

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Etude de Faisabilité
d'une Retenue
Sur l'Oued Nechemaya
(W) de Guelma**

Proposé :

D.H.W. de Guelma

Etudié par :

REBEI M.
MEZAACHE M.

dirigé par :

Mr : BEDNARCZYK

PROMOTION JANVIER 1986

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

D E D I C A C E S

-:-:-:-:-

Je dédie ce travail à

- La mémoire de mon père ;
- Ma mère ;
- Mes frères et soeurs ;
- Melle MAHDIA ;
- Toute ma famille ;
- Tous mes amis.

REBEI Mustapha

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Etude de Faisabilité
d'une Retenue
Sur l'Oued Nechemaya
(W) de Guelma**

Proposé

D.H.W. de Guelma

Etudié par :

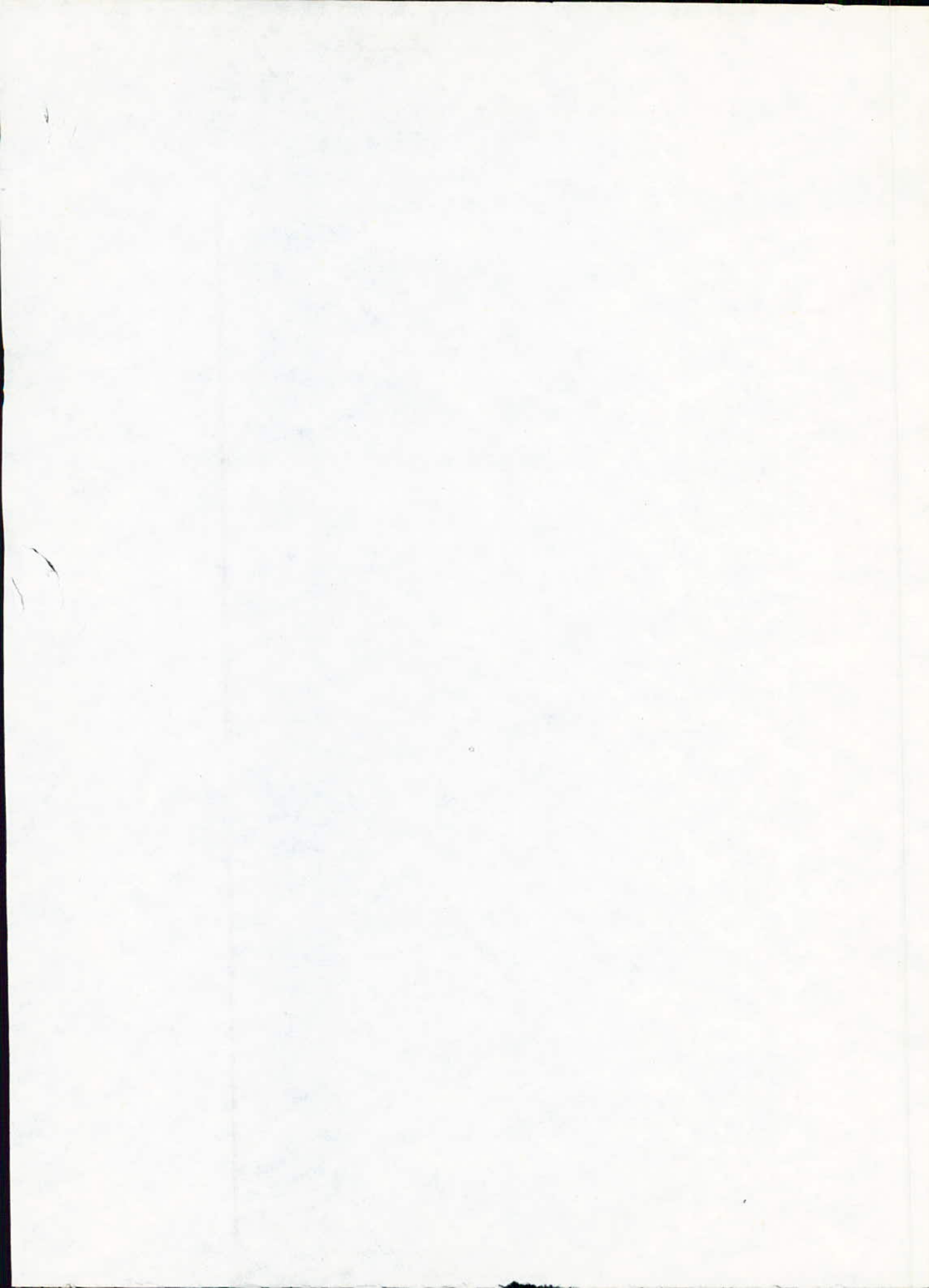
REBEI M.

MEZAACHE M.

dirigé par :

Mr : **BEDNARCZYK**

PROMOTION JANVIER 1986



D E D I C A C E S

---:---:---:---

Je dédie ce modeste travail à :

- Ma mère ;
- Mon père ;
- Mes frères et soeurs ;
- Tous mes amis ainsi qu'à toute la famille.

MEZACHE Mouloud

R E M E R C I E M E N T S

--:--:--:--:--:--:--:--:--:--

Nous tenons à remercier :

- L'ensemble des professeurs et responsables ayant contribué à notre formation ;
- Notre promoteur Monsieur ~~BEDNARCEVYK~~ pour ses conseils durant l'élaboration de ce projet ;
- Monsieur GEZA-LAPRAY pour ses précieux conseils ;
- Enfin toute les personnes ayant contribué à l'élaboration de cette thèse.

T A B L E D E S M A T I E R E S

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

Introduction

I PRESENTATION GEOGRAPHIQUE

- I - 1 Situation du relief
- I - 2 Etude topographique
- I - 3 Etude géologique

II ETUDE HYDROLOGIQUE

§ DONNÉES DISPONIBLES

II/ Climat

- 2 - 1 Température
- 2 - 2 Evaporation
- 2 - 3 Précipitation

- 2 - 4 - I Réseau pluviométrique
- 2 - 4 - 2 - Précipitation annuelle
- 2 - 4 - 2 - I Module de précipitation
- 2 - 4 - 2 - 2 Norme de précipitation
- 2 - 3 Répartition mensuelle des précipitations

III/ Caractéristiques du bassin versant

- 3 - 1 Courbe hypsométrique du bassin
- 3 - 2 Caractéristique de forme
- 3 - 3 Caractéristique du réseau hydrographique
- 3 - 4 Temps de concentration

IV/ Apport et débit

- 4 - 1 Observation
- 4 - 2 Apport annuel

.../...

- 4 - 2 - I Module de l'apport annuel
- 4 - 2 - 2 Variabilité de l'apport annuel
- 4 - 3 - I Précipitation maximale journalière
- 4 - 3 - 2 Pluie de courte durée

5 DEBITS

- 5 - I Débit journalier maximum
- 5 - 2 Débits de pointe
- 5 - 3 Hydrogramme des crues

V/ Transport solide

- 5 - I Observation
- 5 - 2 Envasement

VI/ Caractéristiques volumétriques de la retenue

- 6 - I Variation du volume et de la surface avec la hauteur
- 6 - 2 Volume utile

VII/ Laminage de crue

- 7 - I But
- 7 - 2 Méthode utilisée

III ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

I/ Généralités

II/ Etude géologique

- 2 - I Perméabilité
- 2 - 2 Choix du type du barrage
- 2 - 3 Caractéristique géotechnique
- 2 - 4 Zone d'emprunt

III/ Conception du barrage

- 3 - I Dimensionnement de la digue
- 3 - 2 - 2 Largeur de la crête du barrage

- 3 - I - 3 Risberme
- 3 - 2 - I Noyau étanche
- 3 - 2 - 2 Choix de l'emplacement du noyau étanche
- 3 - 2 - 3 Dimensionnement du noyau
- 3 - 3 Pente de talus
- 3 - 3 - I Revanche
- 3 - 4 Protection des talus

II RESEAU D'ÉCOULEMENT

- 4 - I Les infiltrations
- 4 - 2 Ligne de saturation
- 4 - 3 Estimation du débit de fuite
- 4 - 3 - I Débit de fuite à travers le corps du barrage
- 4 - 3 - 2 Débit de fuite à travers la fondation de l'ouvrage

I ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES TALUS

- 5 - I Introduction
- 5 - 2 Méthode utilisée

II OUVRAGES ANNEXES

I / Dérivation provisoire

- I - I But
- I - 2 Choix du tracé
- I - 3 Méthodes utilisées pour le calcul de la hauteur du batardeau et du diamètre de la galerie

II / Evacuateur de crue

- 2 - I But
- 2 - 2 Déversoir

- 2 - 3 Stabilité de l'évacuateur de crues
- 2 - 3 - 1 Stabilité contre le glissement
- 2 - 3 - 2 Stabilité contre le renversement
- 2 - 3 - 3 Stabilité contre le soulèvement
- 2 - 4 Canal évacuateur
- 2 - 4 - 1 Rôle
- 2 - 4 - 2 Etude de l'écoulement dans le canal
- 2 - 4 - 2 - 1 Equation différentielle du mouvement graduellement varié
- 2 - 4 - 3 Profil en long de l'écoulement
- 2 - 5 Dissipateur d'énergie

III/ Prise d'eau

- 3 - 1 Calcul du débit de prise
- 3 - 2 Protection de la conduite de prise
- 3 - 3 Dimensionnement du bassin d'amortissement pour la galerie de vidange

III COUT ESTIMATIF DU PROJET

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

I INTRODUCTION

La ville de NECHEMAYA située à 40,0 km au sud est de ANNABA présente un climat typiquement méditerranéen.

La région est bordée de plaines discontinues et les hauteurs sont relativement arrosées ; ce qui explique leur couverture forestière (très dégradée cependant aujourd'hui).

La pluviométrie est évaluée à environ 800 mm/an.

La pluie qui tombe sous forme d'averses est subite et abondante.

Malheureusement, arrivée à la surface, elle ruisselle rapidement sur les pentes des terrains et se perd en s'infiltrant dans le sol.

Le problème est comment la retenir, l'emmagasiner et l'utiliser ensuite pour la satisfaction des besoins domestiques, industriels, agricoles surtout pendant la période d'étiages.

La solution à la question posée réside en la construction d'une retenue-collinaire ou barrage ne demandant que les moyens locaux existants au niveau de la région, dans ce but la D.H.W. de GUELMA nous a proposés l'étude d'un barrage sur l'oued de NECHEMAYA.

I ETUDES PRELIMINAIRES

---:---:---:---:---:---:---:---:---:---

I - 1 SITUATION DU RELIEF

La région étudiée est située dans le nord du pays à quelques 20,0 KM vers le nord de la ville de GUELMA et à 10, KM vers le sud de la commune de AIN EL BERDA. (voir le plan de situation).

Le bassin versant est limité au sud par des chaînes de montagne de HOUARA ainsi que par l'est. Au nord le bassin versant est limité par les plaines à irriguer.

L'altitude moyenne de ce dernier est de $H = 514,0m$.

Le relief se caractérise par des plissements du terrain formés par des petites chaînes de montagne qui longent la ligne S-N.

L'altitude du bassin versant se réduit graduellement du sud au nord de 900,0 m jusqu'à 300 m à l'exutoire.

I - 2 ETUDE TOPOGRAPHIQUE

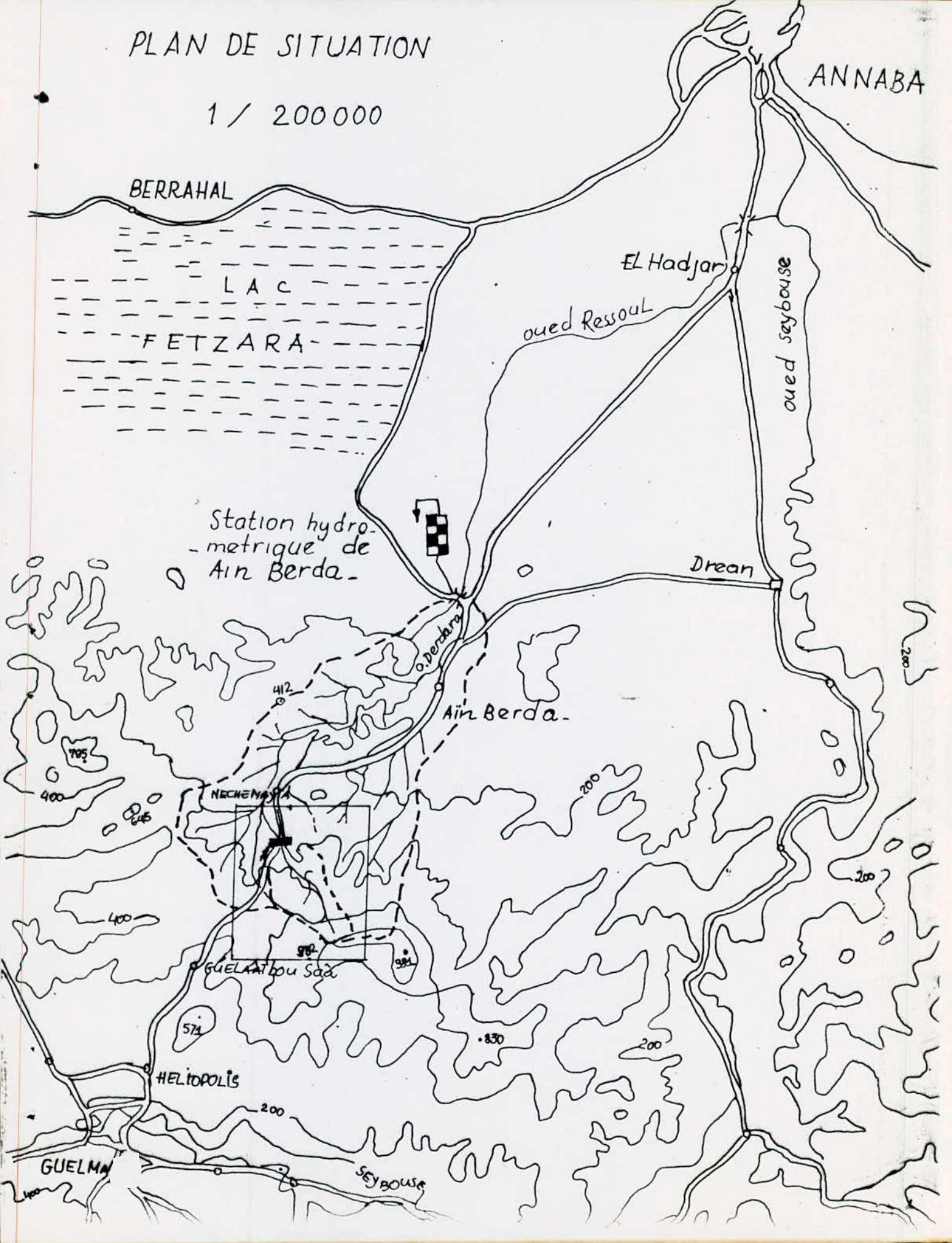
Le site du barrage se trouve à l'amont (environ 3 km) du village MECHEMAYA dans une gorge de l'oued de cette dernière. Au site de la digue le fond de la vallée est de 100,0 m de large, la rive droite est très abrupte, la rive gauche est plus douce.

Le bassin de la retenue ainsi que le sous bassin de deux affluents sont plus longs et plus étendus, cela est dû à l'intense activité de l'érosion de la vallée.

L'oued Mechmaya prend sa source près du village SIDI EL ARBENA et coule vers le nord où il se jette dans l'oued HADJAR GUEFTA près du village MECHEMAYA. (voir le plan de situation).

PLAN DE SITUATION

1 / 200 000



I - 3 ETUDE GEOLOGIQUE

Géologie de la site :

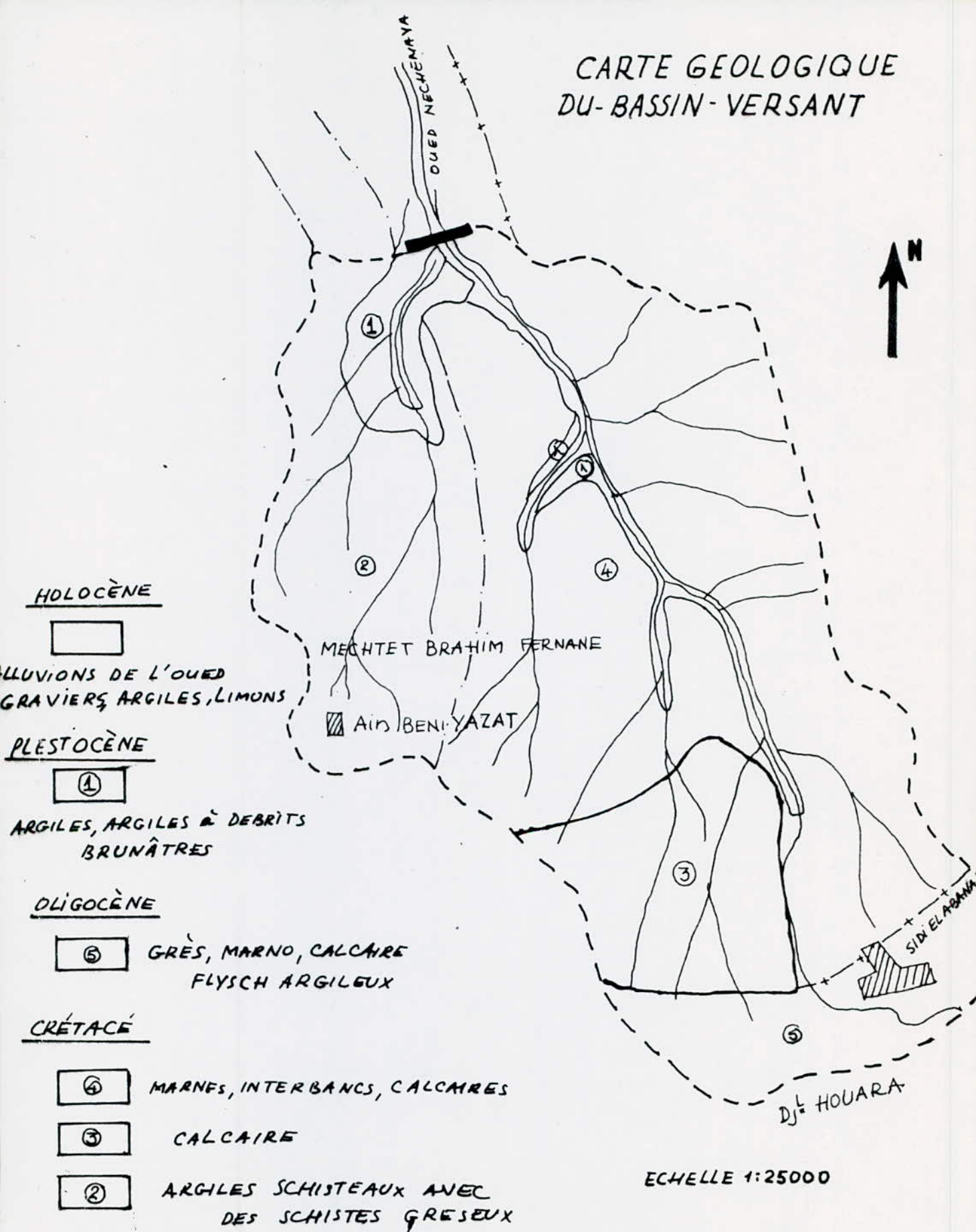
Au droit de la digue et sur le bassin versant, le terrain de fond présente une alternance de formation du crétacé.

Au droit de la site des deux côtés de la vallée il y a des marnes stratifiées shisteuses du crétacé senonien avec des interbanes du calcaire. Ces marnes gris bleu sont friables décomposées en argile, le calcaire est solide avec formation de la calcite.

Ce genre de terrain peut être trouvé surtout dans la vallée de l'oued MEGHEMAYA, mais sur les plus hautes parties du bassin versant on trouve des calcaires en forme massive, sur de grandes dimensions.

Dans le sous bassin à gauche où la vallée est plus étendue il y a des shistes argileuses grises avec interbanes de grès bien stratifié du Turonien, le bassin versant est couronné de la couche de Djebel HOUARA qui est constitué de grès massif, marnes calcaires et de flysch argileux de l'oligocène, du grès massif affleure au fond de la vallée (voir carte géologique).

CARTE GEOLOGIQUE DU-BASSIN-VERSANT



II ETUDE // HYDROLOGIQUE

.....

INTRODUCTION

Le but de cette étude est de déterminer des paramètres qui puissent servir dans l'appréciation de l'importance de l'ouvrage sur le plan des quantités d'eau pour la satisfaction des besoins en eau d'une part et l'élevation des données de base pour le dimensionnement de la retenue au stade de l'étude de faisabilité d'autre part.

DONNÉES GÉNÉRALES

Le bassin versant de l'oued NECHERAYA est un sous bassin de l'oued Seybouse ; ce cours d'eau prend sa source au sud de la commune de NECHERAYA et se jette consécutivement dans les oueds HADJAR GAFTA, DERDARA et BOUSSOUL.

Les versants présentent une pente abrupte vers le sud avec altitude moyenne de 480,0 m aux pieds de DJEBEL HOUARA.

I/DONNÉES DISPONIBLES

Vu le manque des données d'observation sur la région à étudier nous avons fait appel aux données de quelques stations voisines sur l'oued à Ain Barda; ainsi que les stations de Guelma, Héliopolis, Gulaat Bousbaâ sur l'oued Seybouse. Ceux de Ain El Barda datent depuis 1958 sur un bassin versant de superficie S= 103 Km².

Pour apprécier la pluie moyenne annuelle et mensuelle, ces séries ont été dépuillées et comparées. Parmi elles, la plus fiable est celle de Guelma disposant de 52 années complètes ; les autres stations ne peuvent donner que des résultats indicatifs à l'exception de la station de Ain El Barda qui donne aussi des résultats peu fiables.

II/CLIMAT

Le climat est de type méditerranéen caractérisé par un été chaud et un hiver doux et humide. Il est classé selon le coefficient pluviométrique d'EMBERGER

$$a = \frac{1000 P}{\left[\frac{M+m}{2} \right] (M-m)}$$

.../...

P = Moyenne des pluies annuelles (mm) ;

M = Moyenne des températures maximales du mois le plus chaud ;

m = Moyenne des températures minimales du mois le plus froid.

$$\left. \begin{array}{l} P = 800 \text{ mm} \\ M = 24,1^{\circ}\text{C} \\ m = 10,4^{\circ}\text{C} \end{array} \right\} \rightarrow e = \frac{1000 P}{\left[\frac{M+m}{2} \right] (M+m)}$$

2 - I TEMPÉRATURES

Les données d'observations de la station de Guelma sur la période (1913 - 1938).

