

200
6/89

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE REALISATION

D'UN BARRAGE EN TERRE ZONÉ

(W. Skikda)

11 PLANCHES

+ 1 PR

Proposé Par :

M. HYD

Etudié par :

N. HADJ - RABIA

Dirigé par :

Y. MOULOUDI

D. LAROU

PROMOTION : JUIN 89

E.C.O.L.E. N A.T.I.O.N.A.L.E. P O.L.Y.T.E.C.H.N.I.Q.U.E.

D E.P.A.R.T.E.M.E.N.T. I-H Y.D.R.A.U.L.I.Q.U.E.

P R.O.J.E.T. DE F-I.N. D'E.T.U.D.E.S.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

E.T.U.D.E. D.E. R E.A.L.I.S.A.T.I.O.N.

D'UN B A.R.R.A.G.E. EN T . E . R . R . E.

ZONE AU SITE DE B OUTAIEB (W. DE KIKDA

PROPOSE PAR :

LE MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE

DIRIGE PAR : MR. /)/) OULOUDI Yahia

ETUDIE PAR Nelles :

HADJ RABIA N.

LAROUI D.

J U I N 1 9 8 9

//) E D I C A C E

A MA MERE

ET A MON PERE

A MES FRERES ET SOEURS

A MES AMIS (ES) DE LA PROMOTION

HADJ-RABIA N.

A MES PARENTS

A MES SOEURS ROZA ET SARA

A MR ET MNE SMAIL

A MES AMI (ES) ET COLLEGUES DE LA

PROMOTION

LARQUI D.

.O. M. M. A. I. R. E.

I - II .N.T.R.O.D.U.C.T.I.O.N.

- SITUATION GEOGRAPHIQUE.

II - III .Y.D.R.O.L.O.G.I.E.

I - CLIMAT

- a - Températures.
- b - Evaporation.
- c - Humidité.
- d - Vents.
- e - Pluviométrie..

II - CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT.

- 1 - Présentation du Bassin versant.
- 2 - But de l'étude.
 - A : Etude des paramètres géométriques (forme du Bassin).
 - B : Paramètre du relief.
 - 3 - Indice de pente de Roche.
 - C : Réseau hydrographique.
 - D : Temps de concentration.

* Tableau Recapitulatif des Caractéristiques du Bassin Versant.

./...

III - ETUDE DES PRECIPITATIONS.
=====

- 1 - Définition.
- 2 - But de l'étude.
- 3 - Analyse des données **pluviométriques**.
- * Tableau de données des Stations **Pluviométriques**.
- * Tableau Recapitulatif des Calculs.
- 4 - Pluie Moyenne Annuelles sur le Bassin Versant.
 - 4 - a - Méthode de Thiessen.
 - 4 - b - Chaumont.
- 5 - Recherche de la Station la plus représentative du Bassin.
 - 5 - a - Etude de la distribution des pluies de la Station de référence.
 - 5 - b - Répartition moyenne mensuelle des précipitations.
 - 5 - c - Précipitations Maximales Journalières.
 - 5 - d - Pluies de courtes durées.

IV - ETUDE DES APPORTS.
=====

- 1 - Extension des Deux séries de données hydrométriques.
- 2 - Evaluation de l'apport moyen annuel de l'OUED GUEBLI.
 - 2 - a - Modèle par analogie.
 - 2 - b - Modèle Empirique.
 - 2 - c - Variabilité de l'apport.

II - ETUDE DES CRUES.

V - 1- CALCUL DU DEBIT MAX DE CRUE.

A : Méthode Empirique.

B : Méthode de l'Hydrogramme Synthétique.

* Tableau de Calcul du débit Max par la méthode de l'Hydrogramme Synthétique.

C : Utilisation de résultats d'études déjà existants.

* Tableau Récapitulatif : Prédétermination des Crues.

V - 2- HYDROGRAMME DE CRUE.

- Méthode de Sokolovsky.

* Tableau de Calcul par la méthode des sokolovsky.

III - TRANSPORT SOLIDE.

1 - Calcul du Taux d'Abrasion.

a - Utilisation d'étude déjà existante.

2 - Envasement.

III - CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE.

1 - Variation du volume et de la surface avec la hauteur.

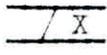
2 - Régularisation.

* Tableau de calcul pour le taux de régularisation optimal.

* Tableau récapitulatif pour différents taux de régularisation.

 - L AMINAGE DES CRUES.

* Tableau de l'Aminage de Crues.

 -  .B.O.L.O.G.I.E.

- INTRODUCTION

I - ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.

I - 1 - Etude géologique.

I - 2 - Géologie du Reservoir.

I - 3 - Caractéristiques de l'axe du site de BOUTAIEB.

I - 4 - Failles.

I - 5 - Sismologie.

I - 6 - Zone d'emprunt.

II - ETUDE GEOTECHNIQUE.

II - 1 - Les essais mécaniques.

* Conclusion et recommandations.

- Choix du site et de l'axe du Barrage.

* Choix du type de Barrage.

- Tableau des essais mécaniques.

- Tableau des Résultats de Laboratoires.

X - CONCEPTION DU BARRAGE.
=====

- 1 - Hauteur du Barrage.
- 2 - Longueur en Crête du Barrage.
- 3 - Epaisseur en Crête du Barrage.
- 4 - Pente des Talus.
- 5 - Bermes.
- 6 - Dimensionnement du Noyau.
- 7 - Protection des Talus du Barrage.
- 8 - Réseau d'écoulement.
 - 8 - 1 - Généralités.
 - 8 - 2 - Hypothèse de Calcul.
 - 8 - 3 - Méthode de KOZENY.
 - 8 - 4 - Réseau des lignes de courant et des équipotentiellles.
 - 8 - 5 - Vérification des dimensions du noyau.
 - 8 - 6 - Vérification de la résistance à l'infiltration du sol du Barrage.
 - 8 - 7 - Vérification de l'érosion interne du sol du Barrage.
 - 8 - 8 - Dispositif de protection contre les effets de l'eau.
 - a - Etude des filtres.
 - b - Les drains.

X / - ETUDE DE LA STABILITE.
=====

- I - INTRODUCTION
 - II - 1 - Hypothèse de Fellenius.
 - II - 2 - Principe de Calcul.
 - II - 3 - Détermination du Coefficient desécurité pour chaque type de fonctionnement.
 - II - 4 - Caractéristiques des matériaux constituant la digue.
- * Tableau récapitulatif de la Stabilité des Talus.
* Conclusion.

X /// - **Q**UVRAGES ANNEXES.
=====

- INTRODUCTION

- I - Ouvrages de prise et de vidange.
 - Batardeau et dérivation provisoire.
 - **V**idange de fond.
 - Prise d'eau.

II - Evacuateur de Crues.

X /// - **O**RGANISATION DE CHANTIER.
=====

X/V - **E**STIMATION DU PRIX DE L'AMENAGEMENT.
=====

XV - **C**ONCLUSION GENERALE.
=====

I N T R O D U C T I O N

L'eau, source de vie, une évidence que Dieu a souligné aux hommes dans le saint Coran.

Source de vie, elle conditionne le quotidien du citoyen ainsi que l'essor du développement économique de la nation.

La mobilisation des ressources hydriques est aujourd'hui de plus de 80 pour cent pour les eaux souterraines et de 15 pour cent pour les eaux de surface. Contrairement aux ressources souterraines les écoulements superficiels ne sont pas totalement utilisables.

Pour remédier à cet état de chose, la politique de mobilisation des ressources superficielles grace aux barrages a veritablement connu une réelle dynamique à partir du premier plan quinquennal 1980-1984.

Pour la mise en valeur des plaines de COLLO, il est nécessaire de mobiliser un certain volume d'eau superficielle afin d'assurer une bonne et efficace irrigation de ces terres.

Dans ce but nous avons tenté d'exploiter le maximum des eaux superficielles s'écoulant sur le bassin versant situé en amont de ces plaines; en les emmagasinant au niveau du barrage de Boutsiel.

Notre étude est portée sur l'aménagement hydraulique et le dimensionnement de cet ouvrage.

SITUATION GEOGRAPHIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Le site du barrage de BOU TAIEB dont les coordonnées lambert sont

Y : N - 407.400 , X : E - 847.500

Est situé sur l'Oued GUEBLI à 23 Km du S.E de la ville de COLLO, dans la Wilaya de SKIKDA au NE d'ALGER.

L'Oued GUEBLI résulte de la confluence des deux Oueds FESSA et KHANGA, le premier coulant du Sud-Ouest et le second du Sud-Est, cette confluence se réalise près de 24 Km en amont de l'axe du barrage projeté.

L'Oued GUEBLI coulant dans la direction SN poursuit, ensuite son cours sur environ 10 Km avant de se jeter dans la mer, tout près de COLLO.

II - HYDROLOGIE

I. Climat

Le bassin Versant de l'Oued GUEBLI est caractérisé par un climat de type méditerranéen ; les étés sont chauds et secs, tandis que les hivers sont frais et humides.

a- Températures

La température moyenne annuelle sur le B V peut être estimée à 18°C.

