Classement E
Etagère N° 2
04503

R3

MISSION D'AMENAGEMENT du SENEGAL

MISSION d'AMÉNAGEMENT
du SENEGAL (M.A.S.)
SUBDIVISION DES ÉTUDES
HYDRAULIQUES N° 1

AMENAGEMENT de la SUBMERSION des COLLADES du TORO MAURITANIEN

COLLADES du KRAOLATT et de DAR-el-BARKA

NOTE de CALCULS

S E B A
31, Rue des Jeûneurs
PARIS 2e

Boîte Postale n°1291
D A K A R - (Sénégal)

04503

K 1287 - COLLENGAL - N° de C -

TABLE des MATIERES

1. DESCRIPTION DE L'AMENAGEMENT PROPOSE

2. DETERMINATION DES COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES DU CANAL.

2.2 METHODE
2.3 CALCUL NUMERIQUE
2.31 Coefficients
2.32 Calcul des exposants
2.33 Résultats

3. DETERMINATION DE LA COURBE DE VIDANGE DU COLLENGAL

3.2 SIMPLIFICATION DE L'EQUATION DES DEBITS
3.21 Facteur de Q^2
3.22 Expression monome de $y_o^{4,5} - y_s^{4,5}$

3.3 DETERMINATION PAR POINTS DE LA COURBE DE VIDANGE
3.31 Courbe de décrue
3.32 Influence des données topographiques
3.33 Méthode de construction graphique de la courbe de vidange du Collengal.

3.4 VITESSE DU COURANT DANS LE CANAL

3.5 CONCLUSIONS.

—oOo—

K. 1287 - COLLENGAL - N de C -

1 . DESCRIPTION DE L'AMENAGEMENT PROPOSE.

Le programme à satisfaire consiste en l'inondation automatique jusqu'à la cote (5,50) par le seul jeu de la crue moyenne, et en la vidange suffisamment rapide jusqu'à la cote (4,00) lors de la décrue - Cette cote (4,00) représente le plafond utile du COLLENGAL, car, dans le cas d'espèce, la surface des terres qui lui sont inférieures représente au plus 7 % de celle des terres qui sont situées au-dessous de la cote (5,50).

La notion de "crue moyenne" demande à être précisée - Les écarts entre les niveaux maxima atteints par l'eau dans le Sénégal d'une année à l'autre sont très grands; les crues les plus hautes inondent toute la vallée, et les plus basses atteignent à peine le niveau du fond du COLLENGAL - Il convenait d'envisager un aménagement qui tire le meilleur parti des crues les plus fréquentes.

La hauteur de l'eau dans le fleuve est connue à l'escale de BOGHE (75 km à l'amont du chantier) et à l'escale de PODOR (30 km à l'aval du chantier). Pour chacune de ces deux escales, la moyenne des maxima sur 45 années s'établit à 5,19 m à PODOR et à 7,69 m à BOGHE.

Pour chacune des deux escales également, la courbe de décrue présente une partie sensiblement rectiligne entre le 15 Octobre et le 15 Décembre et qui correspond justement à la tranche de hauteurs intéressant la vidange du COLLENGAL. On a donc tracé les droites de meilleure estimation de la hauteur moyenne en fonction du temps à PODOR et BOGHE, et pris pour hauteur moyenne au chantier celle que donnerait une ligne d'eau rectiligne entre PODOR et BOGHE; ce faisant, on néglige :

- l'effet de l'évaporation entre les deux escales
- l'effet des bassins d'expansion constitués par la basse vallée.
- l'effet du décalage du temps entre les 2 escales (1 à 2 jours).

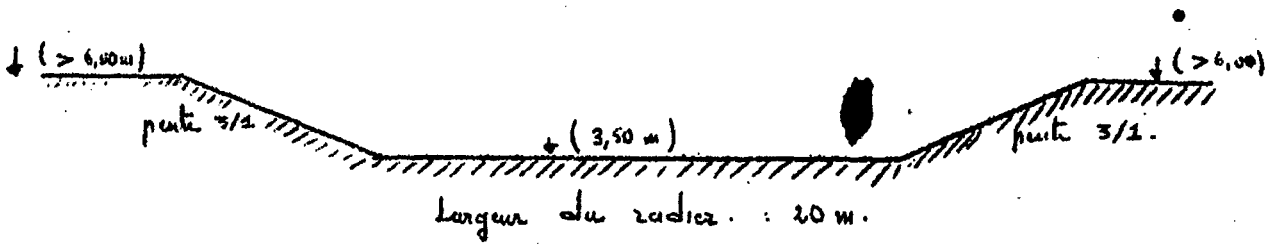
Ces approximations semblent très légitimes eu égard à la précision des autres données et au fait qu'il s'agit d'une courbe de décrue <u>type</u> donc fictive - Les calculs conduisant à la courbe - qui est, comme on l'a vu, assimilée à un segment de droite - ont été faits graphiquement (voir pages 4, 5, 6).

Il est à remarquer en outre que, lorsque le barrage de DAJANA sera en service, seule la vidange du Collengal présentera quelqu'une importance; encore faut-il considérer que c'est plus exactement la durée de cette vidange jusqu'à la cote (4,00) comptée à partir d'un jour (j) qui est intéressante, car la présence du barrage ne pourra jamais avancer la date de la décrue du fleuve. Et, en l'absence de barrage de régularisation comme il en est aujourd'hui, la date à laquelle commence la décrue est très variable d'une année à l'autre.

Les hypothèses faites sur le comportement hydraulique du Collengal sont extrêmement simples. Il a été admis que le sol du fond était parfaitement imperméable, ce qui n'est pas très éloigné de la vérité; l'évaporation a été introduite au nombre des phénomènes pris en compte à raison d'une perte de 15 cm d'eau en 24 heures sur toute la surface inondée pendant la dite période de 24 heures; enfin, l'influence des fuites accidentelles dues aux seuils naturels existant sur le contour de la zone inondable a été négligée; elle ne pourrait être appréciée que par l'intermédiaire d'une étude hydraulique de toute la vallée, ce qui nécessiterait avant toute chose le lever de fonds de plans topographiques à plus grande échelle et beaucoup plus complets que les cartes et photographies au 1/50.000e qui sont les seuls supports de la présente étude. Dans le cas où l'on observerait des écoulements parasites défavorables à la vidange - ce qui semble peu probable - la mise en oeuvre de diguettes de faible hauteur (0,50 m à 1 m maximum) exécutées aux engins lourds devrait résoudre le problème.

Le canal d'amenée et de vidange du Collengal présentera les caractéristiques courantes ci-dessous :

- largeur au plafond : 20 m
- pente transversale des berges : 1/3 sur l'horizontale
- pente longitudinale du fond : nulle
- altitude constante du fond : 3,50
- altitude minima des crêtes de berges : 6,00
- longueur totale mesurée sur la carte : 1.100 m (1)



K 1287 - COLLENGAL - N. de C...