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
m''	7,5	4,6	0,5	2,4	3,0	3,3	2,2	0,2	1,8	4,8	10,0	11,0	-3,3
m'	10,9	7,2	3,0	0,9	0,6	0,2	0,4	1,6	4,5	9,1	12,3	13,0	5,1
m	16,9	12,2	9,0	5,4	4,2	4,7	5,9	7,3	10,6	14,5	17,1	17,7	10,4
$\frac{m+M}{2}$	23,9	18,9	14,4	10,6	9,2	10,1	12,2	14,3	18,0	22,4	26,0	26,5	17,2
M	31,9	26,7	19,8	15,8	14,3	15,5	18,5	21,4	28,3	30,3	35,4	35,4	24,1
M'	140,1	133,2	127,6	122,3	114,5	123,5	126,5	131,4	134,4	139,2	142,6	142,5	131,5
M''	143,0	137,3	132,5	126,4	128,0	130,0	132,5	136,5	137,2	143,4	145,7	146,2	146,2

Légende : m'' et M'' = Minimum extrême absolu ;
 m' et M' = Moyenne des minimums et maximums extrêmes ;
 m et M = Moyenne des minimums et maximums du mois ;
 $\frac{m+M}{2}$ = Moyenne des mois.

2 - 2 EVAPORATION

L'évaporation intéresse l'eau des réservoirs de ruissellement, nappe souterraine, la végétation (évapo-transpiration). Elle dépend de plusieurs facteurs tels que : la température, le vent, la qualité, la qualité d'eau, la pression atmosphérique la profondeur des retenues etc...

-- Calcul de l'évaporation :

Formule de TURK
$$E = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}} \quad \text{mm}$$

P(mm) -- Précipitation moyenne annuelle ;

L -- Coefficient qui dépend de la température $T = 17^\circ\text{C}$

$$L = 300 + 25 T + 0,05 (T)^3 = 970$$

$$E = 640 \text{ mm}$$

Pour déterminer le volume évaporé sur la retenue de Nechemaya, nous utilisons les valeurs moyennes du barrage de Zerdesas majoré d'un certain coefficient de passage des grandes retenues sur petites $K = 0,78$.

L'évaporation mensuelle de la retenue du barrage de Zerdesas est donnée par le tableau suivant :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	ANNEE
E_m (mm)	123	81	50	47	45	53	60	67	98	129	169	170	1092
%	11,3	7,4	4,5	4,3	4,1	4,9	5,5	6,1	9,0	11,8	15,5	15,6	%

Evaporation du barrage de ZERDESAS $E_Z = 1350 \text{ mm}$

Evaporation de NECHEMAYA $E_N = E_Z \cdot K = E_Z = 1350 \times 0,8 = 1053 \text{ mm}$

L'évaporation de NECHEMAYA estimée est de : $E_N = 1092 \text{ mm}$

2 - 3 PRECIPITATION

2 - 4 -- I Réseau pluviométrique

La détermination de la norme de précipitation est obtenue d'après trois stations hydrométriques situées à 20 Km de notre bassin versant. La station de Guelma présente le plus grand intérêt.

La nomination des stations servant aux calculs et leur altitude figurent dans le tableau suivant :

! CODE !	! STATION !	! ALTITUDE !
! I4.04.04!	Guelcat Bousbaa !	! 340 m !
! I4.04.03!	Heliopolis !	! 270 m !
! I4.04.07!	Guelma !	! 270 m !

2 - 4 - 2 Précipitation annuelle

2 - 4 - 2 - I module de précipitation :

1°) Utilisation de la carte pluviométrique de CHAUMONT

Selon la carte de CHAUMONT établie (1913-1963) celle du bassin versant nous concernant se situe entre 1000 et 1200 mm, ces valeurs observées nous semblent très exagérées vis à vis des valeurs observées dans la station environnante 536 ÷ 637 mm/an . Mais étant donné le manque de valeurs précises, il a été adopté une valeur moyenne $\bar{P} = 800$ mm/an pour l'ensemble du BV.

2°) Précipitations données par les 3 stations

Guelma $\bar{P} = 636,6$ mm/an 52 ans d'observation
Guelcat Bousbaa $\bar{P} = 534,6$ mm/an
Heliopolis $\bar{P} = 626,7$ mm/an

3°) Utilisation de la formule de P. SCHAUZER

$P = P_0 + 0,45 A$ P_0 - précipitation de la station de référence Guelma

$P_0 = 636,6$ mm/an

$A =$ Différence d'altitude du BV et la station de référence. .

$A = H_{BV} - H_g = 480 - 270 = 210$ m.

Donc $\bar{P} = 731,1$ mm/an.

2 - 4 - 2 - 2 Norme de précipitation

Elle est calculée d'après la valeur arithmétique moyenne des précipitations obtenues pour les bassins des oueds ; mais l'effet des vents pluvieux qui s'exercent sur le bassin versant vu son orientation

.../...

par rapport à la station, peut engendrer une augmentation de 10 % ce qui donne : $\frac{731,1 \times 10}{100} = 73,11 \text{ mm}$

$$\bar{P} = 731,1 + 73,11 = 804,2 \text{ mm/an}$$

CONCLUSION :

La valeur adoptée auparavant paraît très probable

Donc $\bar{P} = 800 \text{ mm/an}$.

2 - 4 - 3 Répartition mensuelle des précipitations

La répartition reflète le climat méditerranéen avec une saison de pluie Décembre-Mai et une période sèche Juin-Novembre.

Précipitations	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	ANNÉE
%	0	0	0	5	15	40	20	15	5	0	0	0	100 %
P(mm)	0	0	0	40	120	320	160	120	40	0	0	0	800

III CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

3 - I COURBE HYPOMETRIQUE DU BASSIN

L'oued de NECHENMAYA, prend sa source près du village SIDI EL ANFA et coule vers le nord où il se jette dans l'oued GAFIA près du village NECHENMAYA.

L'altitude maximale du bassin est de 908,0 m; l'altitude minimale est de 307,5 m. au site.

La superficie du bassin est de 9,3 Km² son hypsométrie est donnée par le tableau suivant :

ALTITUDE (m)	SUPERFICIE PARTIELLE Km ²	%
307,5 -- 400	1,90	20,43
400 -- 500	3,21	34,51
500 -- 600	2,20	23,66
600 -- 700	0,83	8,92
700 -- 800	0,86	9,24
800 -- 908	0,3	3,24
	$\Sigma = 9,3$	$\Sigma = 100 \%$

L'altitude moyenne du bassin versant est de 514 mètres. au pied de djebel HOUARA.

3 - 2 CARACTERISTIQUE DE FORME

. Le coefficient de compacité est calculé d'après la

formule : $K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$

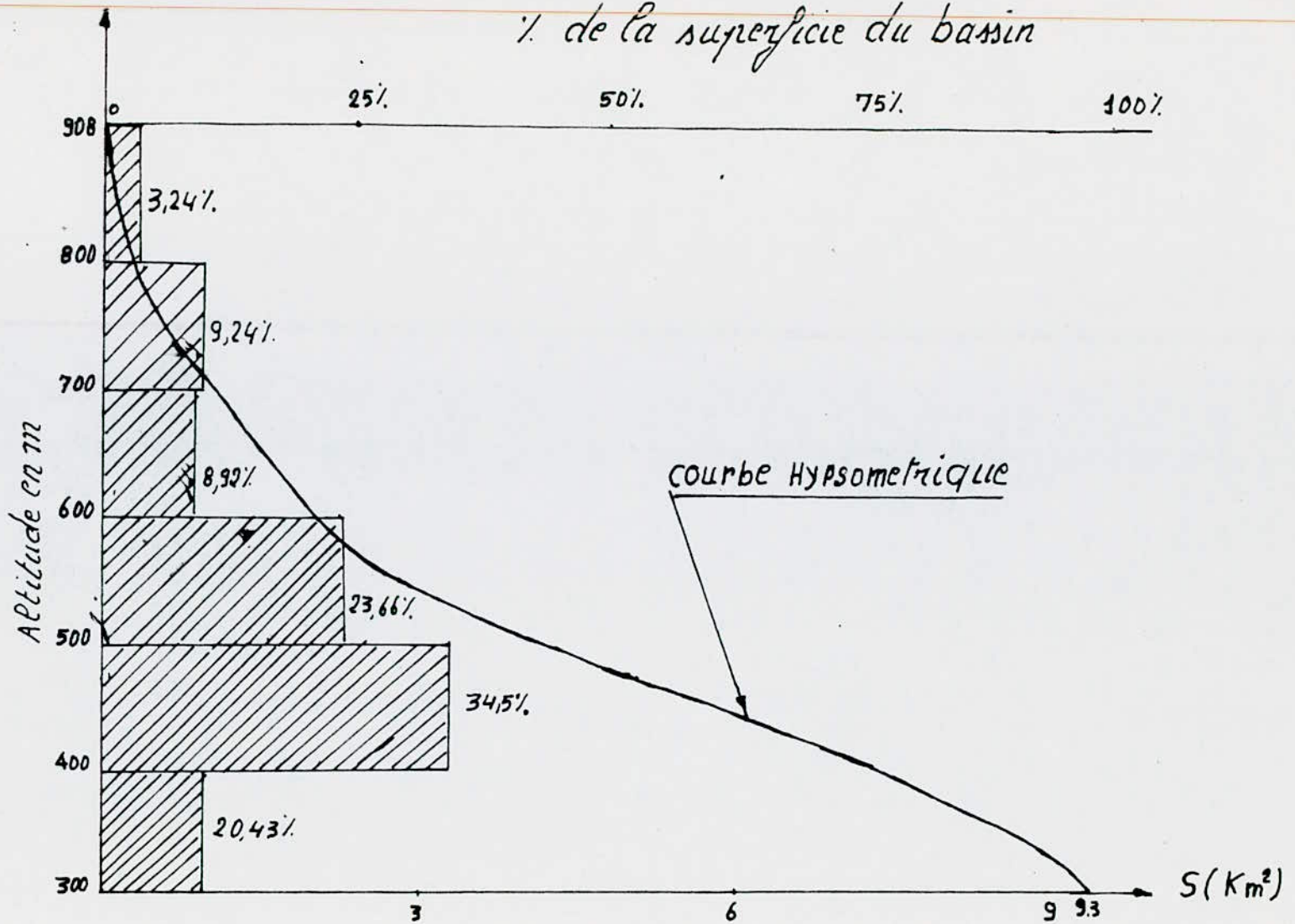
P = périmètre du bassin

P = 13,8 Km

K = 1,257

S = 9,3 Km² → superficie du bassin versant

% de la superficie du bassin



. Le rectangle équivalent est calculé d'après

$$\left. \begin{array}{l} L \\ l \end{array} \right\} = \frac{K \cdot \sqrt{I}}{I, I_2} \left[I \neq \sqrt{I \cdot \frac{I, I_2}{K}^2} \right]$$

. Indice de pente $P = \frac{\Delta}{L}$: $\Delta = \text{Alt} \in [95\%] - \text{Alt} \in [5\%]$

3 - 3 CARACTERISTIQUE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

. Densité du drainage $Dd = \frac{Li}{S}$

Li = longueur de tout teluegs de la superficie du BV

S = Superficie du B.V.

. Coefficient de torrentialité : $C_{tp} = D_d \cdot F$

F = coefficient du drainage $F = \frac{N}{S}$

N = nombre de drains suivant la classification de FORTON

3 - 4 TEMPS DE CONCENTRATION

C'est le temps nécessaire pour qu'une goutte tombant sur le point le plus hydrologiquement éloigné arrive à l'exutoire ; on le calcule par la formule de GIUDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{h}}$$

L = longueur du telueg principal (Km)

S = superficie du bassin versant (Km²)

h = altitude moyenne par rapport à l'exutoire en (m).

$$T_c = 1,7 \text{ heures}$$

Tous les résultats des caractéristiques morphologiques du bassin se trouve dans le tableau suivant.

CARACTERISTIQUE	DESIGNATION	UNITE	RESULTATS
Coordonnées du site du barrage	X	} unites LAMBERT	930,665
	Y		376,051
	Z		310,00
Superficie du B.V.	S	Km ²	9,3
Périmètre du B.V.	P	Km	13,8
Rectangle équivalent			
Longueur	L	Km	5,06
Largeur	l	Km	1,84
Indice de compacité	K	/	1,267
Indice de pente	p	/	0,083
Longueur du thalweg principal	L	Km	5,0
Longueur de tous les thalweg	Σ L	Km	36,0
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	3,9
Coefficient de torrentialité	C _T	/	20,0
Altitude minimale du B.V.	h _{min}	m	307,5
Altitude moyenne du B.V.	h _{mo}	m	514
Altitude maximale	h _{max}	m	908
Temps de concentration	T	H	1,7

IV APPORT ET DEBITS

4 - I OBSERVATIONS

Vu le manque des données d'observation de notre bassin versant nous allons utiliser des méthodes indirectes pour estimer ces paramètres hydrologiques.

4 - 2 APPORT ANNUEL

4 - 2 - I Module de l'apport annuel :

a) formules empiriques :

1°) formule de M. Ramie :

$$Q(\text{mm}) = P \cdot 2.293 - 2,2 \sqrt{S}$$

Q = lame d'eau à écouler en mm ;
S = superficie du bassin versant S = 9,3 Km² ;
P = pluviométrie interannuelle.

2°) formule Algérienne :

$$Q(\text{mm}) = P(1 - 10^{-K} P^2) ; K = 0,18 - 0,01 \log S$$

3°) formule de M. Turk :

$$D(\text{mm}) = \left[P/0,5 + P^2/L^2 \right]^{0,5}$$

D = déficit de l'écoulement ; L = 300T.25 + 0,05T³ ; T = 17°C

4°) formule de MAILLET GAUTIER :

$$Q(\text{mm}) = [0,6 I - I^0 - 0,36P^2] ; P(\text{m})$$

5°) formule de U. GAUDELIN II :

$$D(\text{m}) = p d^2 ; \zeta = \frac{1}{0,5 + 0,14T} ; T = 17^\circ\text{C}$$

$$\frac{1}{8} d < p < \frac{1}{2} d$$

Données de base : S = 9,3 Km² ; P = 800 mm

$$Dd = 3,9 \text{ Km}^2/\text{km}^2$$

Equations de transfert :

$$Q = P - D ; Q = 31,71 Q(\text{m})$$

$$q = 31,71 \frac{A}{S} ; q [1/\text{s}/\text{Km}^2]$$

Les résultats de ces formules sont donnés par le tableau suivant :

FORMULES	C (mm)	q [l/s./Km ²]	A(hm ³ /an)
1	183,2	5,81	1,70
2	177,5	5,63	1,65
3	163,4	5,18	1,52
4	197,6	6,27	1,84
5	201,2	6,38	1,87

b) Etablissement d'un coefficient de corrélation entre les deux bassins (MECHEMAYA et AIN BARDA)

Avec cette méthode nous essayons d'établir une relation entre les débits donnés par la station hydro-métrique voisine de AIN BARDA et ceux du bassin versant à étudier ; cette méthode ne donne pas de résultats directs mais néanmoins plus proches.

Nous estimons deux indices :

indice de pluie $C_1 = 1,0 \div 0,8$

indice de renouvellement $C_2 = 1,0 \div 0,85$

$$\frac{Q_N}{Q_A} = \frac{S_N}{S_A} \times \frac{I}{C_1} \cdot \frac{I}{C_2} \quad C_1 = 0,8 \quad C_2 = 0,85$$

Q_N - débit de Mechemaya

Q_A - débit de AIN Barde

S_N - superficie du bassin de Mechemaya $S_N = 9,3 \text{ Km}^2$

S_A - superficie du bassin versant de AIN Barde $S_A = 103 \text{ Km}^2$

$$Q_N = \frac{Q_A}{7,5}$$

La période d'observation de Ain Berda est de :

21 ans ; [1958 ; 1979] avec un apport moyen annuel $A = 13,17$ (hm³/an).

Alors l'apport moyen annuel de DECEMBRE sera

$$A = \frac{13,17}{7,5} = 1,76 \text{ hm}^3/\text{an}$$

Ce résultat montre une concordance avec les résultats des formules I , 2 , 6.

CONCLUSION

Comme le coefficient de corrélation a donné des résultats presque semblables aux résultats des formules.

A l'aide de ce dernier nous allons déterminer les apports annuels sur une période de 21 ans à partir des apports donnés par la station hydrométrique voisine de Ain Berda.

Les résultats se trouvent dans le tableau qui suit :

ANNEES	APPORT DE AIN BARDA hm ³ /an	APPORT DE NECHEREMAYA hm ³ /an
58/59	17,70	2,37
60	16,95	2,56
61	9,57	1,28
62	21,98	2,93
63	12,62	1,68
64	20,45	2,73
65	25,38	3,38
66	2,25	0,30
67	4,43	0,59
68	27,23	3,63
69	3,34	0,45
70	18,54	2,47
71	11,72	1,56
72	14,09	1,88
73	32,95	4,39
74	0,30	0,12
75	2,96	0,39
76	4,18	0,56
77	14,44	1,93
78	6,01	0,8
79	8,87	1,18
	MOYENNE 13,17 hm ³ /an	MOYENNE 1,756 hm ³ /an

4 -- 2 -- 2 Variabilité de l'apport annuel :

a) formule empirique

1°) Formule de UKRAÏPROVODNIK

Elle est basée sur les données de plusieurs petits oueds du nord algérien.

$$C_V = \frac{0,70}{M_o^{0,125}}$$

M_o - module de l'apport annuel l/s.Km²

$$M_o = \frac{A}{S \cdot T}$$

A - apport annuel ; A = 1,756 hm³/an
 S - superficie du B.V. ; S = 9,3 Km²
 T - temps (une année) ; T = 31,56.10⁶ secondes
 M = 5,96 l/s. Km²

2°) Formule de BRADOUN

Elle est établie à partir des données de plusieurs oueds (42) algériens.

$$C_V = \frac{0,93}{M_o^{0,23}} \cdot K$$

K = coefficient de réduction

0,25 K I Pour notre cas, K = 0,90

3°) Formule de SKOLOVSKI - CHEVELEV

$$C_V = 0,78 - 0,291 \log M_o$$

C_V = coefficient de variation

Les résultats des trois formules sont donnés par le tableau suivant :

F	FORMULE	CV	$C_3 = 2C_V$
	1	0,50	
	2	0,56	
	3	0,56	

b) Méthode de RIBKEN FOSTER

$$C_V = \sqrt{\frac{\sum (K_i - \bar{A})^2}{n - 1}} = 0,69$$

$$C_S = \frac{\sum (K_i - \bar{A})^3}{(n - 1) C_V^3} = 0,45$$

$$K_i = \frac{A_i}{\bar{A}}$$

A_i Apport de la ième année

\bar{A} Apport moyen annuel

n Nombre d'années d'observation

La méthode du travail se trouve dans le tableau suivant :

ANNEE	A_i hm ³ /an	$K_i = \frac{A_i}{\bar{A}}$	$(K_i - 1)$	$(K_i - 1)^2$	$(K_i - 1)^3$	$P2 = \frac{K_i - 1}{n}$
1	4,39	2,48	1,48	2,19	3,24	4,5
2	3,63	2,05	1,05	1,10	1,16	9,6
3	3,38	1,91	0,91	0,83	0,75	13,6
4	2,93	1,65	0,65	0,42	0,27	18,2
5	2,73	1,54	0,54	0,29	0,16	22,7
6	2,56	1,44	0,44	0,19	0,085	27,3
7	2,47	1,39	0,39	0,15	0,059	31,8
8	2,37	1,32	0,33	0,11	0,036	36,3
9	1,93	1,09	0,09	0,008	0,007	40,9
10	1,88	1,06	0,06	0,003	-0,0002	45,4
11	1,68	0,95	-0,05	0,005	-0,0001	50,0
12	1,56	0,88	-0,12	0,01	-0,002	54,5
13	1,28	0,72	-0,28	0,06	-0,022	52,1
14	1,18	0,66	-0,34	0,11	-0,039	63,6
15	0,80	0,45	-0,55	0,30	-0,166	68,2
16	0,59	0,33	-0,67	0,45	-0,300	72,7
17	0,56	0,31	-0,69	0,47	-0,328	77,3
18	0,27	0,25	-0,75	0,56	-0,42	82,0
19	0,32	0,22	-0,78	0,61	-0,474	86,0
20	0,30	0,17	-0,83	0,69	-0,572	91,0
21	0,12	0,07	-0,93	0,86	-0,704	95,0
				$\Sigma = 9,62$	$\Sigma = 2,947$	

CONCLUSION

Nous avons adopté un coefficient de variation de $C_V = 0,69$ qui est obtenu par la méthode de RIBKEN FOSTER ; toute en admettant que ce dernier découle des données d'observation de 21 années qui sont sensiblement réelles

$$C_V = 0,69$$

$$C_S = 0,45$$

.../...

DROITE D'AJUSTEMENT DE L'APPORT MOYEN ANNUEL

1ère méthode de RISKIN FOSTER

N.B Les résultats ci-dessous sont obtenus à partir du tableau de la page 17.