Le mois de janvier est le plus froid de l'année avec une température moyenne de 7°C, tandis que les mois de Juillet, Août et Septembre sont les plus chauds, avec une température moyenne allant de 25 à 32°C.

Quand aux gelées, elles ne sont notables que 8 à 10J par an sur la majeure partie de la superficie du BV.

La station d'EL MILIA fournit la répartition mensuelle des températures d'une année moyenne.

Tableau n°1 : variation mensuelle de la température en °C.

ST	ALTI (m)	CODE	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	AN	
EL MILIA	105	10 . 07 . 06	Max	20	16	15	17	20	22	26	30	35	35	32	25	24
			Moy	15	12	11	12	14	16	19	23	27	27	25	20	18
			Min	10	7	6	7	8	10	13	16	18	19	18	14	12

b- Evaporation

Il n'existe aucune station de mesure de l'évaporation dans la zone d'intérêt. Nous adopterons donc, les données de la station de zardezas qui est la plus proche, et qui dispose d'une assez longue série de mesure (1953-1966).

Les plus grande évaporation ont été enregistrées entre les mois de Juin et Août (de l'ordre de 219mm/mois) tandis que les plus faibles ont été enregistrées entre les mois de Novembre et Février (de 71 à 56 mm/mois).

Afin de tenir compte de la différence entre les mesures effectuées dans le bac de colorado à la station de zardezas, et l'évaporation réelle sur le lac, on a multiplié les valeurs enregistrées dans le bac par un coefficient dépendant des caractéristiques de ce dernier, le tableau n°2, donne cette évaporation mensuelle moyenne sur l'Oued GUEBLI.

EVAPORATION MENSUELLE MOYEN-MM-SUR L'OUED GUEBLI												
N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	AN
45	48	56	57	62	65	99	130	174	175	124	85	1120

L'évaporation moyenne annuelle calculée sur la base de ces mesures est de 1120 mm.

c- Humidité

La variation mensuelle de l'humidité relative de l'air (en %) a été considérée comme étant du même ordre que celle du cap Bougaroun tableau n°3 : humidité relative moyenne en %.

ST ALTI (m)	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	AN
Cap Bougaroun 84	69	71	71	69	66	62	63	62	58	59	64	67	65

d- Vents

Il n'existe pas de données sur les directions et les intensités du vent dans la région du barrage de BOU TAIEB, pour cela les valeurs observées à la station CAP BOUGAROUN ont été considérées comme acceptable (tableau n°4).

Les vents les plus forts predominant de Décembre à Avril, et l'analyse de la distribution des fréquences de la direction du vent montre que, pendant la plus grande partie de l'année, les vents ont une orientation variable dans les cadrans NO - NE. Le tableau n°4 donne les intensités mensuelles des vents, exprimées en neuvièmes et adaptées à une période de 25 ans.

Tableau n°4

MOIS	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	MOYENNE ANNUELLE
Intensité	2,8	3,4	3,2	3,5	3,2	3,1	2,7	2,5	2,3	2,2	2,0	2,5	2,8

La vitesse extrême adaptée pour les vents est de : 120 Km/h.

e- Pluviométrie

Le bassin de l'OUED GUEBLI est caractérisé par un régime pluviométrique très irrégulier.

En été, particulièrement en Juin, Juillet et Août, les précipitations sont très faibles, voir nulles.

Les mois de Décembre, Janvier et Février sont généralement les plus pluvieux.

La précipitation moyenne annuelle varie beaucoup d'un point à l'autre du bassin; elle est d'autant plus importante que l'on se rapproche du site du barrage.

Cette variation est due essentiellement à l'influence des facteurs suivants :

- Présence de hautes montagnes bordant la côte.

Cette barrière montagneuse s'oppose à la progression des masses d'air qui provoqueraient les précipitations orographiques.

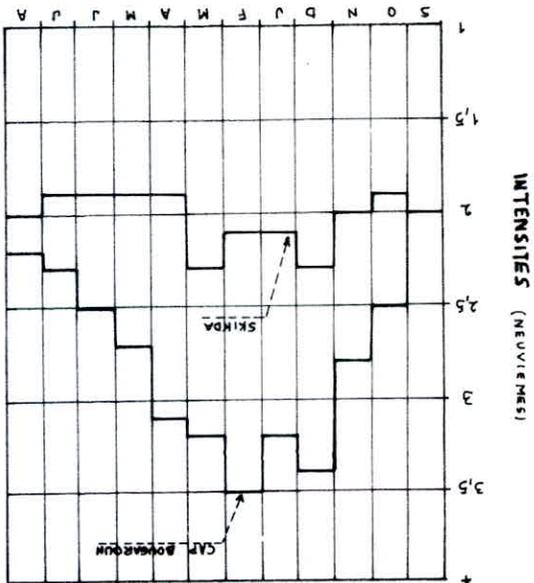
- Nature montagneuse du bassin de l'OUED GUEBLI.

La superficie montagneuse représente en moyenne les 84 % de la superficie totale du bassin; de plus la différence d'altitude d'un point à l'autre est très accentuée dans ces régions montagneuses.

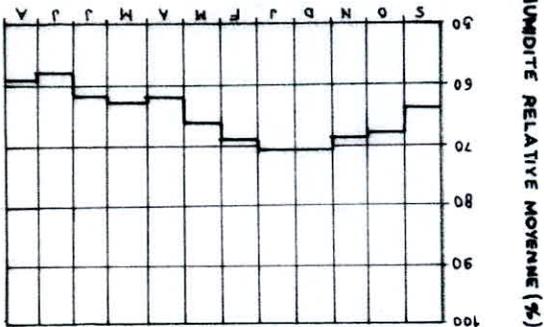
- L'éloignement de la mer.

Il est évident que les précipitations décroissent à mesure que l'on s'éloigne de la mer.

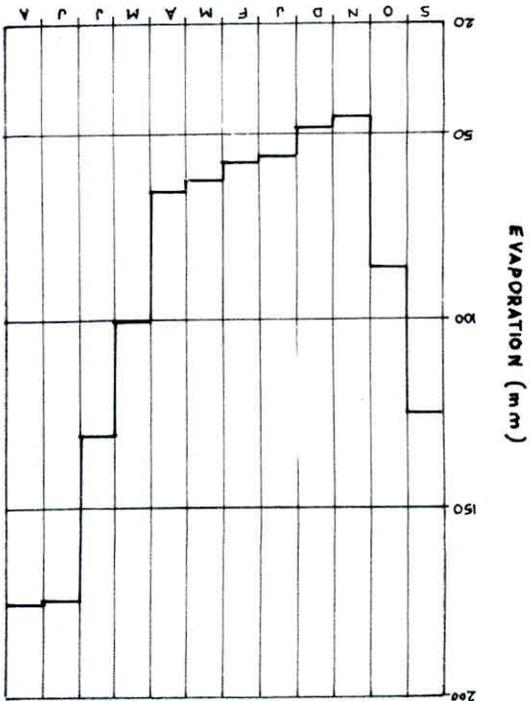
INTENSITES MENSUELLES DES VENTS



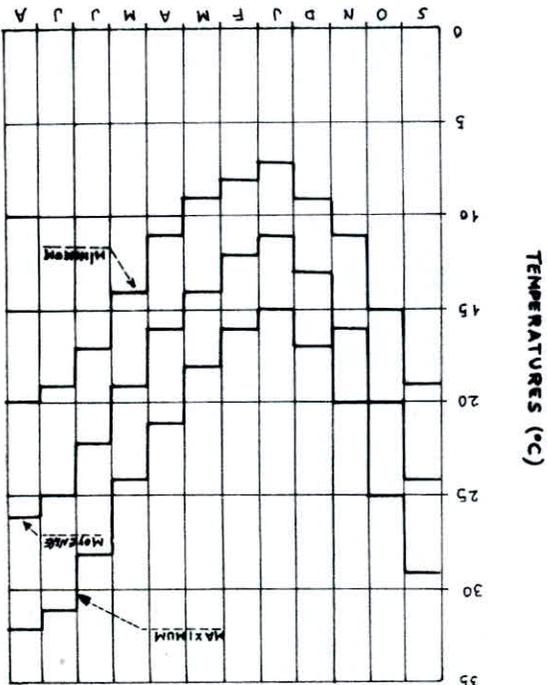
HUMIDITE RELATIVE (CAP BOUGAROUN)

