

H Y D R O L O G I E
oooooooooooooooooooooooooooo

NOTE DE CALCUL
oooooooooooooooooooooooooooo

- Etude des SITES de MICROCENTRALES HYDROELECTRIQUES prospectés à MADAGASCAR et à l'ILE MAURICE .
- MISSION des EXPERTS CONSULTANTS du D.T.C.D. des NATIONS UNIES du 25 Septembre au 6 Novembre 1982 -.

OFFICE de la RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 et TECHNIQUE OUTRE MER
 SERVICE HYDROLOGIQUE
 ooooooooooooooooooooooooooooo

Jean - Pierre LAMAGAT
 Maître de Recherches
 ooooooooooooooooooooooooooooo

ORSTOM
HYDROLOGIE
DOCUMENTATION

ORSTOM Fonds Documentaire
 N° : 33 777 ex 1
 Cote : A

~~FRIG~~

A la suite de la Mission que nous venons d'effectuer à MADAGASCAR et à l'ILE MAURICE, nous avons rédigé cinq notes de calcul concernant de petits aménagements hydroélectriques.

Le présent rapport a été écrit en accord avec les Autorités des pays concernés et après concertation avec les autres Membres de la MISSION. En particulier sur les recommandations de l'Ingénieur Planificateur, Chef de la MISSION de PROSPECTION des SITES de MICROCENTRALES.

Deux des sites sont situés à MADAGASCAR :

- Le MANINGORY à ANDROMBA,
- Le LOKOHO à ANDAPA.

Les trois autres sites se trouvent à MAURITIUS :

- CHAMAREL,
- RIVIERE NOIRE,
- TAMARIND FALLS -.

Chaque note de calcul conduit à l'évaluation des paramètres hydrauliques ou hydrologiques suivants :

- Volume optimum de la retenue dans le cas d'une régularisation interannuelle ou saisonnière,
- Débits journaliers classés en vue d'un aménagement au fil de l'eau,
- Crue de projet -.

Jean-Pierre LAMAGAT

BONDY, le 10 NOVEMBRE 1982

17 AOUT 1992

ORSTOM Fonds Documentaire

N° : 33777 ex 2

Cote : A

65/1982

LE MANINGORY A ANDROMBA

Surface du bassin versant : 6855 km²
 Coordonnées de la station : 17°24' S
 48°38' E
 Altitude du zéro : 748,85 NGM

L'échelle de crue a été installée en 1976(janvier) et complétée par un limnigraphe monté sur un puits de mesures de 6 mètres le 24/11/76. L'échelle comporte 5 éléments gradués de 0 à 6 mètres.

2.1. ETALONNAGE DE LA STATION

Avant l'installation de l'échelle de crue 17 jaugeages de hautes eaux avaient été effectués en 1974/75 et rattachés à la borne NGM. De Novembre 1976 à Mars 1982, 11 jaugeages ont été réalisés pour des débits compris entre 0,663 et 258 m³/s. Ces jaugeages permettent de tracer une courbe d'étalonnage précise de 0,80 à 4,10 mètres à l'échelle.

Le barème d'étalonnage utilisé pour la transformation hauteurs/débits est le suivant :

H(m)	Q(m ³ /s)	H(m)	Q(m ³ /s)	H(m)	Q(m ³ /s)
0,85	0,000	0,90	0,512	1,00	2,06
1,00	2,06	1,50	18,3	2,00	41,7
2,00	41,7	2,50	71,5	3,00	110
3,00	110	3,50	161	4,00	237
4,00	237	4,50	349	5,00	498
5,00	498	5,50	670	6,20	930

2.2. DEBITS MOYENS MENSUELS

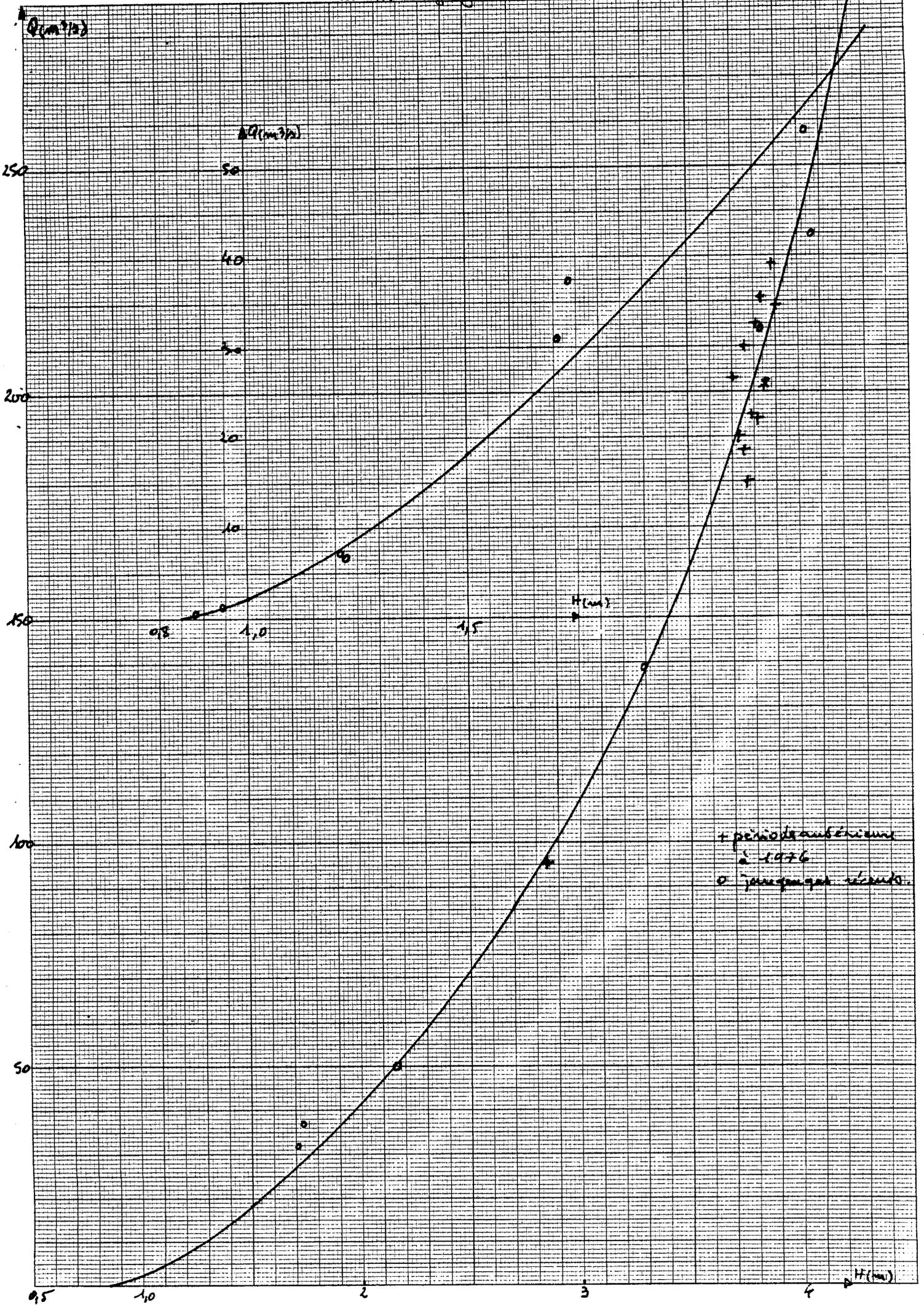
La station est observée depuis Janvier 76 et nous possédons les débits moyens mensuels depuis cette période avec quelques lacunes : Mai et novembre 1976, Décembre 1979, Décembre 1980, Janvier et Février 1981. Les relevés s'arrêtent fin Novembre 1981.

Les mois manquants sont reconstitués entre-parenthèses.

Année	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1976		118	101	81,3	(81,1)	75,8	62,9	46,1	33,0	14,3	(9,91)	19,9
1977	67,2	123	210	174	115	78,7	51,1	37,0	28,5	19,0	14,4	13,0
1978	10,4	33,2	50,5	49,3	39,5	29,4	23,4	18,5	12,6	7,47	4,30	8,51
1979	22,0	76,1	103	71,8	48,0	32,5	22,6	15,9	10,2	5,95	5,29	(14,0)
1980	44,1	82,4	83,8	102	78,5	55,6	40,1	29,4	20,0	10,4	8,01	(3,00)
1981	(1,31)	(0,85)	(15,9)	31,3	27,1	22,1	16,6	11,0	6,28	3,73	2,01	
Moyenne	29,0	72,3	94,0	85,0	64,9	49,0	36,1	26,3	18,4	10,1	7,32	(10)

Le Havingory à Andromeda

2-a



+ période antérieure à 1976
 o période plus récente

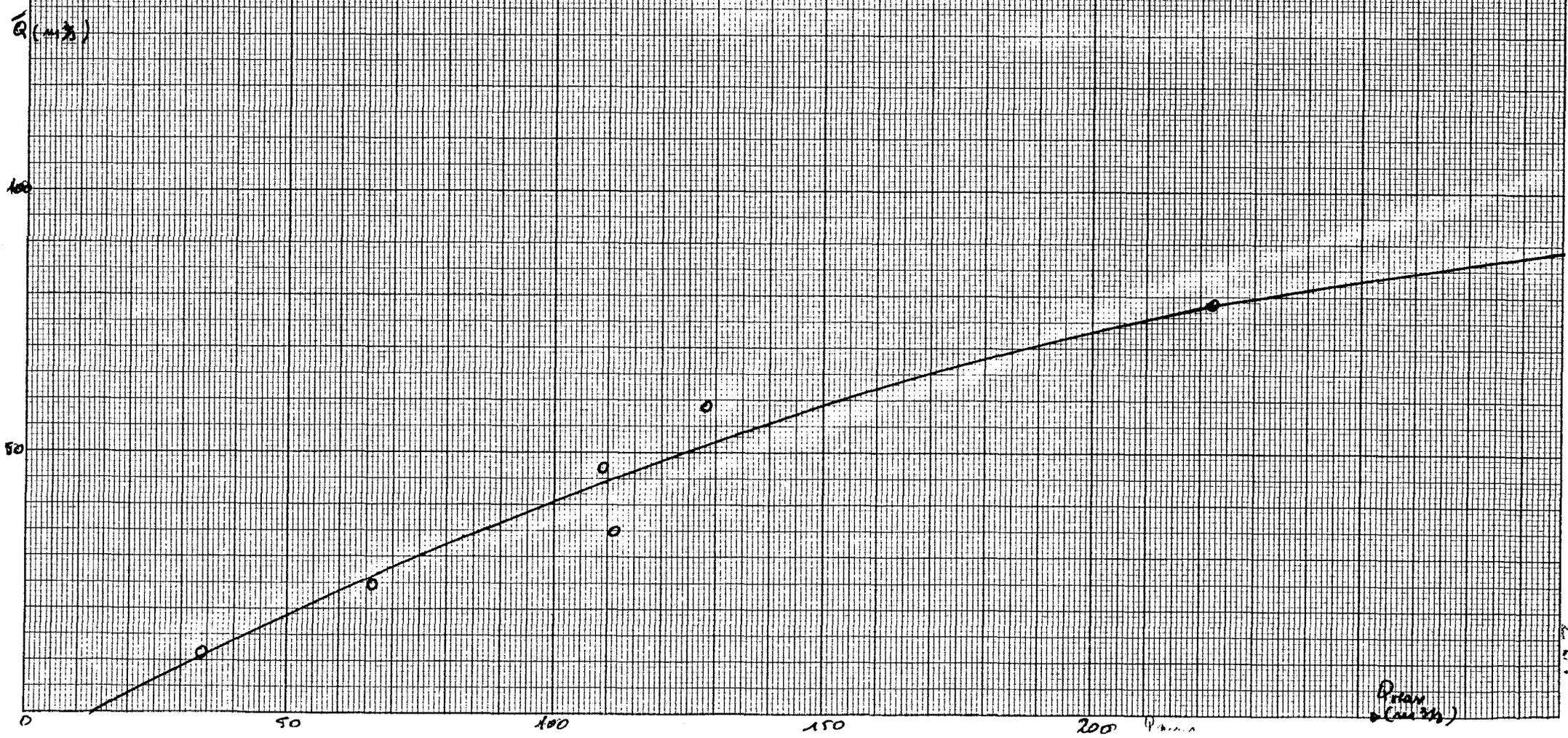
Le dimensionnement à Andromeda

non linéaire parabolique

Module = $f(Q_{max})$

$$Q_{max} < 222 \text{ m}^3/\text{s} \quad \bar{Q} = -0,000764 Q_{max}^2 + 0,550 Q_{max} - 6,9 \quad (R^2 = 0,940)$$

$$Q_{max} > 222 \text{ m}^3/\text{s} \quad \bar{Q} = 0,222 Q_{max} + 26,9$$



Préparé par (Cristian)

Le ruissellement annuel moyen correspond à l'année hydrologique qui commence le 1/11 et se termine le 31/10. Les modules en m³/s enregistrés à ce jour sont les suivants :

1975 - 76	(58,8 m ³ /s)
1976 - 77	77,5 m ³ /s
1977 - 78	25,1 m ³ /s
1978 - 79	34,8 m ³ /s
1979 - 80	46,9 m ³ /s
1980 - 81	12,3 m ³ /s

L'évaluation du module 1975/76 a été effectuée en estimant que les écoulements moyens mensuels de Novembre et Décembre 75 et Janvier 1976 étaient du même ordre que ceux de l'année suivante.

2.3. DEFAILLANCES DES DEBITS

Les défaillances en débits sont représentées par le nombre de jours où le débit est inférieur à une valeur donnée (pendant l'année hydrologique). Nous examinons ci-dessous les débits suivants :

année - débits inf à :	1	2	3	5	10	20	50	(m ³ /s)
1975/76	0	0	0	0	23	73	152	
76/77	0	0	0	0	18	68	173	
77/78	0	0	0	0	54	173	335	
78/79	0	0	0	40	90	175	267	
79/80	0	0	0	0	59	93	210	
80/81	53	69	83	131	193	264	365	

Dans le cas présent nous n'aurons pas à envisager les défaillances de hautes eaux, ayant affaire à un aménagement de grande chute.

L'année 79/80 correspond à une crue de fréquence sensiblement moyenne quant au maximum, mais il n'y a pratiquement pas de précipitations de Novembre 1980 à Février 1981 et l'étiage s'est poursuivi jusqu'aux premiers jours de Mars.

La pluviométrie durant l'année hydrologique 80/81 a été très faible et la crue présente un maximum de 34,1 m³/s, soit une cote maximale de 750,70 m NGM (1,85 m à l'échelle de crue). L'étiage a été précoce et dès le 27 Août 1981 le débit transité à ANDROMBA était inférieur à 10 m³/s.

L'année hydrologique débutant le 1er novembre, l'année 80/81 présente une grande période de défaillance en débit du fait du manque de pluies de décembre à Mars 1981 (étiage, en fait, de l'année hydro 79/80) et d'une lame d'eau précipitée extrêmement faible pendant la saison des pluies 80/81. La fréquence d'un tel phénomène correspond sensiblement à la fréquence du maximum de crue du MANINGORY.

2.4. CRUES MAXIMALES 1948 - 1981

Afin de mieux connaître la fréquence des crues de la période 1976-81, nous émettons l'hypothèse que le volume écoulé à la station est lié au maximum annuel de la crue correspondante par une corrélation acceptable. Nous supposons que la régression est une fonction continue et nous considérons que les périodes de retour des volumes écoulés annuellement (ou modules) sont du même ordre de grandeur que celles des maxima correspondants. Nous analysons les Q_{max} de 24 années, ne tenant pas compte de l'année 1959 (6,29 mètres à l'échelle de crue - 755,14 NGM - soit 966 m³/s) qui est exceptionnelle et a trop de poids par rapport à la valeur moyenne de l'échantillon.

Rang	Année	F dép.	Qmax(m3/s)	
1	1973	0,021	522	
2	1972	0,063	315	
3	1956	0,104	301	
4	1952	0,146	270	Paramètres de la distribution :
5	1965	0,188	256	$\bar{Q}_{max} = 187,2 \text{ m}^3/\text{s}$
6	1949	0,229	250	$s = 103,4 \text{ m}^3/\text{s}$
7	1975	0,271	240	$l = 3,27763 = \bar{Q}^2/s^2$
8	1977	0,313	222	$N = 24$
9	1957	0,354	217	
10	1955	0,396	204	
11	1964	0,438	180	
12	1963	0,479	169	
13	1951	0,521	159	
14	1953	0,563	157	
15	1962	0,604	155	
16	1976	0,646	128	
17	1968	0,688	127	
18	1966	0,729	121	
19	1979	0,771	111	
20	1980	0,813	109	
21	1950	0,854	101	
22	1954	0,896	79	
23	1978	0,938	66	
24	1981	0,979	34	

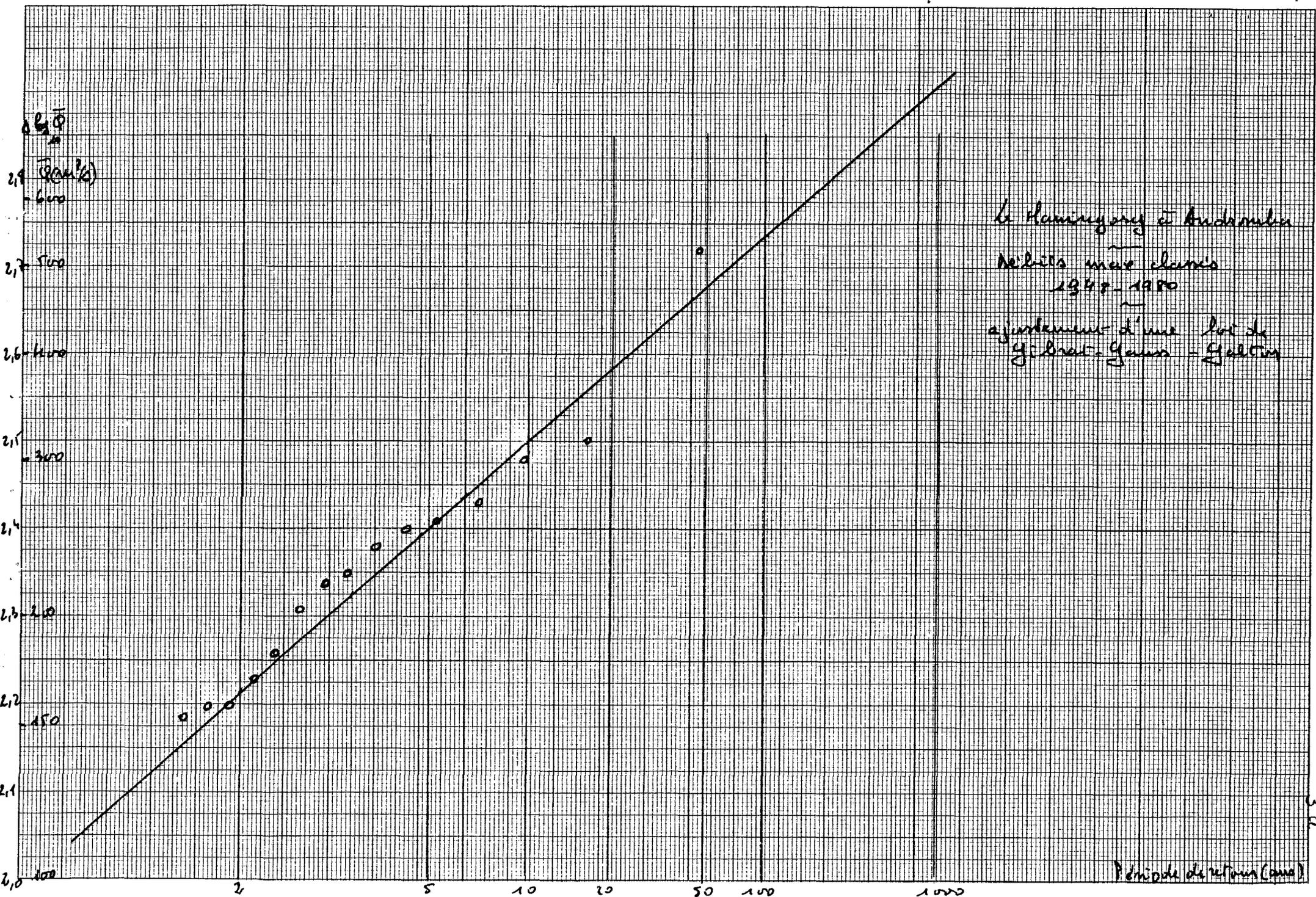
Ajustements des lois de PEARSON III et de GIBRAT GAUSS :

F dép.	Qmax PIII	Qmax GG (m3/s)
0,99	18	49
0,95	55	70
0,90	72	85
0,80	99	106
0,50	168	164
0,20	264	253
0,10	325	318
0,05	383	383
0,01	507	544
χ^2	1,24223	1,33342
v	2	2
P dép.	72%	70%

Les ajustements des deux lois sont sensiblement équivalents et donnent tous deux des résultats très corrects.

2.4.2. HOMOGENEISATION DES MODULES 1948 - 1981

Les six années pour lesquelles nous possédons le module nous permettent d'estimer les valeurs manquantes de la période.



