0	7	16	31	46	64
1941	0	0	0	0	0	0	0	3	21	35	51	74
1942	0	0	0	0	1	23	33	54	64	79	89	104
1943	0	0	0	0	0	0	3	6	18	29	39	45
1944	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	10
1945	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
1946	0	0	0	0	0	0	0	5	20	29	39	59
1947	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18	35	51
1948	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	26
1949	3	7	13	23	31	33	35	35	44	46	54	64
1950	0	0	0	0	0	0	3	11	16	33	35	44
1951	23	27	35	49	67	77	87	117	139	207	271	331
1952	22	27	33	44	50	56	82	93	109	125	178	220
1953	3	13	27	33	41	48	64	67	82	96	109	165
1954	87	100	107	123	135	158	158	179	210	234	250	299
1955	92	126	147	185	209	217	233	242	269	309	339	419
1956	26	53	62	85	87	107	118	142	147	173	194	233
1957	0	0	1	6	11	31	37	44	52	56	64	94
1958	62	76	84	94	96	102	120	164	246	304	388	403

La première phase de l'étude consiste à classer les débits de basses eaux en regard du nombre de jours pour lequel un débit donné n'est pas atteint (défaillances de basses eaux). Les résultats sont donnés sur le tableau III.

De la même manière, en utilisant la correspondance entre les débits de KOULIKORO et ceux de KIRANGO et la correspondance entre les débits à KIRANGO et les hauteurs de chute brutes, on peut établir le tableau IV qui donne, pour chaque année, le nombre de jours de défaillance relatif à différentes hauteurs de chute s'échelonnant de 2,50 m à 5 m.

C'est alors qu'interviennent les caractéristiques des turbines. Pour le projet de MARKALA, on avait envisagé à priori deux turbines tubulaires ESCHER WYSS de 1.450 mm (diamètre de la roue). Le graphique de fonctionnement d'une de ces turbines est tracé sur la figure 2. Ce graphique montre que, dans les conditions du projet, la puissance maximale de 1.440 CV (720 CV par turbine) est fournie en basses eaux pour une chute nette de 6,10 m par un débit au moins égal à 20,4 m³/s. Lorsque les eaux montent, la chute diminue et le point de fonctionnement décrit l'hyperbole d'égale puissance 720 CV jusqu'à la cote nette de 5 m; il faut donc que la chute nette soit au moins égale à 5 m et la chute brute de 5,20 m si, comme il a été admis, l'ensemble des pertes de charge est de l'ordre de 0,20 m. C'est cette dernière valeur, 5,20 m, qui doit être introduite dans le tableau IV.

En opérant de même pour différentes puissances, on trouve :

	Basses eaux	Q	$\geq 17 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	H_{brute}	$\geq 4,55 \text{ m}$
500 CV	Basses eaux	Q	$\geq 14,3 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	H_{brute}	$\geq 4,10 \text{ m}$
400 CV	Basses eaux	Q	$\geq 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	H_{brute}	$\geq 3,60 \text{ m}$
300 CV	Basses eaux	Q	$\geq 8,5 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	H_{brute}	$\geq 3,00 \text{ m}$
250 CV (puissance minimale)	Basses eaux	Q	$\geq 7 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	H_{brute}	$\geq 2,70 \text{ m}$

L'analyse du fonctionnement en dehors de ces limites montre qu'il ne fait pas gagner grand chose en productibilité, soit (basses eaux) parce que les débits compris entre 7 et 0 m³/s sont très peu nombreux, soit parce que le rendement des roues baisse très vite quand la chute nette devient inférieure à 2,50 m (hautes eaux).

A partir de ces données et des tableaux III et IV, on a établi le tableau V qui donne, pour une seule turbine, le nombre de jours pour lesquels on peut disposer d'une puissance au moins égale à la puissance indiquée.

On commence en réalité par déterminer le nombre de jours dans l'année pour lesquels on n'atteint pas la puissance : les chiffres du tableau V sont obtenus en faisant le complément à 365.

Pour calculer la productibilité d'une année, on planimètre le graphique obtenu en portant les puissances en ordonnées et les nombres de jours correspondant en abscisses. Les résultats sont portés dans la dernière colonne du tableau V.

TABLEAU IV

Défaillances de hautes eaux

(Nombre de jours pour lesquels la chute est inférieure à 2,50 m, 3,00 etc...)