P (%)	$K_p=f(C_s, P(\%))$	$A=\bar{A} (K_p C_v + I) (hm^3)$
0,1	3,735	6,281
0,5	2,975	5,36
1,0	2,645	4,961
2,0	2,282	4,521
5,0	1,7625	3,891
10,0	1,322	3,358
20,0	0,805	2,731
50,0	-0,775	1,662
80,0	-0,85	0,74
90,0	-1,22	0,30
99,0	-2,00	-0,67
99,9	-2,47	-1,23

2ème Méthode de GUMMEL

Tous les résultats se trouvent dans le tableau ci-après :

$$x = ay + b$$

y = variable réduite

a = coefficient d'ajustement

b = $x_0 = \bar{x} - a\bar{y}$

r = coefficient de corrélation

$$r = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \cdot \sum (y_i - \bar{y})^2}}$$

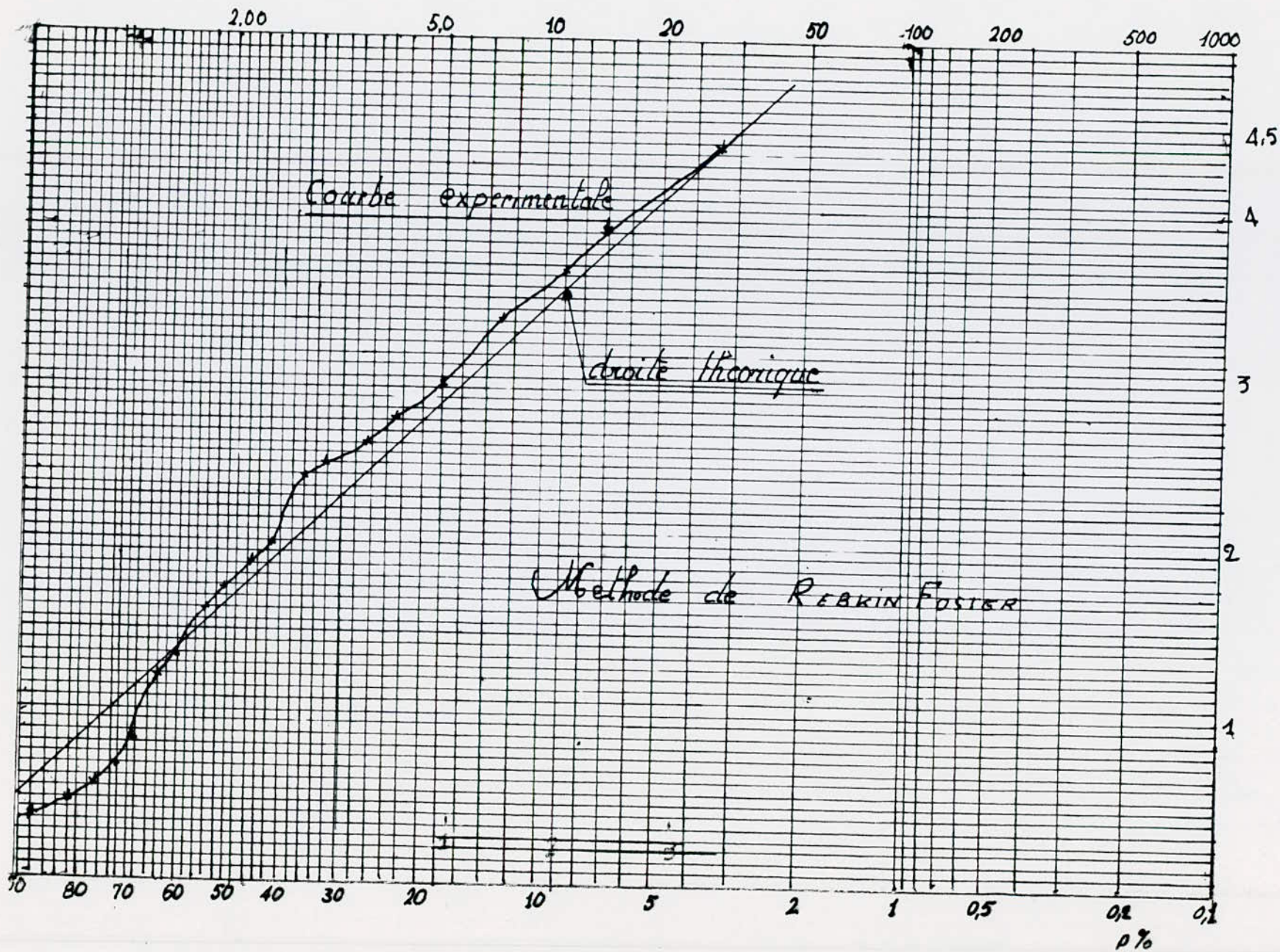
$$\sigma_x^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{N}$$

$$\sigma_y^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{N}$$

$$P = \frac{T - I}{T}$$

T = temps de retour

.../...



RANG	APPORT (x)	Pe = $\frac{m}{N+1}$	y = $-\ln(-\ln Pe)$
1	0,12	0,045	-1,131
2	0,3	0,09	-0,878
3	0,39	0,136	-0,69
4	0,45	0,182	-0,533
5	0,56	0,227	-0,394
6	0,59	0,273	-0,261
7	0,8	0,318	-0,136
8	1,18	0,363	-0,013
9	1,28	0,409	0,112
10	1,56	0,454	0,236
11	1,68	0,500	0,366
12	1,88	0,545	0,499
13	1,93	0,591	0,642
14	2,37	0,636	0,793
15	2,47	0,682	0,96
16	2,56	0,727	1,143
17	2,73	0,773	1,357
18	2,93	0,818	1,605
19	3,38	0,863	1,915
20	3,63	0,909	2,349
21	4,39	0,954	3,055

METHODE DE GUMBEL

$x = ay + b$

On trouve à partir des formules :

$a = 1,1032 = \frac{1}{T}$

$b = 1,1927 = x_0 = \bar{x} - a\bar{y}$

$r = 0,99$

$\bar{x} = 1,77$

$\bar{y} = 0,523$

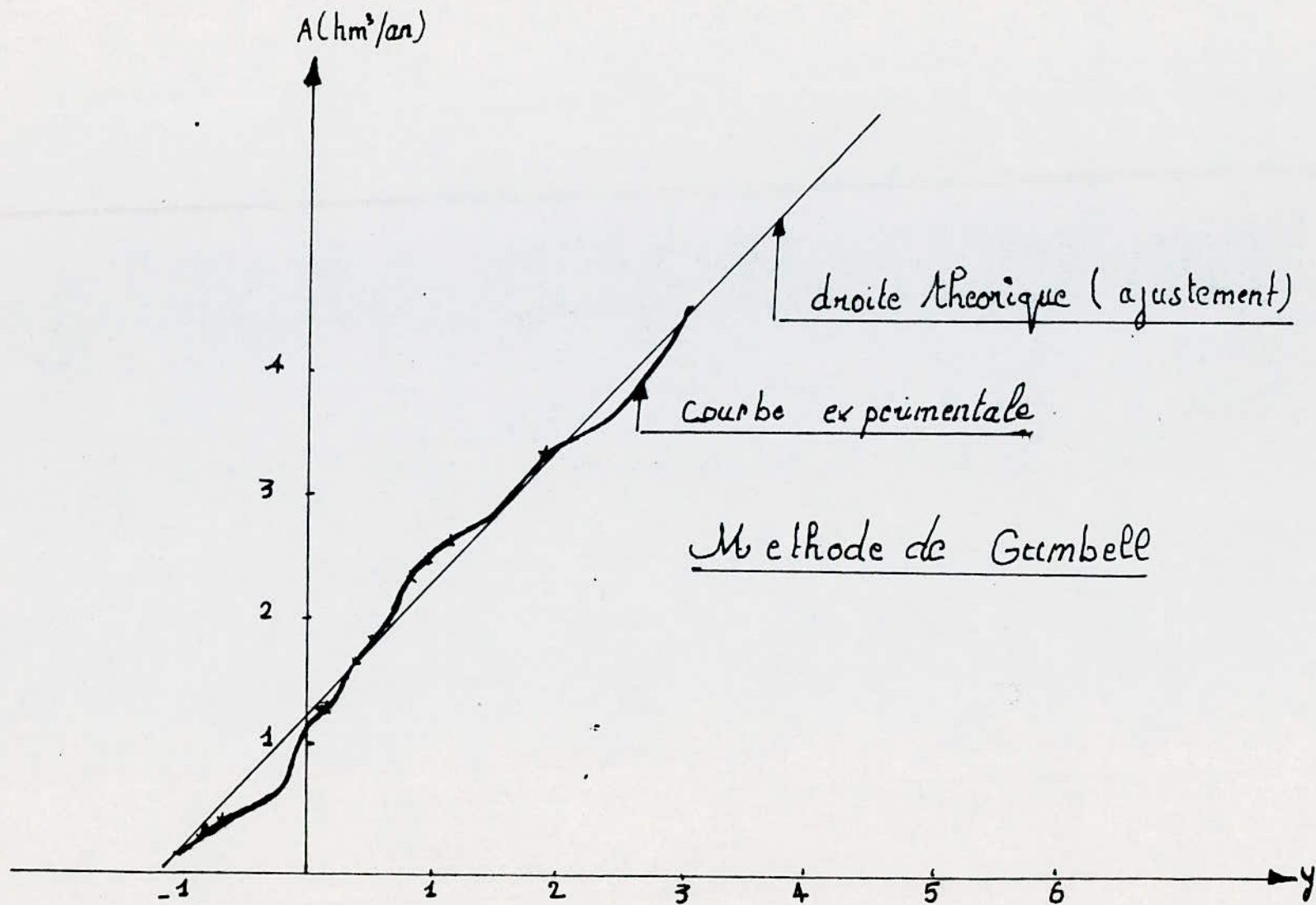
$\sum x = 1,188$

$\sum y = 1,068$

$$r = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{(\sum (x - \bar{x})^2) \cdot (\sum (y - \bar{y})^2)}}$$

$$\sum x^2 = \frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N} \quad \sum y^2 = \frac{\sum (y - \bar{y})^2}{N}$$

$P = \frac{T - 1}{T}$



COMPARAISON DES VALEURS DONNEES PAR CHAQUE METHODE

- a) Méthode de RIBKIN FOSTER
- b) Méthode de GUMBEL
- c) Formules empiriques

P(%)	A% (hm ³)		
	R- FOSTER	GUMBEL	FORMULES EMPERIQUE
5	3,89	4,32	/
10	3,36	3,60	/
20	2,73I	2,73	/
50	1,662	1,68	1,68
80	0,72	0,50	0,52
90	0,30	0,33	0,36
95	-0,07	0,13	/
99,0	/	/	/
99,9	/	/	/

REMARQUE : Les trois méthodes donnent des résultats sensiblement les mêmes.

4 - 3 - I Précipitation maximale journalière

$$P_{jmax} (\%) = \frac{P_{jmax}}{\sqrt{Cv^2 + I}} \quad \text{e} \quad u \sqrt{\ln (Cv^2 + I)}$$

$$P_{jmax} = \sum_{n=1}^n \frac{P_{jmax}}{n} = 80 \text{ mm selon l'INRH}$$

u = variable de GAUSS

Si $P < 50\%$ $f(u) = P \rightarrow$ au table

$P > 50\%$ $f(u) = 1-P \rightarrow$ au

d'après l'intégrale de GAUSS

LA REPARTITION DES PRECIPITATIONS JOURNALIERES
MAXIMALE SELON DIFFERENTE FREQUENCE

PERIODE DE RETOUR (ans)	1000	100	50	20	10	2
%	0,1	1	2	5	10	50
Pjmax (mm)	275,0	197,9	147,5	115,9	126,4	72,9

4 - 3 - 2 Pluie de courte durée

Formule de LICHTER

$$P_t = P_{jmax} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

b = exposant climatique

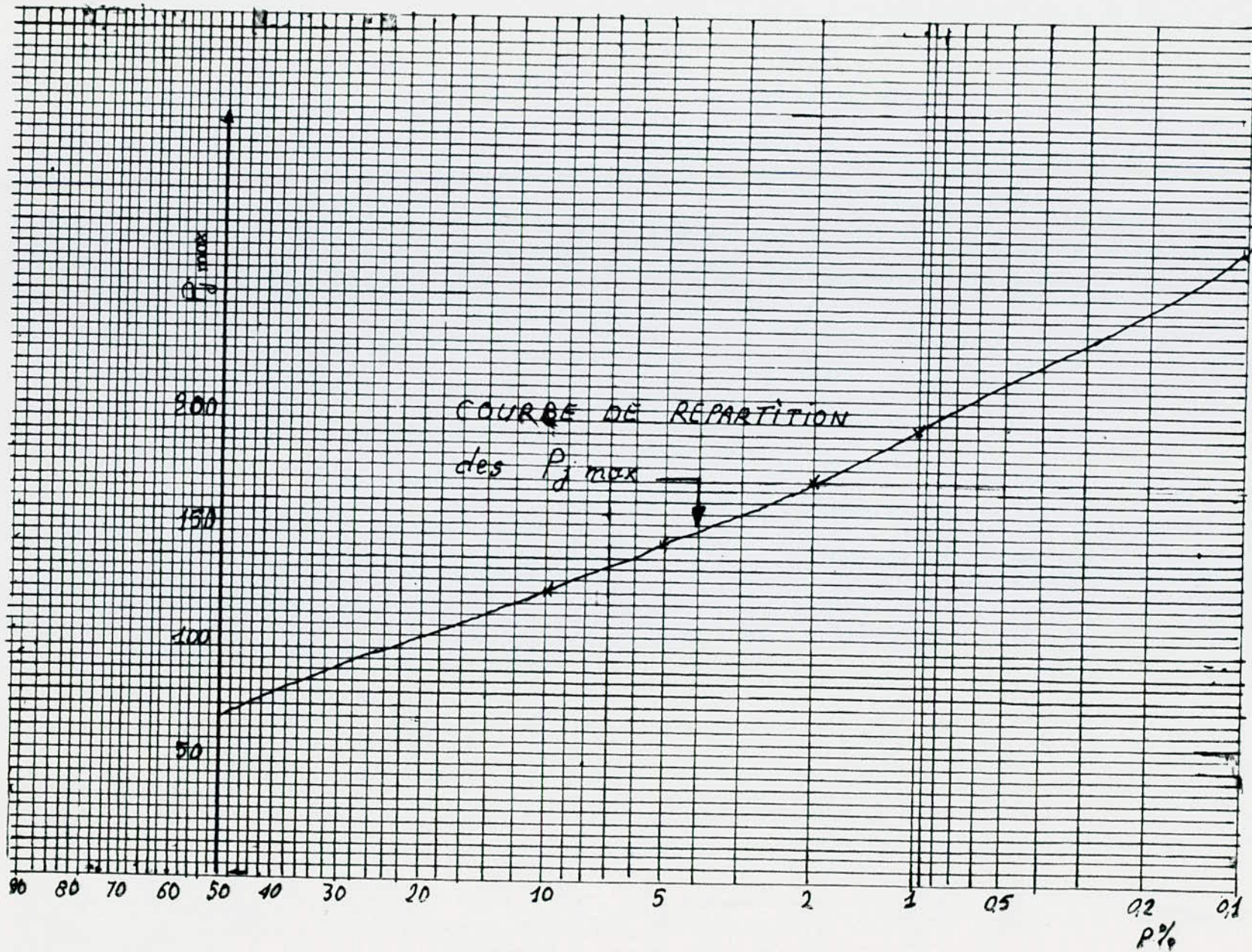
b = 0,32 selon l'INRH

$$0,30 \leq b \leq 0,45$$

TABLEAU RECAPITULATIF

TEMPS (h)	1	$t_c = 1,7$	3	6	12	24
0,1	99,46	117,87	141,36	176,47	220,99	275
1	71,56	84,82	101,73	127,10	158,53	197,9
10	45,72	54,18	64,97	81,11	101,25	126,4

* $t_c = 1,7$ heures.



5/ DEBITS

5 - I DEBIT JOURNALIER MAXIMUM

1°) Formule de M.SAMIE

$$Q_{jmax} (m^3/s) = \frac{P_{jmax} \gamma (\%) \cdot S \cdot K_a}{86400}$$

K_a = coefficient d'amortissement de la crue $K_a = 0,8$

S = superficie du B.V. $S = 9,3 \text{ Km}^2$

γ = coefficient de ruissellement %

NOTA : Pour le calcul du coefficient de ruissellement, il a été admis des coefficient hypothétiques compte tenu de la nature du couvert végétal pour des crues catastrophiques comme suit :

A = 60 % -- représente les sols légèrement perméables avec faible couvert végétal avec un coefficient d'écoulement instantané de 70 - 90

B = 40 % -- le même sol, mais avec couvert végétal (céréales) ; le coefficient d'écoulement instantané est de 40 - 60

DONC : γ 0,1% = 0,6 X 90 + 0,4 X 60 = 0,78

γ I% = 0,6 X 80 + 0,4 X 50 = 0,60

γ IO = 0,6 X 70 + 0,4 X 40 = 0,58

Les résultats du Q_{jmax} à différente fréquence se trouvent dans le tableau ci-dessous

	γ	P_{jmax} (mm)	Q_{jmax} (m ⁵ /s)
0,1	0,78	275	18,47
1,0	0,60	197,0	10,18
10	0,58	126,4	6,31

5 - 2 DEBITS DE POINTE

1°) Formule de GIANDOTTI

$$K = \frac{Q_p}{Q_{jmax}} = \frac{P_{tc}}{P_{jmax}} \cdot \frac{24}{T_c} \quad t_c = 1,7 \text{ heures}$$

%	P _{tc} (mm)	P _{jmax} (mm)	K	Q _{jmax} (m ³ /s)	Q _p (m ³ /s)
0,1	117,87	275	6,05	18,47	111,74
1,0	84,82	197,6	6,06	10,18	62,0
10	54,18	126	6,07	6,31	38,30

2°) Méthode rationnelle

$$Q_p = \gamma \cdot I \cdot S \quad I \left(\frac{m}{s} \right) ; S (m^2) ; Q_p (m^3/s)$$

γ -- coefficient de ruissellement calculé précédemment

I -- intensité de pluie $\left(\frac{m}{s} \right)$

S -- superficie du B.V (km²)

$$I'_t = I_j \left(\frac{24}{t} \right) \quad b = 0,32 \quad ; \quad I_j = \frac{P_{jmax}}{24}$$

%	γ	P _{tc} (mm)	Q _p (m ³ /s)
0,1	0,78	117,87	139,68
1,0	0,68	84,82	87,23
10	0,58	54,18	47,59

3°) Courbe enveloppe de CHAUMONT

Q _p (m ³ /s)	130	90	50
%	0,1	1,0	10

Tableau récapitulatif des résultats

%	Qjmax(m ³ /s)	Qp (m ³ /s)		
		I	2	3
0,1	18,47	111,74	139,68	130
1,0	10,18	62,0	87,23	90
10,0	6,31	38,30	47,59	50

FIXATION DES VOLUMES ET DES DEBITS DE POINTES
DES CRUES DE PROJET

Les résultats obtenus par différentes méthodes doivent être comparés avec les données réelles données par la station hydrométrique de AIN EL BENDA qui est la station la plus proche de notre bassin versant.

Durant les 21 années d'observation, nous avons trois (3) crues de forte intensité.

DATE	Qjmax (m ³ /s)	Qp (m ³ /s)
1973	73,6	137
1976	44,3	102
1969	36,6	106

Qjmax - débit journalier moyen

CONCLUSION :

Il nous semble que les résultats des deux (2) formules I,2 sont sous-estimés vis à vis des résultats donnés par la station de AIN BARDA ; c'est pour cela que nous avons jugé plus prudent en tenant compte de plusieurs facteurs économiques, et ceci aussi dans le sens de sécurité d'adopter les débits de pointes donnés par le tableau suivant :

%	Qjmax(m ³ /s)	Qp (m ³ /s)	V (hm ³)
0,1	18,47	90	0,55
1,0	10,18	60	0,37
10	6,31	40	0,25

VOLUME DES CRUES FREQUENTIELLES

Une fois l'hydrogramme tracé on peut calculer directement les valeurs d'écoulement fréquentielles.

$$V = Q_p \cdot t_c \quad (\text{hm}^3) \quad t_c = 1,7 \text{ heures}$$

$$V_{0,1 \%} = 0,55 \text{ hm}^3$$

$$V_{1 \%} = 0,37 \text{ hm}^3$$

$$V_{10 \%} = 0,25 \text{ hm}^3$$

5 - 3 HYDROGRAMME DES CRUES

Pour la détermination de l'hydrogramme de crue, il faut connaître les éléments caractéristiques suivants :

- le débit maximal instantané, représente le débit de pointe ;
- le débit moyen représente le rapport entre le volume d'eau écoulé pendant la crue et la durée de celle-ci ;
- le volume de la crue représente le produit du débit moyen de la crue par le temps de base de celle-ci ;
- le temps de base T_b représente l'intervalle de temps compris entre le début de la courbe de montée et la fin de la courbe de recession de l'hydrogramme ;
- le temps de montée T_m représente la différence de temps entre le début de l'écoulement et l'instant du maximum du débit.

Les paramètres de crue de l'oued MEGHEDJAYA ont été déterminés à partir de la courbe de SKOLOVSKI ; il recommande de déterminer l'hydrogramme de crue par les courbes paraboliques d'équations.

$$\text{Pour la crue } Q_x = Q_{\max} \cdot (x/t_I)^m$$

$$\text{Pour la décrue } Q_z = Q_{\max} (t_z - z)^n / (t_z)^n$$

Q_x = débit de la crue dans x heures à partir de la crue.

Q_z = débit de la crue.

Q_{\max} = débit maximal.

t_z = temps de décrue (h).

t_I = temps de montée (h).

z = temps après la pointe (h).

Les exposants m et n sont adoptés, égaux à 2 et 3 suivant les recommandations de l'auteur, les temps de montée et de décrue t_I et t_2 .

$$m = 2 \quad n = 3$$

On prend temps de montée égal au temps de concentration : $t_m = 1,7h$.