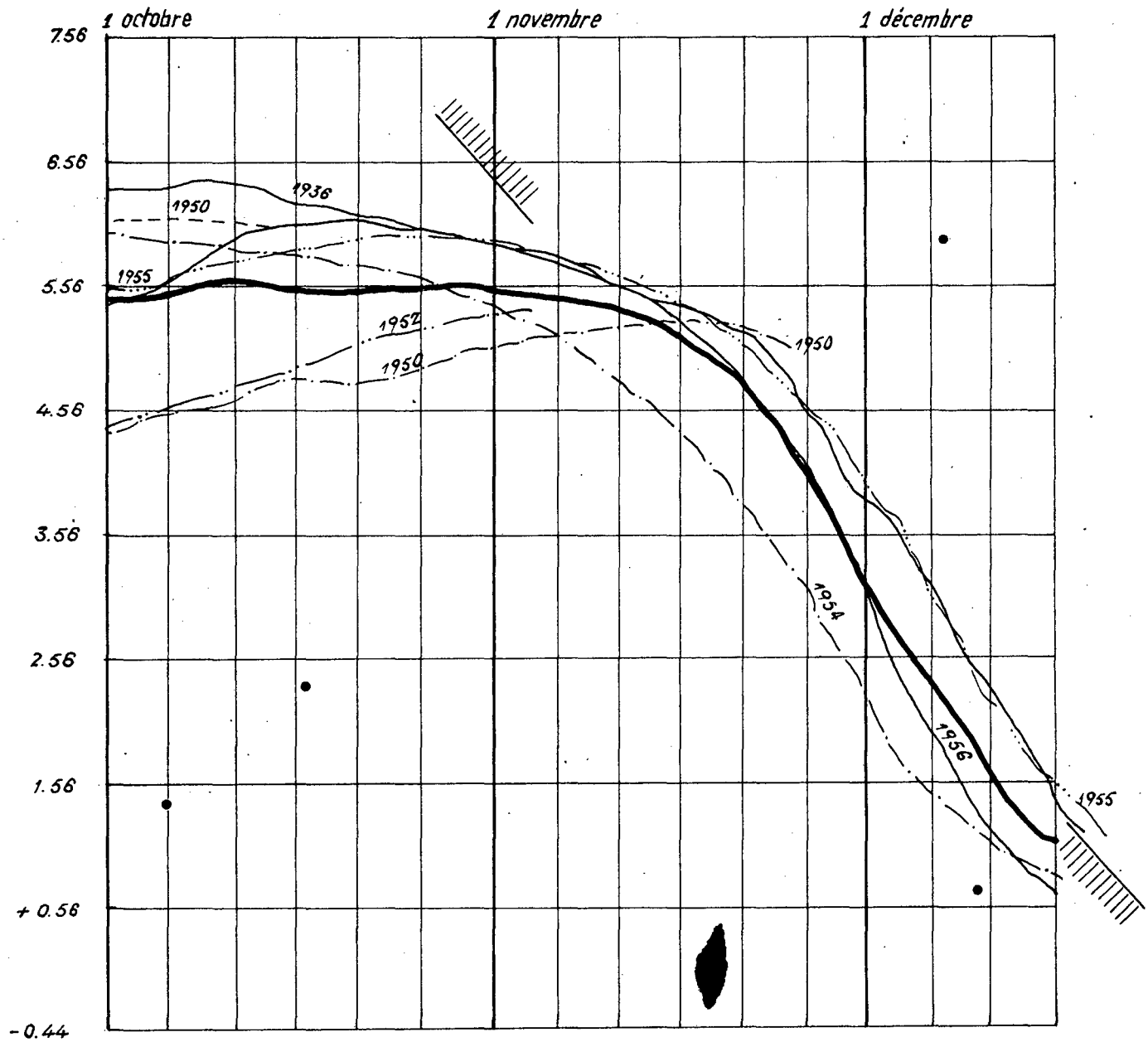
Il pourra être creusé en saison sèche au moyen d'engins lourds de terrassements: les déblais pourront être régalés en cordon très plat sur la rive; la pente des berges (1/3) doit être considérée comme un maximum pour un ouvrage exceptionnellement rustique, où des éboulements pourraient intervenir, et qui ne doit nécessiter qu'une surveillance et un entretien négligeables.

---

(1) - Le tracé figuré sur la carte au 1/50.000 correspond à la longueur optimum du canal soit 1.100 mètres. Le canal ainsi situé débouche dans une dépression qui rejoint le bassin à inonder, la ligne de thalwey de cette depression est constamment au-dessous de la cote (4,00 m) et sa largeur utile, de plus de 200 m.