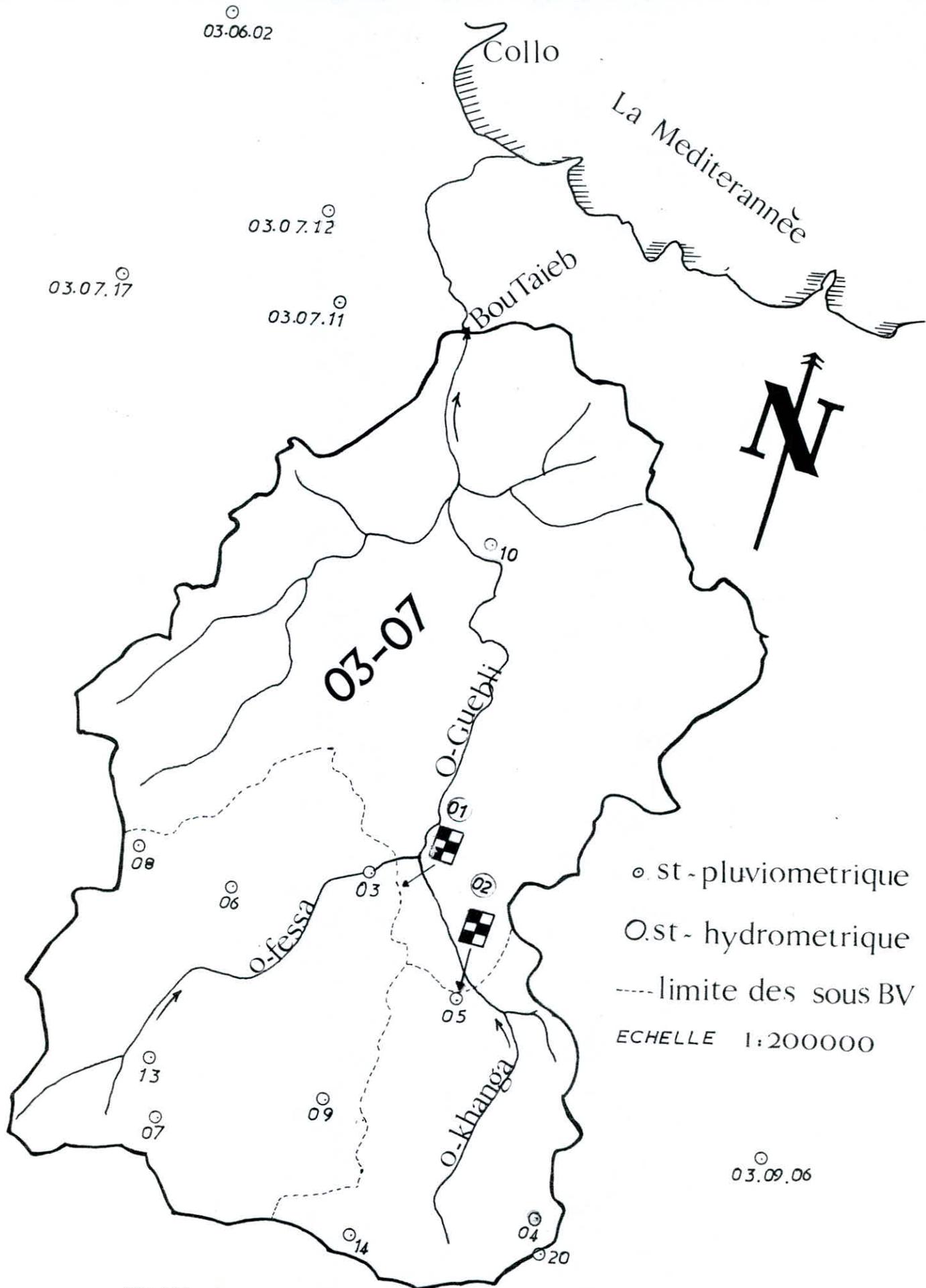


EVAPORATION (ZARDEZAS)



TEMPERATURES (VALLES COTIERS)





○ st - pluviometrique
 ◻ st - hydrometrique
 ---- limite des sous BV
 ECHELLE 1:200000

-BU- DE LOUED GUEBLI

II - CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT

1 - Présentation du Bassin Versant

Le bassin de l'OUED GUEBLI se trouve dans le nord Constantinois au voisinage de la ville de Collo, couvrant une superficie de 681Km².

Son altitude varie de 1364m au Djebel SIDI DRIS, point le plus élevé du bassin, à environ 15,5m au niveau du site du barrage de BOU TAIEB.

Les terrains constituant la surface de l'Oued ont une faible perméabilité, ceci nous permet d'assimiler le bassin topographique au bassin versant réel.

2 - But de l'Etude

L'étude des caractéristiques géométriques et morphologiques du bassin nous permettrait d'avoir une idée qualitative du mode d'action de ces différents facteurs sur la transformation de la pluie en écoulement.

A - Paramètres Géométriques : (forme du bassin)

- La superficie du bassin de l'Oued GUEBLI a été déterminée par planimétrage sur une carte à échelle 1:200.000, de même pour les sous bassins des affluents.

- La longueur du cours d'eau principale, ainsi que le périmètre stylisé du bassin, ont été déterminés, sur carte au 1.200.000, au curvimètre.

La précision de ces mesures dépend essentiellement des cartes et des appareils de mesures utilisés.

- Indice de Compacité de Gravelius : "K_c"

L'indice de compacité caractérise la forme du bassin, on l'établit en comparant le périmètre du bassin à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_c = \frac{\text{Périmètre du Bassin}}{\text{Périmètre du Cercle}}$$

Par définition :

$$A = \pi R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$
$$P_{\text{cer}} = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 2\sqrt{\pi A}$$

d'où

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

(-1-)

avec :

P : Périmètre du Bassin en Km.

A : Surface du Bassin en Km² .

$K_c=1$: Pour un bassin circulaire.

Les calculs donnent : $K_c = 1,39$ ce qui caractérise un bassin de forme relativement allongée.

- Rectangle équivalent :

Pour faciliter la comparaison des bassins entre eux du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement.

On suppose que l'écoulement sur un bassin donné est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de gravelius, la même répartition hypsométrique et la même distribution des sols de végétation, de même densité de drainage, etc... .

Cette transformation est purement géométrique :

Le bassin devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveaux des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoir un des petits côtés du rectangle.

- Démonstration

$$\text{d'après (1) : } K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$\text{Et. } P = 2 \cdot (L_r + l_r)$$

où : L_r est la longueur du rectangle équivalent en Km.

l_r est la largeur du rectangle équivalent en Km.

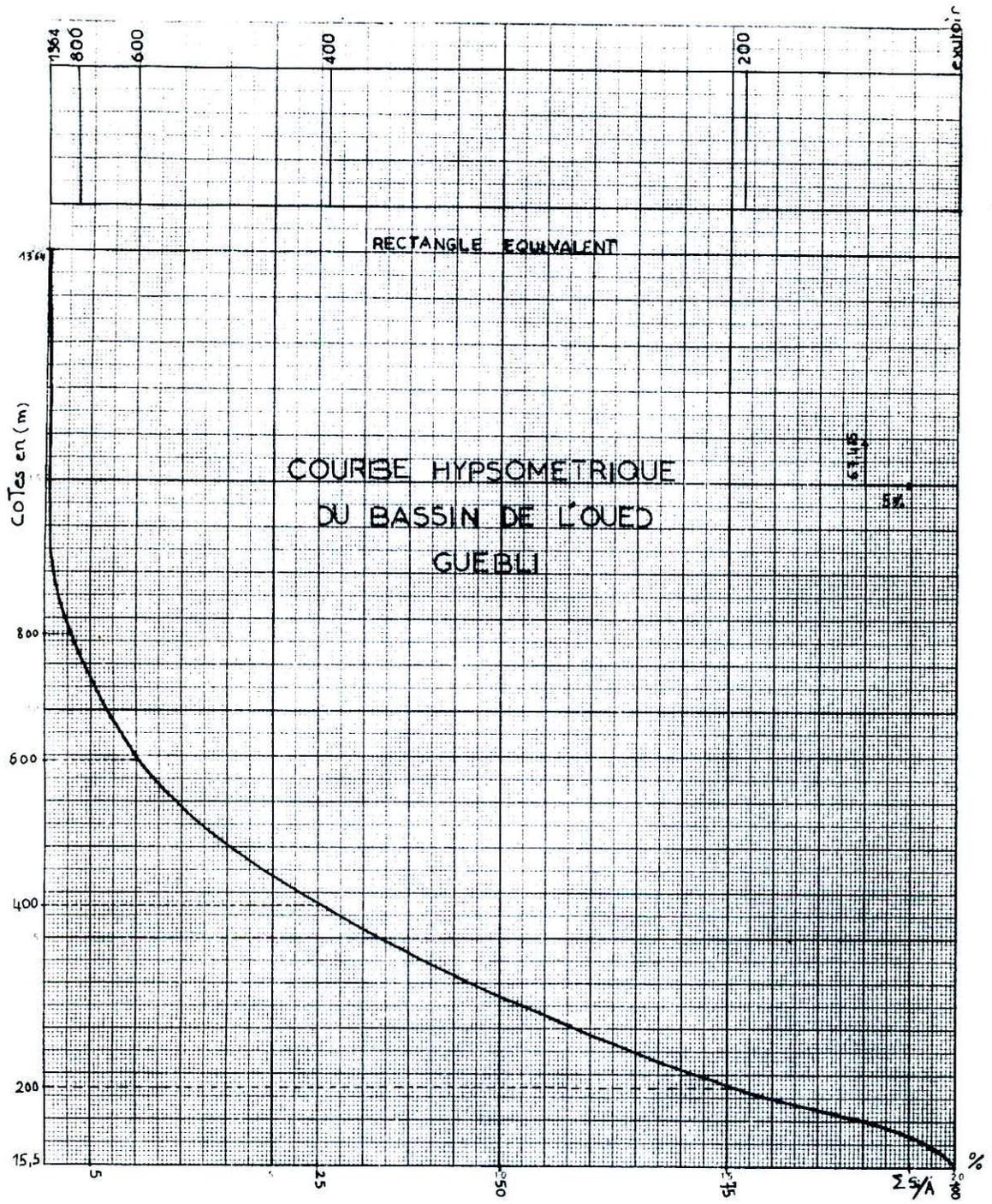
$$P = 2 (L_r + l_r) = K_c 2\sqrt{\pi A} \quad (2)$$

$$\text{Or; } A = L_r \times l_r \Rightarrow L_r = \frac{A}{l_r} \text{ et } l_r = \frac{A}{L_r}$$