Chute < à Année	2,50 m	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
1907	80	92	112	135	154	206
1908	81	87	99	131	152	193
1909	122	133	143	178	212	247
1910	78	98	106	126	150	179
1911	99	110	118	147	170	206
1912	84	90	100	137	157	202
1913	41	69	88	108	144	171
1914	55	60	70	112	143	186
1915	85	104	117	153	180	217
1916	83	105	115	131	153	181
1917	78	89	116	144	168	203
1918	101	107	139	177	198	229
1919	78	111	131	151	187	214
1920	88	98	124	152	172	199
1921	74	82	92	123	148	181
1922	91	97	103	139	169	208
1923	117	125	138	152	184	217
1924	118	129	146	163	193	219
1925	122	135	152	181	208	243
1926	109	137	146	171	193	223
1927	115	131	149	171	198	227
1928	113	124	137	167	192	236
1929	122	146	155	180	203	245
1930	119	129	136	181	212	245
1931	102	114	136	171	207	256
1932	104	119	147	164	191	242
1933	92	117	140	163	193	220
1934	100	108	123	132	167	192
1935	94	100	111	139	158	188
1936	91	111	141	164	191	250
1937	81	96	113	137	151	191
1938	94	102	112	133	158	193
1939	86	103	112	128	162	203
1940	88	99	118	129	161	195
1941	56	91	101	131	169	198
1942	56	73	90	121	145	174

TABLEAU IV (suite)

Chute < à Année	2,50 m	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
1943	71	88	101	110	143	181
1944	55	71	82	108	129	175
1945	84	93	100	128	141	165
1946	94	111	122	146	167	207
1947	77	88	107	122	139	181
1948	106	129	137	151	178	211
1949	71	85	111	126	145	182
1950	87	110	116	143	159	189
1951	127	147	157	174	207	278
1952	107	120	133	152	176	212
1953	113	143	157	174	208	242
1954	134	150	164	183	227	265
1955	115	141	160	181	211	256
1956	81	91	107	137	178	202
1957	118	134	141	166	201	238
1958	84	116	156	186	(220)	

Le tableau V contient donc un échantillon de 50 valeurs de la productibilité annuelle de l'aménagement. Il ne reste plus qu'à faire l'étude statistique de cet échantillon.

L'étude précédente donne au maître de l'œuvre le risque à encourir avec la solution adoptée; elle ne permet pas le choix. Si l'on voulait pousser davantage l'étude économique du site, il faudrait opérer ainsi pour plusieurs solutions, ce qui conduirait à quelque chose d'analogue au graphique des défaillances adopté pour la NAMORONA.

Le graphique de la figure 3 montre que la distribution est suffisamment proche de la normale pour qu'on puisse la considérer comme telle. On sait que cette distribution est entièrement définie par la moyenne et l'écart-type dont les estimations au vu de l'échantillon sont :

$$\begin{aligned} \text{Moyenne :} & \quad 4,46 \times 10^6 \text{ kWh} \\ \text{Ecart-type :} & \quad 0,75 \times 10^6 \text{ kWh} \end{aligned}$$

3. AMÉNAGEMENT DE BASSES EAUX AVEC POSSIBILITÉ DE RÉSERVE

Il est bien rare que le volume de réserve soit fixé par les conditions naturelles de manière définitive. On en connaît généralement la limite supérieure mais rien ne prouve a priori que le projet le plus économique consiste à utiliser intégralement toutes les réserves possibles.

L'étude consiste d'abord à se fixer un débit d'équipement Q m³/s auquel on attribuera successivement plusieurs valeurs. Si Q_1 est une de ces valeurs, tout débit journalier q_j inférieur à cette valeur entraînera un déficit de $86.400 (Q_1 - q_j)$ m³ qui devra être compensé par la réserve. A ce point, il faut distinguer deux cas.

AMÉNAGEMENT HYDRO-ÉLECTRIQUE DE MARKALA
 RÉPARTITION STATISTIQUE DE LA PRODUCTIBILITÉ
 (Équipement avec 2 turbines Escher Wyss de $\varnothing=1450$)