La régression parabolique donne :

$$N = 6 \quad r = 0,969$$

$$a = - 0,00074 \quad b = 0,550 \quad c = - 6,9$$

$$Q = a.Q_{max}^2 + b.Q_{max} + c$$

Les modules reconstitués sont dans la liste suivante:

rang	année	F dép.	\bar{Q} (m3/s)																					
1	1973	0,021	145	Les paramètres de l'échantillon sont: $\bar{Q} = 65,9$ m3/s $s = 28,35$ m3/s $Cv = 0,43046$ $l = 5,39670$																				
2	1972	0,063	99																					
3	1956	0,104	96																					
4	1952	0,146	89																					
5	1965	0,188	86																					
6	1949	0,229	85																					
7	1975	0,271	83																					
8	1957	0,313	78																					
9	1977	0,354	77,5																					
10	1955	0,396	74	L'ajustement de la loi de PEARSON III donne les résultats suivants: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>F</th> <th>\bar{Q}(m3/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,99</td><td>17,8</td></tr> <tr><td>0,95</td><td>27,0</td></tr> <tr><td>0,90</td><td>33,1</td></tr> <tr><td>0,75</td><td>45,2</td></tr> <tr><td>0,50</td><td>61,7</td></tr> <tr><td>0,25</td><td>82,1</td></tr> <tr><td>0,10</td><td>104</td></tr> <tr><td>0,05</td><td>118</td></tr> <tr><td>0,01</td><td>149</td></tr> </tbody> </table>	F	\bar{Q} (m3/s)	0,99	17,8	0,95	27,0	0,90	33,1	0,75	45,2	0,50	61,7	0,25	82,1	0,10	104	0,05	118	0,01	149
F	\bar{Q} (m3/s)																							
0,99	17,8																							
0,95	27,0																							
0,90	33,1																							
0,75	45,2																							
0,50	61,7																							
0,25	82,1																							
0,10	104																							
0,05	118																							
0,01	149																							
11	1964	0,438	68																					
12	1963	0,479	65																					
13	1951	0,521	62																					
14	1953	0,563	61																					
15	1962	0,604	61																					
16	1976	0,646	59																					
17	1968	0,688	49																					
18	1966	0,729	49																					
19	1980	0,771	47																					
20	1950	0,813	41																					
21	1979	0,854	35																					
22	1954	0,896	32																					
23	1978	0,938	25																					
24	1981	0,979	12																					

Le test du X^2 appliqué à l'ajustement donne une probabilité de dépassement de la valeur du X^2 de 26%.L'ajustement est acceptable.

Nous avons établi trois régressions paraboliques entre le nombre de jours où le débit est inférieur à une valeur donnée(10 - 20 - 50 m3/s) et le débit moyen annuel, ces régressions sont de la forme:

$$N = a.\bar{Q}^2 + b.\bar{Q} + c$$

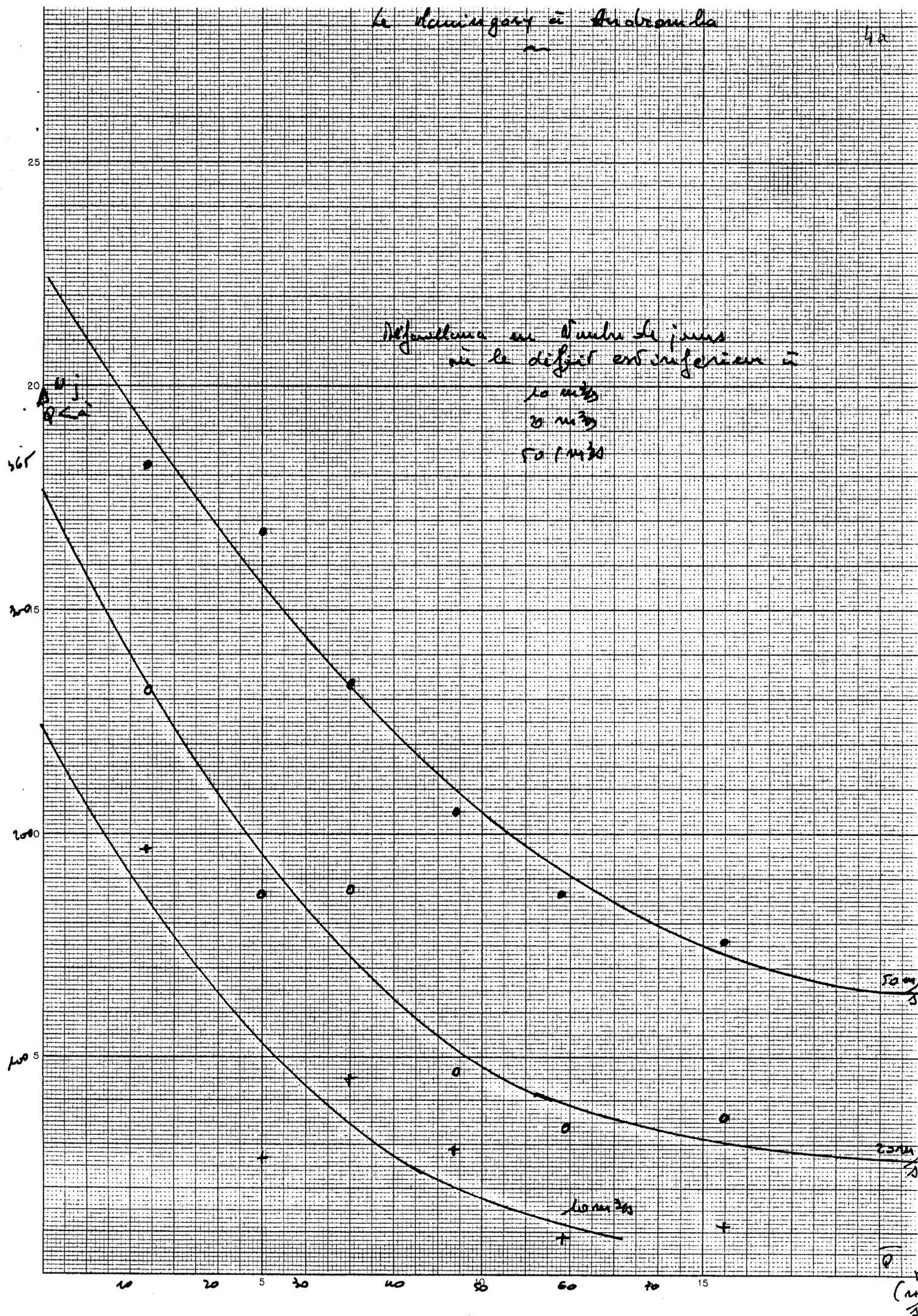
\bar{Q} inf.ou = à	10 m3/s	20 m3/s	50 m3/s
r^2	0,800	0,951	0,973
a	0,0512	0,0525	0,0325
b	- 6,790	- 7,682	- 6,475
c	245,1	348,4	451,9

Ces relations donnent le tableau suivant:

Le déversement à Anobronda

4a

Alfonsellera au Ducha de jours
 où le débit est inférieur à
 10 m³/s
 20 m³/s
 50 m³/s



F(dép.)	Période de retour(ans)	\bar{Q} (m ³ /s)	N(10m ³ /s)	N(20m ³ /s)	N(50m ³ /s)
0,99	100	17,8	139	226	347
0,95	20	27,0	98	204	326
0,90	10	33,1	75	151	273
0,75	4	45,2	43	109	227
0,50	2	61,7	21	75	176

2.5. EVALUATION DE LA CRUE DE PROJET

Les enquêtes menées par l'ORSTOM ont permis de reconstituer les valeurs les plus fortes atteintes par le débit du MANINGORY durant la période 1900-1979. Elles sont portées dans le tableau ci-dessous :

Rang	Années	F(dép.)	Q _{max} (m ³ /s)
1	1958/59	0,006	970
2	1940/41	0,019	650
3	1904/05	0,031	585
4	1972/73	0,044	520
5	1936/37	0,056	520
6	1913/14	0,069	520
7	1930/31	0,081	375
8	1929/30	0,094	375
9	1926/27	0,106	360
10	1916/17	0,119	350
11	1971/72	0,131	315

Nous ajustons graphiquement deux distributions : FRECHET et GIBRAT GAUSS (gr. 5a et 6a). L'ajustement d'une loi de GUMBEL n'est pas satisfaisant.

2.5. AJUSTEMENT DE LA LOI DE FRECHET

La loi correspond à celle de GUMBEL en posant :

$$y = \log Q_{\max}$$

La fonction de répartition s'écrit : $F = e^{-e^{-\frac{(y-b)}{a}}}$

L'ajustement graphique conduit à : $F = 0,01 \quad Q_{\max} = 870 \text{ m}^3/\text{s} \quad y=2,93952$
 $F = 0,1 \quad Q_{\max} = 360 \text{ m}^3/\text{s} \quad y=2,55630$

Nous avons :

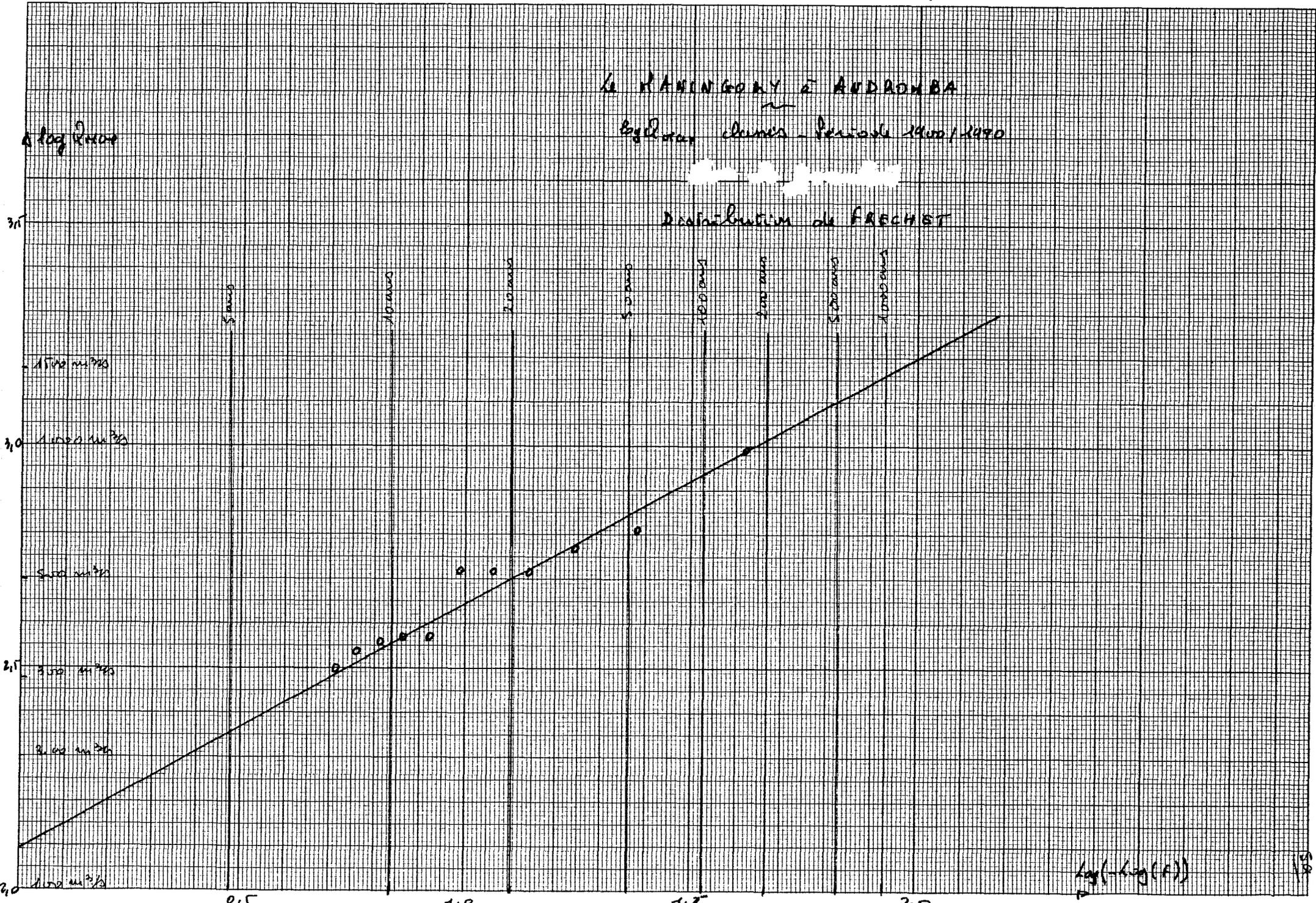
$$\log Q_{\max} = -a \cdot \ln(-\ln(F)) + b \quad \begin{matrix} a = -0,5525 \\ b = 2,096 \end{matrix}$$

$$F = e^{-e^{-\frac{(y-2,096)}{-0,5525}}}$$

Le KANINGONY à ANDROMBA

logiciel climet - période 1960/1970

Distribution de FRECHET



$\log(-\log(F))$

2.5.2. AJUSTEMENT DE LA LOI DE GIBRAT GAUSS

La fonction de répartition

s'écrit :

$$F(x) = (2\pi)^{-\frac{1}{2}} \int_0^y e^{-y^2/2} dy \quad \text{avec } y = a \log x + b$$

M = moyenne des log de l'échantillon : $M = N^{-1} \cdot \sum_1^N \log x_i = \log g$

g = moyenne géométrique

S = écart-type des logarithmes

a = 1/S et b = -M/S

cv = coefficient de variation = \hat{s}/\bar{m}

Le calcul des paramètres par la méthode des moments donne :

$$a = (\log(1+Cv^2))^{-\frac{1}{2}} = 1/S$$

$$b = -\log(\bar{m}/(1+Cv^2)^{\frac{1}{2}})/S$$

En posant $u = (\log x - M)/S$ il vient : $x = 10^{(S \cdot u + M)}$ (1)

u est la variable centrée réduite de GAUSS.

S et M sont déterminés graphiquement : S = 0,34715

M = 2,11394

L'équation (1) donne:

Période de retour = 10 ans F = 0,1 Qmax = 362 m3/s

100 ans F = 0,01 Qmax = 835 m3/s

1000 " F = 0,001 Qmax = 1540 m3/s

La crue 1958/59 correspond à une fréquence de : Qmax = 970 m3/s

F ≠ 0,006

P ≠ 170 ans

En utilisant la distribution de FRECHET ajustée au § 2.5.1., nous aurions obtenu :

P = 10 ans F = 0,1 Qmax = 361 m3/s

P = 100 ans F = 0,01 Qmax = 870 m3/s

P = 1000 ans F = 0,001 Qmax = 1460 m3/s

Et pour la crue de 1958/59, nous aurions une période de retour de :

P ≠ 150 ans

2.6. EXTENSION DES RESULTATS AU SITE ENVISAGE

Les coordonnées du site

de la prise d'eau sont les suivantes:

latitude : 19°30' S X = 653,0

longitude: 48°49' E Y = 966,8

La portion de bassin versant alimentant le MANINGORY entre ANDROMBA et le site a une superficie de :

S' = 650 km2

Le bassin supplémentaire s'étend de part et d'autre du fleuve dans une zone où la pluviométrie moyenne pour la période 1948/79 est de l'ordre de 1200 mm. Ce bassin est à rapprocher du point de vue quantitatif des écoulements de la SAHABE à BETAMKO (B.V. 921 km2) qui se situe sensiblement dans la même bande pluviométrique.

Le KANINGOAY à ANDROMBA

Q_{plan} classés (80 ans)

Ajustement d'une distribution de Gumbel

10000

Q_{max} (mm³/s)

1000

900

800

700

600

500

400

300

200

100

50

10

20

19

18

17

16

15

14

13

12

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

0

-1

-2

-3

-4

-5

-6

-7

-8

-9

-10

7000

6000

5000

4000

3000

2000

1000

500

400

300

200

100

50

10

$$\log \frac{Q_{max}}{Q_{plan}} = 0,3675x + 6,11354$$

2.6.1. EXTENSION DES APPORTS-DEFAILLANCES EN DEBITS

Nous supposons que les apports du bassin complémentaire sont proportionnels à ceux de la SAHABE à BETAMKO suivant l'équation :

$$\bar{Q}_{Man.} = \bar{Q}_{Sah.} (S_{Man.}/S_{Sah.})^{0,8}$$

Le coefficient 0,8 est utilisé à MADAGASCAR pour les bassins de surface supérieure ou égale à 200 km².

Soit :
$$\bar{Q}_{Man.} = 0,757 \cdot \bar{Q}_{Sah.} \quad (6)$$

L'équation (6) nous conduit au tableau ci-dessous :

Année	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Moy.
76/77	16,0	35,3	86,7	148	238	190	125	86,7	57,4	43,0	32,9	22,8	89,8
77/78	21,1	23,7	22,1	45,3	67,1	57,9	45,1	34,4	29,2	22,1	15,1	9,23	32,6
78/79	8,91	17,2	37,4	102	113	80,3	52,6	(35,5)	(24,6)	17,4	11,6	(7,1)	41,9
79/80	10,4	29,6	(58,3)	(105)	(106)	(128)	(99,9)	(72,4)	(53,4)	(40,2)	(28,4)	(16,4)	62,0
80/81	(13,3)	(7,0)	(4,8)	(4,2)	(23,3)	(42,5)	(37,3)	(31,1)	(24,2)	(17,1)	(11,1)	(7,9)	18,7

nous avons établi une corrélation parabolique entre les valeurs mensuelles du débit moyen au site et la valeur observée du débit à la station d'ANDROMBA :

$$N = 20 \quad r = 0,967 \quad a = - 0,0005744$$

$$b = 2,27482$$

$$c = 3,163$$

Grace à cette corrélation nous transformons les valeurs données pour le calcul des nombres de jours de défaillance à ANDROMBA en valeurs correspondantes au site et inversement, les mêmes valeurs, soient 5 - 10 - 20 - 50 m³/s au site en valeurs correspondantes à ANDROMBA :

(1) Q _{site} (m ³ /s)	5	10	20	50
(2) Q _{Andr.} (" ")	1,5	5,4	13,3	37,3

Les valeurs de la deuxième ligne nous permettent de dresser le tableau ci-dessous qui contient les nombres de jours de défaillance en débits au site en fonction des débits donnés.

Année	Q inf. à	5	10	20	50	\bar{Q} (m ³ /s)
1975/76		0	0	54	122	(76,2)
1976/77		0	0	39	135	89,8
1977/78		0	3	109	275	32,6
1978/79		0	44	126	238	41,9
1979/80		0	12	75	185	62,0
1980/81		51	135	222	365	18,7

Nous reconstituons l'échantillon des modules classés au site en utilisant la régression parabolique définie précédemment et les valeurs à ANDROMBA: (tableau à la page suivante).

Paramètres de l'échantillon : $N = 24$ $\bar{MQ} = 87,3 \text{ m}^3/\text{s}$ $s\bar{Q} = 34,2 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Cv = 0,408 \quad 1 = 6,00750 = \bar{M}^2/s^2$$

Rang	F(dép.)	\bar{Q} (m ³ /s)	Année
1	0,021	177	1973
2		124	1972
3		121	1956
4		112	1952
5	0,188	109	1965
6		108	1949
7		105	1975
8		99	1957
9		94	1955
10	0,396	90	1977
11		87	1964
12		84	1963
13	0,521	80	1951
14		79	1953
15		79	1962
16		76	1975
17		67	1968
18		64	1966
19		62	1980
20	0,813	55	1950
21		43	1954
22		42	1979
23		33	1978
24	0,979	19	1981

La distribution de PEARSON III donne :

F	\bar{Q} (m ³ /s)
0,99	24,6
0,95	36,2
0,90	44,1
0,75	58,8
0,50	78,9

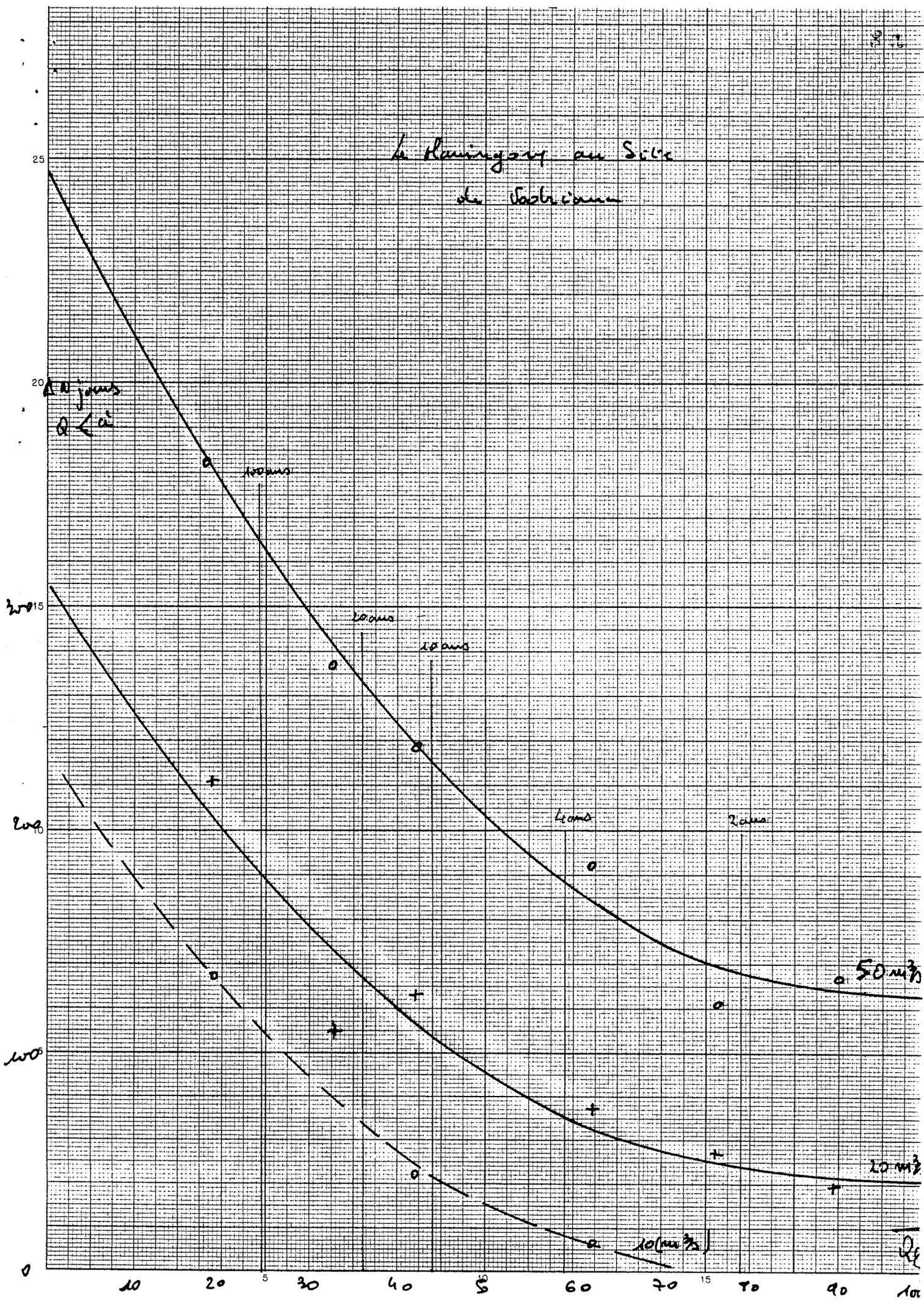
La même opération que celle présentée au §2.4.2. nous conduit à établir un graphique des défaillances en débits en fonction du débit moyen annuel.