En reportant les résultats dans (2), nous obtiendrons les équations du second degré suivantes :

$$2 L_r^2 - L_r K_c \frac{\sqrt{A}}{0,28} + 2 A = 0$$

$$2 l_r^2 - l_r K_c \frac{\sqrt{A}}{0,28} + 2 A = 0$$



La résolution de ces équations donne :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]$$

avec P : Périmètre du bassin versant P = 129 Km

A : Surface du bassin versant A = 681 Km²

AN L_r : 51,568 Km

l_r : 13,205 Km

B - Paramètre du Relief :

- Courbe hypsométrique du Bassin

La courbe hypsométrique est la courbe caractéristique de la topographie d'un bassin.

La plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques étant fonction de l'altitude, il est donc nécessaire de calculer, par planimétrie, des cartes comportant des courbes de niveau du terrain, la répartition du bassin versant en Km² et en % de la superficie totale, par tranche d'altitude.

Une pente très forte provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapides des crues.

Tableau de Calcul

Intervalles d'altitudes - m -	Surfaces élémentaires (si) - Km ² -	Pourcentage de superficie élémentaire (si/A) ; %	Superficie cumulée (Σ si) - Km ² -	Pourcentage de superficie cumulée (Σ si)/A ; %	Altitudes moyennes h _i - m -
1364 - 800	22,416	3,29	22,416	3,291	1082
800 - 600	45,936	6,745	68,352	10,037	700
600 - 400	142,896	20,98	211,248	31,020	500
400 - 200	310,176	45,54	521,424	76,567	300
200 - 15,5	159,576	23,414	681,000	100	107,75

A : Surface du bassin versant
 Si : Superficie élémentaire, non cumulé entre tranche d'altitude

La lecture des altitudes, et le planimétrage des superficies correspondante a été effectué sur des cartes au 1:200.000.

L'établissement de la courbe hypsométrique permet de calculer les paramètres caractéristiques du relief suivants :

1- l'élevation moyenne "E_m"

$$E_m = \frac{\sum (S_i h_i)}{A}$$

2- l'indice de pente globale "I_g"

$$I_g = \frac{D}{L_r} \quad \text{m/Km}$$

avec : D = Altitude 5 % - Altitude 95 % (m)
 L_r = Longueur du rectangle équivalent (Km)

3- Indice de pente de roche

L'indice de roche est la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments du rectangle équivalent, pondérée par la surface correspondante.

Si $\frac{a_i - a_{i-1}}{X_i}$ est la pente moyenne de l'élément de surface

compris entre les courbes de niveau a_{i-1} / et a_i; avec a₁, a₂ a_{i-1}, a_i a_n lignes de niveau sur le rectangle équivalent, et a₀ son exutoir.

Ces lignes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle.

Et si X_i : distance qui sépare deux courbes de niveau consécutives

L'indice de roche est déterminé par l'expression :

$$I_p = \frac{1}{L_r} \sum_{i=1}^n X_i \sqrt{\frac{a_i - a_{i-1}}{X_i}}$$

L_r étant la longueur du rectangle équivalent

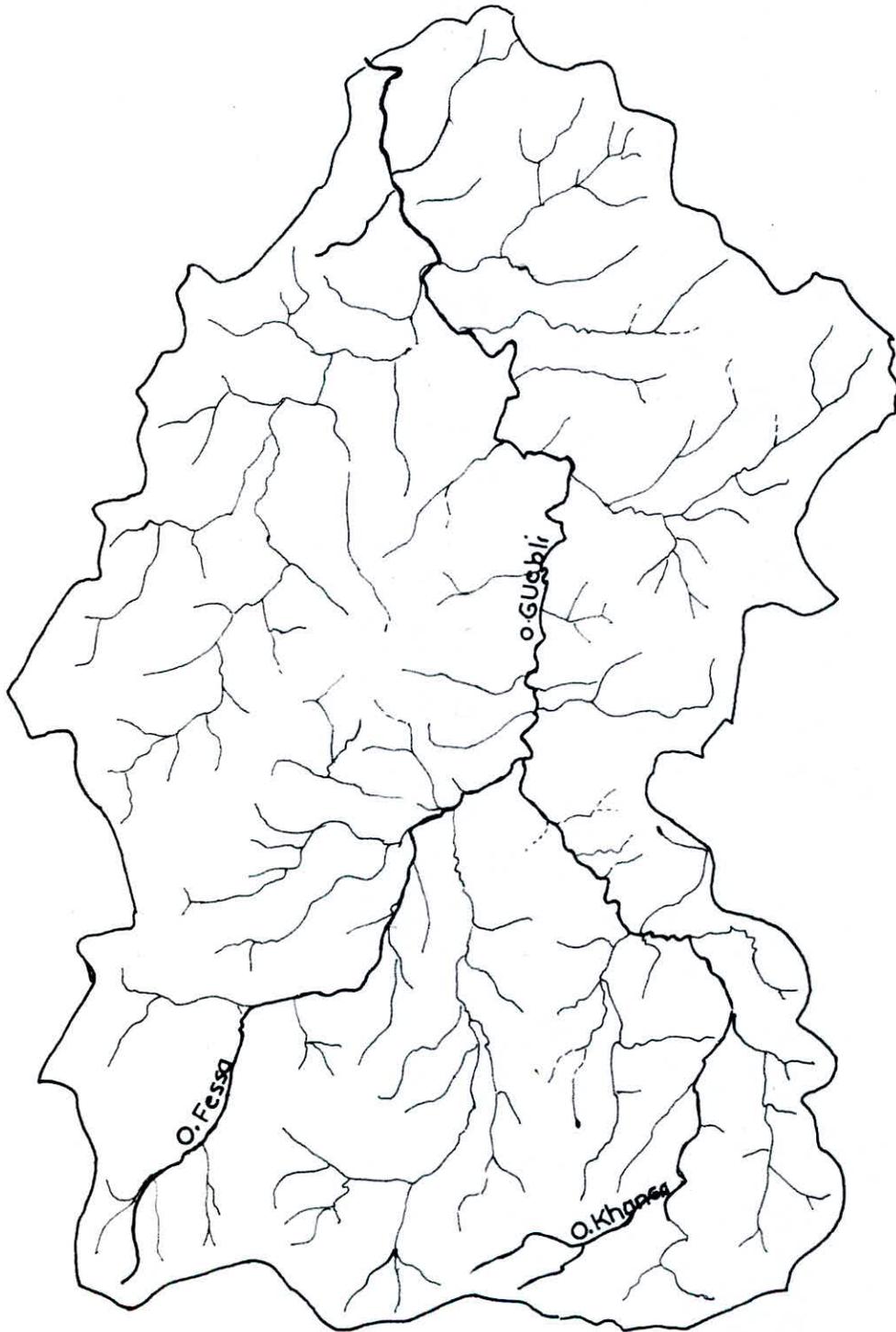
AN : I_p = 0,134.

C- Réseau Hydrographique :

C'est l'ensemble de canaux de drainage, permanents ou temporaires, permettant l'écoulement des eaux.

Reseaux Hydrographique Du BV

De L'oued GUEBLI



Echelle 1:200,000

- Densité de Drainage "D_d"

Elle représente la longueur moyenne du réseau par (Km²) du bassin

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$$

avec $\sum L_i$: Longuer total du réseau hydrographique (Km)
A : Surface du bassin versant (Km²)

- Densité Hydrographique "D_h"

$$D_h = \frac{N}{A}$$

N : Nombre total des cours d'eau constituant le réseau.

$$N = 266$$

- Coefficient de torrentialité "C_t"

$$C_t = D_d \cdot D_h$$

- Profil en long du cours d'eau et de ses affluents.