Relevé des Courbes de Décrues à PODOR

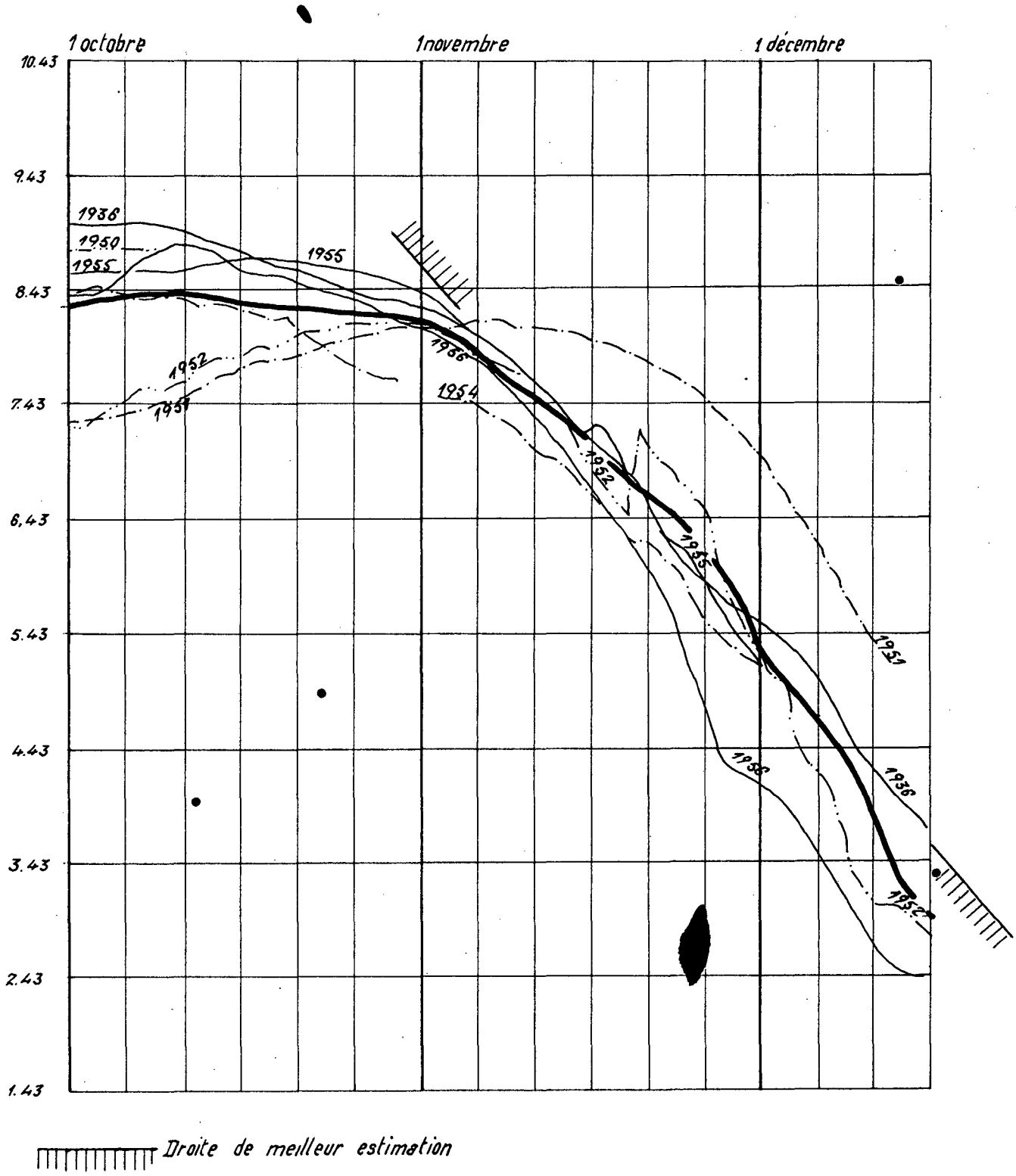
entre le 1er Octobre et le 15 Décembre



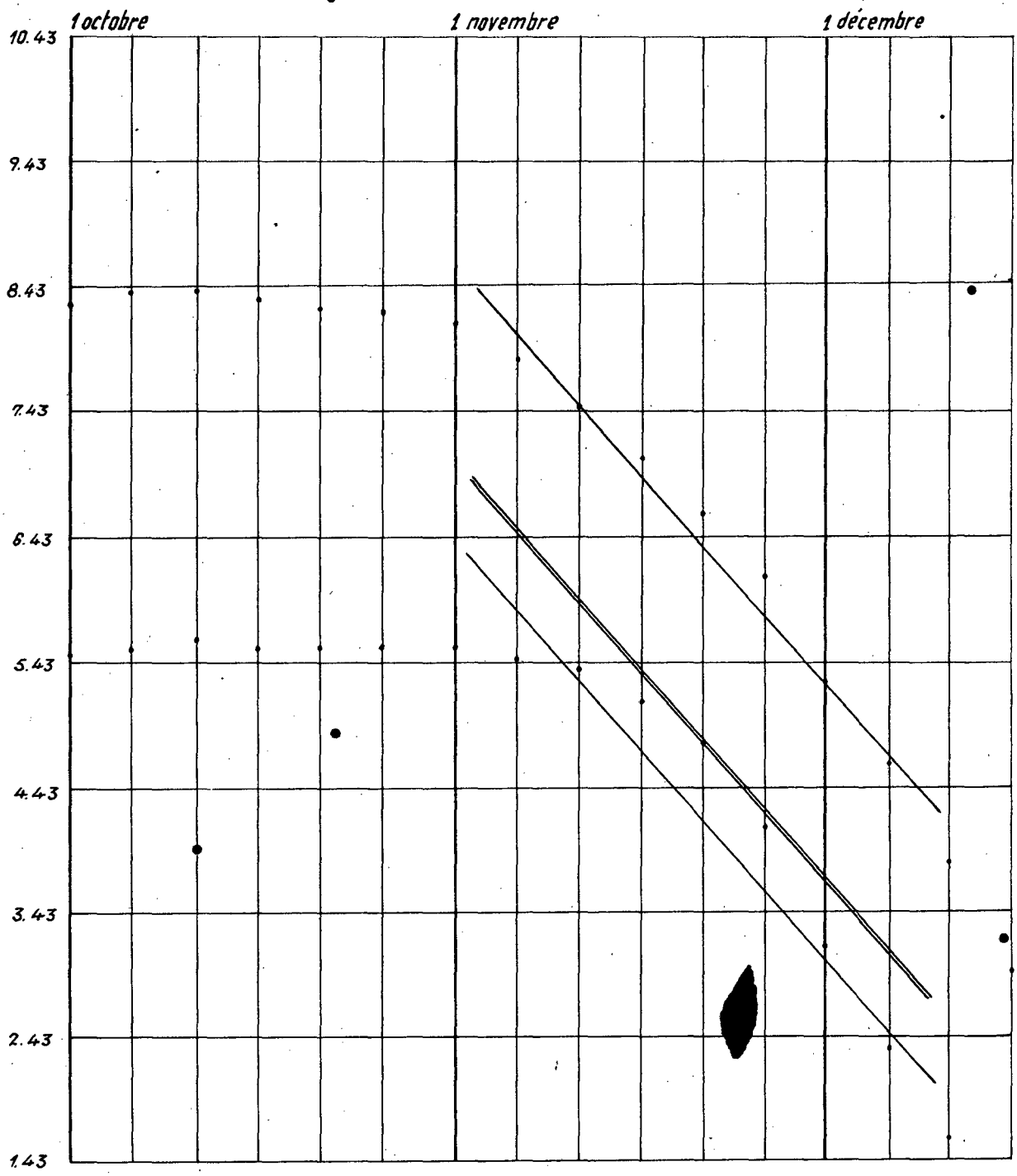
Droite de meilleur estimation

Relevé des Courbes de Décrues à BOGHE

entre le 1er Octobre et le 15 Décembre



DROITES DE MEILLEURE ESTIMATION



Droite de meilleur estimation à l'entrée du canal.

2 . DETERMINATION DES COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES DU CANAL

2.1 PRELIMINAIRES -

Dans le calcul des valeurs numériques des coefficients de l'équation en Q^2, y_o, y_s interviennent les valeurs de :

k : débitance

n : exposant de y dans l'approximation de BAKHMETEFF

K) (coefficient et exposant dans l'approximation $\frac{1}{S} = K\, y^m$
m)

qui ne dépendent que de la géométrie du canal.

2.2 METHODE -

Ces coefficients peuvent s'obtenir graphiquement en traçant sur papier logarithmique les variations, en fonction de y, de C^2 S^2 R et de 1/S. Les courbes représentatives dans l'intervalle qui nous intéresse (0^+, 2 mètres) sont assimilables à des droites de pentes m et n.

Il est cependant plus précis de calculer pour chaque valeur de y les valeurs de m, n, k, K dans des équations du type:

K 1287 - COLLENGAL - N de C -

(1) $- \log. S(y) = \log. K + m \log. y$

et

(2) $2 \log. C + 2 \log. S + \log. R = \log. R + n \log. y$

$\log. x$ étant le logarithme de base 10 de x.

Si l'on se souvient de la formule de MANNING :

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

Soit : $2 \log. C = - 2 \log. n + 1/3 \log. R.$

L'équation (2) s'écrit :

$$- 2 \log. n + 2 \log. S + \frac{4}{3} \log. R = \log. K + n \log. y.$$

2.3 CALCUL NUMERIQUE -

Le coefficient de MANNING sera pris égal à $n = 0,02$ valable pour un canal dont les parois et le fond sont en terre lissée (argile).

2.31 COEFFICIENTS

On les obtient en écrivant :

$K = C^2 S^2 R$ pour $y = 1$

$k = \frac{1}{S}$ pour $y = 1$

Soit : pour $y = 1$

il vient :

$S = 23 \text{ m}^2$ $\frac{1}{n^2} = (5$ [illegible] $= 2500$

K 1287 - COLLENGAL - N de C -

2.31 .../

. Périmètre mouillé : $p = 26,30$ m

Soit rayon hydraulique : $R = 0,875$ m

D'où ..... $R^{4/3} = 0,835$ m

Par suite $k = C^2 S^2 R = \frac{1}{n^2} \times S^2 R^{4/3} \neq 1,1 \; 10^6$ en M K S

De même :

$$K = \frac{1}{23} \neq 4,35 \; 10^{-2} \text{ en M K S}$$

2.32 CALCUL DES EXPOSANTS

Reprenons les équations (1) et (2) pour 2 valeurs successives de y, y_1 et y_2, il vient :

. $\log. S(y_1) = \log. K + m \log. y_1$

. $\log. S(y_2) = \log. K + m \log. y_2$

Soit par différence :

. $D \log. S = m \, D \log. y$

avec $D \log. = \log. 1 - \log. 2$

De même :

. $2 \log. n + \log. S^2(y_1) \, R^{4/3}(y_1) = \log. k + n \log. y_1$

. $2 \log. n + \log. S^2(y_2) \, R^{4/3}(y_2) = \log. k + n \log. y_2$

Soit :

$$D \log. S^2 R^{4/3} = n \; D \log. y$$

Par suite, pour les différentes valeurs de y :

y = 0,1 0,2 ...2 m on calcule les valeurs de D log.y, D log. S, D log. $S^2 R^{4/3}$, on a ainsi les m et n. $m = \frac{D \log.S}{D \log.y}$ $n = \frac{D \log.S^2 R^{4/3}}{D \log.y}$

K 1287 - COLLENGAL - N.de C -

y	S	p	R	D log y	D log R	D log S	D log $S^2 R^{4/3}$	- m	n
0,1	2,03	20,63	0,098	0,301	0,297	0,307	1,010	1,02	3,36
0,2	4,12	21,26	0,194	0,174	0,168	0,183	0,590	1,05	3,38
0,3	6,17	21,89	0,286	0,124	0,119	0,131	0,421	1,06	3,39
0,4	8,48	22,52	0,376	0,097	0,092	0,103	0,324	1,06	3,40
0,5	10,75	23,15	0,465	0,080	0,072	0,084	0,271	1,07	3,41
0,6	13,08	23,78	0,550	0,067	0,063	0,072	0,228	1,09	3,44
0,7	14,47	24,41	0,636	0,057	0,052	0,064	0,198	1,12	3,47
0,8	17,92	25,04	0,716	0,049	0,046	0,056	0,170	1,14	3,48
0,9	20,43	25,67	0,795	0,045	0,042	0,050	0,156	1,14	3,48
1,0	23,00	26,30	0,875	0,041	0,038	0,046	0,143	1,17	3,50
1,1	25,63	26,93	0,954	0,037	0,034	0,043	0,129	1,17	3,50
1,2	28,30	27,56	1,03	0,034	0,032	0,040	0,119	1,18	3,49
1,3	31,10	28,19	1,11	0,032	0,028	0,038	0,112	1,18	3,50
1,4	33,90	28,82	1,176	0,030	0,024	0,035	0,106	1,18	3,52
1,5	36,70	29,45	1,245	0,028	0,022	0,032	0,099	1,18	3,53
1,6	39,60	30,08	1,313	0,026	0,021	0,031	0,091	1,14	3,52
1,7	42,60	30,71	1,388	0,0245	0,020	0,0295	0,086	1,20	3,52
1,8	45,70	31,34	1,456	0,023	0,019	0,028	0,081	1,22	3,52
1,9	48,80	31,97	1,525	0,022	0,018	0,027	0,078	1,23	3,54
2,00	52,00	32,60	1,592						

K. 1287 - COLLENGAL - N de C -

2.33 RESULTATS -

Il apparaît que n varie de 3,30 à 3,60

" m " -1,10 à -1,20

On prendra les valeurs les plus probables:

$m = -1,15$ $n = 3,50$

valeurs acceptables, compte tenu des approximations faites sur l'évaluation des données topographiques.