\bar{Q} (m ³ /s)	inf.	à	20	50
r^2			0,911	0,984
a			0,03560	0,04309
b			- 6,104	- 7,95244
c			307,0	495,7

Pour les défaillances correspondant à la borne 10 m³/s, la courbe a été extrapolée. En fonction de la période de retour, les défaillances seront les suivantes(en jours/an) :

P = 100 ans	110	180	330
" = 20 "	67	134	266
" = 10 "	43	107	230
" = 4 "	16	70	176
" = 2 "	0	48	136
	(10 m ³ /s)	(20)	(50)

Le Ramassage au Site de Vostok



2.6.2. CRUE CENTENAIRE

La portion de bassin complémentaire est constituée par plusieurs sous-bassins dont les superficies varient de 20 à 200 km². Nous avons adopté, pour le calcul de la crue centenaire la formule suivante, établie pour la région des haut-plateaux de MADAGASCAR:

$$Q(100) = 0,025 \cdot S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot H(24,100) \cdot (1 - 36/H(24,100))^2$$

Pour la région considérée nous estimons:

$$I = 8 \text{ m/km} = \text{pente moyenne}$$

H = hauteur précipitée en 24 heures de fréquence centenaire

$$H = 175 \text{ mm}$$

$$S = 651 \text{ km}^2$$

Nous obtenons :

$$Q_{(100)} = 956 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le temps de montée de cette crue sera très court par rapport à celui de la crue d'ANDROMBA qui est très ralenti par l'amortissement du lac et il est assez probable qu'il y aura décalage important des deux maximums. Nous estimons que si le total des deux maxima atteint environ 1800 m³/s, il est assez probable que la conjugaison des deux crues ne dépassera pas 1500 m³/s. La crue du bassin complémentaire ayant une forme "pointue" et le maximum de la crue du lac intervenant au moins 12 heures plus tard.

Crue centenaire : $Q(100) \neq 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$

SITE D'ANDAPE

1. PARAMETRES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

1.1. Coordonnées

Latitude : 14°37' S
Longitude: 49°40' 30"E

1.2. Paramètres

Superficie : 1.038 km²
Périmètre : 149 kms
Indice de compacité : Kc = 1,295
Rectangle équivalent :
L = 55,95 kms
l = 18,55 kms

L'indice de pente n'a pas été déterminé, le point le plus haut du bassin se situe à 2424 m, la prise d'eau étant, elle, à la cote 400 m(NGM). Le lit majeur des deux composantes de la LOKOHO et les terres de la cuvette d'ANDAPA, soit environ 20% de la superficie du B.V. présentent des pentes faibles, inférieures à 1%. Le reste du bassin présente des pentes évoluant au dessus de 5% et pouvant atteindre 20%.

2. PLUVIOMETRIE

2.1. Pluviométrie annuelle

Nous disposons d'un échantillon de 34 années d'observations continues: 1935/36 à 1968/69. Le tableau n°1 situé en annexe présente les pluviométries annuelles classées. Les paramètres de l'échantillon sont les suivants :

P moyenne : $\bar{m} = 1919,6$ mm N = 34
écart-type s = 452,7 mm
 $l = \bar{m}^2/s^2 = 17,98$
Cv = 0,236
G1 = 0,973464 (coef. d'as.)

2.1.1. Ajustement d'une distribution GAUSSO - LOG

Comme pour le MANINGORY nous utilisons la même forme de loi de répartition, les paramètres étant évalués par la méthode des moments:

$$S = 0,23267 \quad M = 7,5328$$
$$P = e^{(S.u + M)}$$

u = variable centrée réduite de GAUSS.

Le tableau n°2 présente les résultats de l'ajustement.

2.1.2. Ajustement d'une distribution exponentielle généralisée

La fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = e^{-\left(\frac{x-x_0}{s}\right)^{1/d}}$$

Inversement :

$$x = x_0 + s.(-\ln F(x))^d \quad (1)$$

ANDAPE - BASSIN VERSANT

Tableau n°1

Pluviométrie annuelle

Rang	Années	F(dép.)	Pmm
1	1939/40	0,015	3377
2	48/49	0,044	2673
3	46/47	0,074	2486
4	40/41	0,103	2428
5	57/58	0,132	2424
6	61/62	0,162	2361
7	45/46	0,191	2352
8	67/68	0,221	2291
9	55/56	0,250	2183
10	54/55	0,279	2090
11	50/51	0,309	2089
12	36/37	0,338	2072
13	51/52	0,368	2018
14	53/54	0,397	1950
15	66/67	0,427	1940
16	35/36	0,456	1912
17	43/44	0,485	1882
18	64/65	0,515	1850
19	49/50	0,544	1730
20	58/59	0,574	1730
21	65/66	0,603	1714
22	68/69	0,632	1698
23	44/45	0,662	1672
24	37/38	0,692	1670
25	59/60	0,721	1667
26	38/39	0,750	1643
27	47/48	0,779	1523
28	62/63	0,809	1507
29	52/53	0,838	1505
30	56/57	0,868	1443
31	60/61	0,897	1405
32	63/64	0,924	1382
33	42/43	0,956	1334
34	41/42	0,985	1197

Tableau n°2

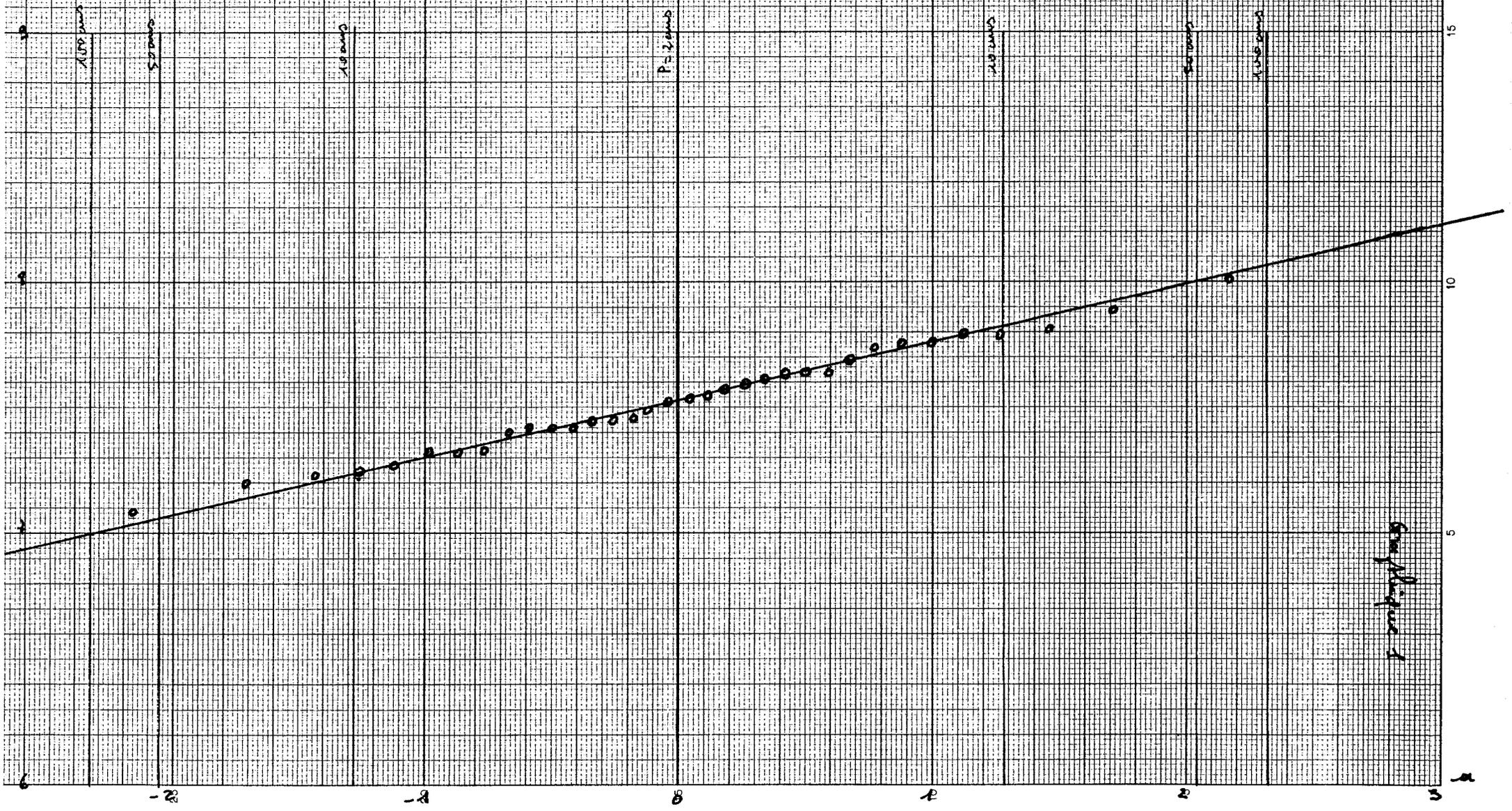
Pluviométries maximales en 24 heures

Rang	F(dép.)	Pmm
1	0,017	228,4
2	0,050	207,1
3	0,083	202,5
4	0,117	201,4
5	0,150	158,3
6	0,183	151,9
7	0,217	145,8
8	0,250	133,4
9	0,283	126,5
10	0,317	124,4
11	0,350	116,3
12	0,383	108,5
13	0,417	107,1
14	0,450	104,4
15	0,483	100,0
16	0,517	99,9
17	0,550	97,5
18	0,583	94,5
19	0,617	93,9
20	0,650	86,9
21	0,683	81,9
22	0,717	79,9
23	0,750	76,4
24	0,783	75,9
25	0,817	73,7
26	0,850	67,3
27	0,883	51,5
28	0,917	51,0
29	0,950	50,0
30	0,983	49,5

Arbeits - Pluviometrie cumuli
 Verteilungsfunktion - Log

24 ans

$$L_n P = 0,29267 u + 7,5328$$



Les paramètres d , s , et x_0 sont fonctions de $G1$ connu à partir de l'échantillon :

$$G1 = 0,973464$$

$$d = 0,62936$$

$$s = 786,616$$

$$x_0 = 1216,6$$

L'équation (1) nous donne la hauteur pluviométrique annuelle en fonction de la fréquence au dépassement :

F	Période(ans)	Pmm(Gib.Gauss)	Pmm(DEG)
0,001	1000	3835	3861
0,01	100	3210	3265
0,1	10	2517	2541
0,2	5	2272	2274
0,5	2	1872	1839
0,8	5	1536	1521
0,9	10	1387	1407
0,99	100	1087	1260
0,999	1000	910	1227

Les graphiques (1) et (2) donnent la représentation des lois de distributions et les hauteurs classées.

Le test d'adéquation du X^2 donne les résultats suivants :

	Loi LOG NORMALE (GIBRAT GAUSS)	Distribution Exponentielle Généralisée
N	34	34
X^2	0,4227	0,2778
v	3	2
Pr. pour que X^2 soit dépassé	93%	87%

Les deux ajustements sont très corrects et donnent sensiblement les mêmes résultats dans le cas des fréquences au dépassement rares. Pour les faibles valeurs des hauteurs annuelles il y a divergence, surtout pour les fréquences inférieures à 0,01.

2.2. Pluviométrie journalière

Nous utilisons un échantillon de 30 valeurs maximales annuelles enregistrées en 24 heures. La période des observations va de 1947 à 1976. Les paramètres caractérisant l'échantillon sont les suivants :

$$N = 30$$

$$\bar{P} = 111,5 \text{ mm}$$

$$s = 48,91 \text{ mm}$$

$$Cv = 0,43861$$

$$l = 5,19813$$

$$G1 = 0,88122$$

2.2.1. Ajustement d'une distribution Gausso-Log

La fonction de répartition est la même que précédemment (§ 2.1.1.). Les paramètres calculés sont:

$$S = 0,41946$$

$$M = 4,62620$$

$$p = e^{(0,41946.u + 4,62620)}$$

2.2.2. Ajustement d'une distribution de GUMBEL

La fonction de répartition s'écrit :

$$1 - F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}}$$

et : $x = b - a.(\text{Ln}(-\text{Ln}(1 - F)))$

Les paramètres a et b sont estimés par la méthode des moments :

$$a = 0,780 \cdot s = 38,15145$$

$$b = \bar{m} - 0,5772 \cdot a = 89,49566$$

2.2.3. Ajustement d'une Distribution Exponentielle Généralisée

Les paramètres, ajustés par la méthode des moments sont :

$$d = 0,59438$$

$$s = 89,66497$$

$$x_0 = 31,46416$$

$$P = x_0 + s \cdot (-\text{Ln}(F))^d$$

2.2.4. Ajustement d'une distribution de PEARSON III

La densité de probabilité s'écrit :

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(l)} \cdot e^{-x/p} \cdot (x/p)^{l-1} \cdot p^{-1}$$

La fonction est définie entre 0 et l'infini.

p = paramètre d'échelle
l = " de forme

Les paramètres sont évalués par la méthode des moments:

$$l = 5,19813$$

$$p = 21,45325$$

Les tables de la fonction Γ incomplète donnent les valeurs de u en fonction de l et de la fréquence de u : F(u)

2.2.5. Résultats des ajustements

Le tableau ci-dessous contient les valeurs calculées de la pluviométrie journalière (24 heures) maximale:

F(dép)	P(ans)	Gausso-log	Gumbel	D.E.G.	PIII
0,001	1000	373	353	314	323
0,01	100	271	265	254	253
0,02	50	242	238	233	228
0,10	10	175	175	179	173
0,20	5	145	147	150	146
0,50	2	102	104	104	100
X2		1,900	2,212	2,919	3,068
v		3	3	2	3
P sup. à		59%	52%	22%	37%