Ce profil a été établi à partir d'une carte au 1:50000 en partant sur un papier millimétrée, en abscisse la distance à l'exutoir et en ordonnées l'altitude du point correspondant.

Conformément à ce qui a été illustré sur ce graphique, l'Oued GUEBLI présente un profil longitudinal relativement plat, cependant ses affluents ont un profil escarpé et présentent un régime torrentiels.

Pour déterminer tous ces paramètres nous avons en premier lieu tracer le plan du chevelu hydrographique complet du bassin à partir d'une carte topographique à l'échelle 1:200.000.

D - Temps de Concentration

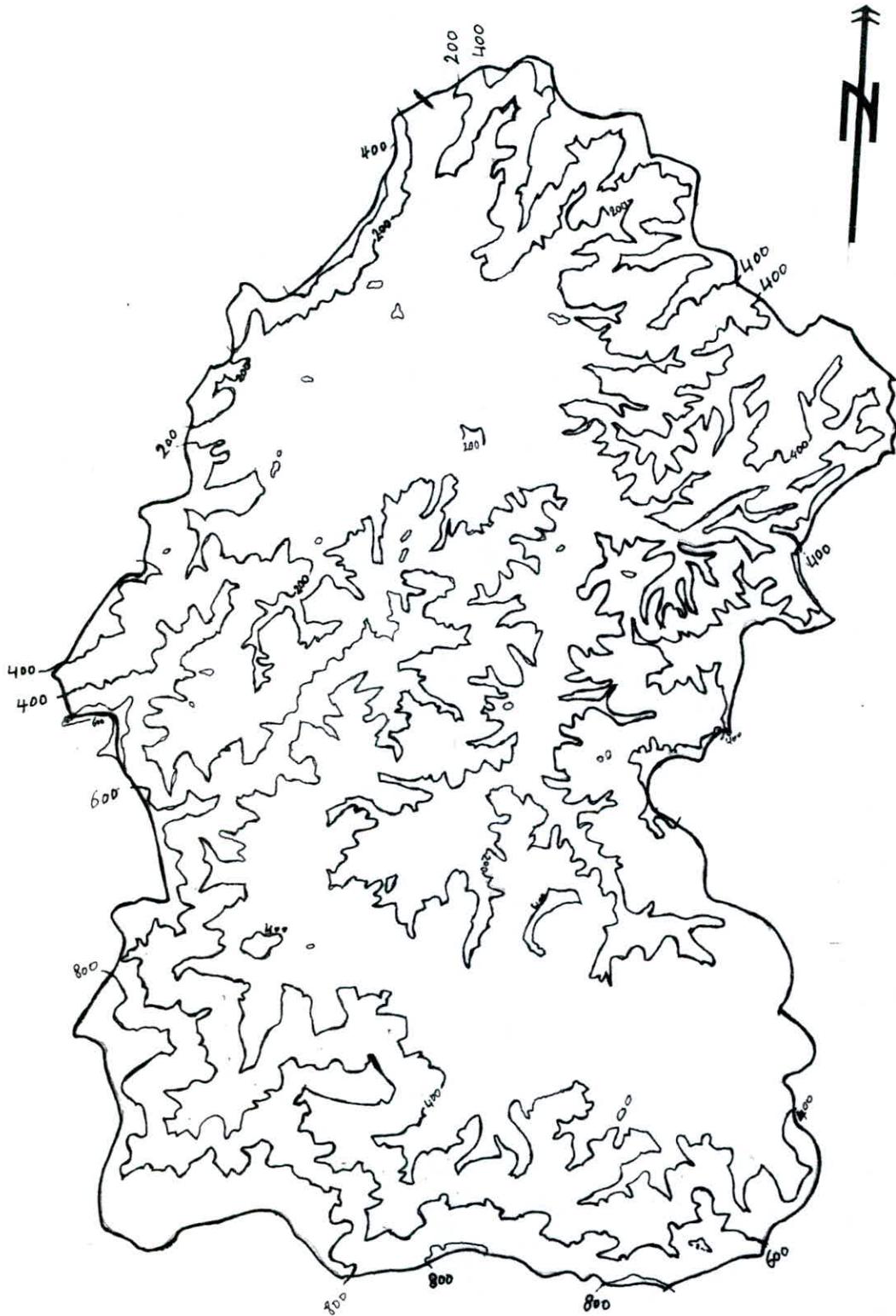
Le temps de concentration est le temps nécessaires que met une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique le plus long vers l'exutoir .

La formule la plus utilisée en Algérie est celle de GIANDOTTI (ITALIE).

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1,5L}{0,8 \sqrt{E_m} - H_{min}}$$

Bassin De Loued GUEBLI

Courbes de Niveaux



EH: 1:200000

T_c : Temps de concentration en heures.
A : Superficie du bassin . A = 681 Km²
L : Longueur du talweg principale . L = 49 Km
 E_m : Elevation moyenne . $E_m = 349,639$ m
Hmin: Altitude min sur la courbe hypsometrique (H95% = 47,197m)

AN : $T_c = 12,785$ heures.

E - Vitesse de propagation moyenne

$$V = \frac{L}{3,6T_c} \quad (\text{m/s})$$

avec L : Longueur du talweg principal. L = 49 Km
 T_c : Temps de concentration $T_c = 13$ h

$$\text{AN : } V = \frac{49}{3,6 \times 12,785} = 1,064 (\text{m/s})$$

CONCLUSION :

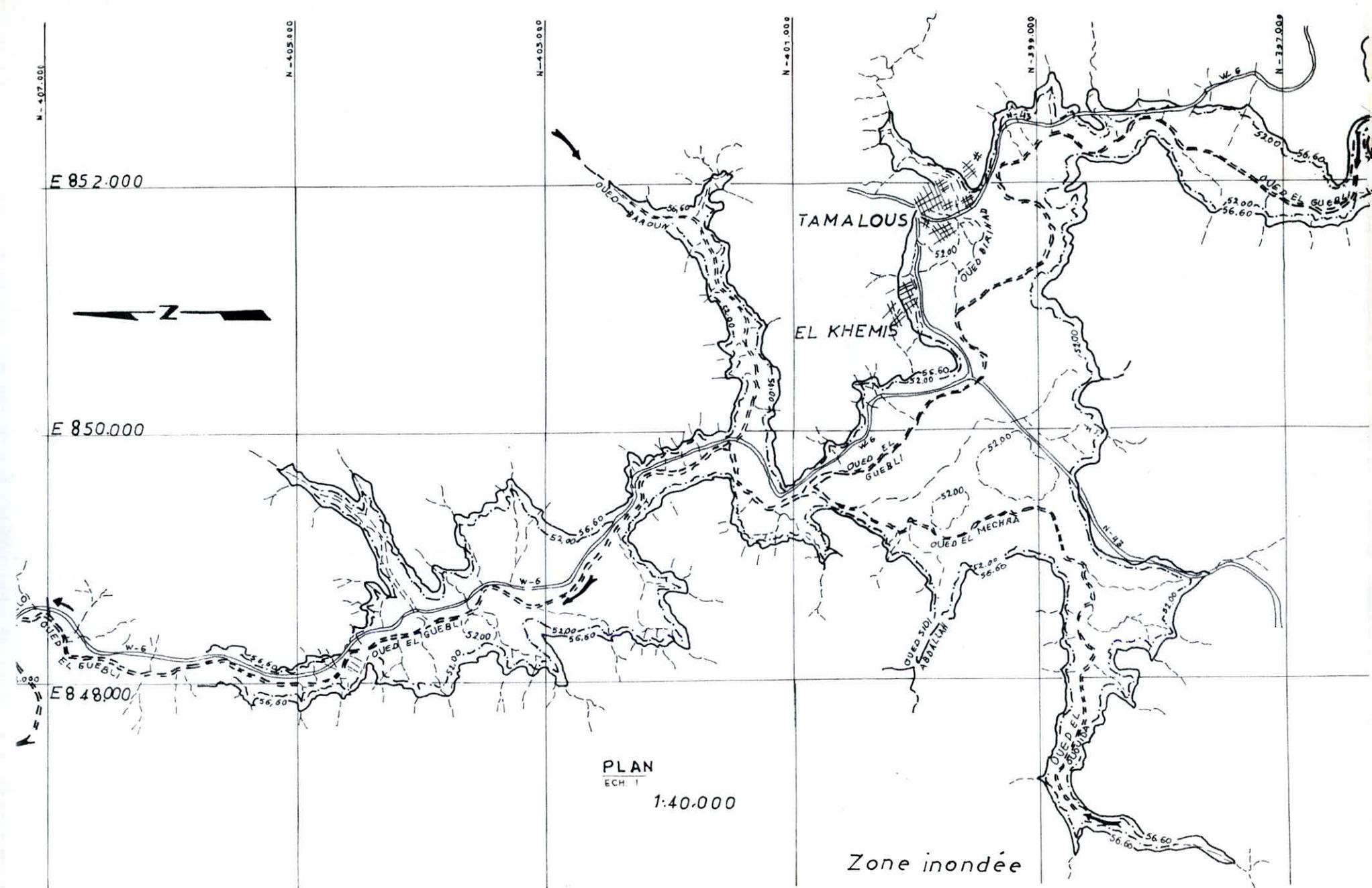
L'analyse des résultats obtenus nous permet de conclure :

Le bassin versant de l'Oued GUEBLI est un bassin de forme relativement allongée à forte pente, il possède un terrain bien drainé et un réseau hydrographique développé, de plus il présente un régime torrentiel et un temps de concentration plutôt faible, relativement à sa grande superficie.

CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT : TABLEAU RECAPITULATIF

DESIGNATION	METHODES UTILISEES	SYMBOLS	UNITEES	CARACTERISTIQUE
Superficie du BV	Mesure au planimètre	A	Km ²	681
Perimètre du BV	Mesure au curvimètre	P	Km	129
Coordonnée lambert du site	-	Y X		N-407.800 E-847.500
Temperature moyenne du BV	Donnée	T	°C	18
Altitudes H _{mx} = H5% H _{med} = H50% H _{min} = H95% E _m = Elevation moyenne H _o = Niveau du Talweg	Courbe Hypsometrie tracé à partir d'une carte au 1:200.000	I	m	740.318 271.715 47.197 349.639 15.5
Longueur du Talweg principale	Mesure au Curvimètre	L	Km	49
Indice de Compacité	$\frac{P}{2 \sqrt{\pi \cdot A}}$	K _c	-	1.39
Rectangle équivalent				
Longueur	$\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12}$	L _r	Km	51.59
Largeur	$\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12}$	l _r	Km	13.20
Pente moyenne du BV	$\frac{H5\% - H95\%}{L_r}$	I	-	0.013

DESIGNATION	METHODES UTILISEES	SYMBOLS	UNITEES	CARACTERISTIQUES
Indice de pente	rectangle équivalent	I_p	Km	0.134
Longueur moyenne du réseau Hydrographique	curvimètre	$\sum L_i$	Km	2451.6
Nombre des Cours d'eau	on compte le n ^o des cours sur la carte au 1:200,000	N	-	266
Temps de Concentration	Formule empirique - GIANDOTTI-	T_c	h	13
Densité de drainage	$\frac{\sum L_i}{A}$	D_d	Km/Km ²	3.6
Densité Hydrographique	$\frac{N}{A}$	D_h	/Km ²	0.39
Coefficient de torrentialité	$D_d \cdot D_h$	C_t	-	1.404
Vitesse de transfert	$\frac{L}{3.6T_c}$	V	m/s	1.06



N - 407.000

N - 405.000

N - 403.000

N - 401.000

N - 399.000

N - 397.000

E 852.000

E 850.000

E 848.000



TAMALOUS

EL KHEMIS

PLAN
ECH. 1
1:40.000

Zone inondée

III - ETUDE DES PRECIPITATIONS

1 - Définition :

- Les précipitations groupent toutes les eaux météorologiques recueillies par un bassin versant.
- La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient immobilisées sous forme liquide; elle s'exprime en mm.

2 - But de l'Etude :

Cette étude consiste à déterminer une pluie moyenne annuelle pour l'ensemble du BV, ainsi que les pluies fréquentielles, de plus elle nous permettra de choisir une station pluviométrique qui serait hydrologiquement la plus représentative du BV de l'Oued GUEBLI.

3 - Analyse des Données Pluviométriques

Nous avons analysé les données de toutes les stations pluviométriques "représentées dans le tableau suivant", ce qui nous a permis de conclure que trois postes pluviométriques pouvaient être considérés comme étant les plus représentatifs du BV de BOU-TAIEB :

- OUM TOUB
- TAMALOUS
- EL ARROUCH

Les séries de données des deux stations d'EL ARROUCH et OUM TOUB ont été ajustées à la même loi normale, dont l'ajustement a bien été vérifié par la représentation de la droite d'Henri de plus nous avons effectué un test d'homogénéisation à ces deux séries, ce dernier confirme l'homogénéité des données de ces deux stations pluviométrique. Enfin, cette analyse nous a permis d'étendre la série des données de la station pluviométrique de OUM TOUB sur un gain de 22 ans.

Les données des Stations Pluviométriques

STATION	CODE	STATION PLUVIO- METRI- QUE	ALTITUDE (m)	PERIODE D' OBSER- VATION	NOMBRE D' ANNEE COMPLETE	P MOYENNE ANNUELLE (mm)
1	3-7-10	TAMALOUS	50	1949-1986	13	701.776
2	3-7-6	OUM TOUB	250	1952-1986	14	767.60
3	3-7-12	AFLASSEN	50	1966-1986	11	772.19
4	3-7-11	GUERGOU- RA	50	1966-1986	15	770.64
5	3-7-17	AIN EL KSER	400	1917-1986	17	1632.19
6	3-7-4	AIN- BOUZIANE		1969-1986	6	806.68
7	3-7-13	GOULMATA		1970-1986	4	849.60
8	3-7-8	BENI- RAZDOUME		1969-1986	5	1018.08
9	3-7-3	MEDJEZ BELOUT		1969-1986	6	592.16
10	3-7-9	ZIRGUA		1970-1986	8	589.44
11	3-7-5	BOUHA- LOUF		1969-1986	8	501.475
12	3-6-2	ZITOUN		1913-1986	56	1716.07
13	3-9-6	EL- ARROUCH	150	1908-1986	56	611.82

Tableau récapitulatif de calcul

N° ST	CODE	ST PLUVIO	ALTI (m)	PERIODE	ANNEE COMPLETE	- (ann) P _{mm}
1	03.07.10	TAMALOUS	50	1949-1986	13	701.776
2	03.07.06	OUM TOUB	250	1952-1986	22	745.750
3	03.09.06	EL-ARROUCH	150	1908-1986	56	611.820

4 - Pluie Moyenne Annuelle sur le Bassin Versant :

Afin de donner une meilleure estimation de la précipitation moyenne annuelle sur le BV de l'Oued GUEBLI, nous avons utilisé les différentes méthodes suivantes :

4.a- Méthode de Thiessen

Cette méthode consiste à faire correspondre chaque station pluviométrique de précipitation moyenne annuelle (P_{moy})_i connue, à une fraction polygonale (si) du BV étudié. Cette surface élémentaire est délimitée selon une construction géométrique bien définie.