Par suite on peut écrire :

$$C^2 S^2 R = 1,1 \times 10^6 \times y^{3,50} \quad ; \quad \frac{1}{S} = 4,35 \cdot 10^{-2} \cdot y^{-1,15}$$

o o

o

K 1287 - COLLENGAL - N de C

3 . DETERMINATION de la COURBE de VIDANGE du COLLENGAL

3.1 EQUATION DES DEBITS -

A partir des données numériques précédemment définies, on calcule les coefficients de l'équation :

$$\frac{1}{n+1}\left(y_o^{\,n+1} - y_s^{\,n+1}\right) + \frac{m}{g} K^2 \frac{1}{2m+n}\left(y_o^{\,2m+n} - y_s^{\,2m+n}\right) Q^2 - \frac{L}{k} Q^2 = 0$$

Soit avec :

$n = 3,50$

$m = -1,15$

$k = 1,1 \quad 10^6$

$K = 4,35 \quad 10^{-2}$

$L = 1,1 \quad 10^3$

$g \simeq 10$ en M K S. -

$$222.\left(y_o^{\,4,5} - y_s^{\,4,5}\right) - 0,181\left(y_o^{\,1,20} - y_s^{\,1,20}\right) Q^2 - Q^2 = 0$$

Soit :

$$Q^2\left[1 + 0,181\left(y_o^{\,1,20} - y_s^{\,1,20}\right)\right] = 222.\left(y_o^{\,4,5} - y_s^{\,4,5}\right)$$

3.2 SIMPLIFICATION DE L'EQUATION DES DEBITS -

3.21 <u>FACTEUR DE Q^2</u> - Dans le cas de la vidange bien plus que dans celui du remplissage on observe que les niveaux amont et aval dans le canal

K 1287 - COLLENGAL - N de C -

3.2 .../

à un instant donné sont toujours très voisins. En particulier, la différence $y_o - y_s$ est toujours $\leq 0,15$ m. D'autre part, l'existence d'un rapport entre y_o et y_c, niveau critique, renforce cette hypothèse puisque au minimum $y_s = y_c$ lequel est lié à y_o par un rapport voisin de 2/3.

Examinons alors la valeur numérique de Q^2

$$\left[1 + 0,181\ (y_o^{1,20} - y_s^{1,20})\right]$$

Considérons comme différence maximum : $y_o^{1,20} - y_s^{1,20}$ celle qui a lieu pour :

$y_o = 1,95$ m $\qquad y_o^{1,20} = 2,23$

$y_s = 1,80$ m $\qquad y_o^{1,20} = 2,03$

Soit : $1 + 0,181\ (y_o^{1,20} - y_s^{1,20}) = 1 + 0,181 \times 0,20 = 1,036$

Par suite, si on néglige le facteur $\left[1 + 0,181\ (y_o^{1,20} - y_s^{1,20})\right]$ on commet sur Q^2 une erreur de l'ordre de 3,6 % donc sur Q une erreur toujours inférieure à 2 %. Ce qui, compte tenu de la précision des données topographiques, est parfaitement admissible.

3.22 <u>EXPRESSION MONOME DE</u> $y_o^{4,5} - y_s^{4,5}$ -

Pour le calcul numérique de cette différence, toujours en tenant compte du fait que $y_o - y_s$ est petit, on peut écrire :

$$y_o^{4,5} - y_s^{4,5} = 4,5\ y^{3,5}_m\ ([redacted] - y_s)$$

K 1287 - COLLENGAL - N'de C -

3.22.../

Par suite: l'équation des débits s'écrit :

$$Q^2 \neq 222 \times 4{,}5 \times y_m^{3{,}5} \times D_y$$

$$\left(y_m = \frac{y_o + y_s}{2} \right)$$

$$\left(D_y = y_o - y_s \right)$$

Soit :

$$Q = 31{,}7 \; y_m^{1{,}75} \sqrt{D_y}$$

K 1287 - COLLENGAL - N.de C -

3.3 DETERMINATION PAR POINTS DE LA COURBE DE VIDANGE -

3.31 COURBE DE DECRUE -

Dans le cadre de cette étude, la partie de courbe de décrue à prendre en compte est la branche comprise entre les points de cotes 5,50 m et 4,00 m.

Cette courbe étant une moyenne entre les courbes relevées sur 45 années, elle peut être assimilée à une droite dont la pente correspond à une baisse de niveau du fleuve de 10 cm par jour.

Comme on peut le voir sur les relevés de courbes de décrues qui ont servi à l'établissement de cette moyenne, la valeur de 10 cm par jour apparaît comme une approximation très voisine de la réalité, excepté le cas des crues très faibles (1).

---

(1) Le principe de la détermination d'une pente de la droite de décrue est le suivant :

- On relève pour les mêmes dates (entre le 15 Octobre et le 15 Décembre) les cotes atteintes par le fleuve à BOGHE et à PODOR.
- Pour chacune de ces escales on a un "nuage" de répartition des points relevés. On trace la"droite meilleure estimation" sur chacun des graphiques.
- On constate que ces deux droites présentent la même pente. Il est donc naturel d'adopter pour la "droite" moyenne de décrue à l'entrée du canal une pente égale soit une baisse de niveau très voisine de 10 cm par jour.

K 1287 - COLLENGAL - N de C

3.32 INFLUENCE DES DONNEES TOPOGRAPHIQUES -

D'après les hypothèses concernant la topographie des bassin, il ressort que :

Pour une baisse de niveau de :

5,50 m	5,00 m	le volume évacué est de	12.260 10^3 m³
		Soit pour 1 cm	245.200 m³
5,00 m	4,50 m	le volume évacué est de	7.305 10^3 m³
		soit pour 1 cm	146.100 m³
4,50 m	4,00 m	le volume évacué est de	3.142 10^3 m³
		soit pour 1 cm	61.840 m³

On peut donc représenter par une courbe en escalier, en fonction du niveau dans le Collengal, le nombre de m³ devant être écoulés, correspondant à une baisse de 1 cm du niveau du Collengal.

Cette courbe en escalier peut être améliorée en remplaçant chaque segment d'horizontale par un segment oblique de façon à ce que l'ensemble soit continu (cf. courbe (3).

3.33 METHODE DE CONSTRUCTION GRAPHIQUE DE LA COURBE DE VIDANGE DU COLLENGAL -

On l'établit à partir de la relation numérique :

$$Q = 31,7 \; y_m^{1,75} \; D_y$$

Dans laquelle :

y_m est le niveau moyen $\frac{y_o - y_s}{2}$ et D_y la différence $y_o - y_s$.

Cette relation est valable instantanément. Pour raisonner sur

K 1287 - COLLENGAL - N de C -

3.33.../

un intervalle de temps fini (intervalle que l'on prendra égal à 1 jour soit 86.400 secondes) on est conduit à prendre pour y_m la valeur moyenne de $\frac{y_o + y_s}{2}$ entre le début et la fin de l'intervalle de temps. Il en est de même pour D_y.

On procèdera donc comme suit :

On trace sur un graphique les lignes d'eau successives $A_i B_i$, jour par jour dans le canal; les ordonnées étant rapportées à la cote du radier.

Pour l'intervalle de 1 jour que l'on considère, on connait la ligne d'eau initiale $A_n B_n$ ainsi que le point aval de la ligne d'eau finale B_{n+1}.