Andape
 ~
 Pleurometrie annuelle
 ~
 Distribution Exponentielle
 Gemischtheit
 ~

1 Punkt

4000

3000

2000

1000

300000

200000

100000

50000

10000

5000

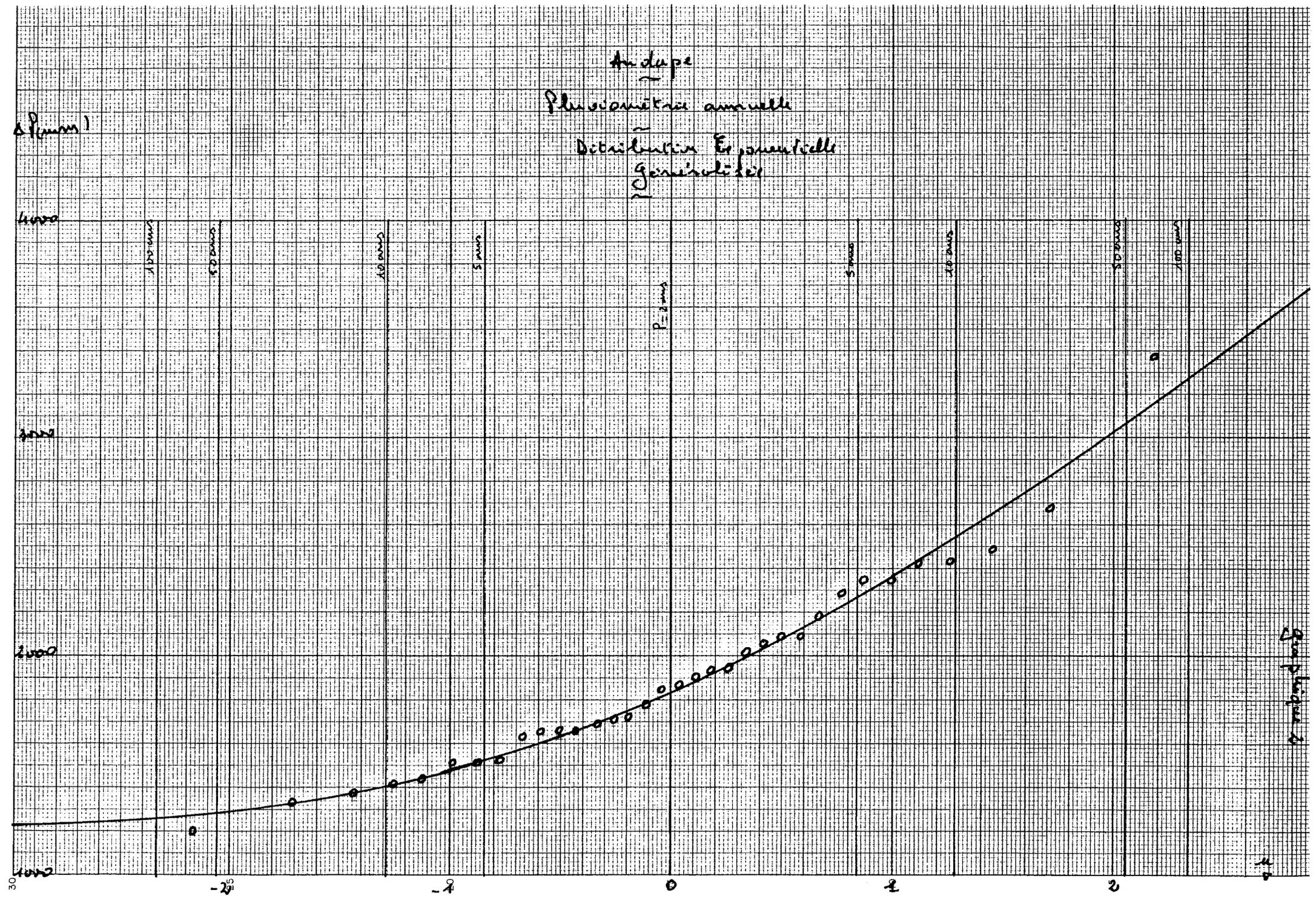
3000

2000

1000

0

Gen. pleurom. 2



Log P 423

Andage

Ajustement d'une distribution
Gauss - Log

Pluies moy en 24 heures
N = 30 ans
Oct - 1976

5,5 267

5,0 168,6

4,5 90

4,0 54,6

2 ans

5 ans

P = 10 ans

P = 20 ans

P = 50 ans

P = 100 ans

200 ans

25

Polynôme de 3^e degré

373 mm

274 mm

242 mm

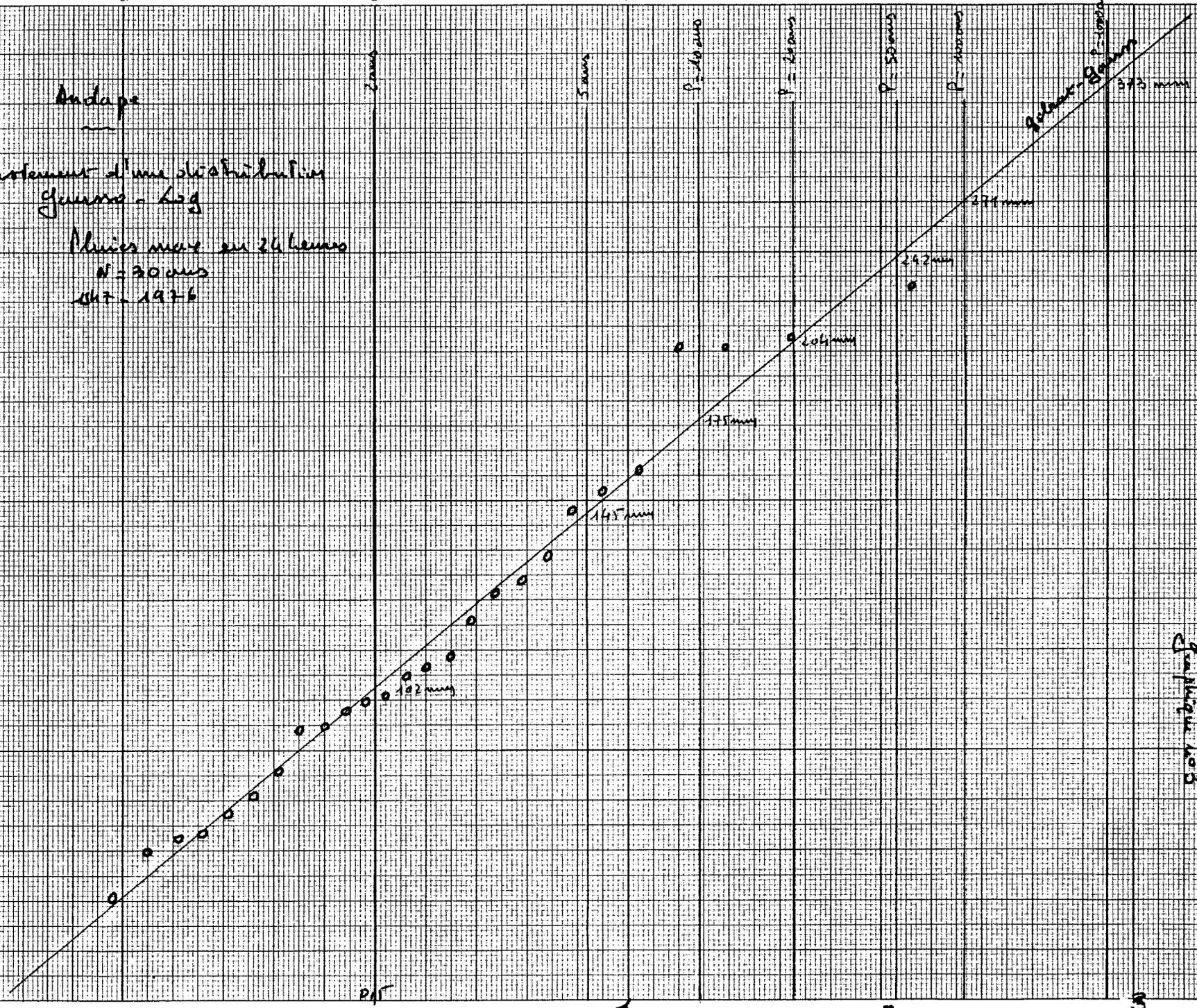
204 mm

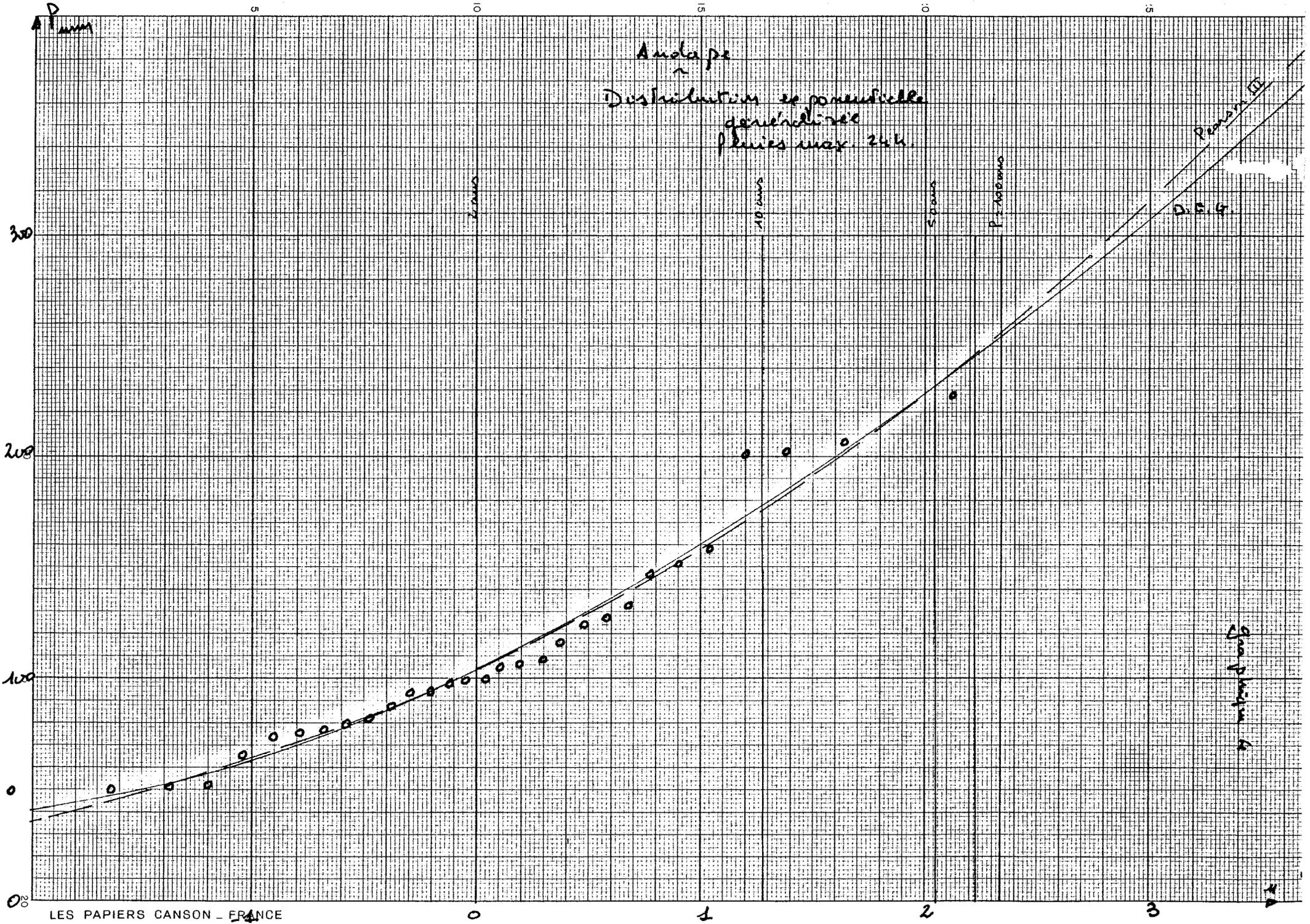
175 mm

147 mm

102 mm

Graphique 103





3. ETUDE DES DEBITS

Dans ce qui suit nous étudions les débits au niveau du confluent des deux rivières, proche de l'exutoire du bassin versant.

3.1. Etude des basses eaux

C'est le point délicat, nous ne disposons que d'éléments ponctuels, les basses eaux qui s'étalent sur Octobre et Novembre ayant été observées sporadiquement. Les débits les plus faibles ont été observés en 1975 :

Le 27/10/75 : $Q = 13,1 \text{ m}^3/\text{s}$

Le 6/11/75 : $Q = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de $12,5 \text{ m}^3/\text{s}$ correspond sensiblement à la fréquence 0,8, soit une période de retour de 5 ans. En année moyenne l'étiage se situe au-dessus de $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les débits inférieurs à $15 \text{ m}^3/\text{s}$ n'excèdent en aucun cas 4 semaines.

Pour le dimensionnement des turbines il semble correct de tabler sur un débit minimal supérieur à $15 \text{ m}^3/\text{s}$, 11 mois sur 12. Ceci pour une période de retour de 5 ans.

Compte-tenu des prises effectuées pour l'irrigation de 5000 ha en contre-saison et 7500 ha en saison :

De Janvier à Mai : $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (1 l/s/ha)

De Juin à Novembre : $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1,5 \text{ l/s/ha}$)

Pour la fréquence 0,8 nous disposons de :

	Q	supérieur à $17 \text{ m}^3/\text{s}$	de Janvier à Mai,
	Q	" "	$10 \text{ m}^3/\text{s}$ du 1er juin au 15 Octobre,
Disponibles	Q	" "	$7 \text{ m}^3/\text{s}$ du 16/10 au 15/11,
pour le turbinage:	Q	" "	$5 \text{ m}^3/\text{s}$ du 15/11 au 30/11,
	Q	" "	$15 \text{ m}^3/\text{s}$ en Décembre.

Les tableaux ci-dessous donnent les valeurs moyennes du débit mensuel disponible au site après déduction des prises pour l'irrigation.

De même nous produisons dans les deux tableaux suivants les valeurs des débits moyens décennaires, la valeur moyenne de ces débits et la valeur correspondant, pour chaque décade, à une estimation du débit moyen de fréquence 5 ans (valeur basse).

3.2. CRUE DE PROJET

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la crue de projet. A MADAGASCAR, une étude effectuée par Louis DURET, tenant compte d'un certain nombre de paramètres physiques, donne le débit de crue de période de retour 100 ans sous la forme :

$$Q(P, 100) = F(I) \cdot Q'(S, H(24, 100))$$

$F(I)$ = fonction de la pente moyenne du bassin I,

$I = DH/L$ L = Longueur du rectangle équivalent,

DH = Ecart entre cotes des surfaces minimales et maximales correspondant à 95% de l'aire du bassin:

$$DH = H(S_{95}) - H(S_5)$$

Q' = Valeur du débit fonction de la surface et de la hauteur de l'averse centenaire précipitée en 24 heures.

$F(I)$ et Q' sont de la forme :

ANDAPA
DEBITS MOYENS MENSUELS DU LOKOHO
au SITE
ooooooo

(avant deduction de
7.5 m³/s)

Années	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1965/66							28,4	26,5	32,0	29,8	21,5	17,0
1966/67	23,3	53,0	89,0	120,2	94,2	54,4	43,8	33,3	30,6	42,8	35,5	26,3
1967/68	53,4	102,5	171,0	120,4	113,3	38,7	29,4	22,5	24,4			
1968/69	15,7	64,6	114,3	150,6	39,6	40,6	31,4	30,9	30,8	42,6		
1969/70							44,1	30,9	34,2	33,2	33,1	29,9
1970/71	24,8	36,2	161,9	89,5	99,3	64,2	42,2	35,2	39,4	54,8	20,5	21,5
1971/72	39,4	47,8		73,6	81,7	57,8	43,7	24,5	25,4	24,9	23,3	25,0
1972/73			109,1	165,6								
1980/81							26,0	19,8	15,7	17,9	15,0	14,2
Moy.	31,3	60,8	129,1	120,0	85,6	51,1	36,1	28,0	29,1	35,1	24,8	22,3

Q = 51.4
K = 1503 mm

DEBITS MOYENS DECADEAIRES CORRESPONDANTS

Année	11			12			1			2			3			4		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
66/67	9,9	12,5	24,9	14,1	95,7	28,5	42,1	64,4	133	86,9	142	108	71,6	128	63,1	72,6	39,1	28,9
67/68	24,6	25,1	85,9	86,3	114	86,1	183	155	154	96,0	123	121	116	117	85,9	30,6	30,2	32,9
68/69	8,0	6,4	9,6	20,2	50,2	97,0	129	68,9	121	162	209	38,5	24,9	18,6	50,8	26,7	26,4	46,1
70/71	15,2	16,4	20,3	30,3	30,6	25,5	82,2	71,6	295	68,3	90,9	87,9	101	122	56,4	47,1	44,8	78,1
71/72	13,9	30,3	51,5	28,0	41,8	50,0			62,4	68,9	74,0	52,8	62,7	77,5	81,3	56,7	59,9	34,4
72/73							131	68,3	105	41,2	166	295						
Moy.	20,9	21,6	40,3	41,9	70,5	66,7	107	93,0	127	109	108	115	83,0	77,8	65,2	50,4	40,6	39,8
F=0,8	9,6	11,8	14,8	21,3	30,8	43,1	56,8	65,3	68,3	70,9	72,9	60,6	50,2	52,4	47,3	35,6	29,3	27,3

	5			6			7			8			9			10			
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
65/66		22,0	20,3	18,7	16,7	21,6	22,9	28,7	22,0	21,1	21,8	24,7	18,0	12,7	11,4	10,7	9,4	8,6	16,0
66/67	39,8	34,9	35,4	23,0	29,4	25,1	17,8	22,4	28,5	21,6	31,7	51,1	43,1	23,3	17,5	17,7	10,9	27,0	
67/68	17,3	31,5	18,2	14,9	14,2	16,0	13,2	15,2	21,8										
68/69	29,9	26,3	16,3	25,2	20,7	24,2	28,7	23,1	18,5	20,9	26,3	56,1							
69/70	55,0	33,0	23,1	22,5	28,3	19,4	18,0	34,9	27,2	19,6	20,7	35,9	24,3	25,2	27,2	23,2	22,8	21,2	
70/71	50,5	30,0	24,5	21,8	27,2	34,1	40,8	32,9	22,9	60,0	49,3	33,8	10,9	11,7	16,3	27,1	7,5	8,0	
71/72	31,0	51,7	26,9	21,3	14,9	14,7	18,5	19,3	16,0	18,7	15,6	17,8	16,5	19,4	11,4	10,5	16,3	24,9	
80/81	25,5	16,6	13,9	14,5	12,8	9,4	8,0	8,7	9,6	8,0	7,2	15,0	7,8	8,5	6,1	5,8	6,4	7,8	
Moy.	34,4	29,4	24,0	20,8	20,7	21,3	20,9	22,9	22,4	25,7	23,5	27,1	22,2	17,4	14,8	15,7	13,7	11,2	
F=0,8	24,7	21,3	18,1	16,4	15,4	14,2	14,0	15,1	14,8	13,5	15,3	16,6	13,3	10,5	9,7	8,8	8,3	8,7	

$$F(I) = b \cdot I^a \quad \text{et} \quad Q'(H_p, 100) = b' \cdot S^{a'}$$

Pour le bassin de la LOKOHO au site nous avons :

$$S = 1038 \text{ km}^2 \quad L = 55,95 \text{ kms} \quad DH = 1750 - 480 = 1270 \text{ mètres}$$

$$I = 22,70 \text{ m/km}$$

$$\text{Pour MADAGASCAR : } a = 0,32172$$

$$b = 0,51479$$

D'où :

$$F(I) = 1,406$$

La pluie de fréquence centenaire est évaluée au § 2.2. de la présente étude, c'est la loi de GIBRAT GAUSS qui présente le meilleur ajustement:

$$P(24, 10) = 175 \text{ mm}$$

$$P(24, 100) = 271 \text{ mm}$$

$$P(24, 2) = 102 \text{ mm}$$

Nous disposons des paramètres a' et b' pour les valeurs de $P(24, P)$ suivantes :

$$P = 175 \text{ mm} \quad a' = 0,79541 \quad b' = 5,57491$$

$$P = 100 \text{ mm} \quad a' = 0,79954 \quad b' = 2,00228$$

$$P = 125 \text{ mm} \quad a' = 0,79954 \quad b' = 3,09443$$

$$P = 250 \text{ mm} \quad a' = 0,79289 \quad b' = 9,40949$$

$$P = 300 \text{ mm} \quad a' = 0,80246 \quad b' = 11,21122$$

3.2.1. Crue de fréquence annuelle

$$\text{Nous avons : } P(24, 0,5) = 102 \text{ mm}$$

$$Q'(100) = 517 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(125) = 798 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'interpolation donne :

$$Q'(102) = 540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$F(I) = 1,406$$

D'où :

$$Q(0,5) \neq 760 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.2. Crue de fréquence décennale

$$P(24, 0,1) = 175 \text{ mm}$$

$$a' = 0,79541$$

$$Q'(175) = 1398 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b' = 5,57491$$

$$Q(0,1) \neq 1965 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.3. Crue de fréquence centenaire

$$P(24, 0,01) = 271 \text{ mm}$$

$$Q'(250) = 2318 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(271) = 2585 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(300) = 2952 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(0,01) \neq 3650 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.4. Estimation de la crue de fréquence millénaire

La pluie correspondante est estimée à 373 mm, l'interpolation entre 350 et 400 mm conduit à :

$$\begin{aligned} Q'(350) &= 3540 \text{ m}^3/\text{s} & Q' &= 3847 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q'(400) &= 4207 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Soit : $Q(0,001) \neq 5400 \text{ m}^3/\text{s}$

3.2.5. Estimation de la crue de projet

Durant la période d'observation deux cyclones se sont abattus sur le bassin versant. En dix années, on a pu observer un débit de pointe de 3350 m³/s et un second du même ordre de grandeur.

La crue centenaire a été évaluée à 3650 m³/s par une méthode synthétique qui semble correspondre assez correctement aux observations. Nous conseillerons, compte-tenu de la dégradation de la végétation de couverture, de prévoir une crue centenaire légèrement plus forte et nous retiendrons, par souci de sécurité la valeur de :

$$Q_{\text{projet}} \neq 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

SITE DE CHAMAREL

1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Coordonnées du site : Longitude: 57°22'45" E
Latitude : 20°26'20" S
Aire du bassin : 18,0 km²
Périmètre : 18,4 kms
Rectangle équivalent: L = 6,378 kms
l = 2,822 kms
Indice de compacité : Kc = 1,214
Point culminant du bassin : 823 m
Altitude du site : 237 m
Pente moyenne : I = 56,15 m/km
Fonction de pente : F(I) = 1,881

2. PLUVIOMETRIE ANNUELLE

Nous disposons de la pluviométrie annuelle (année hydrologique) aux stations de CHAMAREL et PLAINE CHAMPAGNE pour les périodes 1964/65 à 1978/79. Ces pluviométries pondérées par la méthode de THIESSEN donnent:

$$C_{\text{Chamarel}} = 0,679 \quad C_{\text{Pl.Ch.}} = 0,321$$

Le tableau n° 1 contient les volumes précipités annuellement du 1er Novembre au 31 Octobre de l'année suivante.

3. DEBITS ANNUELS AU SITE

Le site identifié par la FAO se trouve au droit de la station de mesures Q1, juste à l'amont des chutes de CHAMAREL. Ce site pourrait atteindre une capacité de 24 millions de m³.

La distance des chutes au site est d'environ 60 mètres.

Les cotes au niveau du déversoir de la station Q1 ont été relevées d'Octobre 1963 à février 1966 au moyen d'une jauge graduée. En décembre 1965 des échelles utilisables jusqu'à la cote 1,83 m furent installées. En Juillet 1966 un limnigraphe STEVENS fut mis en service, enregistrant les hauteurs d'eau, prélevées toutes les 15', sur un ruban perforé. Les enregistrements ont été dépouillés jusqu'à Décembre 1974. En Février 1975 le limnigraphe fut emporté par le cyclone GERVAISE et ne fut remis en service qu'en Juillet de la même année. Les hauteurs, depuis janvier 1975 n'ont pas été traduites en débits.

A partir de 1980 nous disposons d'enregistrements continus sur limnigraphe type MUNRO. Les débits ne sont disponibles que pour la période 1964/65 à 1974/75, soit dix années:

Le tableau n° 1 contient les volumes écoulés à la station, complétés pour la période 1974/75 à 78/79, et 51/52 à 63/64 grâce à deux régressions.