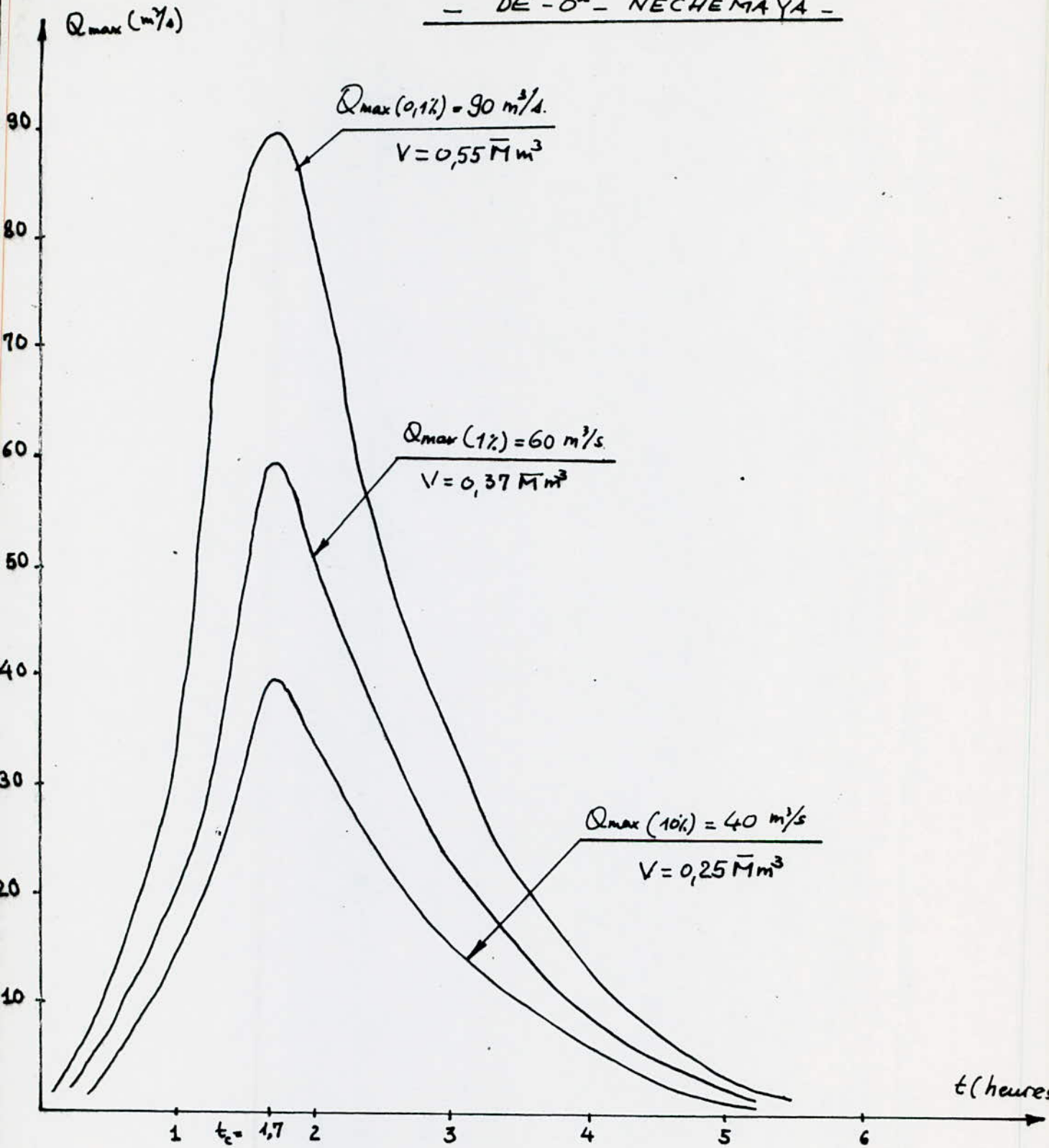
$$t_m = 1,7 h. \quad T_m = 1,7 h.$$

$$t_b = 3t_m = 5,1 h. \quad t_b = 5,1 h.$$

.../...

HEURES	Q_i/Q_{max}	$Q_{0, I\%} [m^3/s]$	$Q_{I\%} [m^3/s]$	$Q_{10\%} [m^3/s]$
1	0,350	31,50	21	14
1,7	1	90	60	40
2,4	0,630	56,7	37,8	25,2
3,1	0,360	32,4	21,6	14,4
3,8	0,180	16,2	10,8	7,2
4,5	0,080	7,2	4,8	3,2
5,2	0,023	2,07	1,38	0,92
5,9	0,003	0,27	0,18	0,12
6,6	0	0	0	0

HYDROGRAMME DE CRUE
- DE - O^d - NECHEMAYA -



V/ TRANSPORT SOLIDE

5 - I OBSERVATIONS

Le transport solide de l'oued SEYBOUSE est contrôlé par quatre stations de mesure estimées respectivement sur les oueds CHERF et BOU-HAMDANE aux environs de MEDJEZ-AMAR, l'oued MELLAH et enfin sur le cours principal à BOUDAROUA.

Les caractéristiques de ces stations sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

STATION	BASSIN VERSANT (Km ²)	ALTITUDE MOYENNE NBA(m)	PLUIVIOMETRIE (mm/an)	DEGRADATION SPECIFIQUE (t/an/km ²)
CHERF	2845	870	500	250
BOU-HAMDANE	1165	780	610	130
MELLAH	545	"	680	450
BOUDAROUA..	5500	775	600	250

Dans le cas de l'oued RESSOUL à AIN BERDA, la moyenne du taux d'abrasion spécifique est de 214,1 t/Km²/an pour la période 72/79.

La plus grande valeur observée est de 716,2 t/Km²/an durant l'année 72/73. Selon ces mesures, la dégradation spécifique dans le bassin de la SEYBOUSE ne dépasse pas la valeur de 500 t/Km²/an.

Etant donné que le bassin de l'oued FACH SABA est relativement plus exposé aux effets de l'érosion, il a été admis cette valeur comme moyenne de la dégradation spécifique = $500 \text{ t(Km}^2\text{)/an}$.

5 - 2 ENVASEMENT

Avec $T = 30$ ans, l'évolution de l'envasement sera donné par la valeur du volume d'envasement appelé volume mort.

$$V_M = \frac{9,3 \text{ (Km}^2\text{)} \times 30 \text{ (ans)} \times 500 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}}{1,6 \text{ (t/m}^2\text{)}} = 0,9 \cdot 10^5 \text{ m}^3 = 0,09/\text{m}^3$$

VI/ CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

6 - I VARIATION DU VOLUME ET DE LA SURFACE AVEC LA HAUTEUR

Les surfaces correspondantes à chaque altitude ont été déterminées par planimétrie plan par plan et cela du TLR = 307,5m à la cote 330 m. Nous donnerons les résultats dans le tableau récapitulatif qui nous a permis de tracer les courbes $S=f(h)$ et $V=f(h)$; notons que les volumes ont été déterminés par la formule :

$$V_i = h/3 (S_i + S_{i+1} + I + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1} + I^2})$$

V_i = volume de la couche ;

S_i = surface correspondante à chaque courbe de niveau ;

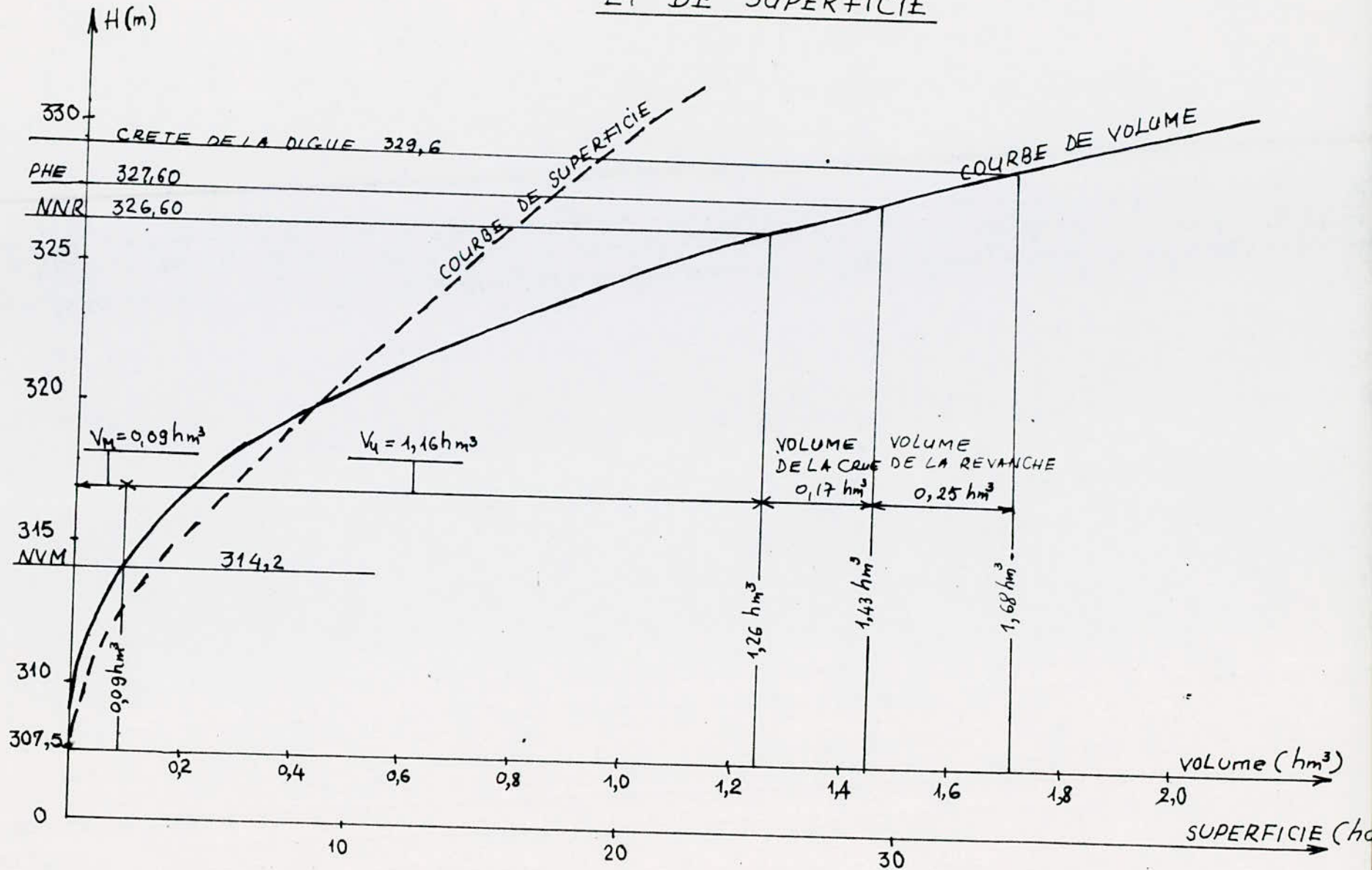
i = indice de la couche ;

h = hauteur de la couche ;

La couche est un volume délimité par 2 plans successifs.

COTE	H PROFONDEUR (m)	SURFACE (ha)		H(m)	INDIC I	VOLUME (10 ⁴ m ²)	
		S _i	$m = \frac{V_i}{H}$			V _i	V _n
307,5	0,0	00	00	2,5	I	0,66	0,66
310	2,5	0,4	0,26	5	2	8,66	9,32
315	5	3,6	1,73	5	3	29,6	38,92
320	5	8,6	5,92	5	4	55,5	94,42
325	5	13,8	11,1	5	5	81,45	1,75
330	5	19,8	16,29	/	6	/	/

COURBE DE VOLUME ET DE SUPERFICIE



6 - 2 VOLUME UTILE

Le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue et répondant à différents bassins (alimentation en eau potable, irrigation etc...). On peut estimer le volume utile par :

a) ayant la répartition cumulée des apports et de consommation, on peut tracer les courbes : $A_p = f(t)$ et $C_{on} = f(t)$ (voir le tableau N et graphe H). A partir de ces deux courbes, on détermine le volume utile nécessaire en faisant la somme de déficit maximum et l'excès maximum.

Volume utile = $0,88 + 0,28 = 1,16 \text{ Mm}^3$ (pour un apport de fréquence 50%)

$$\text{NRN} = 326,6$$

REMARQUE :

On a supposé qu'à la fin de l'utilisation toute notre retenue sera consommée.

$$C_{onss.} = B_A + E_V + E_B$$

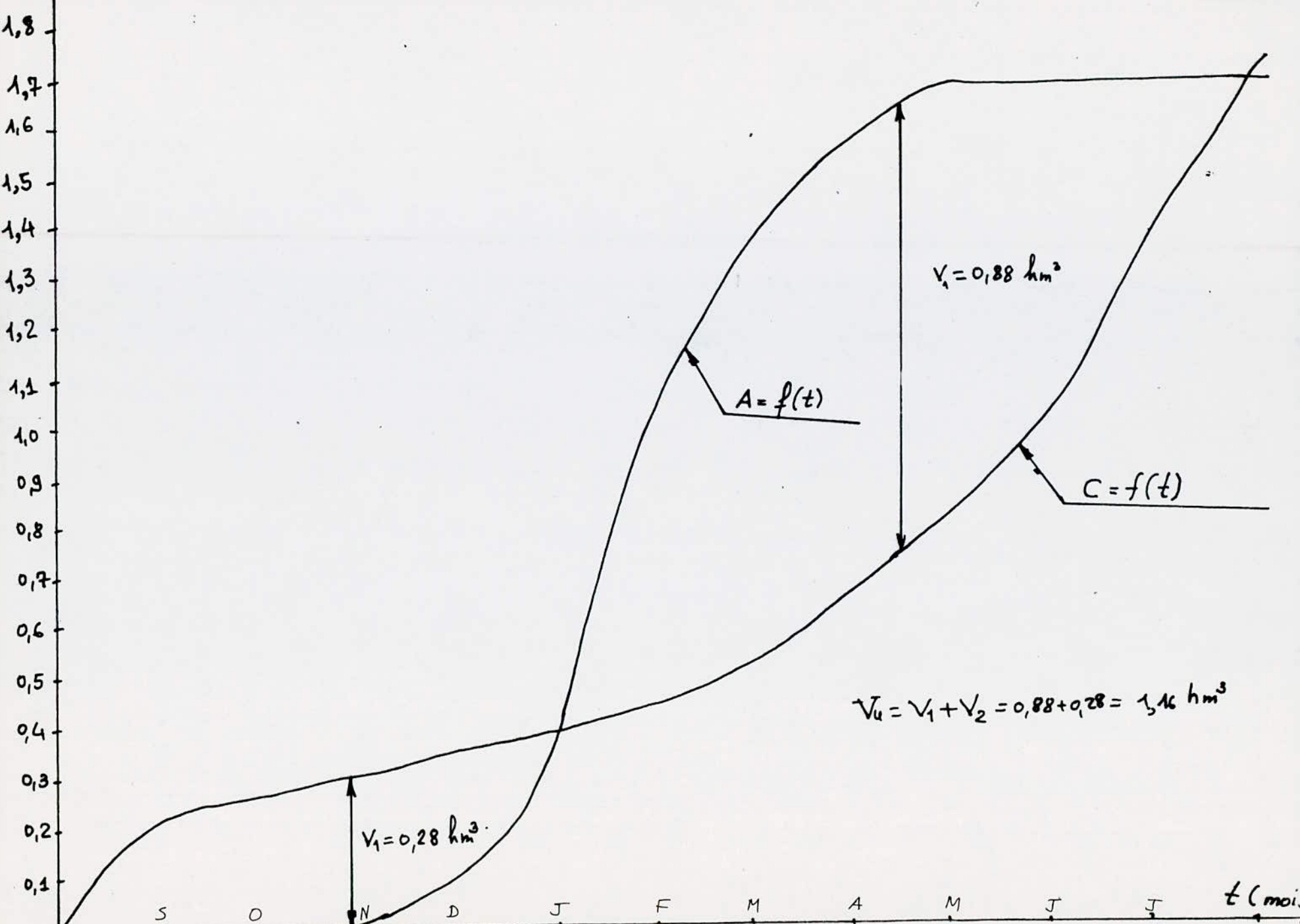
B_A = bassin Agricole

E_V = Evaporation

B_B = Besoin Biologique qui constitue 10 % de la consommation.

REPARTITION CUMULEE DES APPORTS ET CONSOMMATION

MOIS	APPORT CUMULE Mm ³	CONSOMMATION CUMULEE Mm ³
SEPTEMBRE	0	0,224
OCTOBRE	0	0,28
NOVEMBRE	0	0,314
DECEMBRE	0,084	0,346
JANVIER	0,336	0,377
FEBVIER	1,008	0,414
MARS	1,344	0,456
AVRIL	1,596	0,548
MAI	1,68	0,753
JUIN	0	1,027
JUILLET	0	1,379
AOUT	0	1,68



LAMINAGE DE CRUE

Définition :

Le volume affluant pendant les crues, se répartit en un volume stocké dans la retenue et la seconde partie est évacuée par le déversoir ; ceci est le phénomène de laminage de crue.

BUT : Protection du barrage contre la submersion et éviter les dégâts à l'aval de la construction.

L'étude se base sur l'équation différentielle

$$Q_e (t) dt = Q_s (t) dt + A(Z) dz$$

où

Q_e : débit de crue entrant dans la retenue

Q_s : débit sortant de la retenue

Z : côte du plan d'eau

dt : interval de temps considéré

A(Z) : surface du plan d'eau à la côte Z

$Q_e (t)dt$: Volume entrant

$Q_s (t)dt$: Volume sortant

$A(Z)dt$: Variation du volume dans la retenue.

Méthode utilisée : Méthode GREAGER

Elle consiste à tracer la courbe V(h) à partir de la côte N.N.R de même les courbes $V + \frac{\Delta V}{2}$ et $V - \frac{\Delta V}{2}$, avec l'hypothèse que la longueur du déversoir est déjà choisie (L = 32,5m) on fait correspondre à une hauteur de déversement un débit évacué laminé par intersection avec la courbe des volumes.

LAMINAGE DE CRUE

$$Q_p \text{ à } 0,1\% = 90 \text{ m}^3/\text{s}$$

T(h)	Q _{entr} (m ³ /s)	Δ t (h)	Δ V = $\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$ (10 ⁶ m ³)	Charge H (m)	Q _{sort} (m ³ /s)
1	31,5	1 - 1,7	0,153	0,64	34,5
1,7	90	1,7-2,4	0,186	1,0	65
2,4	57,3	2,4-3,1	0,112	0,75	42,5
3,1	32,4	3,1-3,8	0,061	0,55	26,25
3,8	16,2	3,8-4,5	0,029	0,35	14,5
4,5	7,2	4,5-5,2	0,012	0,22	6,86
5,2	2,07	5,2-5,9	0,003	0,08	1,48
5,9	0,27	5,9-6,6	0,0003	0,018	0,158
6,6	0	0	/	/	/

Notons toutefois que d'après le tableau ci-dessus le plan d'eau atteindra la côte correspondant à une lame déversante de 1,0m pour un débit évacué de 65 m³/s.

III / ETUDE // TECHNIQUE DE // L'OUVRAGE

I/ GENERALITES

L'étude d'un barrage nécessite une connaissance détaillée sur la géologie du site. Ainsi que les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux de construction de notre ouvrage, afin de prévoir des mesures nécessaires durant l'élaboration du projet.

II/ ETUDE GEOLOGIQUE

A la droite du site on observe des marnes stratifiées du SEMONTIENS avec une alternance d'interbanes de calcaires.

Sur le côté gauche du site on trouve des marnes grises avec parfois de l'argile.

Les hautes parties du bassin versant présentent des calcaires en forme massif d'épaisseur (20 + 25) cm, des schistes argileux avec des interbanes de grès bien stratifiés de TERONIEN apparaissent dans le sous bassin gauche.

Le terrain de fond de la vallée (site) se compose de deux couches superposées, une de cailloux roulés d'épaisseur de 1,5 m avec une proportion d'argile et une autre couche de gravier d'épaisseur (6-10)m à l'axe du site.

Sur les pentes plus douces de la vallée au dessus du bassin de fond marneux on remarque l'existence d'une couche d'argile brune bien plastique d'épaisseur de (4-5)m. Cette argile se trouve aussi sur les côtés gauche et droit de la cuvette.

2 - I Perméabilité

La perméabilité est liée à la roche souterraine constituée d'argile, marnes et marno-calcaire. Ces dernières sont répandues à travers le lit, du fait qu'ils ont une très grande imperméabilité ; ils constituent une assise convenable au point de vue fondation.

2 - 2 Choix du type du barrage

Le choix du type du barrage dépend non seulement de la topographie du site mais aussi de la disponibilité des matériaux sur place.

Selon les examens jusqu'à présent la construction d'un barrage en terre.

La présence d'argile, marnes et marno-calcaire sont convenable au point de vue fondation. L'épaisseur de la couche d'argile varie de 1 à 5 m ce qui confirme le choix du type de notre ouvrage.

Les matériaux de construction de la digue peuvent être exploités à gauche et à droite de la cuvette (argile) et aussi une carrière qui peut être ouverte sur les flancs des montagnes se trouvant en amont sur la rive gauche de la vallée de l'oued NECHEMAYA (enrochement) pour la protection du talus amont.

2 - 3 Caractéristique géotechnique :

. Alluvions du lit et des terrasses environnantes :

- Densité rationnelle : $1,75 \text{ g/cm}^3$
- Densité humide : $2,1 \text{ g/cm}^3$
- Teneur en eau naturelle : 22 %
- Cohésion admise : 0
- Angle de frottement interne : $\varphi^{\circ} = 30$
- Coefficient de perméabilité : $5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

.../...

• Argile de pléistocène :

C'est une argile bien plastique de couleur brunâtre.

-- Densité sèche : $1,73 \text{ g/cm}^3$

-- Teneur en eau naturelle : 20 %

-- Densité humide : $2,08 \text{ g/cm}^3$

-- Résistance à la compression simple : $R_c = 2,5 \text{ bars}$

-- Densité sèche : $1,73 \text{ g/cm}^3$

-- Angle de frottement interne : $\varphi^\circ = 25^\circ$

-- Coefficient de perméabilité : $K = 10^{-9} \text{ m/s}$

-- Cohésion + à l'état sel : $0,92 \text{ t/m}^2$

+ à l'état sature : $0,14 \text{ t/m}^2$

-- Limite d'Atterberg : $I_p = 29 \%$

$W_p = 52 \%$

-- Indice de consistance : I, I

2 -- 4 Zone d'emprunt

Elles sont facilement accessibles vers le sous bassin gauche de la cuvette et sur les rives gauches de la cuvette où une très grande partie d'argile homogène sera exploitée pour la construction de la digue.

Les divers matériaux rocheux peuvent servir à la protection du talus peuvent être exploités d'une carrière se trouvant en amont du barrage vers le sud à 1,5 km environ.

III/ CONCEPTION DU BARRAGE

3 -- I Dimensionnement de la digue

La hauteur de la digue sera prise égale à la hauteur correspondante au volume max. de la retenue (NMaxR) majoré d'une revanche prise dans le sens d'une sécurité absolue et d'un décapage de 0,5 m

3 - 3 - I La revanche

La revanche est la distance séparant le niveau maximum de la retenue et le niveau de la crête du barrage.