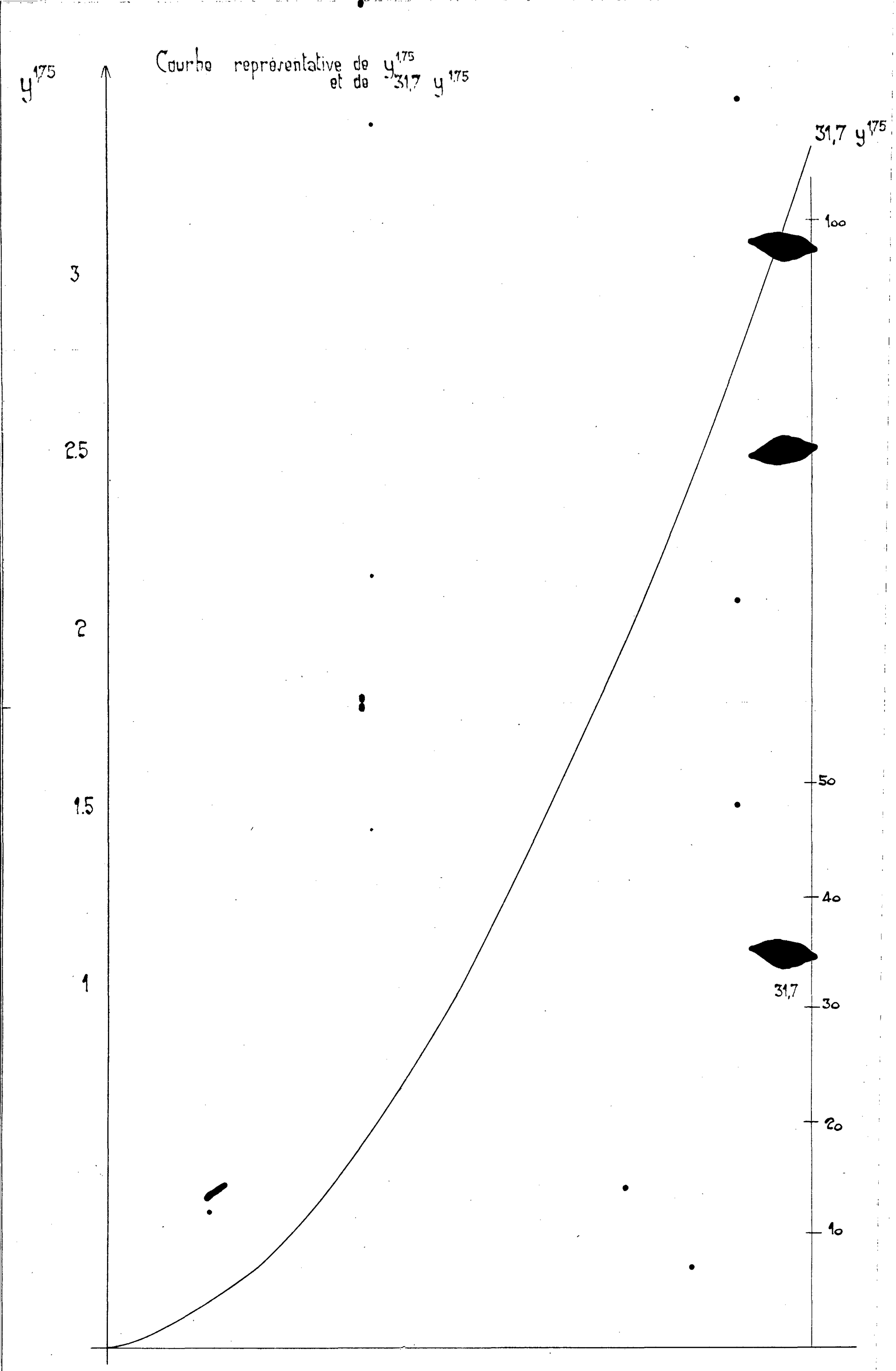
On partira d'une valeur, a priori de D_y en fin de journée, ce qui permet de placer le point A_{n+1}.

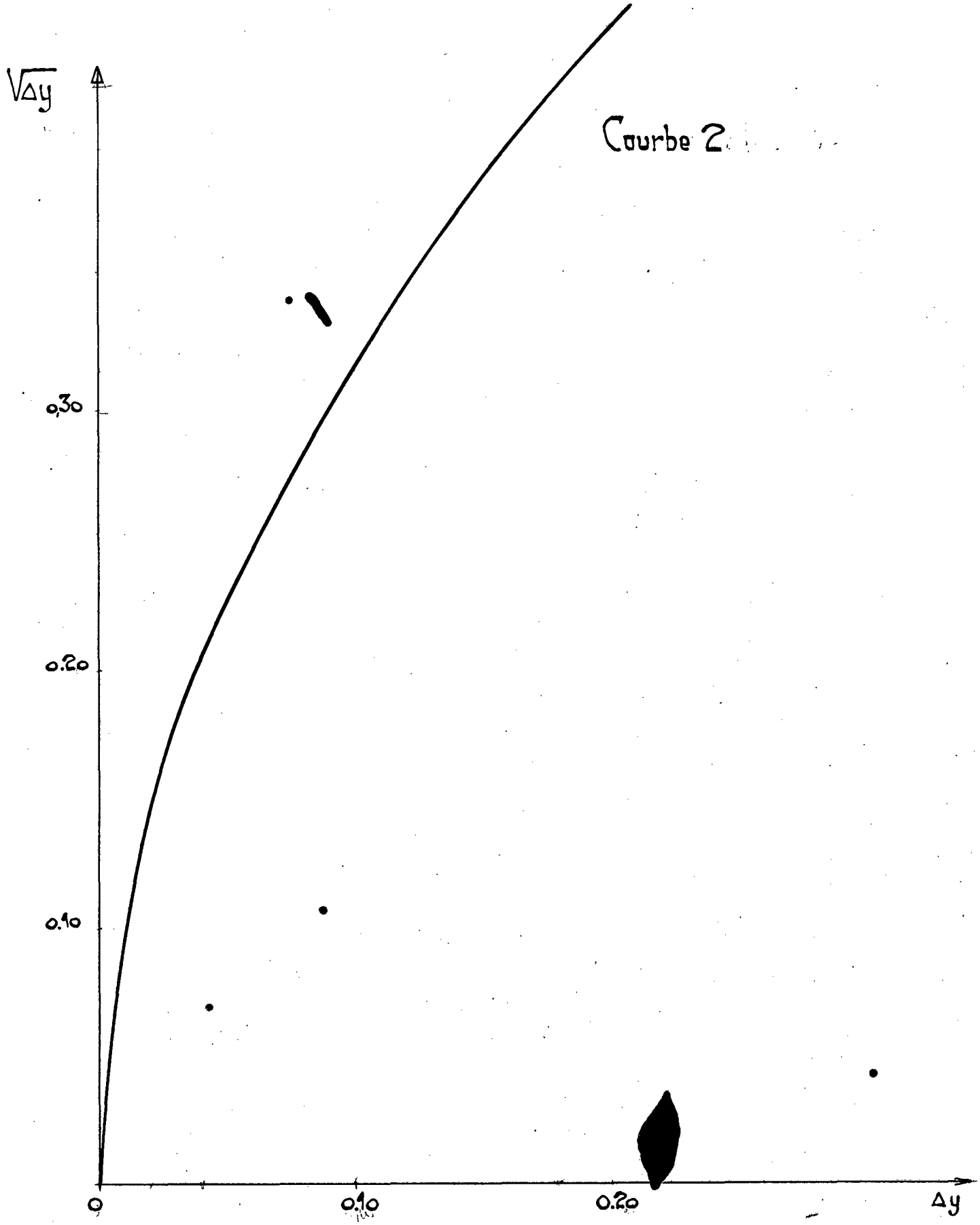
On prendra :

- pour y_m l'ordonnée de l'intersection des droites A_n, B_{n+1} et A_{n+1}, B_n.
- pour D_y la moyenne $\frac{1}{2}$ $(A_n - B_n) + A_{n+1} - B_{n+1})$.