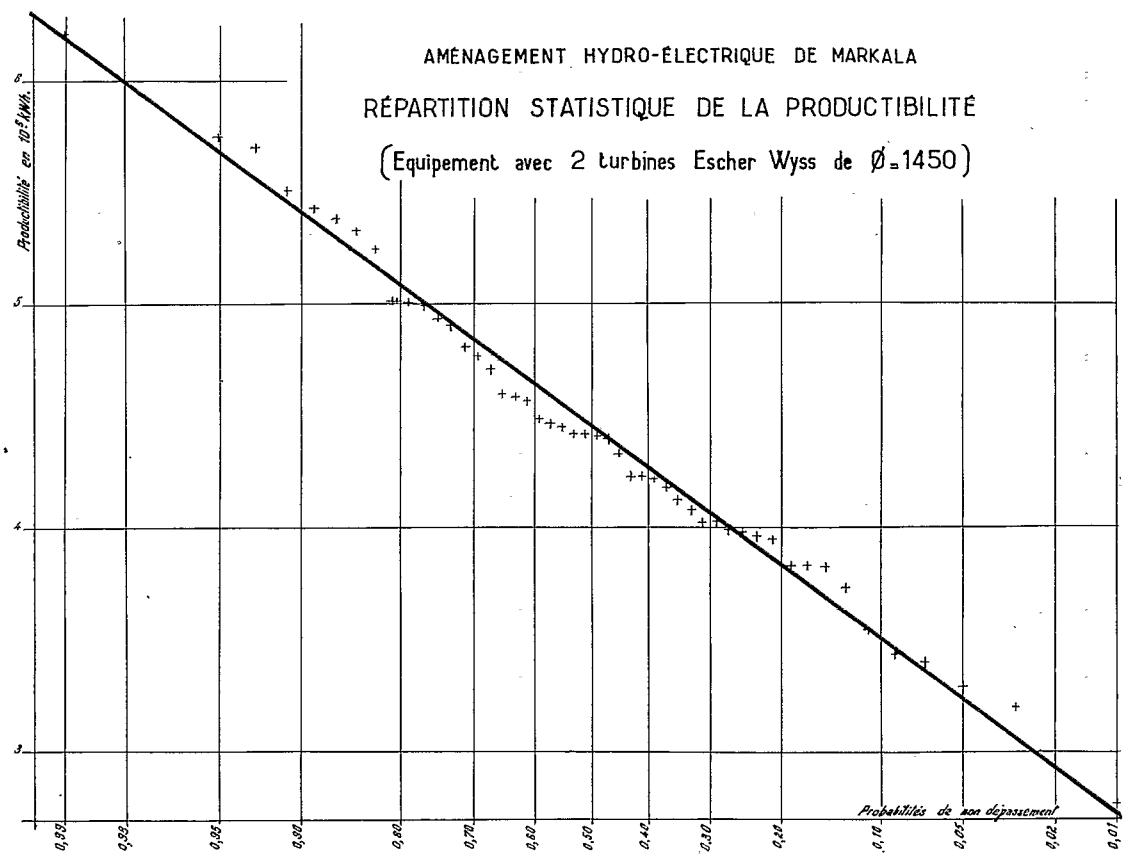


Fig. 3

TABLEAU V

Nombre de jours pour lesquels la puissance est au moins égale à 720 CV,
600 CV etc... (puissance d'une seule turbine).

Puissance Année	720 CV	600 CV	500 CV	400 CV	300 CV	250 CV	Productible 10 ⁶ kWh
1908	63	119	142	175	196	200	4,18
1909	75	118	152	190	210	218	4,49
1910	95	135	162	185	201	218	4,60
1911	35	80	102	135	152	161	3,20
1912	44	103	130	162	180	185	3,82
1913	75	105	145	172	198	218	4,33
1914	65	122	152	190	215	273	5,00
1915	30	80	107	144	165	177	3,43
1916	75	112	134	153	169	184	3,83
1917	57	111	136	165	203	212	4,22
1918	123	164	184	218	258	262	5,51
1919	81	119	152	177	203	223	4,45
1920	62	100	124	155	192	203	3,96
1921	65	94	139	169	190	196	3,95
1922	57	110	140	177	194	200	4,13
1923	103	148	182	203	222	230	4,94
1924	55	89	118	140	161	168	3,40
1925	72	121	149	178	207	217	4,41
1926	70	111	137	169	193	214	4,23
1927	65	105	136	161	187	200	4,02
1928	83	142	168	200	220	227	4,81
1929	104	158	181	205	219	233	5,01
1930	78	124	153	197	215	222	4,57
1931	89	153	187	222	251	258	5,38
1932	103	164	196	215	246	255	5,43
1933	113	151	181	207	237	253	5,25
1934	91	123	156	172	192	196	4,23
1935	60	99	119	147	165	171	3,54
1936	36	116	145	171	205	226	4,40
1937	158	210	225	247	269	278	6,21
1938	82	131	160	189	208	216	4,59
1939	72	127	159	182	199	212	4,42
1940	63	110	143	160	184	193	3,99
1941	65	115	140	173	191	214	4,47
1942	119	160	182	214	239	250	5,33
1943	77	128	160	178	196	208	4,42
1944	43	106	131	158	176	189	3,83
1945	60	92	109	137	152	158	3,29

TABLEAU V (suite)