Pour déterminer la revanche il faut tenir compte des vagues et de la projection de l'eau vers le haut du barrage causé par la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. Le calcul de la revanche est estimé par les formules suivantes :

1°) -- $R = I, I + 0,3 \sqrt{F}$ $F =$ Fetch du plan d'eau
 $F = 1,5 \text{ km}$

2°) Formule de STEVENSON

$$R = 0,75 hv + \frac{v^2}{2g}$$

$v =$ vitesse des vagues

$v = 1,5 + 2 hv$; $hv =$ hauteur de la vague

Plusieurs formules pour le calcul de la hauteur des vagues.

a) formule de STEVENSON /

$$hv = 0,76 + 0,032 \sqrt{WF} - 0,26 \sqrt{F}$$

$W = 90 \text{ km/h}$ $F = 1,5 \text{ km}$

b) formule de MALLIET et PACUET /

$$hv = 0,5 + 0,33 \sqrt{F}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

	FORMULE			VALEUR
	I	2		
	a	b		ADOPTÉE
R (m)	1,46	1,15	1,23	R=1,5m

3 - I - 2 Largeur de la crête du barrage

a) formule de KHAPPEN /

$$B_c = 1,65 \sqrt{H_D} ; H_D = 22 \text{ m.}$$

b) formule de B. REECE /

$$B_c = 1,1 \sqrt{H} + 1,0$$

T. BILLET RECAPITULATIF

formule	a	b	valeur adoptée
B_c	7,75	6,17	$B_i = 6,0\text{m}$

3 - I - 3 Risberme

Nous proposons deux risbermes un à l'amont, l'autre à l'aval de longueur de 6,0m à un niveau de 10,0m au dessous du niveau de la crête du barrage.

Ces deux risbermes participent à la stabilité de l'ouvrage, aussi facilitent la circulation des engins et machines pendant la répartition des parties endommagées de notre ouvrage.

3 - 2 - I Noyau étanche

Le but de ce noyau est d'augmenter le chemin de parcours des particules d'eau sous la digue afin de contribuer à la stabilité de notre ouvrage. Il sert aussi à l'ancrage de ce dernier avec la roche même.

3 - 2 - 2 Choix de l'emplacement du noyau étanche

Notre choix d'emplacement a été fixé au dessous du pied de parement amont afin d'éviter le stockage de l'eau sous notre digue.

3 - 2 - 3 Dimensionnement du noyau

La profondeur du noyau est de 10,5 avec une petite base de 3 m et une pente de 1 : 1,5 pour les deux (2) parements.

3 - 3 Pentes des talus

Le choix des pentes des talus se base sur les caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et la hauteur du barrage comme l'explique le tableau suivant :

HAUTEUR DU BARRAGE	TYPE DE BARRAGE	PENTES	
		AMONT	AVAL
$H_B < 5m$	- HOMOGÈNE	1/2,5	1/2
	- A ZONE	1/2	1/2
$H_B = 5-10$	- HOMOGÈNE A GRANULOMETRIE ETENDUE	1/2	1/2
	- HOMOGÈNE A FORT % D'ARGILE	1/2,5	1/2,5
	- A ZONE	1/2	1/2,5
$H_B = 10-20m$	- HOMOGÈNE A GRANULOMETRIE ETENDUE	1/2,5	1/2,5
	- HOMOGÈNE A FORT % D'ARGILE	1/3	1/2,5
	- A ZONE	1/2,5	1/2,5
$H_B > 20m$	- HOMOGÈNE A GRANULOMETRIE ETENDUE	1/3	1/2,5
	- HOMOGÈNE A FORT % D'ARGILE	1/3,5	1/3
	- A ZONE	1/3	1/3

Nous avons adoptés les valeurs suivantes :

- Talus amont : $1/3,5$

- Talus aval : $1/3,0$

Car notre ouvrage est construit avec des matériaux homogènes (argile) et d'hauteur $H_D = 22,0$ m.

3 - 4 Protection des talus

- Talus amont :

L'effet néfaste des vagues et du vent sur le talus amont nécessite une protection qui est réalisée en enrochement rangé à la main ou en vrac ; cette dernière, par facilité de mise en place et par son économie est préférable.

Cette protection repose sur une couche drainante qui s'oppose à l'entraînement des particules du corps du barrage. Nous préconisons une épaisseur de 1 mètre pour cette protection.

- Talus aval :

Pour le talus aval nous proposons une protection contre l'érosion par une simple plantation d'une couche de terre végétale de 30 cm d'épaisseur.

IV RESEAU D'EAU COULEMENT

4 - LES INFILTRATIONS

Les infiltrations à travers le corps de la digue influent sur sa stabilité en entraînant les matériaux à l'aval et en augmentant le phénomène de Renards et par la suite la destruction totale de l'ouvrage.

4 - 2 LIGNE DE SATURATION

L'allure de la ligne de saturation dans le cas d'une digue composée de matériaux homogène n'est pas influencée par la perméabilité du matériaux composant le massif ; elle ne dépend que de la forme géométrique de ce dernier.

La ligne de saturation est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY qui fût le premier à avoir étudié un tel écoulement. Toutefois CASAGRANDE plus apportera quelques précisions en spécifiant que l'écoulement serait correctement représenté si on fait partir la parabole théorique d'un point situé à 0,3 m du point N ou n et la projection de la partie du talus.

La ligne de saturation partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau avec le talus amont, c'est une parabole d'équation $X^2 + Y^2 = (X + Y_0)^2$ X et Y étant ces coordonnées.

avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$

Coordonnées pour tracer la parabole théorique de KOZENY :

X	0	10	20	30	40	60	70	80	90	100	110
Y	1,21	5,06	7,06	8,6	9,91	12,11	13,07	13,96	14,80	15,60	16,36

X	120	130	140	150
Y	17,08	17,78	18,44	19,09

.../...

La parabole de KOZENY continuera jusqu'au drain disposé au talus oval de la digue et intersectera ce dernier à une distance $a + sa$ (voir schéma). N°1

L'intersection de la ligne de saturation avec le prisme sera d'une distance de " sa " au dessous de la parabole.

Ces points d'intersection peuvent être déterminés à partir de l'équation des coordonnées polaires de la parabole de base

$$a + sa = \frac{Y_0}{I - \cos \alpha}$$

$$\frac{sa}{a + sa} \equiv m(\alpha)$$

$m(\alpha)$ est une fonction de α tirée directement de l'abaque angle au pied du prisme.

$$\alpha = 146^{\circ},31$$

sa = distance entre le point d'intersection de la ligne de saturation avec le prisme et le point d'intersection de la parabole de base avec ce même prisme.

$$\frac{sa}{a + sa} = 0,1$$

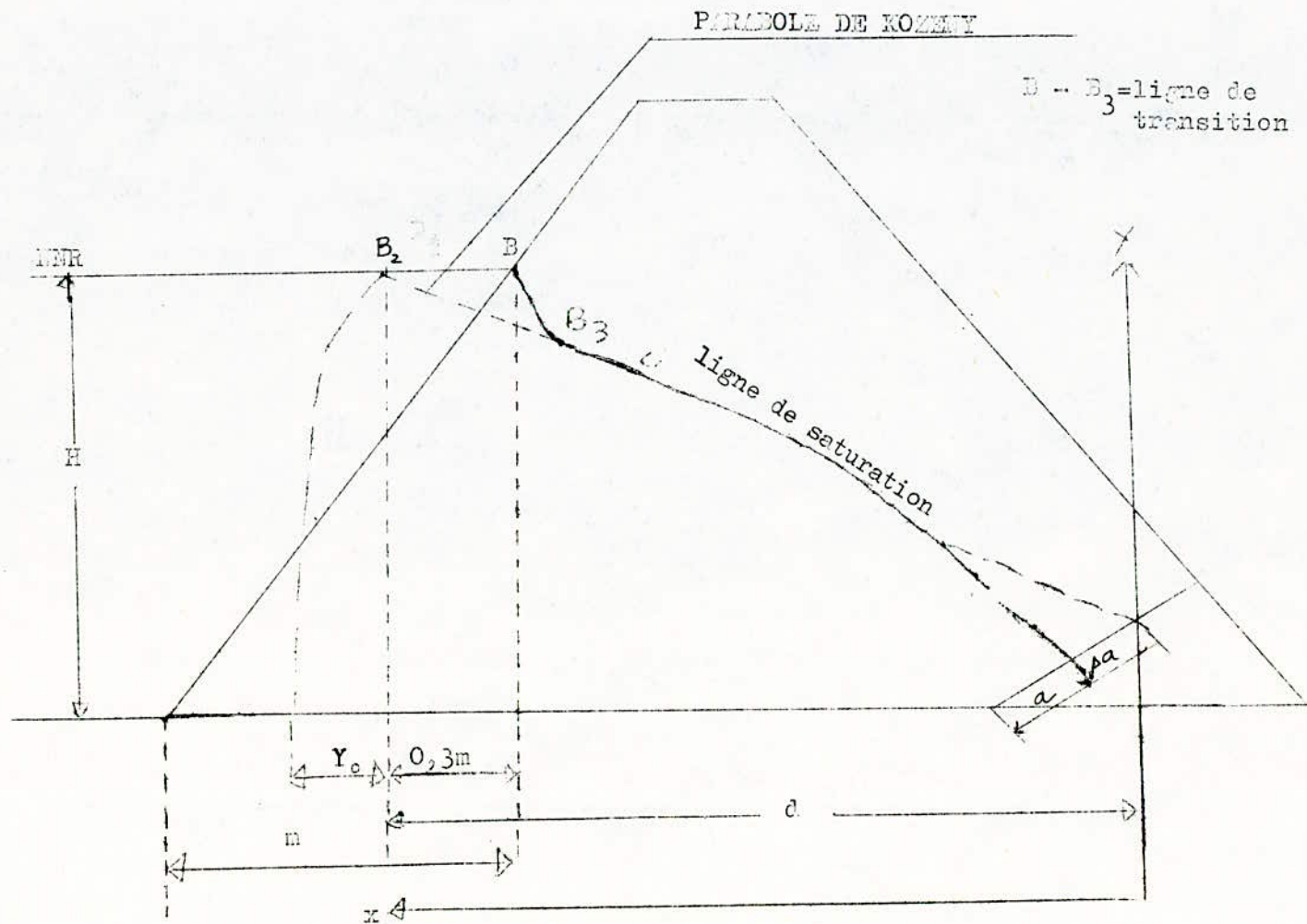
$$a + sa = 0,66$$

d'où

$$sa = 0,1 (a + sa)$$

$$sa = 0,1 \times 0,66 = 0,066 \text{ m}$$

$$a = 0,66 - 0,066 = 0,594 \text{ m}$$



schema N° 1

4 - 3 Estimation du débit de fuite

4 - 3 - I Débit de fuite à travers le corps du barrage

En vertu de la méthode de KOZMAY, le débit de fuite à travers le corps du barrage sera estimé par la formule suivante :

$$q = K (\sqrt{H^2 + D^2} \cdot d)$$

K = perméabilité du matériaux constituant le corps du barrage

d = projection horizontale C B (voir fig. n°1)

H = hauteur de la retenue normale

avec :

$$K = 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$d = 91,2 \text{ m}$$

$$H = 19,1 \text{ m}$$

$$q_M = 1,97 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$$

4 - 3 - 2 Débit de fuite à travers la fondation de l'ouvrage

En vertu de la loi de DARCY

$$q = K i A$$

K = perméabilité du noyau ancré

A = aire soumise à l'infiltration

A = Y.I (section par unité de largeur)

I = gradient hydraulique

$$I = \frac{dY}{dX}$$

$$q dX = K Y dY$$

$$q \int_0^b = K \int_{h_0}^{H+b} Y dY$$

b = longueur du noyau ancré

h_0 = charge à l'aval du noyau $h_0 = 0$

$H + b$ = charge à l'amont du noyau

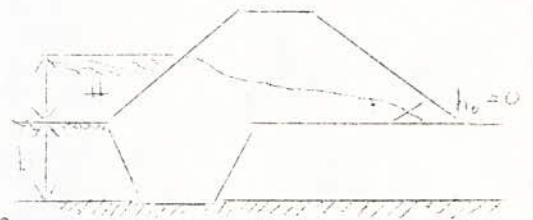
$$q = \frac{K (H + b)^2 - h_0^2}{2L}$$

ou $L = b = 10,5$ m

$H = 19,1$ m

$h_0 = 0$

$$q_2 = 10^{-9} \frac{(19,1 + 10,5)^2}{2 \cdot 10,5} = 4,1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$



d'où le débit de fuite totale est

$$q_t = q_1 + q_2 = 6,08 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce débit est largement admissible

ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

5 - I Exposé du problème

Le glissement du terrain s'exprime d'une manière très varié, il produit soudainement durant des mois, voire plusieurs années.

La rupture entraîne une forme vaguement circulaire ou comme caractéristique géométrique différente.

Pour s'assurer de la stabilité amont et aval des talus dans les cas les plus défavorables on introduit les hypothèses suivantes :

1°) quand le réservoir es plein le talus amont est en danger sous l'effet des forces d'infiltration.

2°) quand le réservoir est vide les eaux de pluies s'infiltrent dans le massif et réapparaissent dans la partie basse des talus amont et aval et cela nuit à la stabilité du corps du barrage.

3°) le vidange du réservoir provoque toujours un danger sur le talus amont lors de l'effet des vitesses d'écoulement très important qui provoque l'érosion sur ce dernier. Ces vitesses d'infiltration peuvent provoquer les effets suivants :

- a) phénomène de renard ;
- b) effet des sous-pressions.

Pour calculer la stabilité des talus on introduit la notion du coefficient de sécurité pour obtenir les conditions normales avec la bonne tenue de l'ouvrage.

Ce dernier pose des questions les plus controversées de la mécanique du sol. Face à ce problème, aux données complexes nous allons procéder par la méthode des tranches ou méthode suédoise due à PETERSON (1916) développée pour les ruptures circulaires par FJELLENIUS en 1927 perfectionnée plus récemment par BISHOP en 1954, étendue aux ruptures non circulaires par NONVEILLER en 1965.

5 - 2 Méthode utilisée

Le glissement est supposé se produire instantanément le long de la surface de rupture considérée comme étant une surface cylindrique à axe horizontale, de centre O et de rayon R.

Inventaire des forces

G_n : poids de la tranche

N_n : composante de G suivant le rayon

T_n : composante tangentielle de G

X_n : composante horizontale due à l'action de la tranche voisine ($n - 1$)

Z_n : composante verticale due à l'action de la tranche ($n - 1$)

Il est admis que :

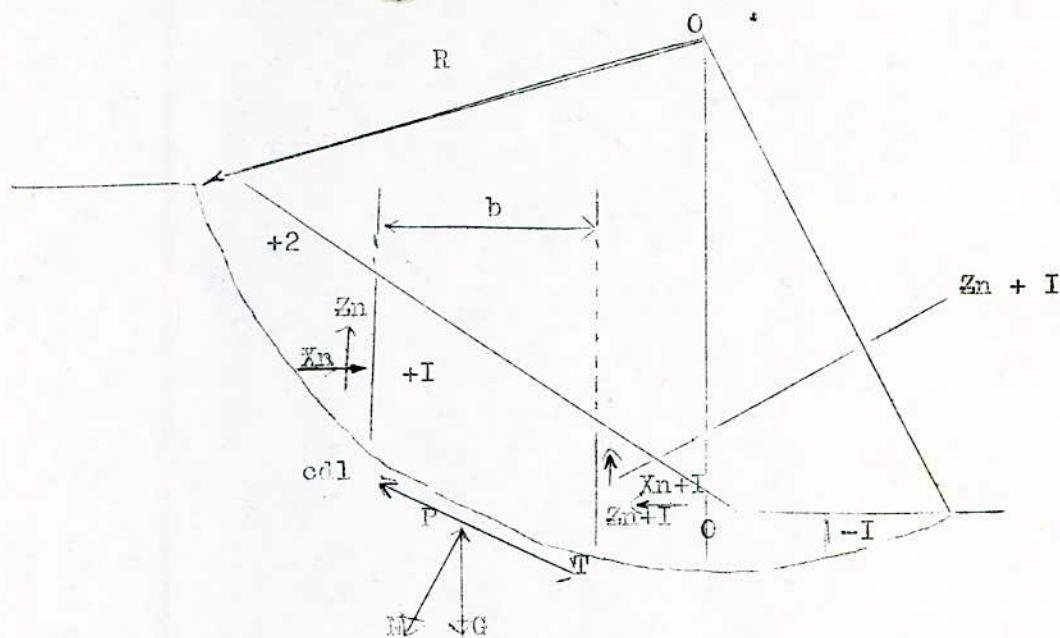
$$X_{n+1} = X_n$$

$$Z_{n+1} = Z_n$$

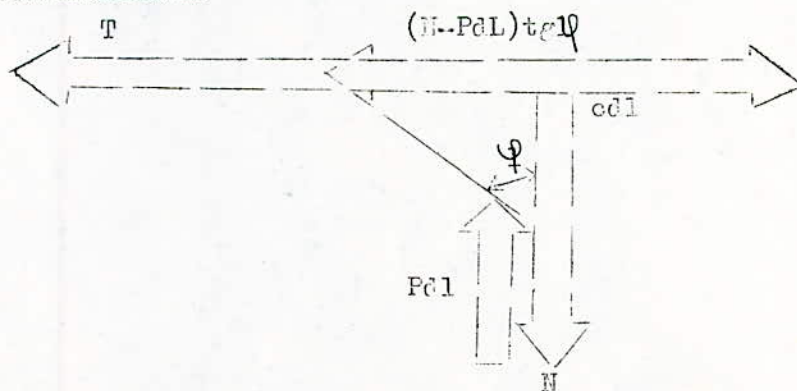
Le découpage des tranches dans la partie du massif sujette au glissement se fait ainsi :

avec R : rayon du cercle de rupture la longueur d'une tranche est $b = \frac{R}{I \cdot O}$

La tranche interceptée par la verticale menée du centre du cercle O portera le numéro 0 (zéro) ; pour le talus aval les tranches se trouvent à droite sont numérotées négativement et, celles de gauche positivement. L'amont c'est l'inverse.



REPRÉSENTATION DES FORCES



Le coefficient de sécurité au glissement est par définition le rapport du moment des forces résistantes à celui des forces motrices.

$$K_s = \frac{\sum M \text{ résistant}}{\sum M \text{ moteur}}$$

Les forces résistantes sont :

- force de frottement :

$$(N - Pd) t_{gl}$$

où N composante normale de G

P pression d'infiltration

d l longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

- force de cohésion :

$$cd$$

où c cohésion du sol

T : force motrice tangente au cercle de glissement.

$$\sum M \text{ résist/O} = \sum (N - Pd) t_{gl} + cd l \quad R$$

$$\sum M \text{ moteur/O} = \sum T.R = R \sum T$$

$$K_s = \frac{R (\sum (N - Pd) t_{gl} + cd l)}{R \sum T}$$

$$K_s = \frac{\sum (N - Pd) t_{gl} + cd l}{\sum T}$$

.../...

Rappelons que le poids d'une tranche se calcule comme suit :

$$G_n = b (\gamma_1 h'_1 + \gamma_2 h'' + \gamma_3 h''')$$

ou

b = largeur d'une tranche

γ_1 = Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation

γ_2 = Densité de la zone située au dessous de la ligne de saturation (densité saturée)

h'_1 = Hauteur moyenne de la partie de la tranche non saturée

h'' = Hauteur moyenne de la partie de la tranche saturée

h''' = Hauteur moyenne de la partie de la tranche appartenant à l'assise

LA force tangentielle est la composante de G

$$T = G_n \sin \alpha_n$$

$$\sin \alpha_n = \frac{n}{n_t}$$

n = numéro de la tranche considérée

n_t = nombre total des tranches

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$$

α = angle que fait la droite interceptant la tranche avec la verticale

$$\text{Pression d'infiltration } P = \gamma h_p$$

h_p = hauteur piézométrique de la tranche considérée

γ == poids spécifique de l'eau

$$\text{La force de pression } Pdl = \gamma h_p dl$$

$$dl = \frac{b}{\cos \alpha_n}$$

$$K_s = \frac{\sum \left[G_n \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} - h_p \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \cdot \text{tg } \varphi + c \cdot b \cos \alpha_n}{\sum G_n \cdot \frac{n}{n_t}}$$

.../...

Talus amont :

On considère deux cas :

- fin de construction (réservoir vide)
- vidange rapide.

Chaque vidange faite en moins d'un mois est considérée comme étant rapide.

Lorsque le niveau de l'eau atteint le pied du talus, le corps du barrage emmagasine une certaine quantité d'eau qui ne s'est pas encore écoulée à cause d'un abaissement rapide du niveau.

Dans la retenue, cette quantité d'eau crée une pression qui tient en équilibre une partie du massif mouillé.

La composante normale sera égale à :

$$(N - Pd1) = (\gamma_{sat} - I) . n . b$$

$\gamma_{sat} - I$ densité immergée

$$n = h_n \cos \alpha_n$$

La composante tangentielle T sera

$$T = \gamma_{sat} . t . b$$

$$t = h \sin \alpha_n$$

$$T = \gamma_{sat} . h . b \sin \alpha_n$$

Cette force est génératrice d'un mouvement d'entraînement.

Talus aval :

Nous considérons deux cas :

- fin de construction (réservoir vide)
- fonctionnement normal (réservoir plein)

Le fonctionnement normal de la retenue se présente lorsque le barrage est en exploitation, dans ce cas s'instaure un écoulement continu vers l'aval.

sollicitation due au séisme :

On doit tenir compte de l'effet du séisme en faisant intervenir une force due à l'accélération d'un tel mouvement.