La première régression est établie entre les volumes écoulés à la station et la moyenne pondérée des pluviométries annuelles correspondantes à CHAMAREL et PLAINE CHAMPAGNE. Cette régression est linéaire:

$$N = 10 \quad r = 0,972$$

$$a = - 1312,6 \quad b = 1,02102$$

Grace à la pluviométrie pondérée, l'échantillon est complété à 16 valeurs. Une deuxième régression, parabolique, permet de porter la taille de l'échantillon à 30 (régression avec les pluies de CHAMAREL - gr 1):

BASSIN DE CHAMAREL

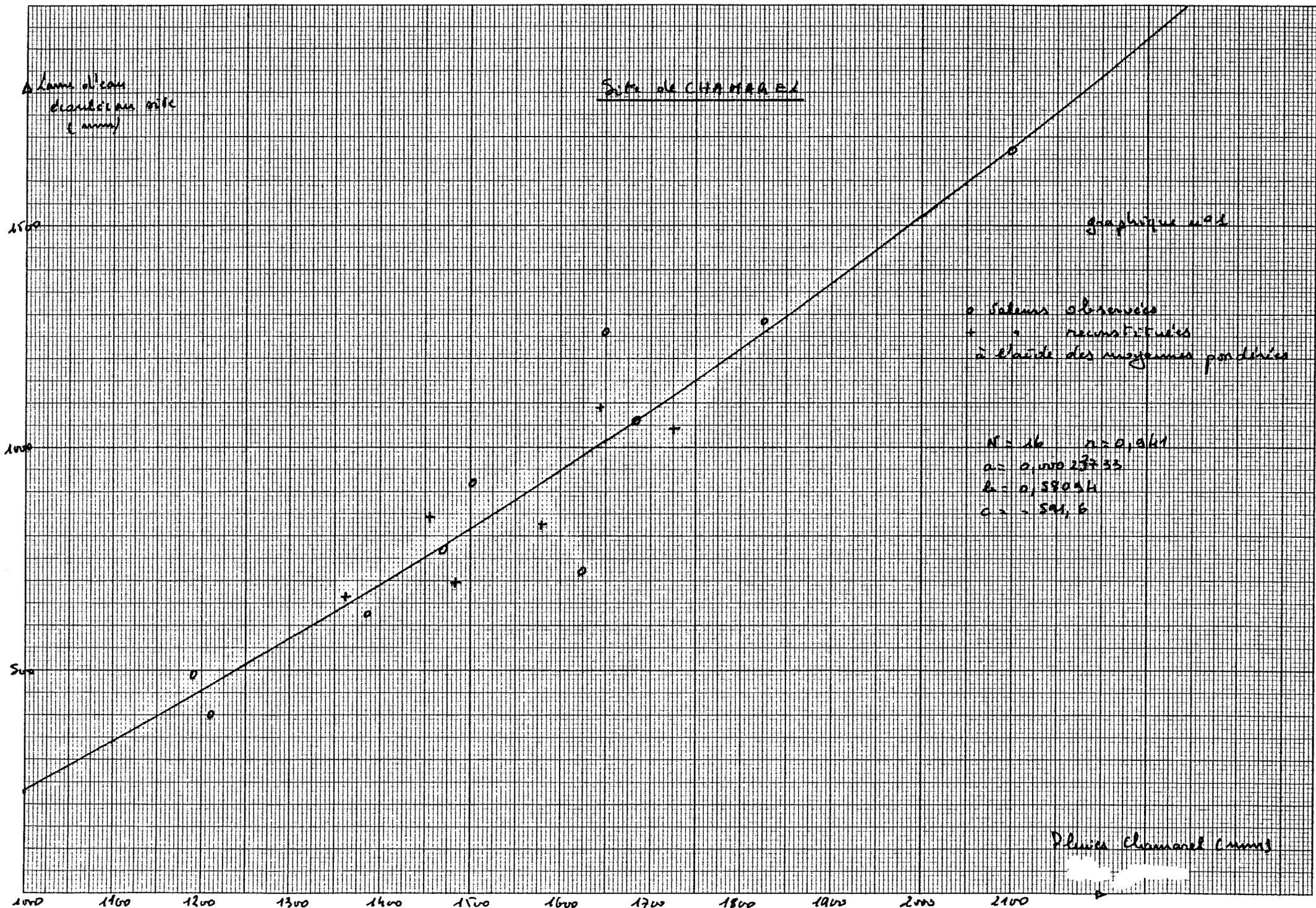
Tableau n°1

PLUVIOMETRIE ANNUELLE - PONDERATION

Années	PChamarel (mm)	PPlaine Cham. (mm)	Ppond. (mm)	Lame écoulée (mm)
50/51	(2409)			
51/52	2021			(1523)
52/53	2588			(2281)
53/54	1992			(1484)
54/55	2128			(1666)
55/56	1845			(1287)
56/57	1709			(1106)
57/58	2239			(1814)
58/59	1646			(1021)
59/60	1971			(1456)
60/61	1211			(440)
61/62	2113			(1646)
62/63	1010			(171)
63/64	1693			(1084)
64/65	1684	3758	2351	1063
65/66	1470	3314	2063	773
66/67	2101	4134	2755	1671
67/68	1651	4134	2449	1262
68/69	1210	2338	1573	400
69/70	1825	4502	2685	1285
70/71	1386	3044	1919	625
71/72	1624	3087	2094	723
72/73	1503	3694	2207	921
73/74	1192	3033	1784	491
74/75	1363	3149	1937	(665)
75/76	1578	3182	2094	(825)
76/77	1644	3849	2353	(1090)
77/78	1455	3496	2111	(843)
78/79	1726	3530	2306	(1042)
79/80	2595			(2290)
80/81	1484	2990	1968	(697)

à l'annee d'eau
de l'annee au rise
(mm)

SITE de CHAMARÉ



$$N = 16 \quad r = 0,941$$
$$a = 0,00023733 \quad b = 0,58094 \quad c = - 591,6$$

L'étude statistique des volumes écoulés (30 valeurs) est effectuée sur l'échantillon dont les paramètres sont les suivants:

$$\bar{m} = 20,0$$
$$s = 9,36$$
$$Cv = 0,467 \text{ (variation)}$$
$$G1 = 0,453 \text{ (asymétrie)}$$
$$l = \frac{\bar{m}^2}{s^2} = 4,576$$

Les valeurs classées sont portées dans le tableau n°2 en fonction de la fréquence au dépassement. Quatre essais d'ajustements ont été effectués avec les distributions de GIBRAT GAUSS, GUMBEL, PEARSON III, et Exponentielle Généralisée.

C'est cette dernière qui donne le meilleur résultat. Le test du X2 donne les résultats suivants :

Nombre de classes : 6 Degrés de liberté : 3

$$X2 = 1,02542$$

La probabilité de dépassement de cette valeur est de 79%. L'ajustement est bon.

Le tableau n°3 contient les valeurs du volume annuel écoulé à la station en fonction de la fréquence au dépassement pour les quatre lois.

L'ajustement de la Distribution Exponentielle Généralisée a les caractéristiques suivantes:

$$\text{Fonction de répartition : } F(x) = e^{-\left(\frac{x-x_0}{s}\right)^{1/d}}$$

Les paramètres sont :

$$d = 0,43412$$

$$x_0 = - 0,30949$$

$$s = 22,95685$$

Les graphiques n°2 et 3 présentent les ajustements réalisés pour les lois de GIBRAT GAUSS et Exponentielle Généralisée.

4. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

Deux cas se présentent, ou bien on réalisera une régularisation interannuelle de manière à turbiner le maximum de volume en amortissant les irrégularités interannuelles, ou bien, afin de réduire le coût de l'aménagement on n'effectuera qu'une régularisation réduite, saisonnière ou même journalière en installant davantage de groupes afin de compenser en partie la variabilité des débits au site.

La régularisation journalière étant surtout utilisée pour fournir de l'énergie au moment des pointes de consommation.

4.1. Régularisation interannuelle

Le coefficient de variation est relativement fort:

$$Cv = 0,467$$

BASSIN DE CHAMAREL

APPORTS

Tableau n°2

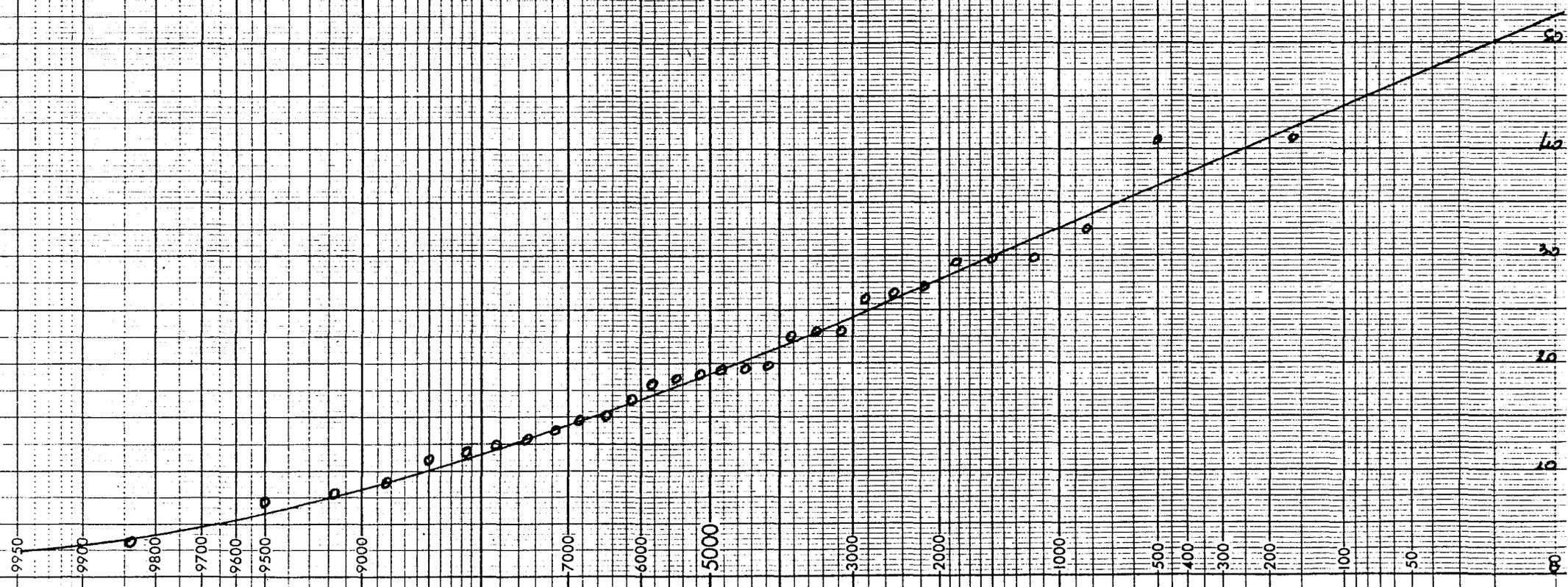
Rang	F(dép.)	Année	L(mm)	V(10 ⁶ m3)
1	0,017	79/80	2290	40,906
2	0,050	52/53	2281	40,746
3	0,083	57/58	1814	32,403
4	0,117	66/67	1671	29,849
5	0,150	54/55	1666	29,760
6	0,183	61/62	1646	29,402
7	0,217	51/52	1523	27,205
8	0,250	53/54	1484	26,509
9	0,283	59/60	1456	26,009
10	0,317	55/56	1287	22,990
11	0,350	69/70	1285	22,954
12	0,383	67/68	1262	22,543
13	0,417	56/57	1106	19,756
14	0,450	76/77	1090	19,471
15	0,483	63/64	1084	19,363
16	0,517	64/65	1063	18,988
17	0,550	78/79	1042	18,613
18	0,583	58/59	1021	18,238
19	0,617	72/73	921	16,452
20	0,650	77/78	843	15,059
21	0,683	75/76	825	14,737
22	0,717	65/66	773	13,808
23	0,750	71/72	723	12,915
24	0,783	80/81	697	12,451
25	0,817	74/75	665	11,879
26	0,850	70/71	625	11,164
27	0,883	73/74	491	8,771
28	0,917	60/61	440	7,860
29	0,950	68/69	400	7,145
30	0,983	62/63	171	3,055

N = 30 $\bar{m} = 20,03$
 s = 9,365
 Cv = 0,46747
 l = 4,57616
 G1 = 0,45296

$\sqrt{10^5} = 316$

Site de CHARAREK

Ajustement d'une distribution
exponentielle généralisée
de données classées
au site



BASSIN DE CHAMAREL

APPORTS

Valeurs théoriques issues des ajustements de lois:

F(dép.)	Gib.Gauss	Gumbel	Pear.III	D.E.G.
0,001	71,7	66,3	61,6	52,8
0,005	57,0	54,5	52,2	47,0
0,01	51,1	49,4	48,0	44,2
0,02	45,2	44,3		41,2
0,05	37,7	37,5	37,5	36,7
0,10	32,1	32,3	32,6	32,7
0,25	24,5	24,9	25,3	26,1
0,50	18,1	18,5	18,6	19,3
0,75	13,4	13,4	13,2	13,1
0,90	10,3	9,72	9,33	8,33
0,95	8,73	7,80	7,45	6,01
0,98	7,28	5,85		3,91
0,99	6,45	4,66		2,81
0,999	4,59	1,70	2,50	0,835

Alors que pour la pluviométrie annuelle nous avons :

$$C_v = 0,144$$

Pour la période de 10 ans où les observations de pluies et de débits ont été effectuées, nous avons :

$$V = 1,021 \cdot P - 1313 \text{ (mm)}$$

et pour les valeurs moyennes :

$$\bar{V} = 921,4 \text{ mm}$$

$$\bar{P} = 2188 \text{ mm}$$

La différence correspond sensiblement à l'évapotranspiration, soit:

$$ETP \neq 1250 \text{ mm}$$

Sur les graphiques 4 et 5 nous avons porté les volumes transités au site et cumulés, en fonction du temps. La plus forte variation intervient en 1968-70, nous l'avons amplifiée sur le graphique 5.

Nous avons effectué l'analyse de la régularisation à partir de ce graphique. Y sont portées les valeurs du volume nécessaire de la retenue pour la régularisation interannuelle dans le cas le plus défavorable de la période des observations.

Dans le tableau n°4 nous présentons les résultats de cette analyse. Les coûts mentionnés en colonne (9), coûts de l'aménagement sont tirés du rapport SOGREAH - SIGMA du mois d'Octobre 1981 et actualisés.

En fait, le calcul est effectué à partir de 3 crues dont les fréquences sont connues. D'après la loi d'ajustement utilisée (DEG) les fréquences de ces crues sont les suivantes:

$$1967/68 : 0,395$$

$$1968/69 : 0,940$$

$$1969/70 : 0,379$$

$$P = 0,395 * 0,06 * 0,379 = 0,009$$

$$T = 111$$

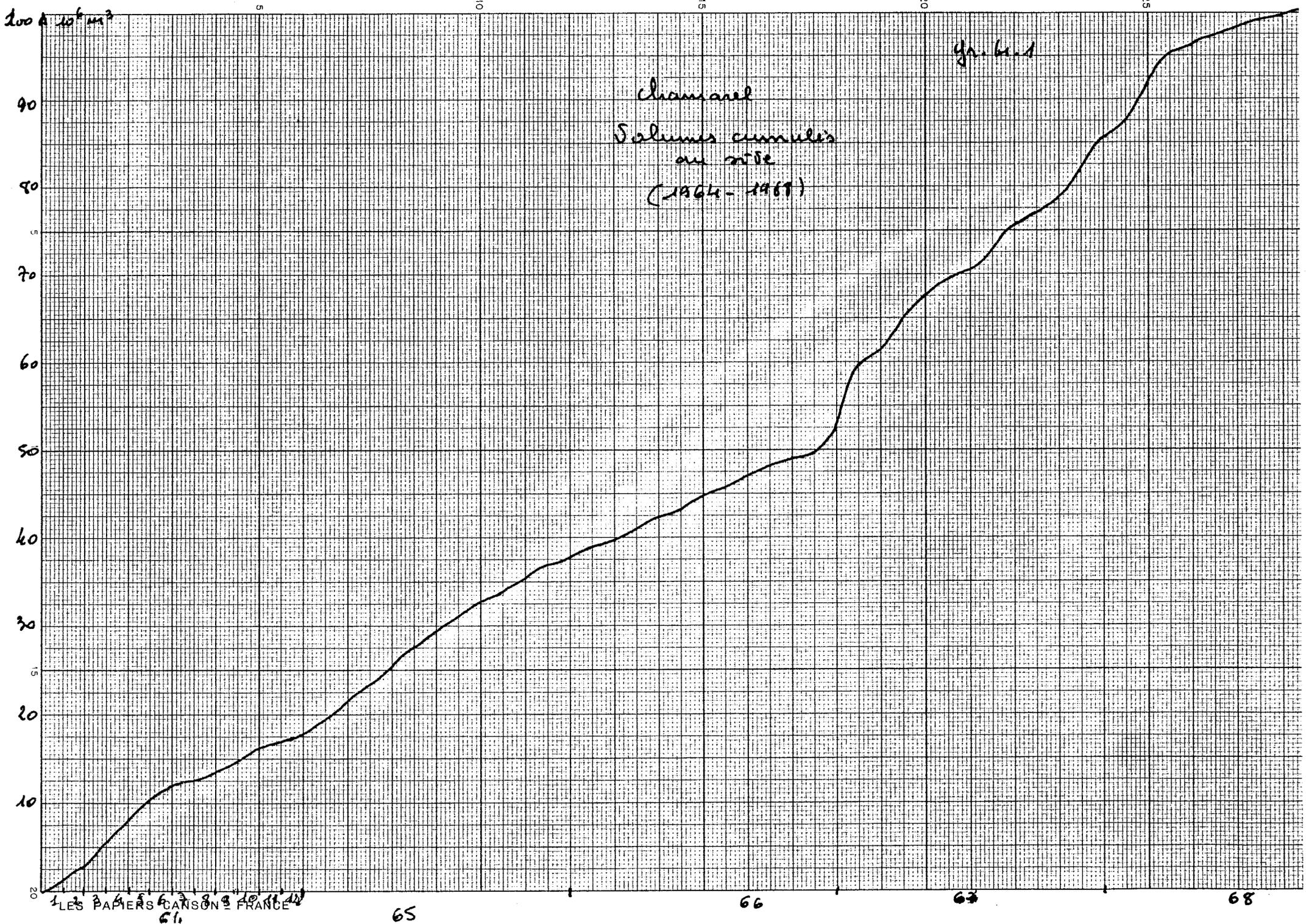
Nous avons deux crues fortes encadrant une année à hydraulicité très faible. La probabilité d'un tel événement qui conditionne la régularisation est sensiblement égal au produit des trois probabilités. L'évènement aurait une période de retour supérieure à 100 ans (111).

L'utilisation de la succession chronologique de ces trois années conduit à une fréquence trop faible pour être économiquement intéressante. La rentabilité de la régularisation doit être assurée 8 fois sur 10.

Afin de mieux connaître le volume optimal à régulariser nous effectuons un tirage au hasard dans la loi définie ci-dessus. Les paramètres sont déterminés par l'échantillon des valeurs observées. En outre il apparaît que le volume maximal de la retenue nécessaire pour la régularisation est sensiblement égal à l'écart entre deux crues (écart positif) multiplié par le facteur 0,76 :

$$V_{\text{rég.}} = (V_j - V_{j-1}) \cdot 0,76$$

Nous créons un échantillon fictif de 51 valeurs de V et donc de 50 valeurs de DV. 0,76. Ce dernier est donc issu de la distribution ci-dessus. Les fréquences sont tirées au hasard et la loi donne la valeur de DV. 0,76 correspondante.

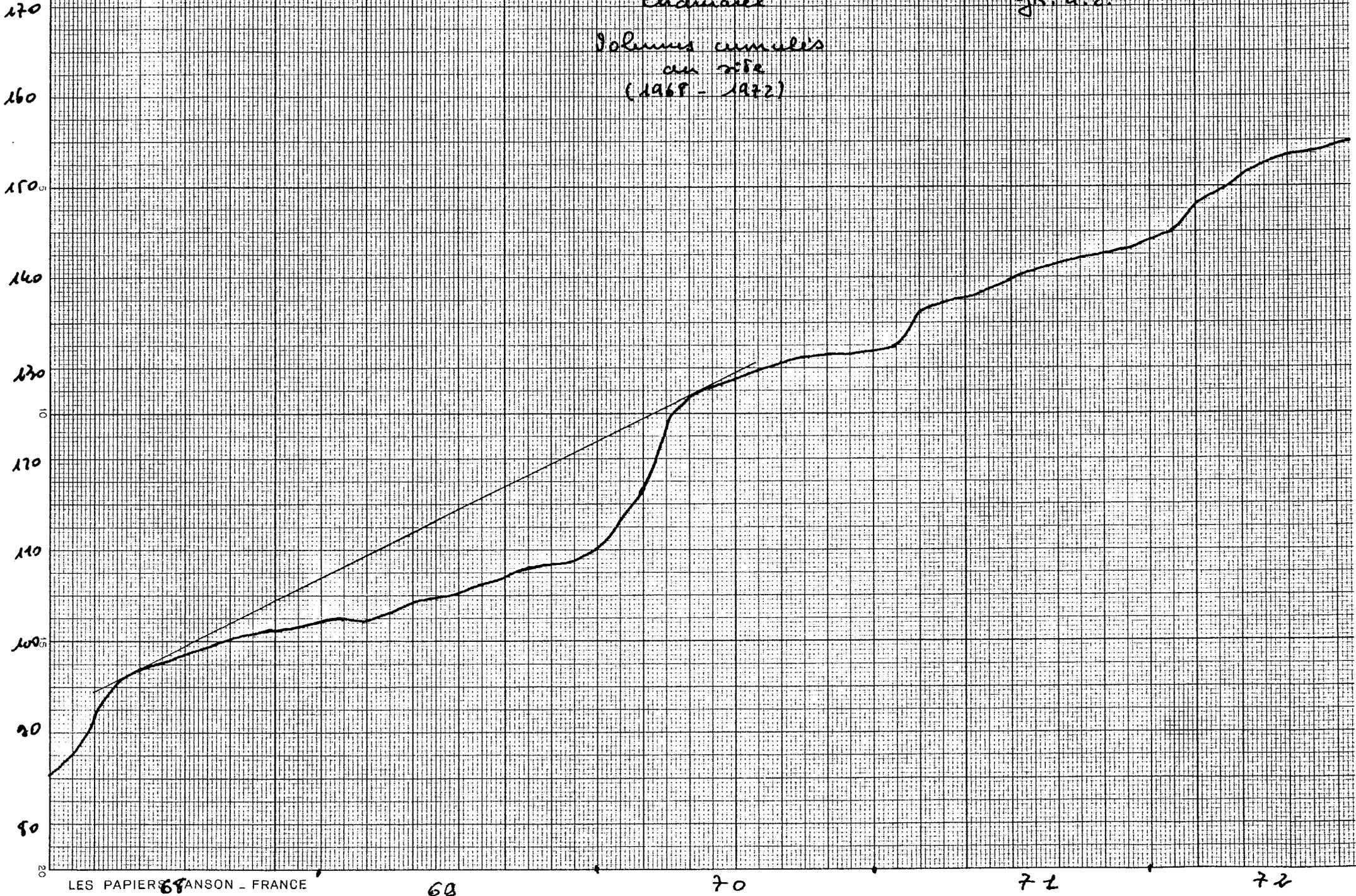


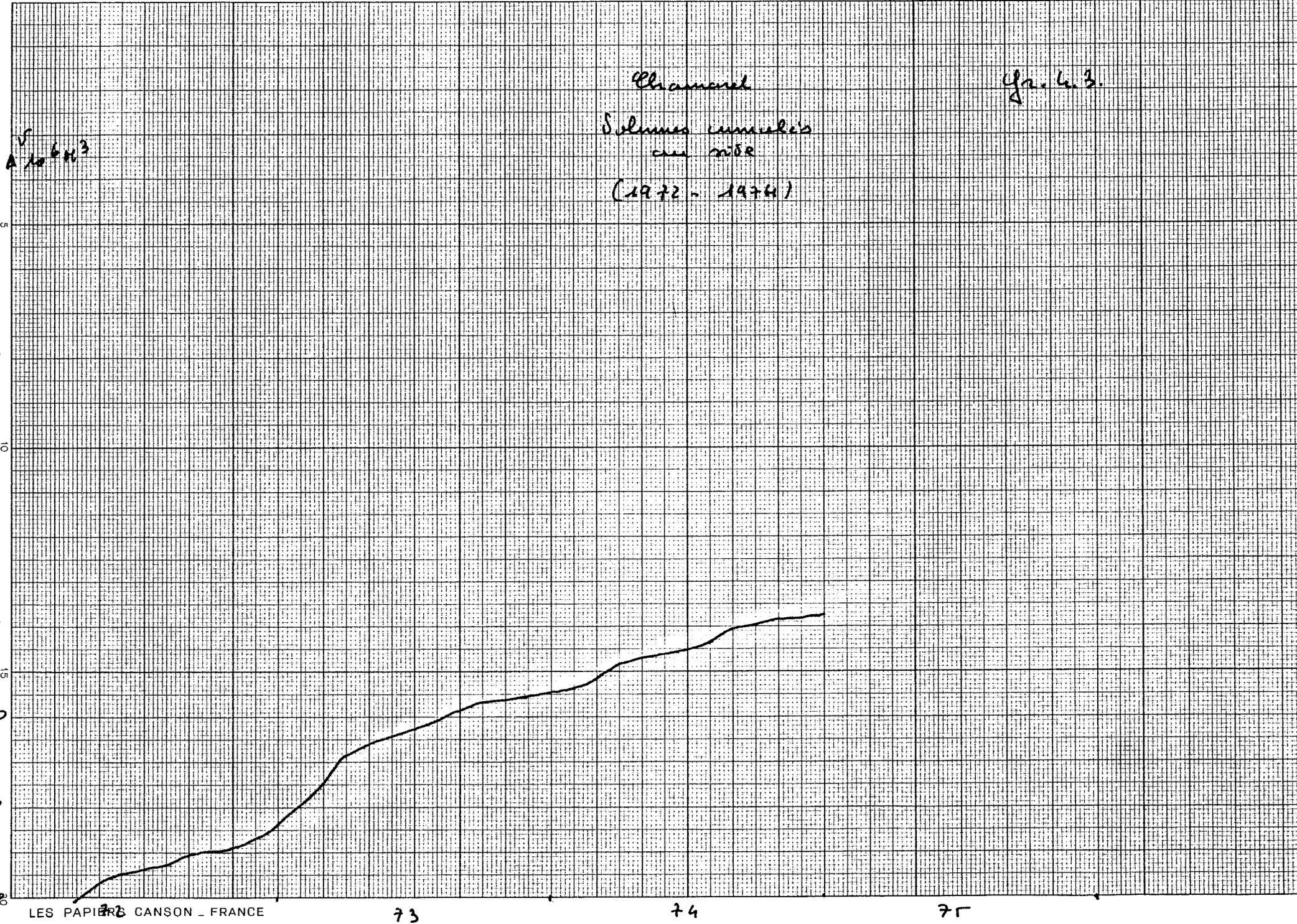
AV 109ms

Chamarel

gn. 4.2.