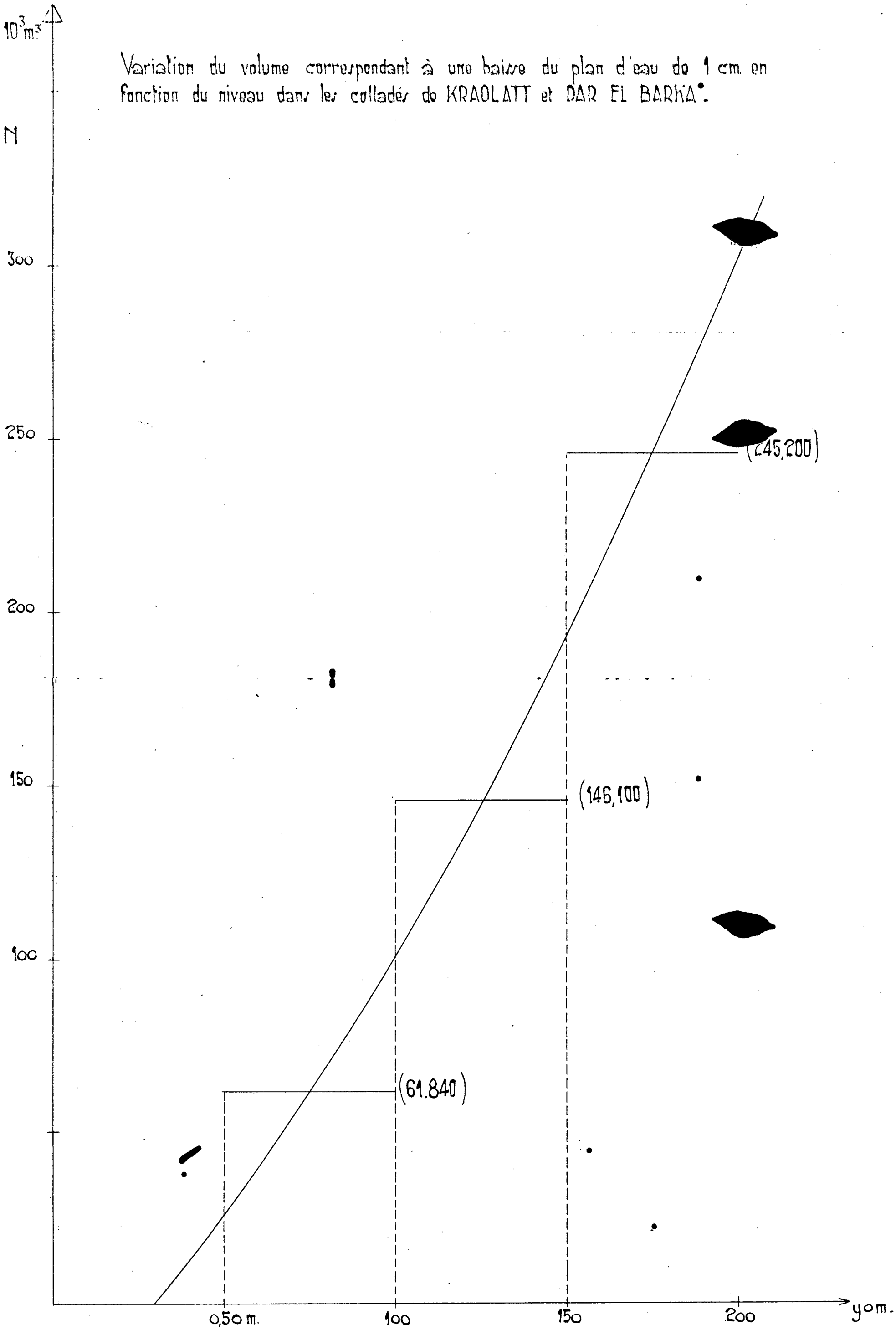
On détermine à l'aide des courbes (1) représentant la fonction $f(y) = y^{3,5}$ et (2) représentant s_y la valeur de Q donc celle du volume débité dans la journée et par suite à l'aide de la courbe (3) qui détermine pour un niveau moyen $y_{cm} = \frac{1}{2}(y_{on} + y_{on+1})$ la correspondance entre le volume écoulé et la variation $y_{on} - y_{on+1}$, la valeur de $A_n - A_{n+1}$. Il faut que la valeur calculée augmentée de la quantité qui correspond aux pertes par évaporation (= 1 à 2 cm) corresponde à la valeur admise a priori. Ce n'est en général pas le cas mais on y arrive par approximations successives sur la position de A_{n+1}.

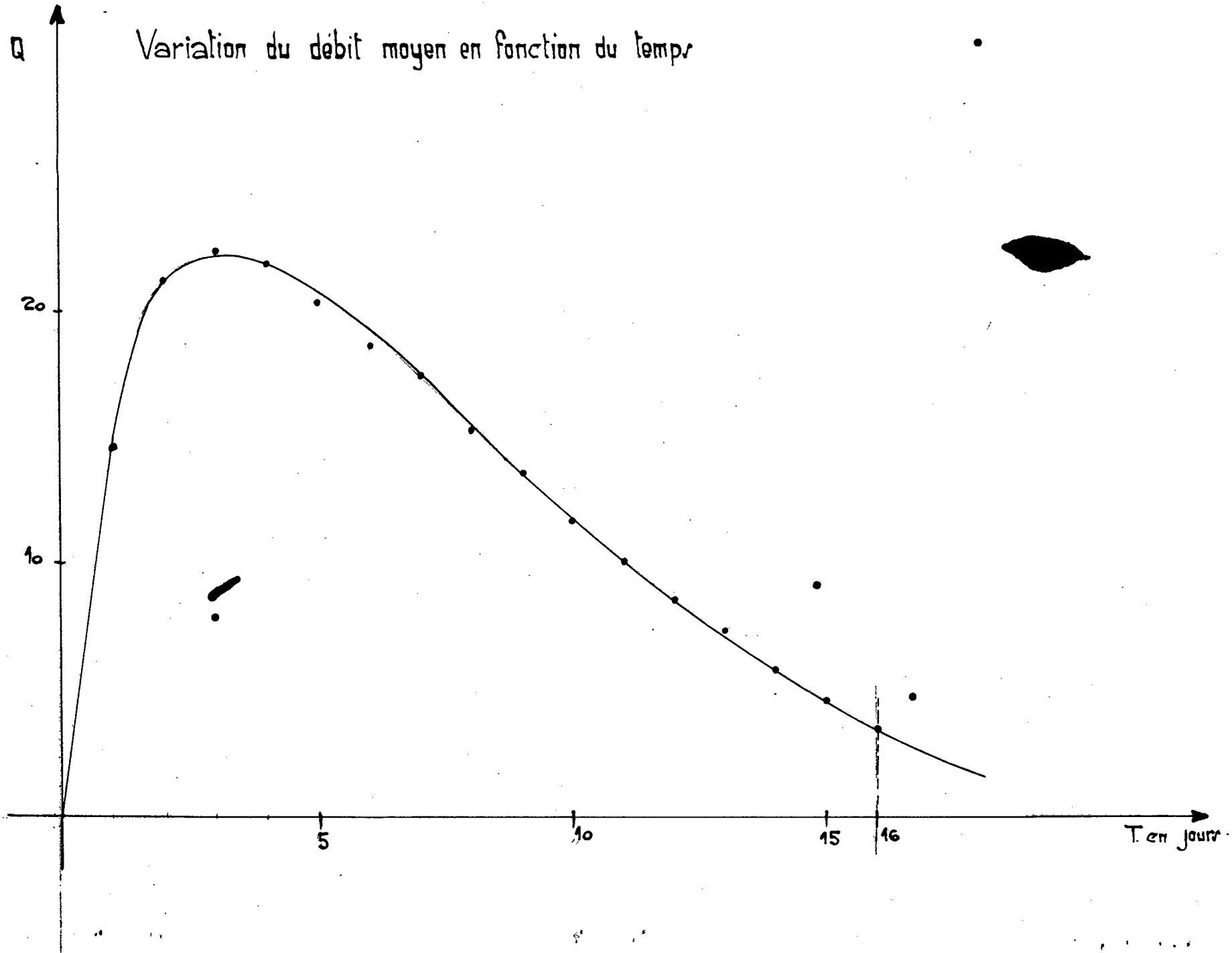
K 1287 - COLLENGAL - N de C -


Courbe représentative de $y^{1,75}$
et de $31,7\ y^{1,75}$
$y^{1,75}$
3
2.5
2
1.5
1
31,7 $y^{1,75}$
100
50
40
31,7
30
20
10


Courbe 2
$\sqrt{\Delta y}$
0,30
0.20
0.10
0
0.10
0.20
Δy

Variation du volume correspondant à une baisse du plan d'eau de 1 cm. en fonction du niveau dans les colladés de KRAOLATT et DAR EL BARKA.