Le coefficient de sécurité :

$$K_s = \frac{\sum (N - P d_l) t_{c1} + \sum c d_l}{\sum T_n + I/R \sum a \cdot G_n \cdot d_n}$$

où

a.g force due au séisme

d_n son bras de levier $\alpha = 0,12$

$\chi = a \cdot g$ accélération du mouvement

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

FONCTIONNEMENT NORMAL TALUS AVAL R=60.m

N°	b	h'	h''	h'''	γ_1	γ_2	γ_3	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	l_n	W_n	$(G_n \cos \alpha - W_n) \tan \phi$	$c \cdot l_n$	T_{th}	d_n	$T_{th} \cdot d_n$
-6	6.0	0	0	1.28	1.73	2.08	1.75	13.44	-0.31	0.95	-4.17	12.77	6.3	8.06	2.72	0	1.61	52.25	84.12
-5	"	0	0	3.3	"	"	"	34.65	-0.26	0.96	-9.01	33.26	6.25	20.6	7.31	0	4.16	53.9	224.22
-4	"	0	0	4.95	"	"	"	51.97	-0.24	0.98	-10.91	50.93	6.12	30.29	11.92	0	6.24	53.95	336.25
-3	"	0	0	6.23	"	"	"	65.41	-0.16	0.99	-10.46	64.75	6.06	37.75	15.59	0	7.85	55	431.75
-2	"	2.05	0	7.15	"	"	"	96.35	-0.10	0.995	-9.63	95.87	6.03	43.11	30.46	0	11.56	56.44	652.9
-1	"	3.3	0	7.7	"	"	"	115.1	-0.05	0.998	-5.75	114.87	6.01	46.28	39.60	0	13.81	54.26	749.33
0	"	4.47	0	7.9	"	"	"	132.46	0.0	1.0	0.00	132.46	6.0	47.4	49.11	0	15.89	53.53	850.59
1	"	6.23	2.93	7.7	"	"	"	182.07	0.05	0.998	9.10	181.7	6.01	63.88	68.02	0	21.85	52.8	1153.68
2	"	3.12	4.77	6.97	"	"	"	165.10	0.10	0.995	16.51	164.27	6.03	70.79	53.29	0	19.8	51.35	1016.33
3	"	3.67	5.5	6.23	"	"	"	172.15	0.16	0.99	27.54	170.46	6.06	71.08	55.95	0	20.66	50.60	1045.39
4	"	3.85	6.97	5.13	"	"	"	180.82	0.24	0.98	37.97	177.2	6.12	74.05	46.91	0.85	21.7	49.13	1066.12
5	"	4.22	8.06	3.3	"	"	"	179.01	0.26	0.96	46.54	171.85	6.25	71.0	47.03	0.875	21.48	47.66	1023.74
6	"	4.85	9.17	1.47	"	"	"	180.19	0.31	0.95	55.86	171.18	6.3	67.03	47.33	0.88	21.62	45.83	990.84
7	"	5.13	8.62	0	"	"	"	160.83	0.37	0.93	59.51	149.57	6.45	55.6	43.80	0.90	19.3	44.00	849.2
8	"	5.87	6.42	0	"	"	"	141.05	0.42	0.91	59.24	128.35	6.59	42.3	40.12	0.92	16.93	41.43	701.41
9	"	6.42	3.67	0	"	"	"	112.44	0.47	0.88	52.85	98.95	6.82	25.03	34.47	6.27	13.93	38.86	541.32
10	"	7.33	0.92	0	"	"	"	87.57	0.53	0.85	46.41	74.43	7.06	6.49	31.68	6.49	10.51	36.66	385.29
11	"	4.4	0	0	"	"	"	45.67	0.58	0.81	26.49	36.99	7.41	32.6	17.25	6.82	5.48	33.0	180.84
12	1.5	1.1	0	0	"	"	"	2.85	0.63	0.78	1.79	2.22	1.41	1.55	1.035	1.3	0.342	31.16	10.66

$\Sigma = 389.88$

$\Sigma = 643.59 \quad \Sigma = 25.3$

$\Sigma = 12294.38$

$$K_s = \frac{643.59 + 25.3}{389.88} = 1.71$$

$$K_{ss} = \frac{643.59 + 25.3}{389.88 + \frac{1}{60} (12294.38)} = 1.12$$

FONCTIONNEMENT NORMAL TALUS AVAL R = 56.8 m

N°	b	h'	h''	h'''	γ_1	γ_2	γ_3	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	l_n	W_n	$(G_n \cos \alpha - W_n) \tan \phi$	$C_n \cdot l_n$	T_{th}	d_n	T_{th}
-6	3.0	0.0	0.0	0.73	1.73	2.08	1.75	3.83	-0.33	0.94	-1.26	3.60	3.19	0	2.08	0.0	0.46	50.84	23.39
-5	5.68	0.0	0.0	4.83	"	"	"	18.19	-0.28	0.96	-5.1	17.46	5.92	0	10.08	0.0	2.18	51.33	111.90
-4	"	0.0	0.0	3.66	"	"	"	36.38	-0.22	0.97	-8.0	35.29	5.85	0	20.37	0.0	4.36	52.25	227.81
-3	"	2.38	0.0	4.76	"	"	"	70.7	-0.17	0.98	-12.02	69.29	5.79	13.78	32.05	0.0	8.48	52.24	443.08
-2	"	2.56	0.0	5.5	"	"	"	79.82	-0.11	0.99	-8.78	79.02	5.74	4.69	37.14	0.0	9.38	51.70	495.29
-1	"	3.85	0.0	5.86	"	"	"	96.08	-0.05	0.998	-4.8	95.89	5.69	21.91	42.71	0.0	11.53	51.33	591.83
0	"	4.76	1.1	6.23	"	"	"	121.68	0.00	1.00	0.00	121.68	5.68	33.28	51.04	0.0	14.60	50.97	744.16
1	"	2.93	3.56	6.05	"	"	"	132.16	0.05	0.998	6.60	131.89	5.69	37.5	54.50	0.0	15.86	49.87	790.94
2	"	2.93	5.5	5.5	"	"	"	148.45	0.11	0.99	16.32	146.96	5.74	48.39	56.91	0.0	17.8	49.13	874.51
3	"	3.3	6.6	4.4	"	"	"	154.15	0.17	0.98	26.2	151.07	5.79	57.32	43.72	5.33	18.5	47.66	881.71
4	"	3.66	7.7	3.48	"	"	"	161.71	0.22	0.97	35.58	156.86	5.85	66.46	42.15	5.38	19.4	46.57	903.41
5	"	4.4	8.62	1.47	"	"	"	159.68	0.28	0.96	44.7	146.7	5.92	77.08	32.46	5.45	19.16	44.73	857.03
6	"	4.77	9.53	0.0	"	"	"	159.46	0.33	0.94	52.62	149.89	6.04	88.37	29.62	5.55	19.13	43.63	834.64
7	"	5.5	7.33	0.0	"	"	"	140.64	0.39	0.92	54.85	129.39	6.17	78.16	23.42	5.68	16.88	40.7	687.02
8	"	6.23	5.13	0.0	"	"	"	121.82	0.44	0.90	53.6	109.96	6.31	71.68	17.7	0.88	14.62	38.5	562.87
9	"	6.6	2.2	0.0	"	"	"	90.84	0.5	0.87	45.42	79.03	6.53	57.46	10.06	0.91	10.9	35.93	359.7
10	"	5.5	0.0	0.0	"	"	"	54.04	0.55	0.83	29.7	44.85	6.84	37.62	3.37	0.96	6.48	33.00	213.84
11	4.0	1.83	0.0	0.0	"	"	"	12.66	0.61	0.79	7.72	10.0	5.06	9.26	0.74	0.71	1.52	30.25	459.5

$\Sigma = 333.35$

$\Sigma = 510.12$ $\Sigma = 30.84$

$\Sigma = 9649.13$

$\frac{510.12 + 30.84}{333.35} = 1.62$; $K_{33} = \frac{510.12 + 30.84}{333.35 + \frac{1}{56.8} (9649.13)} = 1.07$

FONCTIONNEMENT NORMAL TALUS AYAL R=53.0m.

N°	b	h'	h''	h'''	γ_1	γ_2	γ_3	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	l_n	W_{oh}	$(G_n \cos \alpha - W_{oh}) \gamma_g$	$C_i l_n$	T_{th}	d_n	$T_{th} \cdot d_n$
-5	4.5	0.0	0.0	0.73	1.73	2.08	1.75	5.75	-0.29	0.95	-1.67	5.46	4.74	3.46	1.16	0.0	0.69	49.13	33.9
-4	5.3	1.1	0.0	2.2	"	"	"	30.49	-0.23	0.97	-7.01	29.57	5.46	12.01	10.14	0.0	3.66	49.3	180.44
-3	"	2.57	0.0	3.3	"	"	"	54.17	-0.18	0.98	-9.75	53.07	5.41	17.85	20.34	0.0	6.5	49.5	321.75
-2	"	3.6	0.0	4.04	"	"	"	70.38	-0.12	0.99	-8.44	69.68	5.35	21.56	27.66	0.0	8.44	48.79	411.62
-1	"	5.13	0.0	4.4	"	"	"	87.85	-0.06	0.998	-5.27	87.67	5.31	23.58	29.88	4.93	10.54	48.76	513.93
0	"	3.3	3.3	4.4	"	"	"	107.43	0.0	1.00	0.00	107.43	5.30	40.81	38.46	0.0	12.89	47.67	614.47
1	"	2.93	4.76	4.22	"	"	"	118.48	0.06	0.998	7.11	118.24	5.31	47.7	32.9	0.74	14.22	47.3	672.61
2	"	3.3	5.86	3.66	"	"	"	128.8	0.12	0.99	15.46	127.5	5.35	50.9	35.71	0.75	15.46	46.2	714.25
3	"	3.66	7.33	2.93	"	"	"	141.5	0.18	0.98	25.48	137.3	5.41	55.5	38.8	0.76	16.99	44.7	759.45
4	"	4.03	8.06	1.65	"	"	"	138.5	0.23	0.97	31.81	134.15	5.46	53.02	37.93	0.77	16.62	43.63	725.61
5	"	4.4	9.17	0.37	"	"	"	144.8	0.29	0.95	42.0	137.6	5.58	52.52	39.34	0.78	17.38	41.98	729.61
6	"	5.13	8.43	0.0	"	"	"	139.97	0.35	0.93	49.0	113.79	5.7	48.05	38.29	0.80	16.08	40.7	683.76
7	"	5.53	6.97	0.0	"	"	"	125.05	0.41	0.91	51.27	130.17	5.82	41.05	33.34	0.82	17.38	41.98	729.61
8	"	6.23	4.77	0.0	"	"	"	109.7	0.47	0.88	51.56	96.55	6.02	29.38	30.30	5.67	13.16	36.66	482.44
9	"	6.97	2.02	0.0	"	"	"	86.19	0.53	0.85	45.68	73.26	6.23	12.89	27.35	5.87	10.34	34.65	358.28
10	"	5.87	0.0	0.0	"	"	"	53.82	0.60	0.81	32.29	43.59	6.54	0.0	19.58	6.25	6.46	33.0	213.18
11	"	2.02	0.0	0.0	"	"	"	18.52	0.65	0.76	12.04	14.07	6.97	0.0	6.30	6.68	2.22	28.6	63.49

$\Sigma = 331.56$

$\Sigma = 467.48 \quad \Sigma = 34.81$

$\Sigma = 8056.19$

$K_s = \frac{467.48 + 34.81}{331.56} = 1.51$



$K_{ss} = \frac{467.48 + 34.81}{331.56 + \frac{1}{53} \cdot 8056.19} = 1.04$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL : R=55.0m

N°	b(m)	h'(m)	h''(m)	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	G _n	sin α	cos α	G _n sin α	G _n cos α	P _n (cm)	tg ρ	G _n cos α · tg ρ	c · P _n	T _{th}	d _n	T _{th} · d _n
-6	2,0	0	0.55	1.73	1.75	1.92	-0.33	0.94	-0.63	1.80	2.13	0.58	1.04	0.0	0.23	49.25	213.3
-5	5.5	0	1.65	"	"	15.88	-0.28	0.96	-4.45	15.25	5.73	"	8.84	0.0	1.9	49.5	94.05
-4	"	0.73	2.93	"	"	35.15	-0.22	0.97	-7.73	34.09	5.67	"	19.77	0.0	4.26	50.05	243.21
-3	"	2.01	4.03	"	"	57.91	-0.17	0.98	-9.85	56.75	5.61	"	32.91	0.0	6.95	50.6	498.41
-2	"	3.48	4.76	"	"	78.93	-0.11	0.99	-8.68	78.14	5.55	"	45.32	0.0	9.47	49.97	472.27
-1	"	4.76	5.13	"	"	94.67	-0.05	0.998	-4.73	94.48	5.51	"	54.80	0.0	11.36	49.5	562.32
0	"	6.23	4.95	"	"	108.65	0.0	1.0	0.0	108.65	5.5	"	51.06	5.06	13.04	49.13	640.6
1	"	7.17	4.58	"	"	120.91	0.05	0.998	6.04	120.67	5.51	"	56.77	5.07	14.51	47.3	688.52
2	"	9.19	3.67	"	"	131.33	0.11	0.99	14.45	130.01	5.55	"	61.1	5.1	15.76	46.9	739.74
3	"	10.75	2.93	"	"	134.75	0.17	0.98	22.91	132.05	5.61	"	62.06	5.16	16.17	45.93	741.67
4	"	11.73	1.28	"	"	139.81	0.22	0.97	30.76	135.61	5.67	"	64.2	5.21	16.78	44.73	750.6
5	"	13.20	0	"	"	166.46	0.28	0.96	46.61	159.8	5.73	"	75.1	5.24	19.97	43.63	872.3
6	"	14.66	0	"	"	139.49	0.33	0.94	46.03	131.12	5.85	"	61.62	5.38	16.74	42.16	765.8
7	"	13.20	0	"	"	125.6	0.39	0.92	48.98	115.55	5.98	"	54.31	5.5	15.07	40.33	607.2
8	"	11.55	0	"	"	109.9	0.44	0.89	48.36	97.81	6.18	"	45.97	5.68	13.2	38.5	508.2
9	"	9.5	0	"	"	90.68	0.50	0.87	45.34	78.89	6.32	"	37.08	5.81	10.88	36.3	394.94
10	"	7.33	0	"	"	69.75	0.55	0.83	38.36	57.89	6.63	"	27.21	6.1	8.37	33.0	276.2
11	"	4.4	0	"	"	41.87	0.61	0.79	25.54	33.08	6.96	"	15.55	6.4	5.02	30.86	150.9

$\Sigma = 337.31$

$\Sigma = 775.39$

$\Sigma = 65.74$

$\Sigma = 8924.4$

$$k_s = \frac{775.39 + 65.74}{337.31} = 2.49$$

$$= \frac{775.39 + 65.74}{337.31 + \frac{1}{2}(8924.4)} = 1.68$$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL R=58.0m.

N°	b(m)	h'(m)	h''(m)	$\gamma_1(t/m^2)$	$\gamma_2(t/m^2)$	$G_n(t)$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	$L_n(m)$	$\tan \varphi$	$G_n \cos \alpha \cdot \tan \varphi$	$c l_n$	T_{cl}	d_n	$T \cdot d_n$
-6	3.5	0	0.73	1.73	1.75	4.47	-0.33	0.94	-1.47	4.20	3.72	0.58	2.44	0	0.54	51.1	27.44
-5	5.8	0	2.2	"	"	22.33	-0.28	0.96	-6.25	21.34	6.04	"	12.38	0	2.60	52.0	139.63
-4	"	0	3.67	"	"	37.25	-0.22	0.97	-8.19	36.13	5.98	"	20.95	0	4.47	52.98	236.82
-3	"	1.1	4.95	"	"	61.28	-0.17	0.98	-10.42	60.05	5.91	"	34.83	0	7.35	52.43	385.4
-2	"	2.75	5.5	"	"	83.42	-0.11	0.99	-9.18	82.58	5.86	"	47.89	0	10.01	52.61	526.6
-1	"	4.03	6.23	"	"	103.67	-0.05	0.998	-5.18	103.46	5.81	"	60.01	0	12.44	52.06	647.6
0	"	5.5	6.24	"	"	118.42	0.00	1.00	0.00	118.42	5.80	"	68.68	0	14.21	51.33	729.4
1	"	6.97	6.23	"	"	133.17	0.05	0.998	6.06	132.90	5.81	0.47	62.46	5.34	15.95	50.42	805.7
2	"	8.07	5.87	"	"	140.55	0.11	0.99	15.46	132.14	5.86	"	65.39	5.39	16.87	49.5	835.1
3	"	8.43	5.5	"	"	140.41	0.17	0.98	25.38	137.60	5.91	"	64.67	5.44	16.85	48.03	809.3
4	"	11.36	3.48	"	"	149.31	0.22	0.97	32.85	144.83	5.98	"	68.07	5.55	17.92	46.93	840.9
5	"	12.83	2.2	"	"	151.87	0.28	0.96	42.52	145.79	6.04	"	68.52	5.56	18.22	44.92	818.5
6	"	14.3	0	"	"	143.48	0.33	0.94	47.38	134.87	6.17	"	63.39	5.67	17.23	44.0	758.2
7	"	13.2	0	"	"	132.45	0.39	0.92	52.65	117.88	6.3	"	55.40	5.8	15.89	42.97	670.1
8	"	12.1	0	"	"	121.41	0.44	0.89	53.42	105.63	6.52	"	49.65	6.0	14.57	39.23	571.6
9	"	9.9	0	"	"	99.34	0.50	0.87	49.67	82.45	6.67	"	38.75	6.14	11.92	36.7	437.0
10	"	7.33	0	"	"	73.55	0.55	0.83	40.45	61.05	6.99	"	28.69	6.43	8.83	34.83	307.5
11	"	2.57	0	"	"	25.79	0.61	0.79	15.53	20.37	7.34	"	9.57	6.75	3.09	30.98	95.88
									$\Sigma = 340.48$				$\Sigma = 821.74$	$\Sigma = 64.02$			$\Sigma = 9642.57$

$$K_s = \frac{821.74 + 64.02}{340.48} = 2.6$$

$$K_{ss} = \frac{821.74 + 64.02}{340.48 + \frac{1}{58} (9642.57)} = 1.75$$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL R = 57.0 m

N°	b(m)	H'(m)	H''(m)	γ ₁ (H/m)	γ ₂ (H/m)	G _n (T)	sin α	cos α	G _n · sin α	G _n · cos α	P _n (m)	tg φ	G _n · cos α · tg φ	c · P _n	T _{HA}	d _n	d _n · T _{HA}	
-6	3.0	0.0	0.73	1.73	1.75	3.83	-0.33	0.94	-1.26	3.6	3.19	0.58	2.1	0.0	0.46	51.13	236.51	
-5	5.7	0.0	2.20	"	"	21.94	-0.28	0.96	-6.14	21.06	5.93	"	12.21	0.0	2.63	51.33	134.99	
-4	"	0.0	3.67	"	"	36.61	-0.22	0.97	-8.05	35.51	5.88	"	20.60	0.0	4.4	51.7	227.48	
-3	"	1.28	5.13	"	"	63.79	-0.17	0.98	-10.84	62.51	5.81	"	36.26	0.0	7.65	52.0	403.92	
-2	"	2.57	6.05	"	"	85.69	-0.11	0.99	-9.42	84.83	5.76	"	49.20	0.0	10.28	52.06	535.18	
-1	"	4.03	6.41	"	"	103.68	-0.05	0.998	-5.18	103.47	5.71	"	60.01	0.0	12.44	51.34	638.67	
0	"	5.68	6.60	"	"	121.84	0.0	1.0	0.0	121.84	5.7	"	70.67	0.0	14.62	50.6	739.77	
1	"	7.15	5.41	"	"	134.44	0.05	0.998	6.72	134.17	5.71	0.47	63.06	5.25	16.13	49.5	798.43	
2	"	8.62	5.68	"	"	141.66	0.11	0.99	15.58	140.24	5.76	"	65.91	5.30	17.0	48.77	829.09	
3	"	13.57	4.77	"	"	181.39	0.17	0.98	30.84	177.76	5.81	"	83.55	5.34	21.77	48.4	1053.7	
4	"	11.36	3.67	"	"	148.63	0.22	0.97	32.69	144.17	5.88	"	67.76	5.41	17.83	46.2	823.75	
5	"	12.84	2.20	"	"	148.56	0.28	0.96	41.6	142.61	5.93	"	67.03	5.45	17.82	44.73	797.01	
6	"	14.30	0.37	"	"	144.71	0.33	0.94	47.75	136.03	6.06	"	63.93	5.57	17.36	42.9	744.74	
7	"	13.20	0.0	"	"	130.46	0.39	0.92	50.76	119.74	6.19	"	56.28	5.69	16.61	40.3	629.95	
8	"	12.10	0.0	"	"	119.32	0.44	0.89	52.50	106.20	6.4	"	49.91	5.89	14.31	39.23	561.77	
9	"	9.53	0.0	"	"	93.97	0.50	0.87	46.98	81.75	6.55	"	38.42	6.02	11.28	35.93	405.19	
10	"	6.97	0.0	"	"	68.73	0.55	0.83	37.80	57.04	6.87	"	26.81	6.32	8.25	33.73	278.27	
11	"	4.22	0.0	"	"	41.61	0.61	0.79	25.38	32.87	7.21	"	15.45	6.63	4.93	30.43	151.84	
									Σ = 389.30					Σ = 849.19	Σ = 62.87			

$$K_s = \frac{849.19 + 62.87}{389.30} = 2.34$$

$$K_{ss} = \frac{849.19 + 62.87}{389.30 + \frac{1}{57} (10606.5)} = 1.58$$

VIDANGE RAPIDE R = 55.0 m.

N°	b (m)	h" (m)	γ (t/m ³)	sin α	cos α	G _n (t)	G _n sin α	(N-pl)	tg φ	(N-pl) tg φ	l _n	c.l _n
-4	2.5	0.34	2.08	-0.27	0.96	1.77	-0.48	0.88	0.47	0.41	2.6	0.36
-3	5.5	1.47	"	-0.20	0.98	16.81	-3.36	8.56	"	4.02	5.61	0.78
-2	"	3.48	"	-0.13	0.99	33.81	-5.17	20.46	"	9.62	5.55	0.777
-1	"	4.95	"	-0.07	0.997	56.63	-3.96	29.31	"	13.77	5.52	0.77
0	"	6.23	"	0.00	1.0	71.27	0.00	37.00	"	17.39	5.5	0.77
1	"	7.33	"	0.07	0.997	83.85	5.87	43.41	"	20.41	5.52	0.77
2	"	8.07	"	0.13	0.99	92.32	12.0	47.45	"	22.30	5.55	0.777
3	"	8.43	"	0.20	0.98	96.44	19.29	49.07	"	23.06	5.61	0.78
4	"	8.45	"	0.27	0.96	96.48	26.05	48.07	"	22.60	5.73	0.80
5	"	8.06	"	0.33	0.94	92.21	30.43	45.00	"	21.15	5.85	0.82
6	"	7.33	"	0.40	0.91	83.85	33.54	39.62	"	18.62	6.04	0.85
7	"	6.6	"	0.47	0.88	75.50	35.48	34.50	"	16.21	6.25	0.87
8	"	5.13	"	0.53	0.85	58.69	31.10	25.90	"	12.17	6.47	0.90
9	"	3.3	"	0.60	0.8	37.75	22.60	15.68	"	7.37	6.87	0.96
10	"	0.73	"	0.67	0.74	4.55	3.05	1.75	"	0.82	7.43	1.04
			"				Σ = 206.44			Σ = 228.54		Σ = 12.02

$$K_s = \frac{228.54 + 12.02}{206.44} = 1.16$$

VIDANGE RAPIDE R = 48.0 m.