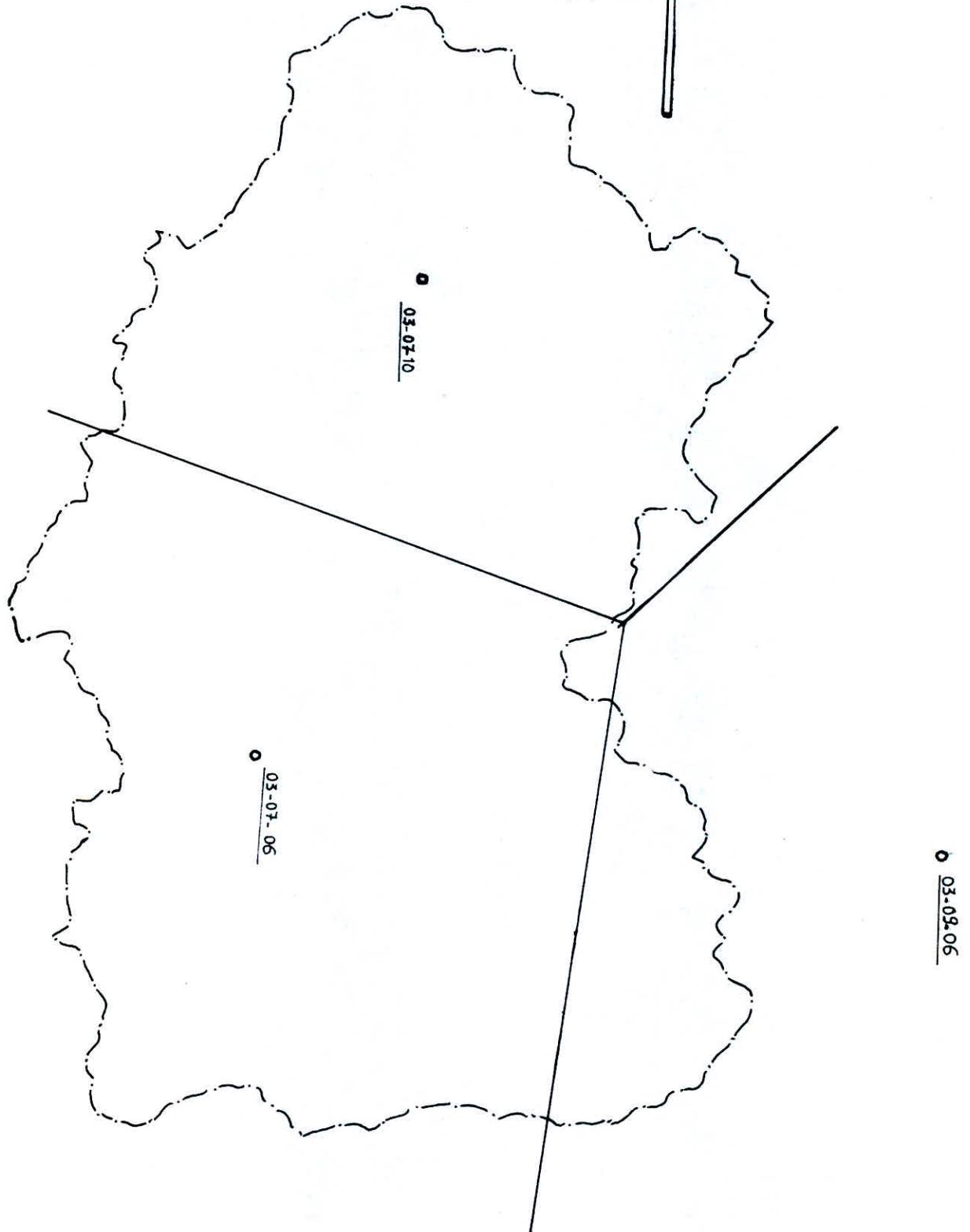
Tableau de Calcul

ST PLUVIO	P _i moy Annuelle -mm-	SI (Km ²): SURFACE ELEMENTAIRE DU POLYGONE CORRESPONDANT
TAMALOUS	701.775	275
OUM TOUB	745.75	353
EL-ARROUCH	611.82	53

La précipitation moyenne annuelle du bassin selon Thiessen est:

$$\bar{P}_{mm} = \frac{\sum P_i S_i}{A} = \frac{4.886.10^5}{681} = 717,569mm$$

METHODE DE THIESSEN



Echelle 1:200 000

Limite du BV de L'oued GUEBLI ~ ~ ~

o Station PLUVIOMETRIQUE.

4.b - Chaumont (1913-1963)

Tableau de Calcul :

S_i (Km ²)	P_i (mm)	$P_{moy} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2}$
0	> 2000	1682
16,5	2000 - 1500	1750
130	1500 - 1200	1350
408	1200 - 1000	1100
126,5	< 1000	600

S_i : Surface obtenue par planimétrage, des surfaces du BV comprise entre deux isohyetes consécutives (P_i et P_{i+1}) dont la moyenne des côtés représente la hauteur de la pluie correspondante à cette surface élémentaire (S_i).

La pluie moyenne serait :

$$\bar{P}_{mm} = \frac{\sum P_i S_i}{A} = 1070,59 \text{ mm}$$

Nous remarquons bien que le résultat obtenu par l'utilisation de la carte de chaumont donne des résultats qui ne peuvent être acceptés.

Nous estimons que ce grand écart est dû essentiellement à la période d'enregistrement (1913-1963) relativement aux années de données utilisés.

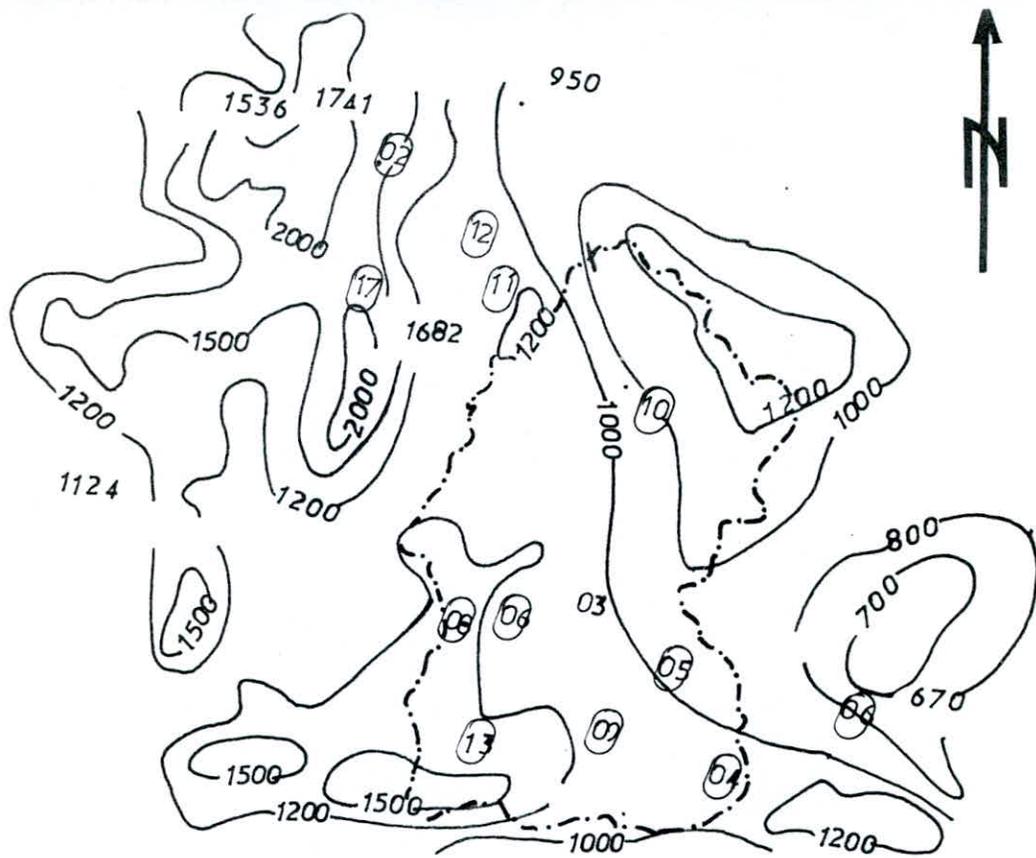
4;C-- Tableau récapitulatif

METHODES	MOY A TAMALOUS	OUM TOUB	EL ARROUCH	THIESSEN	CHAUMONT
\bar{P}_{mm}	701.776	745.75	611.82	717.569	1070.59

CONCLUSION

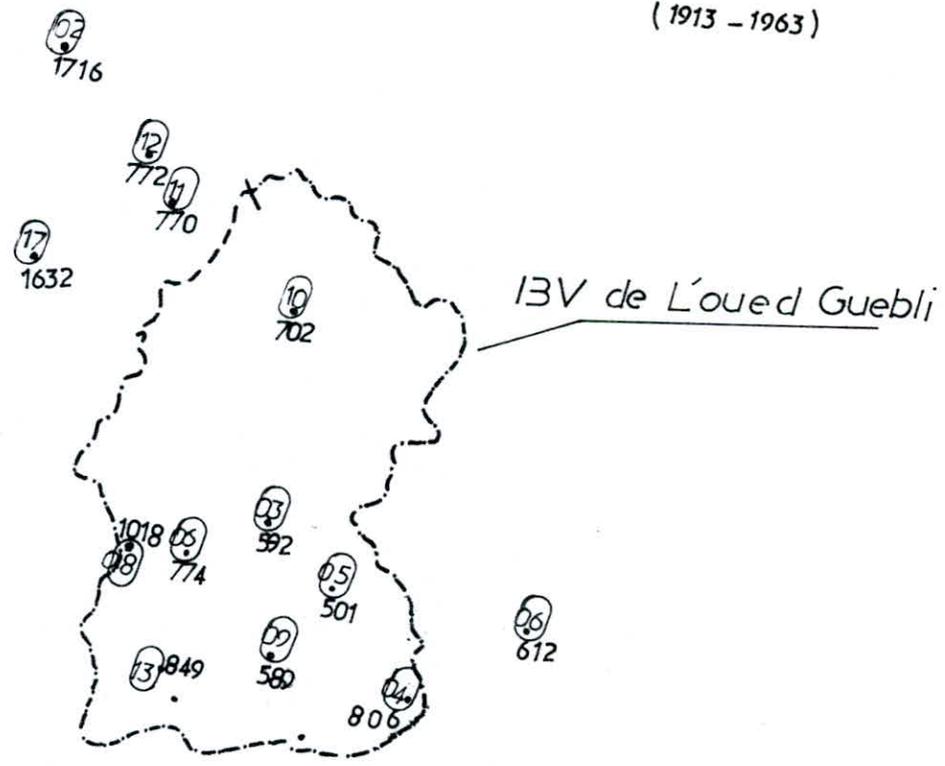
La pluie moyenne annuelle sur l'ensemble du BV de l'Oued GUEBLI est

$\bar{P}_{mm} = 718\text{mm}$: Valeur que nous adoptons comme norme de calcul.



Carte des lignes Isohyètes de Chaumont

(1913 - 1963)



$P_{moy.an.}$ Calculée au différentes st pluviométriques 0

EH; 1:500000

5 - Recherche de la Station la plus représentative du BV:

La station de TAMALOUS est la station la plus proche du site du barrage de BOU TAIEB, avec une série de précipitations totales mensuelles de 21ans, donnant une précipitation moyenne annuelle de 730mm, et une série de précipitation maximale journalières de 13ans.