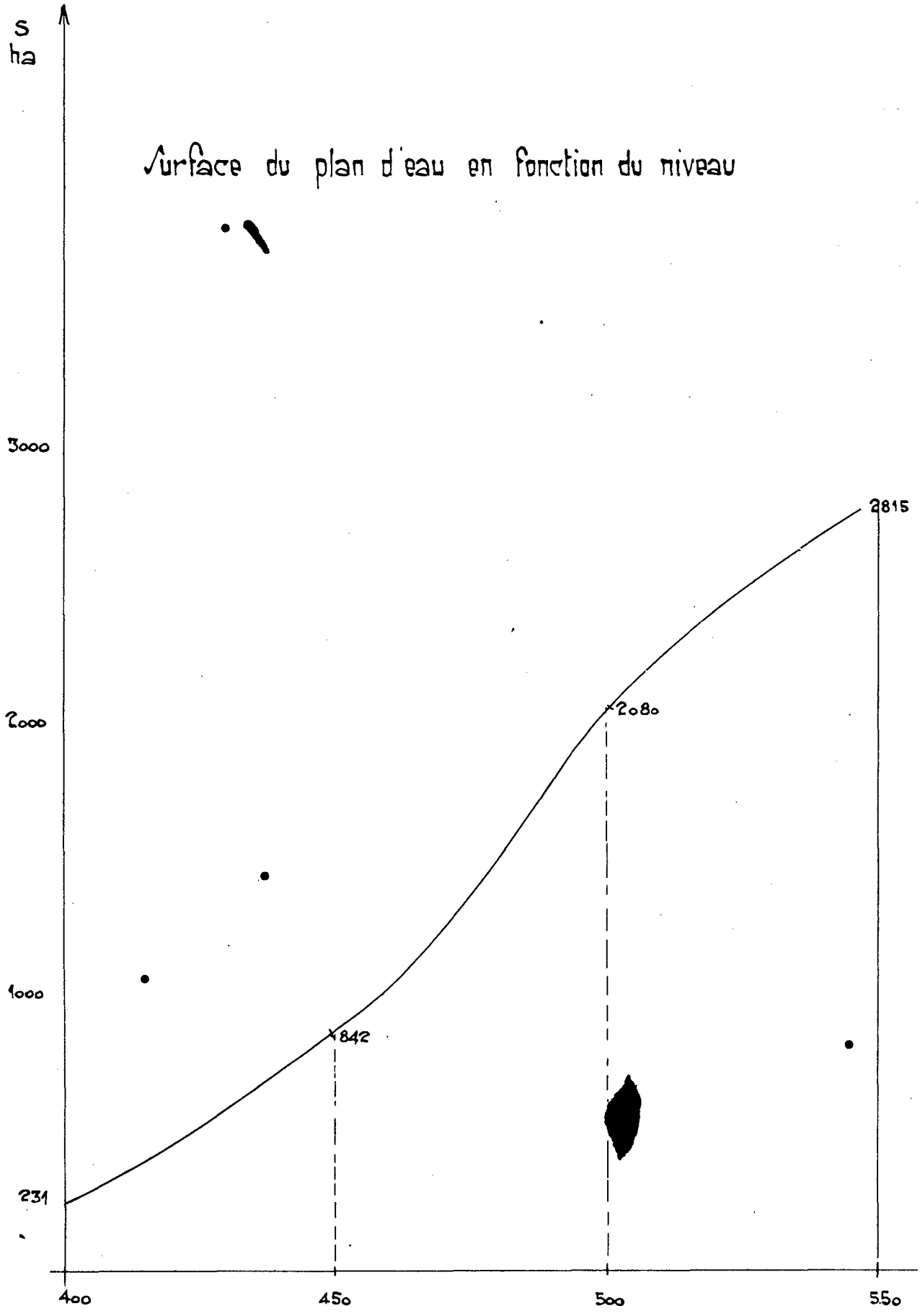

Variation du débit moyen en fonction du temps
Q
20
10
5
10
15
16
T en jours

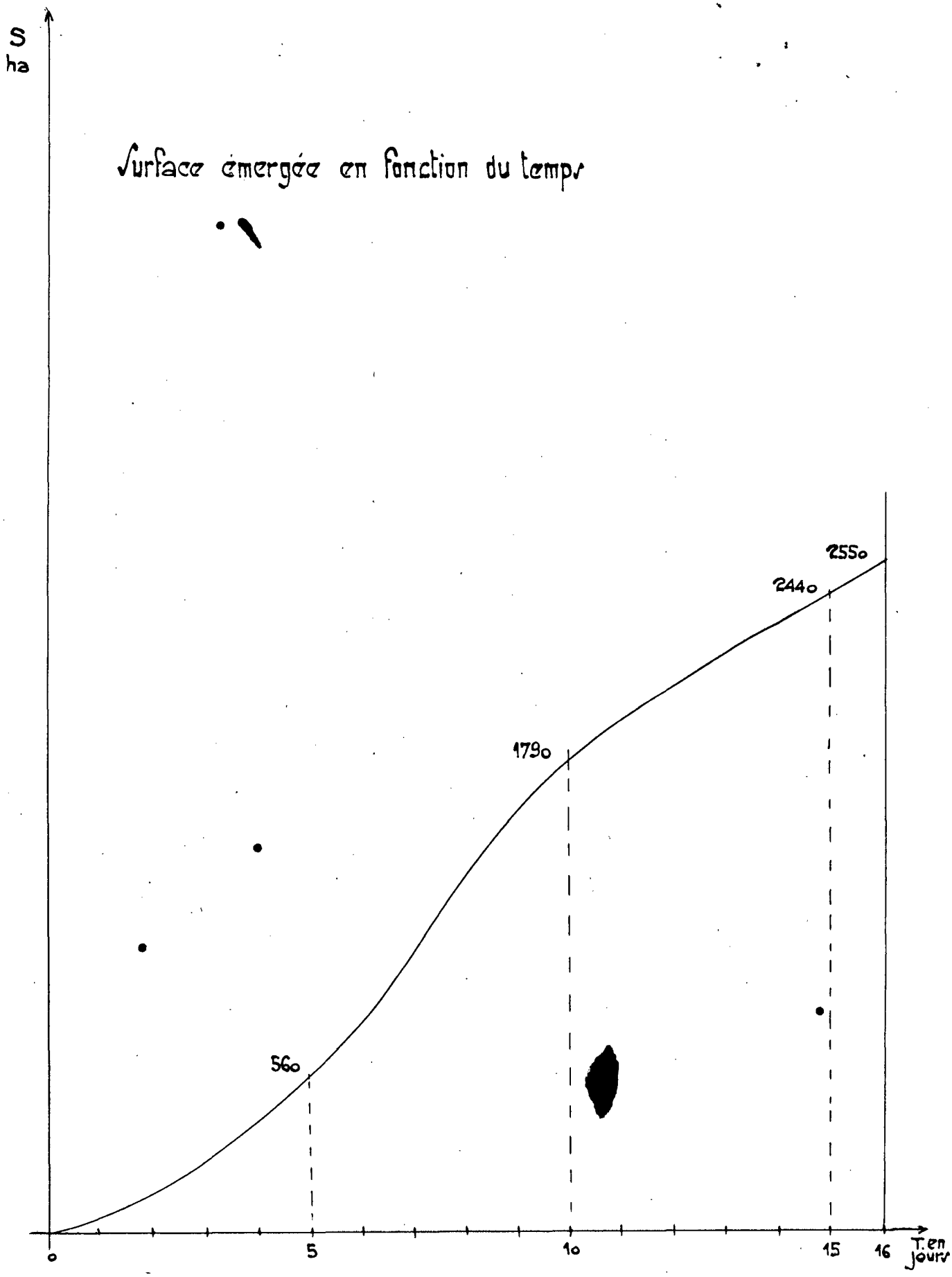
Variation of W/b in a unitary group as function of number

Lignes d'eaux successives dans le canal

			B0	200
1ᵉ jour	A_0 yom = 1,97	- ym = 1.96	B1	
2ᵉ jour	A_1 yom = 1,90	- ym = 1.87⁵	B2	
3ᵉ jour	A_2 yom = 1,82	- ym = 1.78²	B3	
4ᵉ jour	A_3 yom = 1,72⁵	- ym = 1.68⁵	B4	
5ᵉ jour	A_4 yom = 1,63	- ym = 1.59	B5	150
6ᵉ jour	A_5 yom = 1,53⁵	- ym = 1.49²	B6	
7ᵉ jour	A_6 yom = 1,44	- ym = 1.40	B7	
8ᵉ jour	A_7 yom = 1,34⁵	- ym = 1.29⁵	B8	
9ᵉ jour	A_8 yom = 1,24⁵	- ym = 1.20	B9	
10ᵉ jour	A_9 yom = 1,14⁵	- ym = 1.10	B10	100
11ᵉ jour	A_{10} yom = 1,05	- ym = 1,00	B11	
12ᵉ jour	A_{11} yom = 0.95	- ym = 0.90²	B12	
13ᵉ jour	A_{12} yom = 0,85⁵	- ym = 0.81	B13	
14ᵉ jour	A_{13} yom = 0,75⁵	- ym = 0.71	B14	
15ᵉ jour	A_{14} yom = 0,66⁵	- ym = 0.60⁵	B15	50
16ᵉ jour	A_{15} yom = 0,56	- ym = 0.51	B16	
	A_{16}			