Joliumis cumulis
au rife
(1968 - 1972)





✓
A 10 6 H 3

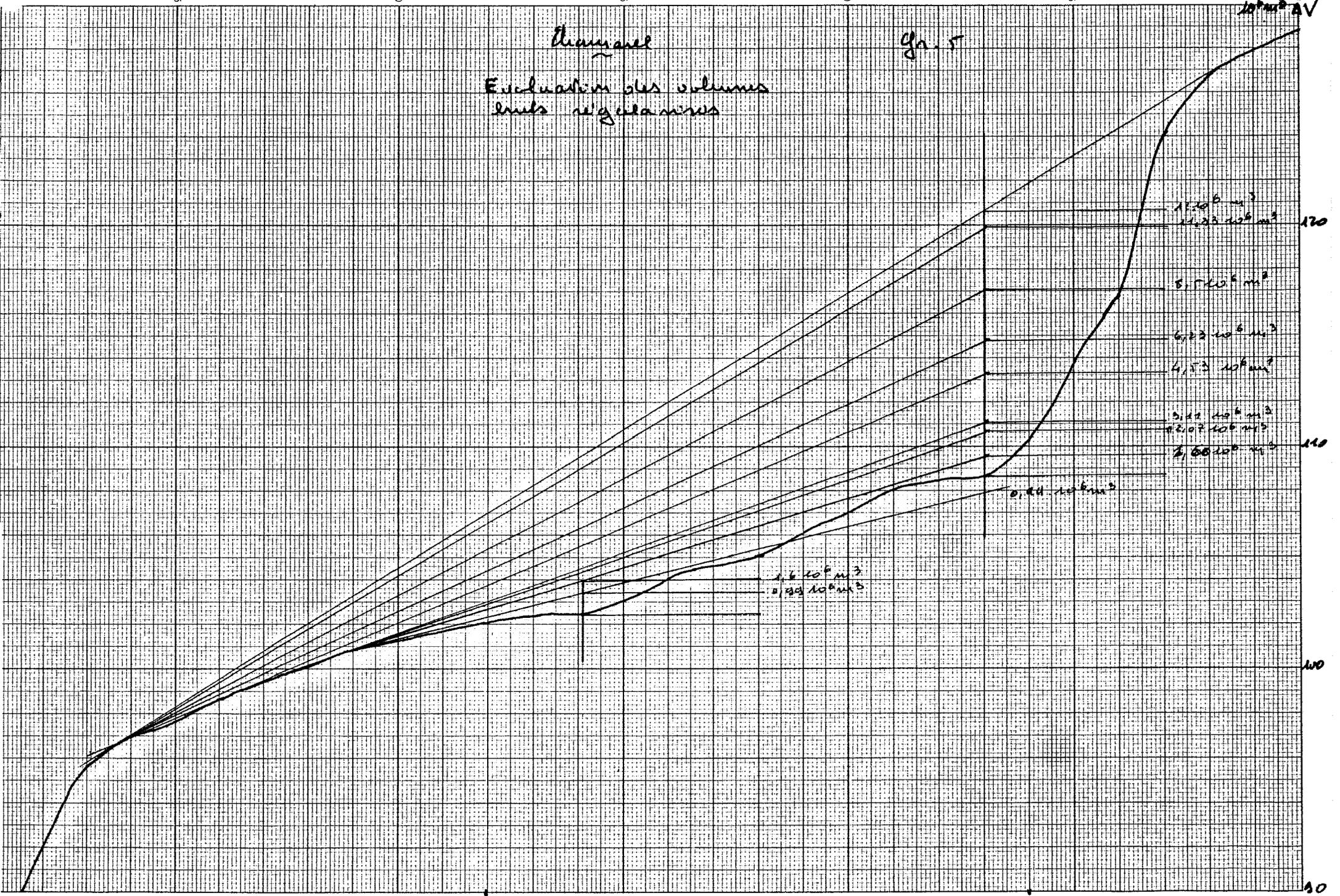
Chamarel
Selinus cannalicis
au mée
(1972 - 1974)

fig. 6.3.

Thuyanel
 Evaluation des volumes
 linéaires végétaux

ga. 5

10⁶ m³



L'échantillon obtenu par tirage au hasard présente les caractéristiques suivantes:

$$\begin{aligned} N &= 50 & \text{Moyenne } \bar{m} &= 1,802 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \\ & & s &= 6,09465 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \\ & & C_v &= 3,38216 \\ & & l &= 0,08742 \\ & & G_1 &= 0,26049 \end{aligned}$$

Cet échantillon a été tiré d'une DEG, il en suit lui-même une dont les paramètres sont :

$$\begin{aligned} d &= 0,36945 \\ s &= 17,19542 \\ x_0 &= -13,51915 \end{aligned}$$

Cet ajustement nous fournit le volume de la retenue nécessaire en fonction de la période de retour :

F(dép.)	P(ret.)	Vret.(10 ⁶ m ³)	Vrég.brut
0,99	100	16,7	19,5
0,98	50	14,9	18,8
0,95	20	12,3	18,3
0,90	10	9,9	18,2
0,80	5	7,0	18,7

Si nous voulons garantir la régularisation jusqu'à la fréquence 0,8 il faut prévoir une retenue de $7 \cdot 10^6$ m³ qui correspond à un volume régularisé brut de :

$$F = 0,80 : \text{Vrég.brut} = (7,0 + 11,66) \cdot 10^6 = 18,66 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Au stade des études hydrologiques de régularisation de la présente note, cette précision est suffisante pour l'évaluation sommaire du coût de l'aménagement et de sa rentabilité. Au stade suivant il conviendra de simuler mois par mois sur une longue période (50 ans min.) le fonctionnement de l'aménagement.

Reste à déduire le volume à compenser du fait de l'aménagement et l'évaporation du plan d'eau.

La compensation est prise égale à $1,66 \cdot 10^6$ m³ et l'évaporation pour une retenue de 7 millions de m³ est égale à :

$$v_{\text{etp}} = 0,57 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Soit un volume total à compenser de :

$$v_c = (0,57 + 1,66) \cdot 10^6 = 2,23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Et :

$$V_{\text{RN}} = 18,66 - 2,23 = 16,43 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Soit un débit d'équipement moyen de :

$$Q_{\text{RN}} = 0,521 \text{ m}^3/\text{s}$$

BASSIN DE CHAMAREL

Tableau n°4

(Retenue - Calculs effectués sur les années 68-69-70)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Niveau max eau (pieds)	Crête barrage (pieds)	Capacité retenue (10 ⁶ m ³)	Volume annuel rég. brut "	Période critique (mois)	Compensation (10 ⁶ m ³)	Evap. (10 ⁶ m ³)	Gain net utile (10 ⁶ m ³)	Coût Aménagement (MRs)	Puissance fournie (GWH)
872	882	12,00	14,9	579	1,66	0,88	12,36	182	6,47
870	880	11,33	14,55	575	1,66	0,84	12,05	171	6,31
860	870	8,50	12,74	575	1,66	0,65	10,44	127	5,47
850	860	6,23	11,33	570	1,66	0,52	9,15	97	4,79
840	850	4,53	10,21	495	1,66	0,45	8,10	66	4,24
830	840	3,11	9,39	426	1,66	0,39	7,34	50,4	3,84
820	830	2,07	8,45	420	1,66	0,32	6,47	45	3,39
810	820	0,99	6,00	144	1,66	0,26	4,08	(35)	2,14

1
8
1

Ce débit correspond à la fréquence 0,8 au dépassement. L'énergie obtenue avec la chute admise de 226 mètres et un rendement arbitraire de 0,8 est:

$$W = 8,1 \text{ GWH}$$

4.2. Débits journaliers classés

Les débits journaliers ont été classés pour la période 1964-1974. les fréquences de dépassement en % sont les suivantes :

Q(l/s)	F(dép.en %)	Nombre de jours/an moyen
85	96,37	352
141	87,33	319
283	57,22	209
424	38,05	139
566	25,91	95
707	18,77	69
849	15,03	55
1132	6,65	24
1698	3,66	13
3537	1,00	4
5660	0,42	1

Nous voyons qu'un débit d'équipement de 500 l/s ne sera assuré que 110 jours/an environ, sans régularisation, en année moyenne.

Nous rappelons que l'échantillon ci-dessus est sous-estimé (moy. 64/74 = 16 millions de m³), d'environ 25%. La moyenne sur 30 ans atteignant 20 millions de m³.

5. EVALUATION DE LA CRUE DE PROJET

Pendant la période des observations (1964/74) les plus forts débits (moyenne de 24 heures) enregistrés ont été les suivants : (Tableau n°5)

Année hydro.	Crue max 24 H. (m ³ /s)	Date	Qpointe(m ³ /s)
1964/65	1,06	13,01	4,20
65/66	3,77	16,06	14,70
66/67	31,00	14,01	118
67/68	9,14	10,03	35,2
68/69	1,30	20,04	5,14
69/70	10,26	29,03	39,5
70/71	11,33	8,02	43,6
71/72	5,72	8,02	22,2
72/73	6,43	30,11	24,9
73/74	2,60	11,02	10,2

Site de Chamarel

g2 n°6

Évaluation de la crue de Projet

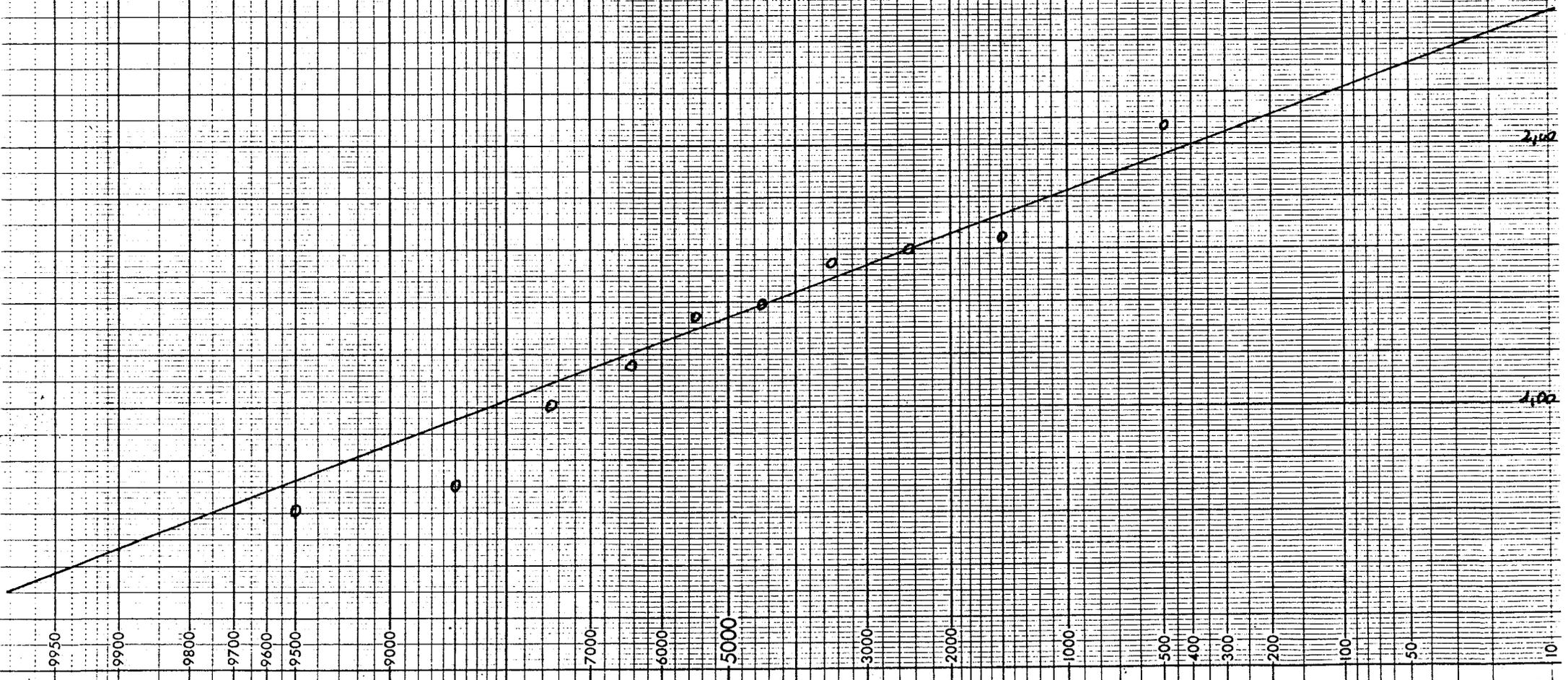
Ajustement d'une loi de GAUSS

$\log P/A$

3,02

2,00

1,00



LA RIVIERE NOIRE A LA STATION Q1

1. PARAMETRES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

Coordonnées de la station : Latitude : 20° 22' 43" S
Longitude: 57° 24' 37" E

Superficie du bassin versant : 25,84 km²
Périmètre " " : 22,85 kms
Coefficient de compacité Kc = 1,259
Rectangle équivalent : L = 8,319 kms
l = 3,106 kms

Point culminant du bassin : Hmax = 828 m
Altitude station : Hmin = 66 m
Pente moyenne : I = 500/8,319 = 60 m/km
Fonction de pente : F(I) = 0,51479.I^{0,32172} = 1,923

2. PLUVIOMETRIE

L'écoulement transitant à la station provient des zones très arrosées du plateau et des pentes des gorges de la Rivière NOIRE. C'est pour cela que nous n'avons pris en compte que les deux stations de MARE LONGUE et de PETRIN qui sont représentatives de la partie amont du bassin. Ces deux stations ont été observées pendant 30 années consécutives communes.

N = 30 Pondération effectuée par la méthode de THIESSEN.

Coef. PETRIN = 0,6453 Coef. MARE LONGUE = 0,3547

La liste des hauteurs annuelles se trouve en annexe (1). Les volumes classés correspondants, transitant à la station de jaugeages ont permis d'ajuster quatre lois statistiques dont les résultats se trouvent en annexe(2). Les graphiques n°2 et 3 représentent les ajustements.

3. AMENAGEMENT AVEC REGULARISATION INTERANNUELLE

3.1. Calcul de régularisation d'après les observations

Le tableau n°1 contient les moyennes mensuelles du débit pour la période des observations, soit de Janvier 1968 à Décembre 1972. Ce tableau contient dans sa deuxième partie les volumes mensuels cumulés depuis Janvier 1968.

graphique n° 1

Dossier N° 000

Relation entre les précipitations
annuelles et la lame d'eau
écoulée

Δh
(mm)

1000

500

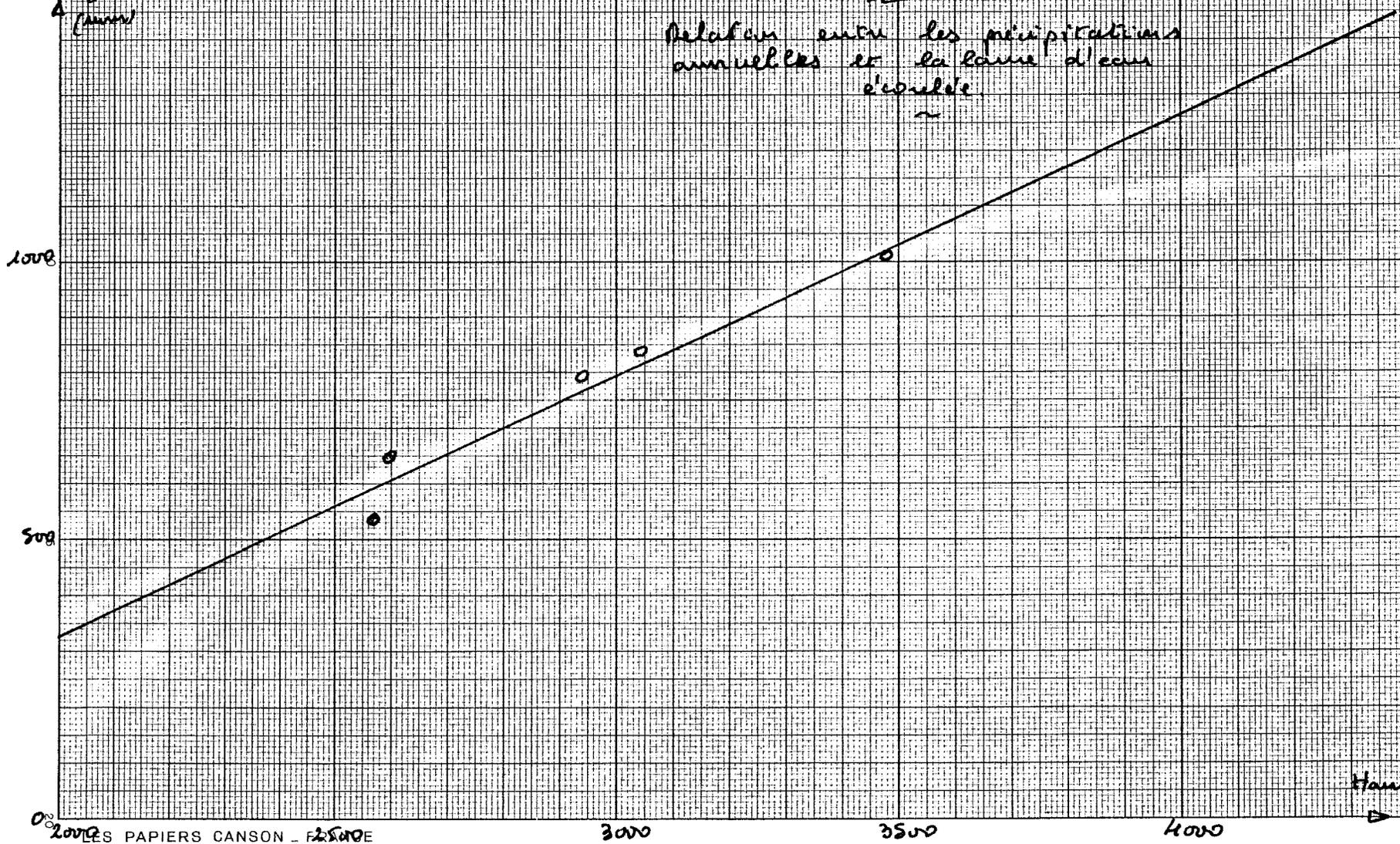
0° LES PAPIERS CANSON - F250E

3000

3500

4000

Hauteur des Préc.
→ Précipités



Le cumul de ces volumes nous a permis de tracer les graphiques n° 4 et 5. Sur le graphique n°5 nous déterminons les volumes de retenues nécessaires à la régularisation interannuelle.

dans le tableau n°2 nous avons reporté, en fonction des diverses cotes, les éléments de calcul suivants:

- Cote du plan d'eau (1),
- cote de l'ouvrage (crête) (2),
- Volume de la retenue (3),
- Volume régularisé brut (4),
- Compensation du barrage + évaporation (5)
- Volume régularisé net (6) -.