Puissance Année	720 CV	600 CV	500 CV	400 CV	300 CV	250 CV	Productible 10 ⁶ kWh
1946	52	102	128	154	172	184	3,73
1947	65	122	143	160	183	191	4,02
1948	22	69	96	113	127	142	2,77
1949	130	178	204	223	258	268	5,75
1950	72	113	134	163	178	193	3,98
1951	60	151	185	204	218	230	4,91
1952	139	185	208	228	245	254	5,70
1953	109	130	164	187	202	225	4,71
1954	84	134	173	197	215	225	4,77
1955	91	150	178	201	224	240	5,02
1956	153	184	220	252	274	282	6,15
1957	57	108	140	169	186	200	4,08

— La réserve reçoit à peu près les mêmes apports que ceux qui ont été déterminés à la station d'observation, autrement dit elle est située sur le même cours d'eau sans qu'il y ait interposition d'affluents importants. Le déficit total de l'année serait égal à $86.400 \sum (Q_1 - q_j)$, la sommation s'étendant depuis le premier jour où apparaît le déficit jusqu'au jour où le maximum de Σ est atteint, compte tenu des déficits négatifs puisque ceux-ci contribuent à régénérer partiellement la réserve durant la période déficitaire. Si toutefois, au cours du calcul, la sommation venait à s'annuler, cela correspondrait à des déversements inutilisables et il faudrait reprendre le calcul au prochain jour déficitaire.

— La réserve est située très loin à l'amont et reçoit, surtout durant la période déficitaire, des apports bien inférieurs à ceux de la station d'observation. On suppose toujours que l'aménagement hydroélectrique lui-même est situé à proximité de la station.

Comme il s'agit uniquement de régulariser des débits de basses eaux, on peut toujours supposer que la réserve sera pleine au moment où commence la période déficitaire; s'il n'en était pas ainsi, le site du barrage réservoir serait probablement à éliminer. Par contre, on ne peut plus compter sur une régénérescence partielle de la réserve durant la période déficitaire, car on ne contrôle plus la totalité des apports. Dans le calcul de la réserve nécessaire, on devra étendre la sommation $86.400 \sum (Q_1 - q_j)$ à tous les débits $q_j < Q_1$, sans tenir compte des débits $q_j > Q_1$ survenant au cours de la période déficitaire.

Dans les deux cas, l'exploitation des résultats est la même. Nous donnons à titre d'exemple les résultats trouvés sur la SANAGA à EDEA dans l'hypothèse du premier cas pour 4 débits d'équipement (400 m³/s, 450 m³/s, 500 m³/s, 550 m³/s), durant la période d'observations (tableau VI).

TABLEAU VI

Déficits observés sur la SANAGA à EDEA durant la période des observations pour différents débits d'équipement, dans l'hypothèse d'une récupération possible des débits excédentaires de basses eaux

Année	Débits d'équipement m ³ /s	Déficits en 10 ⁶ m ³
1961	550	1.142,64
	500	905,90
	450	686,36
	400	493,69
1960	550	1.179,71
	500	883,09
	450	625,71
	400	390,79
1959	550	938,22
	500	651,72
	450	459,73
	400	299,20
1958	550	107,48
	500	32,23
	450	8,04
	400	0
1957	550	491,79
	500	297,65
	450	127,53
	400	51,49
1956	550	3,11
	500	0
	450	0
	400	0
1955	550	122,3
	500	55,99
	450	9,50
	400	0
1954	550	90,98
	500	46,40
	450	12,70
	400	0
1953	550	99,10
	500	36,81
	450	12,70
	400	0

TABLEAU VI (suite)

Année	Débits d'équipement m ³ /s	Déficits en 10 ⁶ m ³
1952	550	265,85
	500	108,52
	450	32,31
	400	0
1951	550	316,31
	500	199,24
	450	102,21
	400	26,96
1950	550	85,36
	500	13,56
	450	0
	400	0

Une étude statistique des éléments du tableau VI permet de guider le double choix du débit d'équipement et de la réserve. Les résultats peuvent également se concrétiser dans un graphique des défaillances dont les courbes seront graduées, cette fois, en volume de déficit, c'est-à-dire finalement en volume de réserve à prévoir pour combler le déficit. L'existence des possibilités de réserve donne donc un degré de liberté supplémentaire dans l'établissement du projet.

Les trois types d'aménagements de basses eaux dont nous venons de parler ne sont pas les seuls possibles, mais ils constituent les cas élémentaires les plus courants. A partir de là, il est possible de compliquer le problème à l'infini, en particulier par l'introduction de fins multiples à donner aux ouvrages, ce qui est fréquent lorsqu'on envisage le développement intégré d'un bassin fluvial.