N°	b(m)	h'(m)	$\gamma(t/m^3)$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n (t)$	$G_n \sin \alpha$	(N-Pl)	$t_g \psi$	$(N-Pl)t_g \psi$	$l_i(m)$	C:li
-5	2.0	0.73	2.08	-0.312	0.95	3.04	-0.95	1.5	0.47	0.70	2.1	0.29
-4	4.8	2.2	"	-0.25	0.97	21.96	-5.49	11.06	"	5.20	4.95	0.69
-3	"	4.03	"	-0.19	0.98	40.23	-7.64	20.47	"	9.60	4.9	0.68
-2	"	5.68	"	-0.125	0.99	56.71	-7.09	29.15	"	13.7	4.85	0.679
-1	"	7.33	"	-0.06	0.998	73.18	-4.39	37.92	"	17.82	4.81	0.673
0	"	8.06	"	0.00	1.00	80.47	0.00	41.78	"	19.64	4.8	0.672
1	"	9.53	"	0.06	0.998	95.15	5.71	49.30	"	23.17	4.81	0.673
2	"	10.27	"	0.125	0.99	102.53	12.82	52.7	"	24.77	4.85	0.679
3	"	10.30	"	0.19	0.98	102.83	19.54	52.33	"	24.59	4.9	0.68
4	"	10.27	"	0.25	0.97	102.53	25.63	51.64	"	24.27	4.95	0.69
5	"	9.9	"	0.312	0.95	98.84	30.84	48.75	"	22.91	5.05	0.71
6	"	9.53	"	0.37	0.93	95.15	35.20	45.94	"	21.59	5.16	0.72
7	"	8.43	"	0.44	0.90	84.16	37.03	39.33	"	18.48	5.33	0.75
8	"	6.6	"	0.5	0.87	65.89	32.94	29.77	"	13.99	5.5	0.77
9	"	4.4	"	0.56	0.83	43.93	24.6	18.93	"	8.9	5.78	0.81
10	"	1.83	"	0.62	0.78	18.27	11.33	7.40	"	3.48	6.15	0.86

$$K_s = \frac{252.81 + 11.03}{210.1} = 1.25$$

Σ 210.1

Σ 252.81

Σ 11.03

VIDANGE RAPIDE $R = 50.0 \text{ m.}$

N°	b(m)	h'(m)	$\gamma(\text{t/m}^3)$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n(\text{t})$	$G_n \cdot \sin \alpha$	(N-pl)	$\text{tg } \varphi$	(N-pl) · $\text{tg } \varphi$	$l'(\text{m})$	$c \cdot l_n$
-4	5.0	1.21	2.08	-0.27	0.96	13.31	-3.59	6.63	0.47	3.12	5.2	0.73
-3	"	3.3	"	-0.20	0.98	34.32	-6.86	17.46	"	8.2	5.10	0.71
-2	"	4.77	"	-0.13	0.99	49.61	-6.45	25.5	"	11.98	5.05	0.705
-1	"	6.41	"	-0.07	0.997	66.66	-4.67	34.5	"	16.21	5.01	0.702
0	"	7.7	"	0.0	1.00	80.1	0.00	41.5	"	19.54	5.0	0.70
1	"	8.8	"	0.07	0.997	91.5	6.4	47.38	"	22.27	5.01	0.702
2	"	9.53	"	0.13	0.99	99.11	12.88	50.95	"	23.94	5.05	0.705
3	"	10.8	"	0.20	0.98	112.32	22.46	57.15	"	26.86	5.10	0.71
4	"	9.9	"	0.27	0.96	102.96	27.80	51.32	"	24.12	5.2	0.73
5	"	9.53	"	0.33	0.94	99.11	32.71	48.37	"	22.73	5.32	0.74
6	"	9.16	"	0.40	0.91	95.26	38.10	45.0	"	21.16	5.48	0.77
7	"	8.06	"	0.47	0.88	83.82	39.39	38.30	"	18.00	5.68	0.79
8	"	6.6	"	0.53	0.85	68.64	36.38	30.29	"	14.36	5.88	0.82
9	"	4.77	"	0.6	0.8	49.61	29.77	20.61	"	9.68	6.25	0.87
10	"	2.2	"	0.67	0.74	22.88	15.33	8.79	"	4.13	6.75	0.94
						Σ 239.63			Σ	246.30	Σ	11.33

$$K_s = \frac{246.3 + 11.33}{239.63} = 1.07$$

○ UVRAGES / △ ANNEXES

- I / DERIVATION PROVISOIRE
- II / EVACUATEUR DE CRUE
- III / PRISE D'EAU

I/ DERIVATION PROVISOIRE

I - 1 / But

Cette dérivation a pour but d'abolir les difficultés qui peuvent s'imposer au cours de la réalisation de l'ouvrage, donc il est indispensable de prévoir une dérivation des eaux de l'oued surtout en période de crues afin de travailler sur le chantier dans de bonnes conditions.

Pour notre cas cette dérivation se fera par une galerie souterraine qui sera reliée à l'amont de notre ouvrage par un canal d'amené.

Lors de la mise en exploitation de l'ouvrage cette galerie assurera le vidange de fond et parfois elle servira comme organe évacuateur en cas de crues exceptionnelles.

I - 2 / Choix du tracé

Le tracé a été choisi en tenant compte de la topographie et de la géologie du site.

Au niveau du site nous remarquons la présence des alluvions dont l'épaisseur varie jusqu'à 10 mètres ce qui nous évite à choisir le tracé au niveau de cette couche car elle n'est pas stable par rapport au marno-calcaire qui se trouve sur le flanc droit du site.

Le tracé a été choisi sur le flanc droit du site, la galerie reposera sur du marno-calcaire qui est plus stable que les alluvions.

La même possibilité a été offerte sur la rive gauche du site mais le tracé s'allongera et par conséquent n'est plus économique.

I - 3 Méthode de calcul

I - 3 - I Première méthode pour le calcul de la hauteur du batardeau et du diamètre de la galerie

Le débit évacué par la conduite de vidange varie avec son diamètre et lui est proportionnel par conséquent la hauteur du batardeau varie dans le sens inverse de celui-ci ainsi que le coût d'où une étude d'optimisation est indispensable pour cela plusieurs diamètres ont été choisis pour dériver un débit $Q_{5\%} = 44m^3/s$ un simple calcul nous permet de déterminer la hauteur du batardeau.

L'équation de BERNOULLI faite entre les sections I et 2 nous permet d'écrire :

$$H_{bat} + \sum L \cdot h_s = \Delta H_T + H_2$$

Où

I : indice de la section à l'axe du batardeau

2 : indice de la section à la sortie de la galerie

H_2 : hauteur d'eau laissée à l'aval ($H_2 = 1m$)

L : longueur de la galerie suivant le tracé choisi

ΔH_T : somme des coefficients de perte de charge (entrée, sortie, des deux coudes)

h_s : hauteur de sécurité ($h_s = 1m$)

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

ΔH_L = perte de charge linéaire

ΔH_S = perte de charge singulière

$$\Delta H_C = \frac{f_r \sqrt{v^2}}{2g \cdot Dh} \cdot L$$

Dh = diamètre hydraulique

$$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{v}{\Delta h})^{-2}$$

$$\Delta H_s : (K + K' + K'') \frac{V^2}{2g}$$

K : P.d.c des deux coudes

K' : P;d.c à l'entrée (K' = 0,5)

K'' : P,d.c à la sortie (K'' = 1)

$$K_i = \frac{\alpha_i}{90} \left[0,131 + 1,847 \left(\frac{D}{2r} \right)^{3,5} \right]$$

$$\alpha_1 = 90^\circ$$

$$r_1 = 21 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = 19^\circ$$

$$r_2 = 64 \text{ m}$$

A.N. L = 180 m (longueur de la galerie)

$$H_2 = 1 \text{ m}$$

$$h_s = 1 \text{ m}$$

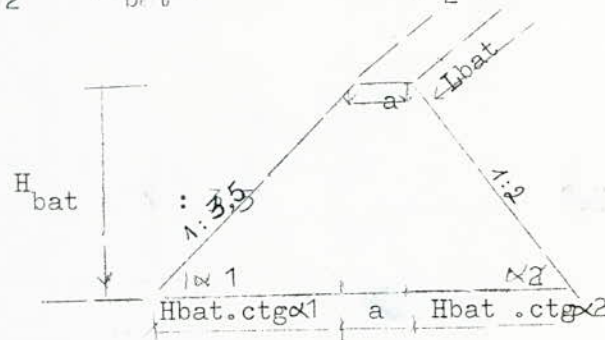
$$Q_p \text{ 5\%} = 44 \text{ m}^3/\text{s}$$

TABEAU

ϕ (m)	2	3	4
H_{bat} (m)	19,01	5,34	2,68
f_r	0,0169	0,0155	0,0146
(R) $Re = \frac{V D}{\nu}$	$2,79 \cdot 10^7$	$1,86 \cdot 10^7$	$1,4 \cdot 10^7$
ξ/D_h	0,0005	0,0003	0,00025
nature du régime	R.T.R.	R.T.R.	R.T.R.

Volume du remblais (batardeau)

$$V_{bat} = \frac{I}{2} (H_{bat} (\cot \alpha_1 + \cot \alpha_2) + 2a) H_{bat} \cdot L_{bat}$$



$$V_{bt} = \frac{\pi}{4} [(D + 2ei)^2 - D^2] \cdot Lg$$

Lg : longueur de la galerie (lg = 180 m)

e : épaisseur du béton

$$e = \left[\frac{D_i}{12} + 10 \right] \text{ (cm)}$$

• Volume d'excavation

$$V_{ex} = \frac{\pi}{4} [D + 2e]^2 \cdot Lg$$

Prix d'excavation : 100 DA / m³

Prix du béton : 2500 DA / m³

Prix du remblai : 132 DA / m³

TABLEAU

ϕ (m)	2	3	4
$V_{bat} \cdot 10^6 (m^3)$	0,09	0,023	0,0043
$\hat{C}_{bat} \cdot 10^6 DA$	11,88	3,04	0,57
$V_{ex} (m^3)$	906,830	1934,40	3346,61
$\hat{C}_{ex} \cdot 10^6 DA$	0,091	0,183	0,35
$V_{bet} (m^3)$	341,630	662,7	1085,81
$\hat{C}_{bet} (10^6 DA)$	0,854	1,66	2,714

ϕ (m)	2	3	4
cout de la galerie $10^6 \cdot DA$	0,945	1,853	3,06
cout du batardeau $10^6 \cdot DA$	11,88	3,04	0,57
cout total $10^6 \cdot DA$	12,825	4,893	3,63

Comme notre batardeau sera incorporé au corps du barrage, on se penche uniquement sur le cout de la galerie et d'après l'analyse d'optimisation on constate que le diamètre le plus économique est le $\phi 2$; mais ce dernier véhicule un débit $Q_{p5\%} = 44 m^3/s$ avec une vitesse de 14,2 m/s qui n'est pas admissible pour notre conduite en béton.

($V_{max} = 10 \text{ m/s}$) donc dans ce cas on prend le $\phi 3$ qui véhicule le débit $Q_{p5\%}$ avec une vitesse de $6,22 \text{ m/s}$ qui correspond à une hauteur du batardeau

$$H_{bat} = 6 \text{ m à partir du niveau } 307,5 \text{ m}$$

$$L_{bat} = 135 \text{ m}$$

$$\text{Côte de la crête du batardeau} = 313,5 \text{ m}$$

I - 3 - 2 Deuxième méthode de calcul

Hypothèse :

- écoulement en charge dans la galerie
- écoulement permanent

L'équation de BERNOULLI faite entre les sections I et 2 nous permet d'écrire : $H_{bat} + J L + h_s = \Delta H_T + H_2$

on suppose que $D = 3 \text{ m}$

$$\xi = 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_r = (1,14 + 0,86 \ln \xi / D_h)^{-2}$$

A.N.

$$f_r = 0,0155$$

$$L = 180 \text{ m} \quad (L = \text{longueur de la galerie})$$

$$H_2 = 1 \text{ m}$$

$$h_s = 1 \text{ m}$$

$$J = 0,01$$

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (P; d; c. \text{ Total})$$

$$\Delta H_S = (K + K' + K'') \frac{V^2}{2g}$$

$$K_i = \frac{\alpha_i}{90} [0,131 + 1,047 \left(\frac{D}{2\beta}\right)^{3,5}]$$

$$\alpha_1 = 90$$

$$\beta_1 = 21 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = 19^\circ$$

$$\beta_2 = 64 \text{ m}$$

$$K_1 = 0,131$$

$$K_2 = 0,038$$

$$K = K_1 + K_2 = 0,163$$

$$\Delta H_s = (0,5 + 1 + 0,163) \frac{V^2}{2g} = 1,66 \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H_L = 0,93 \frac{V^2}{2g}$$

$$H_{\text{bat}} = (1,66 + 0,93) \frac{V^2}{2g} + H_2 + h_s = 2,59 \frac{V^2}{2g} + 1,8$$

$$H_{\text{bat}} = 2,59 \frac{V^2}{2g} + 1 + 1 = 1,8 = 2,59 \frac{V^2}{2g} + 0,2$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{(H_1 + 0,8) \cdot 2g} / \sqrt{2,59}$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{(H_1 + 0,8) \cdot 2g}{2,59}}$$

$$H_1 + 1 = H_{\text{bat}}$$

On donne des valeurs arbitraires à H_I pour trouver le débit correspondant et on dresse le tableau suivant :

H_I (m)	2	4	6	8	10
Q (m^3/s)	33,72	43,5	51,46	58,34	64,49

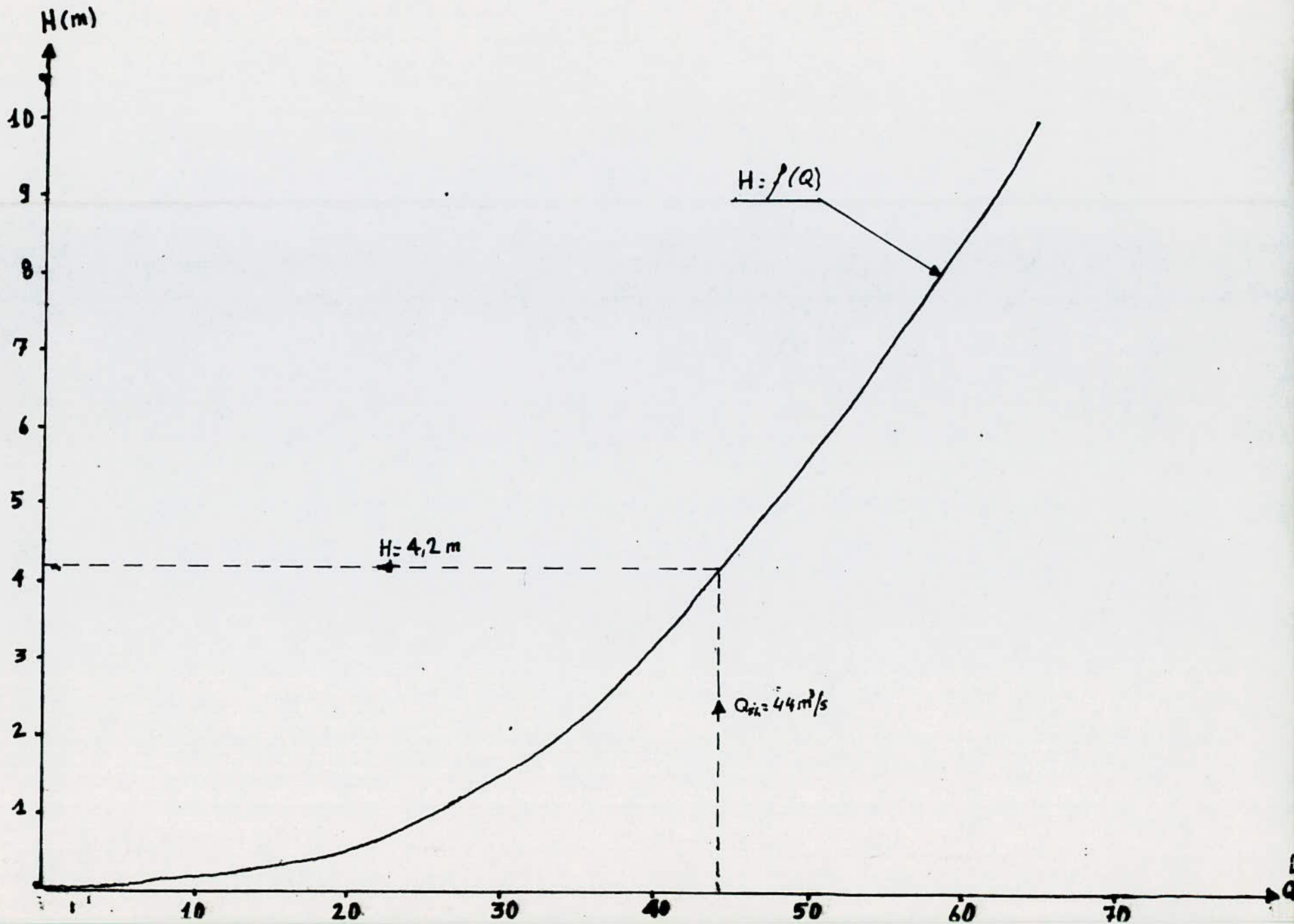
Avec les données de ce tableau on trace la courbe de tarage $H = f(Q)$

Pour le $Q_{5\%} = 44 \text{ m}^3/s \implies H_I = 4,2 \text{ m}$

Donc la hauteur du batardeau sera :

$$H_{\text{bat}} = H_I + I = 4,2 + I = 5,2 \text{ m}$$

On adopte une hauteur de 6 m pour le batardeau de notre projet.



II/ EVACUATEUR DE CRUE

2 -- I But

Pour éviter la submersion de notre barrage en période de crues on a procédé à la construction d'un évacuateur afin d'évacuer le débit de la crue sans que les autres ouvrages ne puissent être endommagés par submersion ou par affouillements.

Les conditions topographique et géologique, des considérations d'ordre économique, nous amènent à opter pour un évacuateur frontal constitué

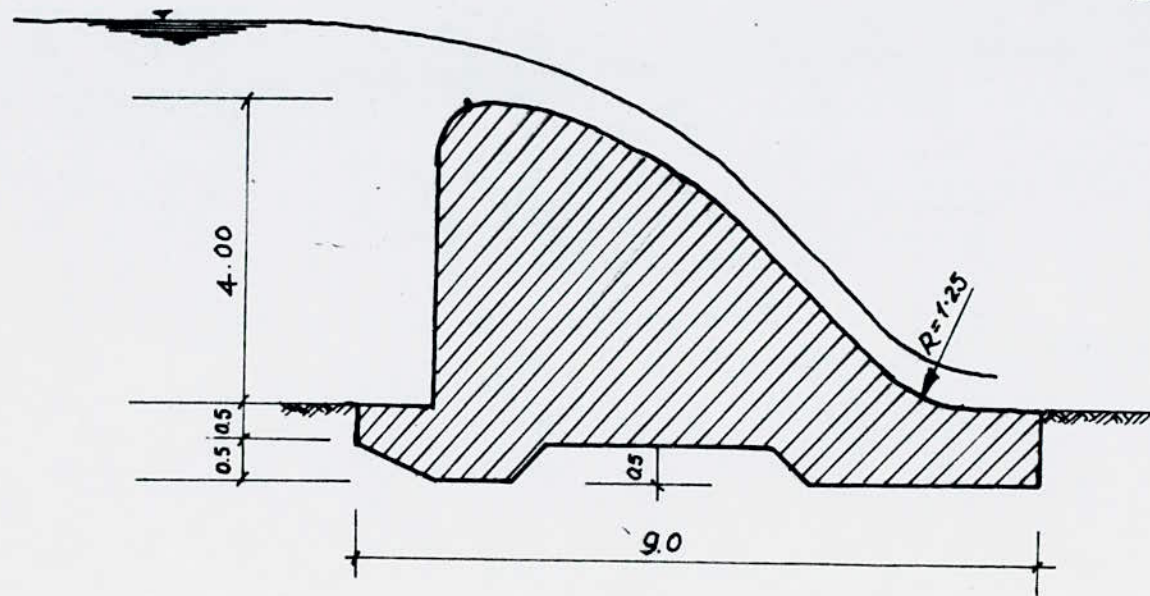
- d'un déversoir
- d'un canal de décharge
- d'un dissipateur d'énergie (saut de ski)

2 -- 2 Déversoir : profil H = 1,0m

X	Y	X	Y
0,0	0,126	1,3	0,475
0,1	0,036	1,4	0,564
0,2	0,007	1,5	0,661
0,3	0,0	1,6	0,764
0,4	0,006	1,7	0,873
0,5	0,027	1,8	0,987
0,6	0,06	1,9	1,108
0,7	0,1	2,0	1,235
0,8	0,146	2,1	1,369
0,9	0,198	/	/
1,0	0,256	/	/
1,1	0,321	/	/
1,2	0,394	/	/

PROFIL EVACUATEUR
DE CRUE

E 1:100



La hauteur critique au dessus du seuil de déversoir est

$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

ou $q =$ débit unitaire (m^2/s) $q = \frac{Q}{B}$

$Q =$ débit de crue (m^3/s)

$b =$ largeur du déversoir (m)

$g =$ accélération de la pesanteur (m/s^2)

$Q = 65 (m^3/s)$

$b = 32,5 (m)$

$g = 9,8 (m/s^2)$

$q = \frac{65}{32,5} = 2 (m^2/s)$

$k = 0,74 m$

La charge critique $H_k = \frac{3}{2} k = k = 1,12m$

La charge au pied du déversoir si on néglige le P.d;c. sur le parement aval est :

$$H = h_t + \frac{\sqrt{v_t^2}}{2g} = H_k + A' \quad (A' = C_s - C_R)$$

$h_t =$ profondeur d'eau au pied du déversoir

$v_t =$ vitesse de l'écoulement au même endroit (m/s)

$C_s =$ côte du seuil (m)

$C_R =$ côte du radier (m)

$$H = H_k \pm A' = 1,12 + 4 = 5,12m$$

En application de la théorie de la longueur fluïdo-dynamique le paramètre adimensionnel :

$$H_+ = \frac{H}{k}$$

$$H = \frac{5,12}{0,74} = 6,91$$

$$H_+ \xrightarrow{\text{abq } 18} h_{t+} = 0,275 \implies h_t = h_{t+} \cdot k = 0,21 m$$

.../...

2 - 3 Stabilité de l'évacuation de crues

Lors de l'exploitation de cet ouvrage plusieurs sollicitations interviennent et qui sont variables avec le temps nous devons étudier son comportement dans plusieurs cas de sollicitation afin de trouver les solutions nécessaires à sa sécurité.