Tableau n° 2

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
105,00	108,00	2,5	12,9	2,69	10,2
11,20	114,20	4,0	14,4	2,80	11,6
117,55	120,55	6,0	15,6	2,92	12,7
122,45	125,45	8,0	16,8	3,02	13,8
126,45	129,45	10,0	18,0	3,12	14,9
130,20	133,20	12,2	19,4	3,21	16,2

La fréquence de l'évènement qui engendre un volume nécessaire de $12,2 \cdot 10^6$ m³ pour régulariser la crue correspondante est très faible, elle n'excède pas 0,04 soit une période de retour de 25 ans.

Si l'on examine la série des 30 valeurs du volume annuel écoulé à la station, l'écart entre deux volumes annuels correspond sensiblement au volume nécessaire à la régularisation. Afin de bien connaître et d'optimiser le volume de la retenue, nous effectuerons dans ce qui suit une simulation au niveau des apports mensuels dans la retenue.

3.2. Ouvrage sans régularisation

Nous avons reporté dans le tableau n°3 les débits journaliers classés en nombre de jours où une valeur donnée est dépassée. Ce tableau correspond à la période 1968-1972.

Le graphique n°6 représente la courbe des débits journaliers classés pour la période ci-dessus.

4. CRUE DE PROJET

La plus forte averse ponctuelle observée en 24 heures à la station de VACOAS a atteint la valeur de 490 mm. La période d'observation couvrant sensiblement 100 ans (1888-1981). Nous effectuons le calcul de la crue de projet à l'aide de cette valeur.

L'estimation de la crue se fait à partir de la formule empirique utilisée à MADAGASCAR :

$$Q = F(I) \cdot Q'(S, H)$$

Dans le cas présent (§1.) : $F(I) = 1,923$

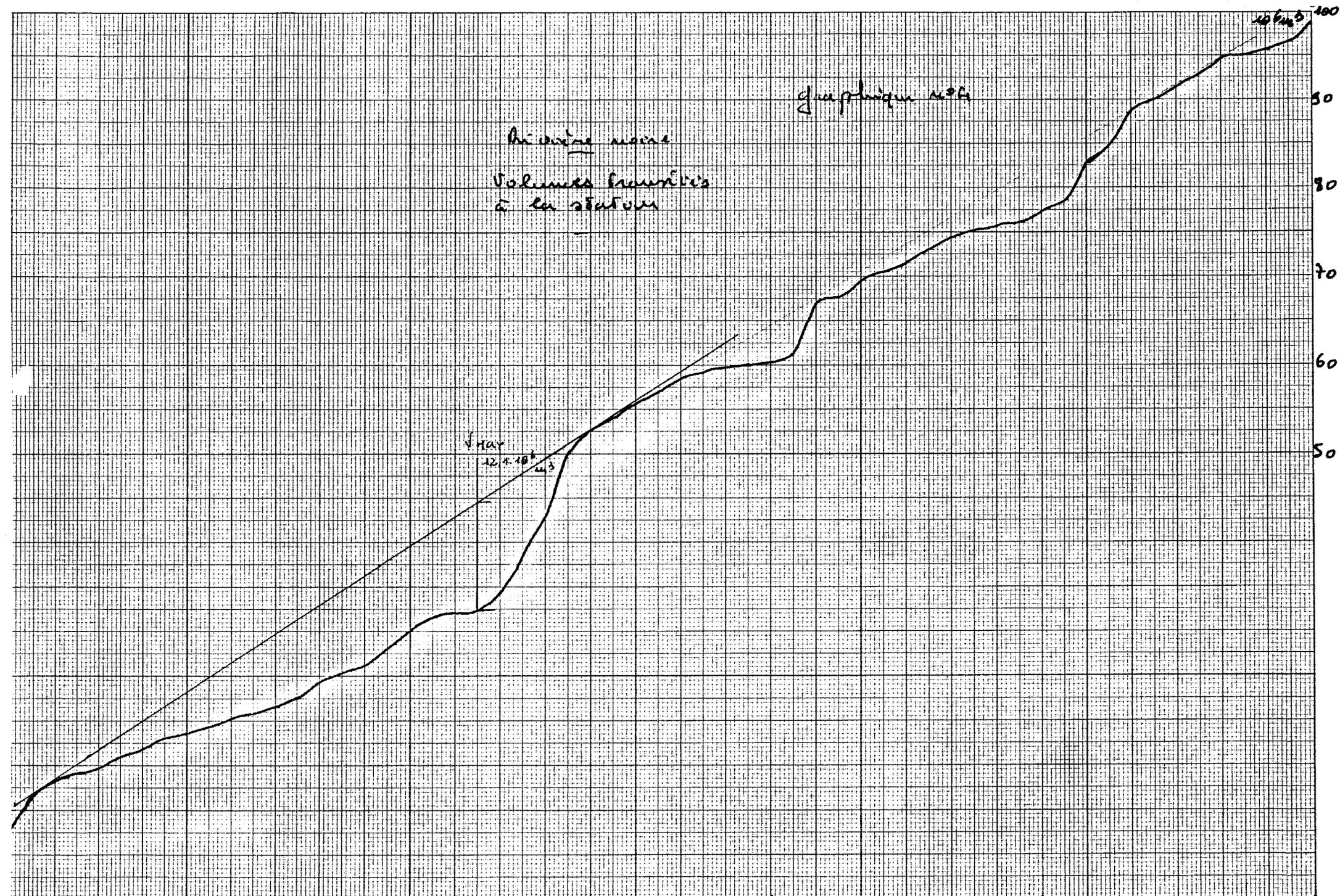
graphique n° 6

biométrie noire
volumes fournis
à la station

12.11.69
12.11.69
12.11.69

10625

100
90
80
70
60
50



Volumen
 10^6 m^3

Arbeits Norm
Reguliert nach
unterer Norm

6025
6020
6015
6010
6005
6000
5995
5990
5985
5980
5975
5970
5965
5960
5955
5950
5945
5940
5935
5930
5925
5920
5915
5910
5905
5900
5895
5890
5885
5880
5875
5870
5865
5860
5855
5850
5845
5840
5835
5830
5825
5820
5815
5810
5805
5800
5795
5790
5785
5780
5775
5770
5765
5760
5755
5750
5745
5740
5735
5730
5725
5720
5715
5710
5705
5700
5695
5690
5685
5680
5675
5670
5665
5660
5655
5650
5645
5640
5635
5630
5625
5620
5615
5610
5605
5600
5595
5590
5585
5580
5575
5570
5565
5560
5555
5550
5545
5540
5535
5530
5525
5520
5515
5510
5505
5500
5495
5490
5485
5480
5475
5470
5465
5460
5455
5450
5445
5440
5435
5430
5425
5420
5415
5410
5405
5400
5395
5390
5385
5380
5375
5370
5365
5360
5355
5350
5345
5340
5335
5330
5325
5320
5315
5310
5305
5300
5295
5290
5285
5280
5275
5270
5265
5260
5255
5250
5245
5240
5235
5230
5225
5220
5215
5210
5205
5200
5195
5190
5185
5180
5175
5170
5165
5160
5155
5150
5145
5140
5135
5130
5125
5120
5115
5110
5105
5100
5095
5090
5085
5080
5075
5070
5065
5060
5055
5050
5045
5040
5035
5030
5025
5020
5015
5010
5005
5000
4995
4990
4985
4980
4975
4970
4965
4960
4955
4950
4945
4940
4935
4930
4925
4920
4915
4910
4905
4900
4895
4890
4885
4880
4875
4870
4865
4860
4855
4850
4845
4840
4835
4830
4825
4820
4815
4810
4805
4800
4795
4790
4785
4780
4775
4770
4765
4760
4755
4750
4745
4740
4735
4730
4725
4720
4715
4710
4705
4700
4695
4690
4685
4680
4675
4670
4665
4660
4655
4650
4645
4640
4635
4630
4625
4620
4615
4610
4605
4600
4595
4590
4585
4580
4575
4570
4565
4560
4555
4550
4545
4540
4535
4530
4525
4520
4515
4510
4505
4500
4495
4490
4485
4480
4475
4470
4465
4460
4455
4450
4445
4440
4435
4430
4425
4420
4415
4410
4405
4400
4395
4390
4385
4380
4375
4370
4365
4360
4355
4350
4345
4340
4335
4330
4325
4320
4315
4310
4305
4300
4295
4290
4285
4280
4275
4270
4265
4260
4255
4250
4245
4240
4235
4230
4225
4220
4215
4210
4205
4200
4195
4190
4185
4180
4175
4170
4165
4160
4155
4150
4145
4140
4135
4130
4125
4120
4115
4110
4105
4100
4095
4090
4085
4080
4075
4070
4065
4060
4055
4050
4045
4040
4035
4030
4025
4020
4015
4010
4005
4000
3995
3990
3985
3980
3975
3970
3965
3960
3955
3950
3945
3940
3935
3930
3925
3920
3915
3910
3905
3900
3895
3890
3885
3880
3875
3870
3865
3860
3855
3850
3845
3840
3835
3830
3825
3820
3815
3810
3805
3800
3795
3790
3785
3780
3775
3770
3765
3760
3755
3750
3745
3740
3735
3730
3725
3720
3715
3710
3705
3700
3695
3690
3685
3680
3675
3670
3665
3660
3655
3650
3645
3640
3635
3630
3625
3620
3615
3610
3605
3600
3595
3590
3585
3580
3575
3570
3565
3560
3555
3550
3545
3540
3535
3530
3525
3520
3515
3510
3505
3500
3495
3490
3485
3480
3475
3470
3465
3460
3455
3450
3445
3440
3435
3430
3425
3420
3415
3410
3405
3400
3395
3390
3385
3380
3375
3370
3365
3360
3355
3350
3345
3340
3335
3330
3325
3320
3315
3310
3305
3300
3295
3290
3285
3280
3275
3270
3265
3260
3255
3250
3245
3240
3235
3230
3225
3220
3215
3210
3205
3200
3195
3190
3185
3180
3175
3170
3165
3160
3155
3150
3145
3140
3135
3130
3125
3120
3115
3110
3105
3100
3095
3090
3085
3080
3075
3070
3065
3060
3055
3050
3045
3040
3035
3030
3025
3020
3015
3010
3005
3000
2995
2990
2985
2980
2975
2970
2965
2960
2955
2950
2945
2940
2935
2930
2925
2920
2915
2910
2905
2900
2895
2890
2885
2880
2875
2870
2865
2860
2855
2850
2845
2840
2835
2830
2825
2820
2815
2810
2805
2800
2795
2790
2785
2780
2775
2770
2765
2760
2755
2750
2745
2740
2735
2730
2725
2720
2715
2710
2705
2700
2695
2690
2685
2680
2675
2670
2665
2660
2655
2650
2645
2640
2635
2630
2625
2620
2615
2610
2605
2600
2595
2590
2585
2580
2575
2570
2565
2560
2555
2550
2545
2540
2535
2530
2525
2520
2515
2510
2505
2500
2495
2490
2485
2480
2475
2470
2465
2460
2455
2450
2445
2440
2435
2430
2425
2420
2415
2410
2405
2400
2395
2390
2385
2380
2375
2370
2365
2360
2355
2350
2345
2340
2335
2330
2325
2320
2315
2310
2305
2300
2295
2290
2285
2280
2275
2270
2265
2260
2255
2250
2245
2240
2235
2230
2225
2220
2215
2210
2205
2200
2195
2190
2185
2180
2175
2170
2165
2160
2155
2150
2145
2140
2135
2130
2125
2120
2115
2110
2105
2100
2095
2090
2085
2080
2075
2070
2065
2060
2055
2050
2045
2040
2035
2030
2025
2020
2015
2010
2005
2000
1995
1990
1985
1980
1975
1970
1965
1960
1955
1950
1945
1940
1935
1930
1925
1920
1915
1910
1905
1900
1895
1890
1885
1880
1875
1870
1865
1860
1855
1850
1845
1840
1835
1830
1825
1820
1815
1810
1805
1800
1795
1790
1785
1780
1775
1770
1765
1760
1755
1750
1745
1740
1735
1730
1725
1720
1715
1710
1705
1700
1695
1690
1685
1680
1675
1670
1665
1660
1655
1650
1645
1640
1635
1630
1625
1620
1615
1610
1605
1600
1595
1590
1585
1580
1575
1570
1565
1560
1555
1550
1545
1540
1535
1530
1525
1520
1515
1510
1505
1500
1495
1490
1485
1480
1475
1470
1465
1460
1455
1450
1445
1440
1435
1430
1425
1420
1415
1410
1405
1400
1395
1390
1385
1380
1375
1370
1365
1360
1355
1350
1345
1340
1335
1330
1325
1320
1315
1310
1305
1300
1295
1290
1285
1280
1275
1270
1265
1260
1255
1250
1245
1240
1235
1230
1225
1220
1215
1210
1205
1200
1195
1190
1185
1180
1175
1170
1165
1160
1155
1150
1145
1140
1135
1130
1125
1120
1115
1110
1105
1100
1095
1090
1085
1080
1075
1070
1065
1060
1055
1050
1045
1040
1035
1030
1025
1020
1015
1010
1005
1000
995
990
985
980
975
970
965
960
955
950
945
940
935
930
925
920
915
910
905
900
895
890
885
880
875
870
865
860
855
850
845
840
835
830
825
820
815
810
805
800
795
790
785
780
775
770
765
760
755
750
745
740
735
730
725
720
715
710
705
700
695
690
685
680
675
670
665
660
655
650
645
640
635
630
625
620
615
610
605
600
595
590
585
580
575
570
565
560
555
550
545
540
535
530
525
520
515
510
505
500
495
490
485
480
475
470
465
460
455
450
445
440
435
430
425
420
415
410
405
400
395
390
385
380
375
370
365
360
355
350
345
340
335
330
325
320
315
310
305
300
295
290
285
280
275
270
265
260
255
250
245
240
235
230
225
220
215
210
205
200
195
190
185
180
175
170
165
160
155
150
145
140
135
130
125
120
115
110
105
100
95
90
85
80
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0

82 105

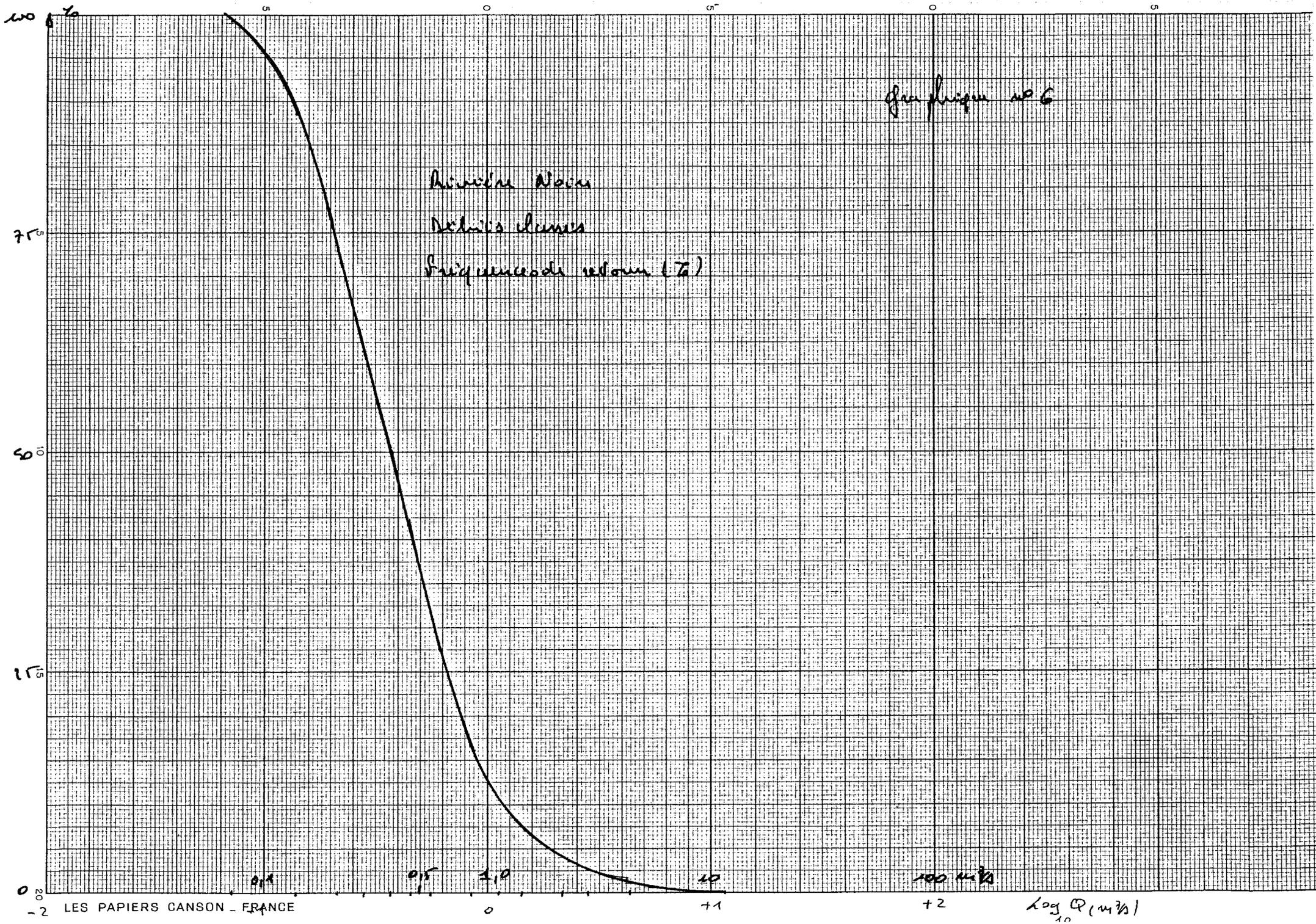
$12,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 $10,0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 $8,0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 $6,0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 $4,0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 $2,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$2,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

68

69

70



SITE DE RIVIERE NOIRE

Tableau n°1

DEBITS MOYENS MENSUELS

(m³/s)

ANS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	$\bar{Q}_{an.}$	V(10 ⁶ m ³)
68	0,932	2,075	1,633	0,513	0,282	0,323	0,461	0,358	0,492	0,200	0,252	0,327	0,650	20,500
69	0,129	0,381	0,407	0,678	0,353	0,351	0,758	0,652	0,592	0,153	0,082	0,748	0,441	13,907
70	1,693	1,202	2,659	0,973	0,509	0,587	0,526	0,572	0,362	0,146	0,108	0,117	0,826	26,041
71	0,352	2,377	0,274	0,774	0,315	0,360	0,628	0,442	0,323	0,151	0,236	0,347	0,535	16,858
72	0,367	1,870	0,746	1,647	0,454	0,563	0,420	0,725	0,210	0,268	0,281	0,865	0,689	21,767

VOLUMES CUMULES (10⁶ m³)

ANS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
68	2,50	7,52	11,9	13,2	14,0	14,8	16,0	17,0	18,3	18,8	19,5	20,3
69	20,7	21,6	22,7	24,5	25,4	26,3	28,3	30,1	31,6	32,0	32,2	34,3
70	38,8	42,9	50,0	52,5	53,9	55,4	56,8	58,4	59,3	59,7	60,0	60,3
71	61,2	67,0	67,7	69,7	70,6	71,5	73,2	74,4	75,2	75,6	76,2	77,2
72	78,1	82,7	84,7	88,9	90,1	91,6	92,7	94,7	95,2	95,8	96,6	98,9

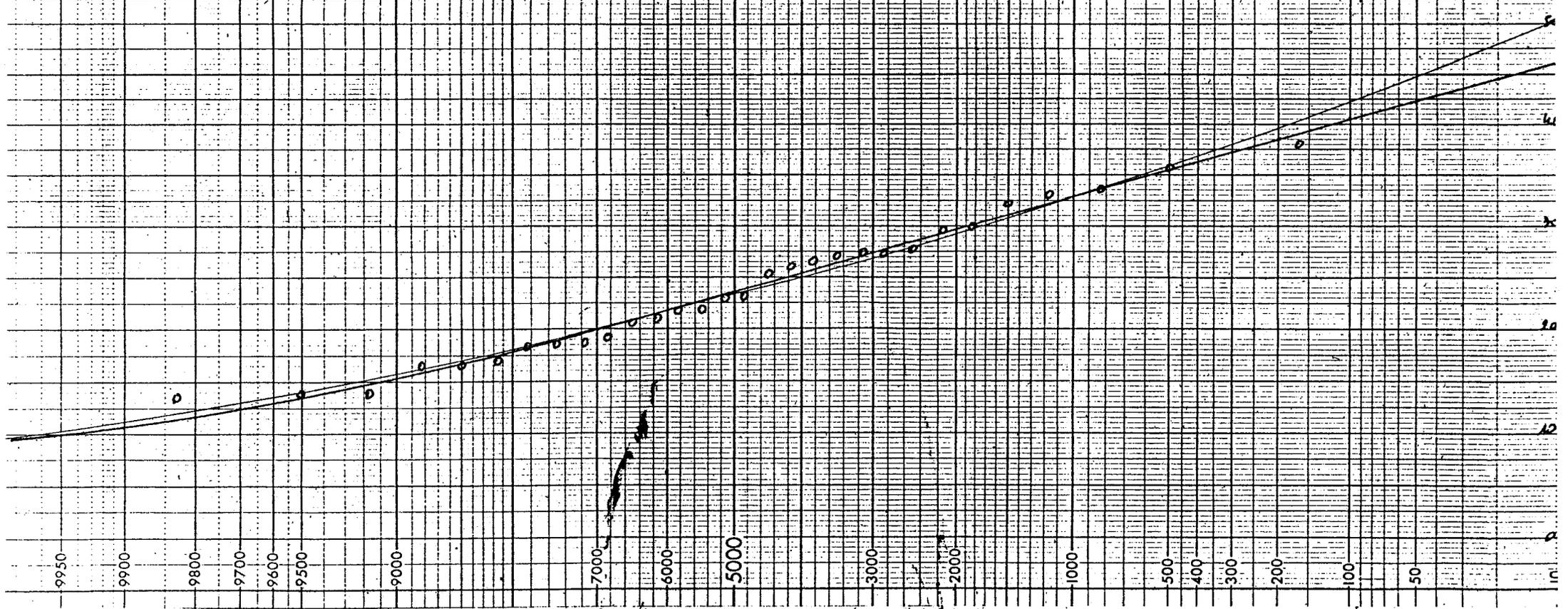
Station oil
Rivière Nord

Distribution Exponentielle Gamma-Gaussienne

gr. 203

$\sqrt{206}$
m/s

D.E.G. i.m.
P. 10



SITE DE RIVIERE NOIRE

Pluviométrie annuelle (mm)

Annexe 1.