Cote du radier


S
ha
Surface du plan d'eau en fonction du niveau
3000
2000
1000
231
842
2080
2815
400
450
500
550


S
ha
Surface émergée en fonction du temps
2550
2440
1790
560
0
5
10
15
16
T. en jours

Jours	y_o (mètres)	y_m (mètres)	$y_m^{1,75}$	$31,7\ y_m^{1,75}$	Δy	Q m³/s	Vols $m^3 \times 10^3$	y_{om} (m)	$H\ m^3 \times 10^3$	Δy_o (cm)	(1) ε (cm)	Δy_o^* (cm)	y_o (mètres)	$y_o - y_o$	S_m m^2	Vitesse moyenne
1	2,00 - 1,90	1,95	3,25	100	0,02	14,6	1,260	1,97	292	4,32	1,38	6	2,00 - 1,94	0,03	31,2	0,29 m/s
2	1,90 - 1,80	1,850	3,02	96	0,03	21,2	1,830	1,90	279	6,53	1,43	8	1,94 - 1,86	0,03	48,0	0,43 m/s
3	1,80 - 1,70	1,750	2,80	88,8	0,065	22,4	1,930	1,82	259	7,42	1,58	9	1,86 - 1,77	0,07	45,4	0,49 m/s
4	1,70 - 1,60	1,651	2,52	80	0,075	21,9	1,895	1,723	240	7,90	1,10	9	1,77 - 1,68	0,08	43,8	0,50 m/s
5	1,60 - 1,50	1,550	2,20	72	0,05	20,3	1,755	1,63	218	8,13	1,05	10	1,68 - 1,58	0,05	40,40	0,50 m/s
6	1,50 - 1,47	1,482	2,04	64	0,032	18,4	1,590	1,533	200	7,93	1,45	9,5	1,58 - 1,415	0,035	36,20	0,51 m/s
7	1,40 - 1,30	1,400	1,86	59	0,055	17,3	1,510	1,44	179	8,40	1,60	10	1,415 - 1,305	0,035	33,9	0,52 m/s
8	1,30 - 1,20	1,255	1,61	51,5	0,0375	15,14	1,305	1,345	160	8,20	1,30	9,5	1,305 - 1,20	0,02	31,0	0,49 m/s
9	1,20 - 1,10	1,150	1,42	45,5	0,090	13,65	1,180	1,245	140	8,42	1,58	10	1,20 - 1,10	0,09	28,30	0,40 m/s
10	1,10 - 1,00	1,100	1,20	38	0,033	11,70	1,010	1,145	125	8,10	0,90	9	1,10 - 1,10	0,10	25,6	0,46 m/s
11	1,00 - 0,90	1,000	1,00	31,7	0,10	10,02	867	1,050	107	8,10	1,90	10	1,10 - 1,00	0,10	23	0,43 m/s
12	0,90 - 0,80	0,902	0,840	26,6	0,105	8,60	745	0,950	91	8,20	1,30	9,5	1,00 - 0,905	0,105	20,5	0,42 m/s
13	0,80 - 0,70	0,810	0,700	22,2	0,107	7,30	630	0,855	76	8,30	1,20	9,5	0,905 - 0,81	0,11	18	0,40 m/s
14	0,70 - 0,60	0,710	0,550	17,45	0,110	5,80	502	0,755	61	8,25	1,75	10	0,81 - 0,71	0,11	15,20	0,38 m/s
15	0,60 - 0,50	0,605	0,420	13,40	0,112	4,50	388	0,665	47	8,25	1,25	9,5	0,71 - 0,615	0,115	13,10	0,34 m/s
16	0,50 - 0,40	0,510	0,310	9,8	0,117	3,36	290	0,560	32	9,09	0,96	10	0,615 - 0,515	0,115	11,00	0,30 m/s

(1) - Les (ε) ont été pris tels que la moyenne sur les 16 jours de vidange soit environ égale à 1,5 cm.

En effet : $\varepsilon_m = \frac{\Sigma \varepsilon_i}{16} = 1,44$ cm

3.4 VITESSE DU COURANT DANS LE CANAL -

La méthode ci-dessus exposée permet d'obtenir pour une suite de y_m (profondeur moyenne) dans le canal, les débits correspondants.

Il est donc aisé connaissant la valeur de la surface mouillée correspondant aux y_m d'en déduire la vitesse moyenne du courant.

Il apparaît, tous calculs faits, que les vitesses (exceptées dans les phases très brèves de débit et de fin de vidange moins de 24 heures au total) restent comprises entre 0,30 m/s et 0,55 m/s.

On en conclut que les risques d'érosion des berges ou de dépôt des matériaux en suspension dans l'eau restent très limités.

Cette constatation est le véritable critère d'un dimensionnement correct dans le cas particulier d'un canal où les sujétions d'entretien et de réaménagement doivent être pratiquement nulles.

3.5 CONCLUSIONS -

Le problème de la vidange est donc résolu par le creusement d'un canal de 20 mètres au plafond et de 1.100 m de longueur environ. En ce qui concerne le tracé, la solution proposée emprunte le tracé de plus courte distance entre le fleuve et le pourtour du Collengal.

En ce qui concerne la section, on peut penser qu'un dimensionnement plus faible avait conduit à des résultats encore acceptables. En effet, certains facteurs favorables à l'accélération de la vidange ont été volontairement négligés :

K 1287 - COLLENGAL - N d'C -

3.5 .../

- existence de seuils de fuite
- présence très probable de débits de fuite par infiltration en certains endroits.

Néanmoins, l'influence de ces facteurs reste faible sur le résultat agricole, car le canal prévu ramène à lui seul à 48 au maximum le déphasage entre le niveau de l'eau dans le Collengal et celui de l'eau dans le fleuve. De cette manière, le régime de l'inondation épouse étroitement celui de la crue sans retenue parasite appréciable.

Une section plus faible aurait augmenté la durée de ce déphasage, et surtout aurait provoqué un courant de vitesse plus élevée. Or, même avec des pentes de 1/3, l'érosion des berges est toujours à redouter pour des vitesses atteignant 1 m/s. La pérennité du canal est mieux assurée lorsque la vitesse est limitée à 0,5 m/s. On sait en effet que pour de telles vitesses, seules les matières organiques demeurent en suspension et que les sables et matières minérales ne sont pas ou très peu mises en mouvement.

On a tracé la courbe qui donne la valeur de la surface émergée - donc éventuellement cultivable - en fonction du temps. On constate qu'à quelque pourcentage près, la totalité en est disponible deux jours après que le niveau du fleuve est descendu au-dessous de la cote (4,00); cet état de chose est réalisé, selon les courbes de crue des dernières années, entre le 15 Novembre et le 15 Décembre, à ce moment 2.500 ha sont disponibles.

Il est bien évident que le contrôle in situ des hypothèses et calculs ne sera pas facile; la crue réelle est chaque année différente de la crue type moyenne, et certains seuils peuvent exister entre diverses parties basses des collades, sans qu'il ait été possible de les

K 1287 - COLLENGAL - N de E -

déceler sur les cartes au 1/50.000e. Un certain "polissage" de l'aménagement sera peut-être nécessaire, pour améliorer les communications entre les points bas notamment; en prévoir la probabilité, aurait nécessité des documents topographiques plus détaillés.

L'importance des terrassements à exécuter ne pourra être connue qu'après l'établissement du projet précis; on peut toute fois en évaluer dès maintenant l'ordre de grandeur en admettant que la cote moyenne du terrain naturel s'établit à 550 (cette valeur est d'ailleurs entachée d'erreur par excès). La surface du profil en travers est alors de :

$2 \times \frac{1}{2} (20 + 32) = 52$ m², et donne un cube de : $52 \times 1.100 = 57.200$ m³,

ce qui correspond grossièrement à 23 m³ à l'ha pour 2.500 ha. Cette valeur est encore, pour une submersion limitée à la cote (5), et portant sur 1.850 ha, de 31 m³ à l'ha. Au cas où seulement 800 ha seraient mis en culture, il viendrait 72 m³ à l'ha.

L'aménagement proposé se tient donc bien dans la zone de rentabilité des entreprises rustiques de ce genre, où les terrassements ne dépassent que rarement 100 m³ à l'ha.

o o

o