Dans notre étude nous vérifierons la stabilité contre :

- le glissement
- le renversement
- le soulèvement

2 - 3 - I Stabilité contre le glissement

$$K_g = \frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces d'entraînement}}$$

$$K_g = \frac{f(G - W \cdot \phi)}{P}$$

où

K_g : coefficient de sécurité

f : coefficient de frottement

G : poids de l'ouvrage

$W \cdot \phi$: pression de l'eau d'infiltration

P : poussée due à la pression d'eau

$$G = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot h \cdot b$$

avec γ_b : poids spécifique du béton = 2,4 T/m³

$$h = 4\text{m}$$

$$b = 9\text{m}$$

$$G = 43,2 \text{ T/m.l}$$

Poussée de l'eau sur le parement amont

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2$$

$$P = 8 \text{ T/m.l}$$

.../...

Pression d'infiltration

$$W \phi_n = \frac{\gamma}{2} \alpha \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot h \cdot b$$

α : coefficient de réduction des sous pression

$$\alpha = 0,5 \text{ à } 1$$

Pour notre calcul on prend $\alpha = 0,8$

$$W \phi_n = \frac{\gamma}{2} \cdot 0,8 \times 1 \times 4 \times 9 = 14,4 \text{ T/m.l}$$

$$W \phi = 14,4 \text{ T/m.l}$$

D'où

$$K_g = \frac{0,3 (43,2 - 14,4)}{8} = 1,1$$

f : coefficient de frottement = 0,2m

2 - 3 - 2 Stabilité contre le renversement

$$K_{\text{R}} = \frac{\sum \text{moment /c Retenant}}{\sum \text{moment /c Renversement}}$$

$$\sum \text{des Moments retenant/c} = \frac{\rho}{3} \cdot b (G - W \phi) = 172,8$$

$$\sum \text{des Moments renversant/c} = \frac{1}{3} \cdot P \cdot h = 10,66$$

2 - 3 - 3 Stabilité contre le soulèvement

$$K_{\text{S}} = \frac{\sum \text{forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{forces provoquant le soulèvement}}$$

$$K_{\text{S}} = \frac{G + P_{\text{I}}}{W \phi}$$

ou

P_{I} : poids de l'eau sur la console à la base du déversoir

$$P_{\text{I}} = b_{\text{I}} \cdot h = 4\text{T}$$

b_{I} = largeur de la console de la base

$$K_{\text{S}} = \frac{43,2 + 4}{14,4} = 3,28$$

Dans les trois cas on constate que la stabilité de l'ouvrage est bonne par conséquent aucune modification n'est à apporter.

.../...

2 - 4 Canal évacuateur

2 - 4 - I Rôle

Son rôle est de véhiculer vers l'oued le débit de crue passant par déversoir.

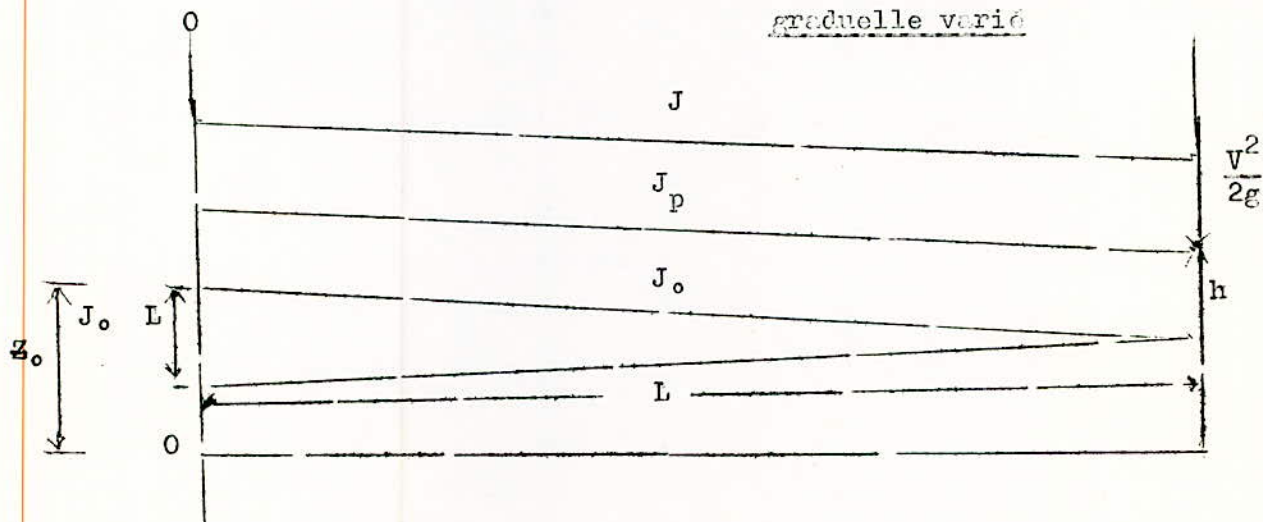
Le canal est rectangulaire et linéairement convergent sa pente géométrique est déterminée par les conditions topographiques est de 7 % .

2 - 4 - 2 Etude de l'écoulement dans le canal

L'écoulement ayant lieu dans le canal est graduellement varié. Dans un tel écoulement les différents paramètres hydrauliques sont variables et son profil en long est dit courbes de remous.

Le remous en une section donnée est la différence entre la profondeur réelle h du courant et la profondeur normale h_0 correspondant à un régime uniforme pour un débit considéré.

2 - 4 - 2 - I Equation différentielle du mouvement graduellement varié



.../...

En faisant tendre ΔL vers zéro la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient J de la P.d.c c'est à dire : $J = \frac{d}{dL} \int \left(\frac{v^2}{2g} + z_0 - J_0 L + h \right) dl$ (1)

z_0 désignant la cote du fond du canal dans la section déterminée par $L=0$

$$J = - \frac{v}{g} \frac{dv}{dL} + J_0 - \frac{dh}{dL} \quad (2)$$

L'équation de continuité pour un écoulement permanent est

$$v.A = C^{ste} \quad (3)$$

En décrivant (3) suivant L on tire :

$$A \frac{dv}{dL} + v \frac{dA}{dL} = 0 \quad (4)$$

En posant $dA = b dh$

b = désignant la largeur du plan d'eau (4) devient

$$\frac{dv}{dL} = - \frac{v.b}{A} \frac{dh}{dL} = - \frac{Q.b}{A^2} \frac{dh}{dL} \quad (5)$$

En éliminant $\frac{dv}{dL}$ entre (2) et (5) et en exprimant v par l'équation de continuité il ressort :

$$\frac{Q^2.b}{g.A^3} \frac{dh}{dL} + J_0 - \frac{dh}{dL} = J \quad (6)$$

En exprimant dL de (6) on a :

$$dL = \frac{+ I - \frac{Q^2.b}{gA^3}}{J_0 - J} dh \quad (7)$$

L'équation (7) est l'équation différentielle du mouvement graduellement varié. Avec ΔL distance entre deux sections consécutives (m).

Q : débit véhiculé (m^3/s)

b : largeur du plan d'eau (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

A : section mouillée (m^2)

$$L \frac{I}{2} = \int_{h_I}^{h^2} \frac{I - Q \cdot l / g l^3}{J_0 - J} dh$$

A H : différence de profondeur d'eau des deux sections (m)

J₀ : pente géométrique du canal

J : gradient de pente de charge

I

L2 : longueur développée entre deux sections

2 - 4 - 3 Profil en long de l'écoulement

La détermination de la courbe de remous se fait par intégration de l'équation (7) ; les calculs sont effectués par une calculatrice TI.59 programmée par Gess-LAPRAY ex professeur à l'E.N.P.A

Elles est basée sur les formules suivantes :

$$b_i^{i-I} = \frac{b_0 + bn - b_0 (L_i + \frac{\Delta L}{2})}{Ln} \quad (m)$$

b_i^{i-I} : largeur moyenne du tronçon (m)

b_0 : largeur initial du canal (m)

bn : largeur initiale du canal (m)

Ln : longueur du canal (m)

L_i : longueur développée jusqu'au début

Δl : distance entre les sections initiales et finales du tronçon.

$$A_i = \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \sqrt{b_i^{i-I} + \chi^2 \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right)^2}$$

A_i : section mouillée moyenne de tronçon

h_i : profondeur d'eau au début de tronçons

Δh_i : décroissement du plan d'eau entre des sections initiales et finales du tronçons. χ inclinaison des talus $\chi = \text{ctg}$

$$P_i = b_i^{i-I} + \chi \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right)$$

P_i : périmètre mouillé moyen du tronçon (m)

.../...

$= \sqrt{I + \lambda^2}$ \longrightarrow paramètre des talus égal au rapport entre la longueur de l'ensemble des talus et la profondeur moyenne du tronçon.

$f_r = (I,14 - 0,86 \ln \lambda/Dh)^{-2}$ -- coefficient de frottement selon NIDKURADZE avec $\xi = 0,005$ m rugosité absolue

$D_h = \frac{Q_i}{P_i}$: diamètre hydraulique

$J = \frac{f_r \cdot Q^2}{D_h \lambda^2 \cdot 2g}$: gradient de perte de charge

EXECUTION DU PROGRAMME

Introduire le programme de calcul

Introduire les données

$Q = 65 \longrightarrow 01$

$\xi = 0,005 \longrightarrow 02$

$J_0 = 0,07 \longrightarrow 03$
08

$\lambda = 0.000001 \longrightarrow 05$

$L_0 = 0 \longrightarrow 06$

$h_0 = 0.2039 \longrightarrow 48$

$bn = 8.125 \longrightarrow 16$

$b_0 = 32,5 \longrightarrow 18$

$Ln = 280 \longrightarrow 20$

Δh (varie par tranche) $\longrightarrow 17$

$(\Delta L) = 3 \longrightarrow 15$
45

$(K_0) = 0.74 \longrightarrow 27$
47

$(hu_0) = 03 \longrightarrow 37$
57

$\nu = 0.000001 \longrightarrow 00$

$0.001 \times \frac{1}{t}$ (precision de L_i^{i-1})

Appuyer sur A $\longrightarrow h_{i1} = h_I + \frac{\Delta h}{2} = 0.209 \longrightarrow 07$

RcL 09 $\longrightarrow \lambda = 2\sqrt{I + \lambda^2} = 2$

Appuyer sur B $\longrightarrow L_{0=1} = 2.923 \longrightarrow 06$ RcL 08 $\longrightarrow h_I = 0.214$ RcL 04 $\longrightarrow h_i = 32,2$

RcL 29 $\leftarrow \xi/Dh = 6.058 \cdot 10^{-3}$ RcL 19 $\leftarrow \lambda R = 7.963 \cdot 10^6 \rightarrow$ turbrug

RcL 12 $\leftarrow \frac{P}{R} = 0,0327$

.../...

Appuyer sur C \rightarrow K = 0.746 \leftarrow 27

" D \rightarrow hu = 0.346 \leftarrow RoL 37

Pour tirer les valeurs à rapporter au tableau faire varier valeur et signe de h à réintroduire au registre I7 au fur et à mesure de l'avancement de l'exécution du programme et régler B, C et D tant que L_i In. Nous adoptons une revanche de Im pour le canal évacuateur.

2 - 3 Dissipateur d'énergie

Du fait que l'écoulement bénéficie d'une grande énergie durant sa turbulence tant au long du canal évacuateur peut occasionner des affouillements et des destructions à l'aval donc il est indispensable de faire une dissipation d'énergie en raison de la topographie de l'endroit. Nous prévoyons un saut de ski comme dissipateur d'énergie.

Le rayon de courbure des déflecteurs est fonction de la pression exercée sur le radier. En pratique R 5h

R : rayon (m)

h : hauteur d'eau au niveau du saut de ski (m)

h = 0,524 R \searrow 2,62m Prenons R = 3m

Tracé du jet

D'après le schéma nous avons les relations suivantes :

$$X = (V \cos \alpha) t \quad (1)$$

$$Y = (V \sin \alpha) t - \frac{1}{2} g t^2 \quad (2)$$

$$(1) == t = \frac{X}{V \cos \alpha}$$

$$(1), (2) == Y = V \sin \alpha \frac{X}{V \cos \alpha} - \frac{1}{2} g \left(\frac{X}{V \cos \alpha} \right)^2$$

$$Y = X \operatorname{tg} \alpha - \frac{X^2}{4 h c \cos^2 \alpha}$$

$$\text{Avec } h c = \frac{V^2}{2g}$$

.../...

La portée est déterminée à partir de la relation suivante

$$X = 1,8 \left(h + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\alpha$$

h : hauteur du tirant d'eau au niveau du saut de ski (m)

V : vitesse au départ du saut (m)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{hb} = \frac{65}{0,524 \times 8,57} = 14,47 \text{ m/s}$$

α : angle correspondant à la portée égale en général à 30

$$X : 1,8 \left(0,524 + \frac{(14,47)^2}{19,6} \right) \sin 60^\circ = 20,16\text{m}$$

On adopte $X = 20,5\text{m}$

REMOUS ASCENDANT TYPE P₃

Turbulent - Rugueux - Torrentiel - Subnormal

L_i	h_i	$\frac{i-I}{i}$	k_i	h_{ui}	Δh
0,000	0,204	32,336	0,742	0,280	.01
3,774	0,214	31,990	0,744	0,282	
7,940	0,224	31,606	0,750	0,284	
12,600	0,234	31,173	0,756	0,286	
17,890	0,244	30,677	0,763	0,288	
23,995	0,254	30,099	0,771	0,291	
31,162	0,264	29,416	0,781	0,295	
39,692	0,274	28,601	0,793	0,299	
49,881	0,284	27,636	0,808	0,304	
61,859	0,294	26,527	0,826	0,311	
75,365	0,304	25,314	0,849	0,319	
89,739	0,314	24,057	0,876	0,328	
104,241	0,324	22,811	0,907	0,339	
118,348	0,334	21,612	0,939	0,350	
131,796	0,344	20,474	0,974	0,362	
144,493	0,354	19,402	1,009	0,375	
156,431	0,364	18,394	1,046	0,388	
167,643	0,374	17,448	1,084	0,401	
178,174	0,384	16,558	1,123	0,415	
188,074	0,394	15,722	1,163	0,429	
197,392	0,404	14,934	1,204	0,443	
206,176	0,414	14,191	1,246	0,458	
214,468	0,424		1,289	0,474	

(suite du tableau à la page suivante)

L_i	h_i	$i-I$ b_i	K_i	h_{ui}	Δh
214,468	0,424	13,489	1,289	0,474	...
222,308	0,434	12,824	1,333	0,490	
229,729	0,444	12,195	1,378	0,506	
236,766	0,454	11,598	1,426	0,523	
243,446	0,464	11,031	1,474	0,541	
249,796	0,474	10,491	1,525	0,560	
255,839	0,484	9,978	1,576	0,579	
261,597	0,494	9,488	1,630	0,599	
267,091	0,504	9,021	1,685	0,620	
272,336	0,514	8,574	1,743	0,642	
277,350	0,524		1,803	0,685	

III / PRISE D'EAU

L'ouvrage de prise d'eau a pour but de prélever à chaque instant le débit nécessaire à l'irrigation en abolissant les matières solides qui peuvent être transportées par le cour d'eau.

L'abolissement de ces matières solides est nécessaire car leur présence dans l'eau provoque des défaillances dans le système de commande des vannes d'ouvrage.

Le débit nécessaire à l'irrigation sera véhiculé par une conduite qui empruntera la galerie de vidange.

Pour notre projet l'ouvrage de prise sera constitué par une tour munie de deux fenêtres, l'une disposée à un niveau de 323,6m, l'autre à un niveau de 315 m, elles alimenterons les conduites de prise qui s'unissent en une seule conduite de $\varnothing 300$ qui logera la galerie de vidange.

III - I Calcul du débit de prise

D'après les données d'apports que nous avons envisagés dans l'étude hydrologique nous constatons que pendant six mois l'Apport est nul.

Durant cette période la demande sera plus pesante que pendant d'autres saisons, ainsi on retenue une valeur de colume de prise qui correspond à 17 % du volume utile du réservoir par

$$\text{mois } V_p = \frac{Vu \times 17}{100} \quad (\text{volume utile en m}^3)$$

$$Vu = 1,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Vu = volume utile

$$Q_p = \frac{V_p}{T}$$

Q_p = débit de prise

T = période d'un mois

.../...

$$Q_p = \frac{0,197 \cdot 10^6}{31.24 \cdot 3600} = 0,074 \text{ m}^3/\text{s}$$

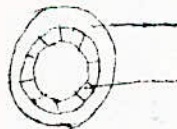
avec ϕ 300 nous aurons

$$V = \frac{Q_p}{S} = \frac{4 \cdot Q_p}{D} = 1,047 \text{ m/s}$$

Les fenêtres seront équipées de vannes réglables. La conduite principale en acier sera logée dans la galerie suspendue à sa partie supérieure. Le réglage de la vanne se fera manuellement, pour cela on prévoit une échelle métallique au niveau de la tour pour pouvoir y accéder.

III - 2 Protection de la conduite de prise

Comme les conduites en acier sont sensibles à la corrosion une protection s'avère nécessaire, pour cela on prévoit un revêtement à l'extérieur d'une couche mince d'émail butumineux et un voile de verre noyé dans cette couche. L'épaisseur de revêtement est de 2,5 à 3 mm.



voile de verre

émail butimineux

III - 3 Dimensionnement du bassin d'amortissement pour la galerie de vidange

Données :

- débit à évacuer ($Q = 44 \text{ m}^3/\text{s}$)
- $B = 6\text{m}$
- cote à la sortie de la galerie de vidange = 304m
- cote de l'oued = 301,5m
- $h = 1,3\text{m}$

.../...

Calcul :

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{44}{6} = 7,33 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{\varepsilon}} = \sqrt[3]{\frac{(7,33)^2}{9,8}} = 1,762\text{m}$$

$$H_K = \frac{3}{2} K = 2,64\text{m}$$

$$H_m = a + H_K = 2,5 + 2,64 = 5,14\text{m}$$

$$\Delta H = H_m - H$$

$$H = h + \frac{V^2}{2g} = h + \frac{q^2}{h^2 \cdot 2g} \quad (V = \frac{q}{h})$$

$$H = 1,3 + \frac{(7,33)^2}{(1,3)^2 \cdot 19,6} = 2,92\text{m}$$

$$\Delta H = 5,14 - 2,92 = 2,22$$

$$\Delta H_+ = \frac{2,22}{1,76} = 1,26$$

$$\Delta H_+ \xrightarrow{\text{abq 18a.}} \begin{cases} I_+ = 10,14 \\ (H_{I_+}) = 3,23 \\ h_{r_+} = 2,01 \\ h_{t_+} = 0,4 \end{cases}$$

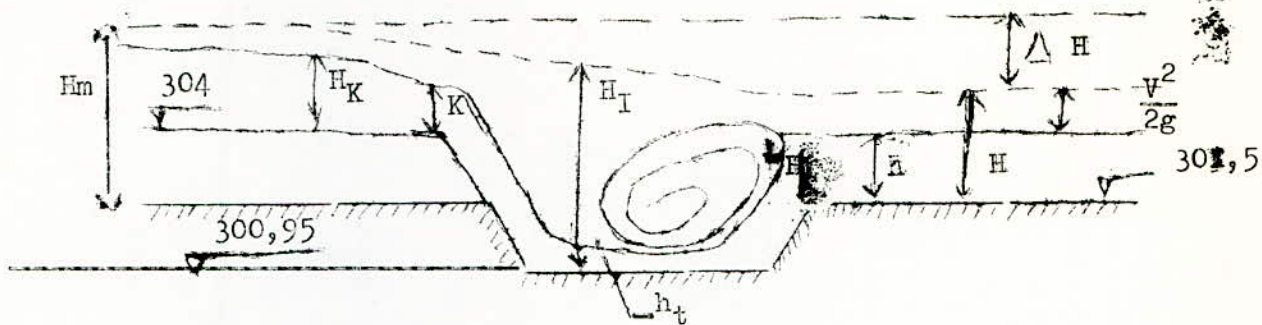
$$L = L_+ \times K = 17,87\text{m} \text{ (j'adopte } L = 18\text{m)}$$

$$h_I = h_{r_+} \times K = 3,5\text{m}$$

$$h_{I_+} = H_+ \times K = 5,69\text{m}$$

$$h_t = h_{t_+} \times K = 0,7\text{m}$$

$$a'' = H_{I_+} - H_m = 5,69 - 5,14 = 0,55\text{m}$$



I/ COUT ESTIMATIF DU PROJET

Généralement le prix unitaire des matières de construction varient en fonction de la région (emplacement du chantier) et ceci en raison du transport. Avec les données fournies par la D.H.W de GUELMA nous récapitulons les calculs dans le tableau suivant :

Désignation	Quantité (m ³)	Prix unitaire / D.A/m ³ /	Montant / 10 ⁶ D.A /
Deblai	1934,4	100	0,193
Remblai	662,7	2500	1,660
Total dérivation provisoir			1,853
Deblai	27200	70	1,904
Remblai	302000	120	36,24
Enrochement	19278	160	3,08
Couche végétale	4926,6	140	0,69
Noyau d'encrage	6669,31	210	1,4
Prix Moy.	7647	170	1,3
Total digue			44,614
Deblai	8687	100	0,87
Remblai	2460	2500	6,15
Total EVA - CRUE.			7,02
Appareillage Hydromécanique			2,00
Cout total			55,487

CONCLUSION

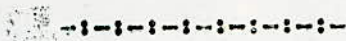
Au cours de cette étude, nos choix ont été guidés par des impératifs techniques auxquels doivent répondre les installations projetées.

Dans ce cadre nous avons traité les principaux axes indispensables à l'étude de l'ouvrage, composant la retenue collinaire élaborée au niveau d'une étude de faisabilité dont la réalisation a pour but de satisfaire les besoins d'irrigation des terres agricoles de la région de NECHEMAYA.

Cependant le manque de données hydrauliques nous a incité à utiliser des formules empiriques ; ceci entraînera des imprécisions dans les calculs.

La présence d'une bonne argile nous a poussés à projeter une digue en terre.

B I B L I O G R A P H I E



- HYDRAULIQUE GENERALE
 (LANCASTRE)

- HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE
 (M. CARLIER)

- HYDROLOGIE DE L'INGENIEUR
 (G. REMENIERAS)

- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE
 (G. LAPRY)

- HYDRAULIQUE SOUTERRAINE
 (G. SCHENEIBELI)

- BARRAGE EN TERRE
 (C. MALLET - J. PACQUANT)