Année	H pondérée	H écoulée	
1951	3003	(800)	Coefficients de THIESSEN: MARE LONGUE : c = 0,3547 PETRIN : c = 0,6453 Pour les deux stations : N = 30 Période 1951-80 Régression linéaire: N = 5 r = 0,977 P _o = 1295 (ETP) Hé. = 0,46824.Hp - 606 <u>Echantillon Hé. étendu :</u> $\bar{m} = 926,8 \text{ mm}$ s = 260,0 mm Cv = 0,28054 $l = 12,70611 = \frac{-2}{m^2/s^2}$ G1 = 0,29561 = Coef. d'asymétrie <u>Ajustement des deux lois (en 10⁶m3)</u> F(dép.) GIBRAT GAUSS GUMBEL
2	3574	(1067)	
3	3580	(1070)	
4	3734	(1142)	
55	3544	(1053)	
6	3189	(887)	
7	3094	(843)	
8	4044	(1287)	
9	3497	(1031)	
1960	3956	(1246)	
1	2873	(739)	
2	3587	(1073)	
3	2650	(635)	
4	4069	(1299)	
65	4249	(1383)	
6	3205	(894)	
7	3771	(1160)	
8	2938	793	
9	2567	538	
1970	3475	1008	
1	2594	652	
2	3081	840	
3	2818	(713)	
4	2410	(522)	
75	2693	(655)	
6	2825	(717)	
7	2850	(728)	
8	2525	(576)	
9	3393	(983)	
1980	4434	(1470)	
			0,001 53,98 45,99
			0,002 50,93 44,48
			0,005 46,85 42,31
			0,01 43,75 40,51
			0,02 40,59 38,53
			0,05 36,25 35,55
			0,10 32,82 32,88
			0,25 27,75 28,44
			0,50 23,05 23,59
			0,75 19,15 19,01
			0,90 16,20 15,35
			0,95 14,65 13,45
			0,98 13,10 11,66
			0,99 12,14 10,67
			0,995 11,34 9,91
			0,998 10,44 9,17
			0,999 9,84 8,76

RIVIERE NOIRE - SITE

Annexe 2

VOLUMES ECOULES CLASSES

(10⁶ m³)

Rang	F(dép.)	Année	Vé.	Echantillon des volumes écoulés:					
1	0,017	1980	37,98	$\bar{V} = 23,949 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ $s = 6,719$ $Cv = 0,28056$ $l = 12,70401$ $G1 = 0,29545$	Ajustements des lois de GIBRAT GAUSS, PEARSON III, GUMBEL, DEG :				
2	0,050	1965	35,74		F	G.G.	DEG	P III	GUM.
3	0,083	1964	33,57		0,001	54,0	46,0	50,2	57,1
4	0,117	1958	33,26		0,002	50,9	44,5		53,5
5	0,150	1960	32,20		0,005	46,9	42,3	44,8	48,7
6	0,183	1967	29,97		0,01	43,8	40,5	42,3	45,0
7	0,217	1954	29,51		0,02	40,6	38,5		41,4
8	0,250	1962	27,73		0,05	36,3	35,5	36,0	36,6
9	0,283	1953	27,65		0,10	32,8	32,9	32,8	32,7
10	0,317	1952	27,57		0,25	27,8	28,4	28,1	27,5
11	0,350	1955	27,21	0,50	23,1	23,6	23,3	22,8	
12	0,383	1959	26,64	0,75	19,2	19,0	19,1	19,2	
13	0,417	1970	26,05	0,90	16,2	15,3	15,8	16,6	
14	0,450	1979	25,40	0,95	14,7	13,5	14,1	15,2	
15	0,483	1966	23,10	0,98	13,1	11,7		13,8	
16	0,517	1956	22,92	0,99	12,2	10,7	11,1	12,9	
17	0,550	1957	21,78	0,995	11,3	9,9	10,1	12,2	
18	0,583	1972	21,71	0,998	10,4	9,2		11,3	
19	0,617	1951	20,67	0,999	9,8	8,8	8,3	10,8	
20	0,650	1968	20,49						
21	0,683	1961	19,10						
22	0,717	1977	18,81						
23	0,750	1976	18,53						
24	0,783	1973	18,42						
25	0,817	1975	16,92						
26	0,850	1971	16,85						
27	0,883	1963	16,41						
28	0,917	1978	14,88						
29	0,950	1969	13,90						
30	0,983	1974	13,49						

TAMARIND FALLS

1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le réservoir de TAMARIND FALLS reçoit les eaux de divers ruisseaux et les lachures des MARES de VACOAS et MARE LONGUE, toutes deux gérées par le CWA et le CEB.

La présente étude a pour but d'estimer le dimensionnement du réservoir de TAMARIND FALLS afin d'optimiser l'utilisation des apports du complexe des mares et des ruisseaux.

Les débits issus de MARE LONGUE et de la MARE aux VACOAS étant totalement artificiels (maîtrise totale au niveau de la gestion des retenues), nous avons considéré séparément les apports des MARES et des ruisseaux.

Nous disposons des relevés continus depuis Mars 1976 à Octobre 1982 pour toutes les stations contrôlant les apports arrivant au réservoir de TAMARIND FALLS. Soit 7 stations :

- S11 : lachures du réservoir de MARE LONGUE,
- S10 : débits de la rivière TAMARIN et lachures de la MARE aux VACOAS,
- S12 : Débits du ruisseau CRESSON,
- S13 : " " " BIGAIGNON,
- S14 : " " " COMERAGE,
- S15 : " " " DIMANCHE,
- S16 : " " " BAMBOUS qui reçoit le trop-plein du réservoir de MARE LONGUE.

Le bassin versant étudié a été limité à la zone ne comprenant pas le bassin de la MARE aux VACOAS. Les débits provenant de la mare sont pris en compte à la station S10.

2. PARAMETRES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

Nous ne précisons ici que quelques paramètres intervenant au niveau du ruissellement, le dimensionnement de la retenue étant estimé à partir de l'échantillon des débits observés.

Aire du bassin : 21,47 km² (non compris la zone M.A.V.)

Coefficients de THIESSEN :

<u>Sations</u>	<u>Coordonnées</u>	<u>Coefficients</u>
MARE LONGUE	20°22'30" S 57°27'30" E	0,5143
PETRIN	20°24'20" S 57°28'05" E	0,1577
BONNEFIN	20°21'25" S 57°29'38" E	0,0508
TAMARIN	20°21'04" S 57°27'17" E	0,2773

DEBITS DES RIVIERES TAMARIN ET MARE LONGUE

STATIONS S10 et S11

(en 10⁶ m³)

TABLEAU N°1

Année	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1970/71	1,140	0,897	0,897	1,457	2,649	3,061	2,454	1,286	1,598	1,598	1,560	1,598	20,195
1971/72	1,330	0,879	0,962	0,806	2,377	2,459	3,703	2,616	1,540	0,663	1,540	1,611	20,485
1972/73	0,671	0,970	0,906	0,543	0,942	3,235	2,451	1,953	1,400	0,951	1,267	1,731	17,029
1973/74	2,046	1,852	0,636	0,692	1,734	2,462	1,888	0,707	0,752	1,285	0,869	1,797	16,718
1974/75	2,147	0,736	0,765	0,502	0,839	0,982	0,826	2,184	2,733	4,043	1,332	1,479	19,568
1975/76	1,216	0,937	0,494	0,597	1,413	1,944	1,210	1,542	0,909	1,652	1,439	1,290	14,643
1976/77	1,406	1,361	1,532	1,129	1,818	2,496	1,851	1,301	2,435	2,083	1,079	0,314	18,804
1977/78	0,141	0,388	0,958	0,810	1,518	1,897	1,348	2,778	2,023	1,711	1,523	1,616	16,711
1978/79	0,944	0,814	0,524	3,362	1,289	2,065	1,206	1,251	1,943	1,590	1,071	1,785	17,842
1979/80	1,342	1,687	4,439	1,716	2,557	1,226	0,781	1,340	1,544	1,927	2,019	1,979	22,556
1980/81	2,278	2,622	2,123	1,961	1,675	3,668	0,986	1,933	2,050	1,940	1,747	1,924	24,909
1981/82	2,098	2,470	1,824	3,579	1,538	1,519	2,593	1,837	2,242	2,688	1,819	2,152	26,358

VOLUMES MENSUELS DES APPORTS
DES RIVIERES AUX STATIONS S12 à S16
(en 10⁶ m³)

TABLEAU N°2

Année	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1972/73	0,359	0,766	2,272	1,151	2,026	0,489	0,385	0,415	0,848	0,666	0,528	0,354	10,359
1973/74	0,259	0,246	0,246	0,584	0,627	0,424	0,354	0,424	0,575	0,826	0,445	0,298	5,308
1974/75	0,246	0,246	0,493	1,554	0,636	0,528	2,796	0,562	0,445	0,346	0,450	0,350	8,652
1975/76	0,325	0,298	0,281	1,035	0,440	0,322	0,720	1,059	0,648	0,563	0,311	0,209	6,210
1976/77	0,119	0,238	1,652	1,395	0,288	0,598	0,534	0,365	0,359	0,444	0,266	0,159	6,416
1977/78	0,107	0,216	1,103	0,344	0,782	1,418	0,472	0,283	0,391	0,393	0,250	0,125	5,882
1978/79	0,098	0,085	0,391	3,217	0,924	0,548	0,676	0,549	0,367	0,354	0,398	0,161	7,768
1979/80	0,090	0,468	5,359	1,862	2,967	1,327	0,728	0,466	0,286	0,405	0,299	0,272	14,529
1980/81	0,174	0,127	0,448	0,305	1,197	4,257	0,482	0,257	0,274	0,464	0,448	0,271	8,703
1981/82	0,183	0,580	0,460	2,388	0,882	0,580	1,521	1,360	0,913	0,949	0,679	0,712	11,209

TAMARIND FALLS

TABLEAU n°3

VOLUMES TRANSITANT PAR LA RETENUE DE TAMARIND FALLS (10⁶ m³)
ET VOLUMES CUMULES

ANNEE	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1972/73	1,030 1,03	1,745 2,78	3,278 6,05	1,694 7,75	2,968 10,7	3,724 14,6	2,836 17,3	2,368 19,6	2,248 21,9	1,617 23,5	1,795 25,3	2,085 27,4	27,39
1973/74	2,305 29,7	2,098 31,8	0,882 32,7	1,276 33,9	2,361 36,3	2,886 39,2	2,242 41,4	1,131 42,6	1,327 43,9	2,111 46,0	1,314 47,3	2,095 49,4	22,03
1974/75	2,393 51,8	0,982 52,8	1,258 54,1	2,056 56,1	1,475 57,6	1,510 59,1	3,622 62,7	2,746 65,5	3,178 68,6	4,389 73,0	1,782 74,8	1,829 76,6	27,22
1975/76	1,541 78,2	1,235 79,4	0,775 80,2	1,632 81,8	1,853 83,7	2,266 85,9	1,93 87,9	2,601 90,5	1,557 92,0	2,215 94,2	1,750 96,0	1,499 97,5	20,85
1976/77	1,525 99,0	1,599 101	3,184 104	2,524 106	2,106 108	3,094 112	2,385 114	1,666 116	2,794 118	2,527 121	1,345 122	0,473 123	25,22
1977/78	0,248 123	0,604 124	2,061 126	1,154 127	2,300 129	3,315 132	1,820 134	3,061 137	2,414 140	2,104 142	1,773 144	1,741 145	22,60
1978/79	1,042 146	0,899 147	0,915 148	6,579 155	2,213 157	2,613 160	1,882 161	1,800 163	2,310 166	1,944 168	1,469 169	1,946 171	25,61
1979/80	1,432 172	2,155 175	9,798 184	3,578 188	5,524 193	2,553 196	1,509 197	1,806 199	1,832 201	2,332 203	2,318 206	2,251 208	37,09
1980/81	2,452 210	2,749 213	2,571 216	2,266 218	2,872 221	7,925 229	1,468 230	2,190 233	2,324 235	2,404 237	2,195 239	2,195 241	33,61
1981/82	2,281 244	3,050 247	2,284 249	5,967 255	2,420 258	4,248 262	4,114 266	3,197 269	3,155 272	3,637 276	2,498 278	2,864 281	39,71

1ère ligne = volume écoulé dans le mois - 2ème ligne = Volumes cumulés depuis le 1/11/1972 -.

TAMARIND FALLS

ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE ANNUELLE

ANNEES	P	Ve	Vp
1950/51	2692		57,80
51/52	2696		57,88
52/53	3234		69,43
53/54	2716		58,31
54/55	3175		68,17
55/56	2565		55,07
56/57	2524		54,19
57/58	3552		76,26
58/59	2605		55,93
1959/60	3542		76,05
60/61	1721		36,95
61/62	3832		82,27
62/63	2288		49,12
63/64	3714		79,74
64/65	3408		73,17
65/66	2501		53,70
66/67	3376		72,48
67/68	2905		62,37
68/69	2037		43,73
69/70	3265		70,10
1970/71	2281		48,97
71/72	2468		52,99
72/73	2648	27,39	56,85
73/74	1932	22,03	41,48
74/75	2084	28,22	44,74
75/76	2297	20,85	49,32
76/77	2388	25,22	51,27
77/78	2484	22,59	53,33
78/79	2481	25,61	53,27
79/80	4277	37,09	91,83
1980/81	2566	33,61	55,09
1981/82		37,57	

P = Précipitation annuelle pondérée sur le bassin en mm.

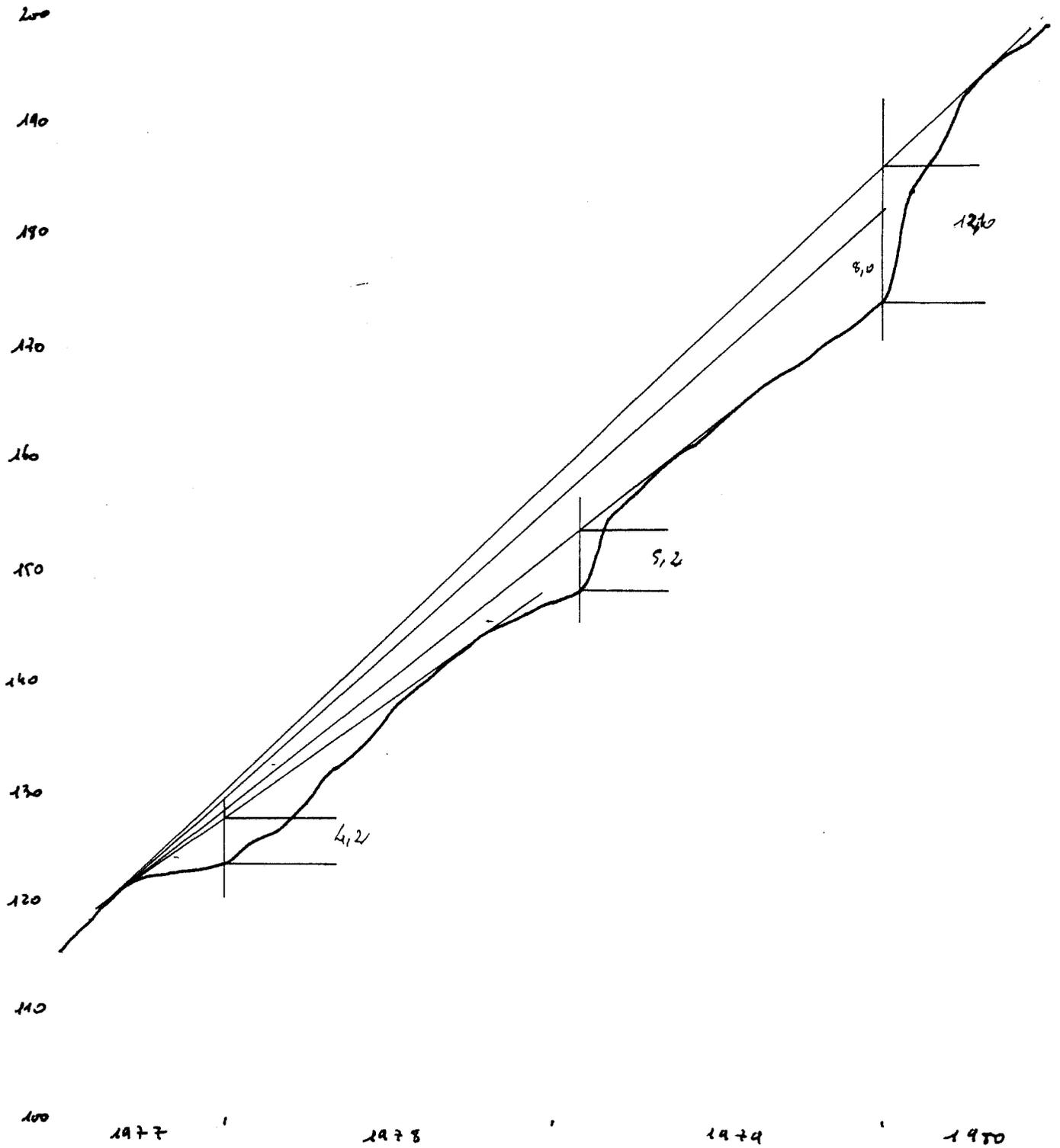
Ve = Volume écoulé en millions de m³.

Vp = Volume des précipitations en millions de m³.

Nous avons essayé de corrélérer volumes écoulés et précipités, le résultat n'est pas satisfaisant, les débits artificiels de MARE LONGUE et de la MARE aux VACOAS étant trop importants.

TAMARIND FALLS

$\Sigma V_{10}^6 m^3$
D



5. CONCLUSIONS

L'examen du tableau n°4 nous conduit à effectuer une correction d'hydraulicité pour les 9 années communes (pluie pondérée - volumes écoulés). La moyenne est relevée à :

Volume annuel moyen écoulé = $28 \cdot 10^6$ m³ pour 1972/1982
" " " " = $30 \cdot 10^6$ m³ " 1950/1982

Si le volume de la retenue (tranche utile) est porté à $\cdot 10^6$ m³ le gain de régularisation sera de 5 à 6 millions de m³, soit une augmentation du productible de : 2,2 GWH par an.

Cette amélioration de la quantité d'énergie productible sera obtenue en relevant le seuil de la digue de TAMARIND FALLS, et en équipant la chute d'une nouvelle conduite forcée. L'usine recevant de nouvelles turbines.

L'évacuation de la crue de projet ne pose pas de problème nouveau, l'amortissement dans la retenue étant amélioré par l'augmentation des volumes stockés.

5.1. VARIANTE PRETURBINAGE AMONT TAMARIND RESERVOIR

Une variante possible nous est apparue lors de la visite du site de TAMARIND FALLS. Il s'agirait de réunir les lachures de MARE LONGUE et de MARE aux VACOAS au moyen d'une canalisation ou d'un canal à ciel ouvert et après mise en charge de turbiner ces eaux sous une chute qui avoisinerait 70 m au niveau de restitution de l'embouchure du ruisseau des Aigrettes.

Quelques inconvénients seront à résoudre :

- Les niveaux de restitution des mares sont différents (une dizaine de mètres) et il faudra faire un levé plus précis que celui de la carte au 1/25.000 ème afin de tracer l'emplacement du canal ou de la canalisation. De même l'emplacement de la restitution à la sortie de l'usine devra être levé avec précision si l'on décide de relever la digue du réservoir de TAMARIND FALLS.

- Le coût de l'expropriation des Propriétaires des champs de cannes risque d'être relativement onéreux.

- Les différents ruisseaux qui doivent être traversés sont très encaissés et nécessiteront des ouvrages importants si l'on choisit d'amener les lachures par deux canaux. En outre le terrain est particulièrement vallonné.

Dans un premier temps, la solution la plus intéressante semble bien être l'amélioration de la régularisation des crues au niveau de la retenue de TAMARIND FALLS et la réfection simultanée des centrales de MAGENTA et de TAMARIND FALLS.