Les précipitations maximales d'une façon générale sont enregistrées entre les mois de Novembre et de Février et les maximales entre les mois de Juin et de Septembre.

CONCLUSION :

Nous admettons donc que la station pluviométrique de TAMALOUS est la station la plus représentative du bassin versant de l'Oued GUEBLI.

5.a- Etude de la Distribution des Pluies de la Station de références:

Station Pluviométrique de TAMALOUS

Nous avons ajusté la série des pluies moyenne mensuelles, ainsi que celle des pluies maximales journalières, à une loi log normal (Galton), cet ajustement là encore a bien été vérifié, après représentation de la droite d'Henrie.

$$\text{Loi d'ajustement : } P_{j\max} = \frac{\bar{P}_{j\max}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot e^{U \sqrt{L_n(C_v + 1)}}$$

avec :

$\bar{P}_{j\max}$: Pluie journalière max à TAMALOUS. $\bar{P}_{j\max} = 28,81\text{mm}$

C_v : Coefficient de variation $C_v = 0,55$

U : Variable de Gauss.

d'où : $P_{j\max} = 25,25 e^{u \cdot 0,52}$

5:b- Répartition moyenne mensuelle des Précipitations

MOIS	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	
P_{mm}	70.95	115.2	128.5	126.75	108.84	70.79	21.00	6.075	4.810	2.5	17.195	64.8	
EN %	9.62	15.62	17.42	17.19	14.76	9.60	2.847	0.823	0.652	0.339	2.331	8.787	100
													737.423 ANNEE

Cette répartition reflète le climat méditerranéen, avec une saison de pluie Octobre - Mai et une période sèche Juin - Août.

5.c- Précipitation Maximales Journalières :

L'ajustement de la série des précipitations maximales journalières nous permet d'établir le tableau suivant :

PERIODE DE RETOUR (ans)	10	20	50	100	200	1000	2000	10.000
FREQUENCE DE DEPASSEMENT	0.1	0.05	0.02	0.01	0.002	0.001	0.0005	0.0001
FREQUENCE DE NON DEPASSEMENT	0.9	0.95	0.98	0.99	0.998	0.999	0.9995	0.9999
P _{jmax} FREQUENTIELLES (mm)	48	60	74	86	115	130	140	180

5.d- Pluies de Courte Durée

La répartition statistique des précipitations temporelles a été calculée suivant la formule de Montanary.

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

avec :

- P_{jmax} : Pluie maximale journalière fréquentielle (mm)
- P_t : Pluie de courte durée (t) de même fréquence (mm)
- t : durée de la pluie en heures
- b : exposant climatique égale à 0,45 déterminé d'après la carte d'isoexposants climatiques.

Les valeurs de la pluie de courte durée seront utilisées pour l'estimation de la pluie efficace, pour le calcul des crues correspondantes.

Tableau de la Repartition Temporelles

DEFICIT D'ÉCOULEMENT (mm)		13	13.5	14	14.5	15	15.5	16	16.5	17	17.5	18	18.5	19		
TEMPS EN HEURE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
0.9	0.1	10	Pt	11.48	15.69	18.83	21.43	23.69	25.72	27.57	29.27	30.87	32.37	33.79	35.13	36.40
			I	1.095	1.61	1.73	1.74	1.70	1.65	1.59	1.54	1.48	1.43	1.38	1.34	
0.95	0.05	20	Pt	14.34	19.56	23.52	26.76	29.58	32.16	34.46	36.59	38.59	40.46	42.23	43.92	45.53
			I	1.34	3.03	3.17	3.06	2.91	2.77	2.63	2.51	2.40	2.30	2.20	2.12	2.04
0.98	0.02	50	Pt	17.68	24.12	29.00	33.00	36.48	39.66	42.5	45.13	47.59	49.90	52.09	54.17	56.16
			I	4.68	5.31	5.00	4.62	4.30	4.02	3.78	3.57	3.40	3.24	3.01	2.97	2.86
0.99	0.01	100	Pt	20.58	28.11	33.74	38.40	42.45	46.08	49.40	52.45	55.31	57.99	60.54	62.95	65.26
			I	7.58	7.30	6.58	5.97	5.49	5.09	4.77	4.49	4.25	4.05	3.86	3.70	3.55
0.999	0.001	1000	Pt	31.10	42.49	50.99	58.05	64.18	69.66	74.67	79.29	83.61	87.67	91.51	95.16	98.65
			I	18.1	14.5	12.33	10.88	9.83	9.02	8.38	7.84	7.40	7.01	6.68	6.39	6.12
0.9999	0.0001	10.000	Pt	43.02	58.68	70.56	80.28	88.74	96.48	103.5	109.8	115.76	121.41	126.7	131.76	136.60
			I	30.02	22.59	18.85	16.44	14.74	13.49	12.48	11.66	10.97	10.40	9.90	9.44	9.04

P_t : Pluie de Courte durée en mm
 D : Déficit d'écoulement estimé à 13mm
 la première heure de l'averse, puis

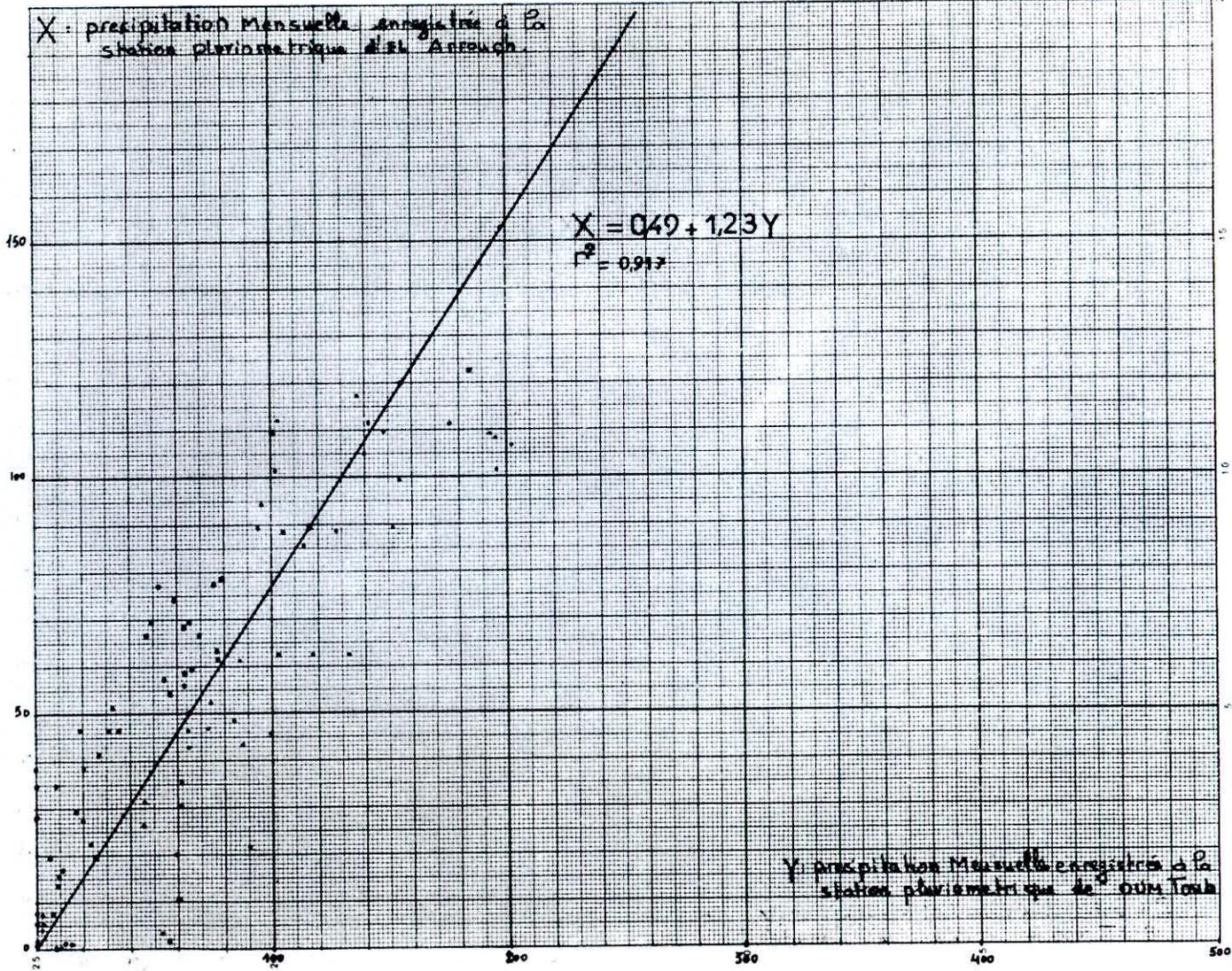
I : Intensité efficace
 $I = \frac{P_t - D}{t}$ (mm/h)

PROBABILITE DE NON DEPASSEMENT

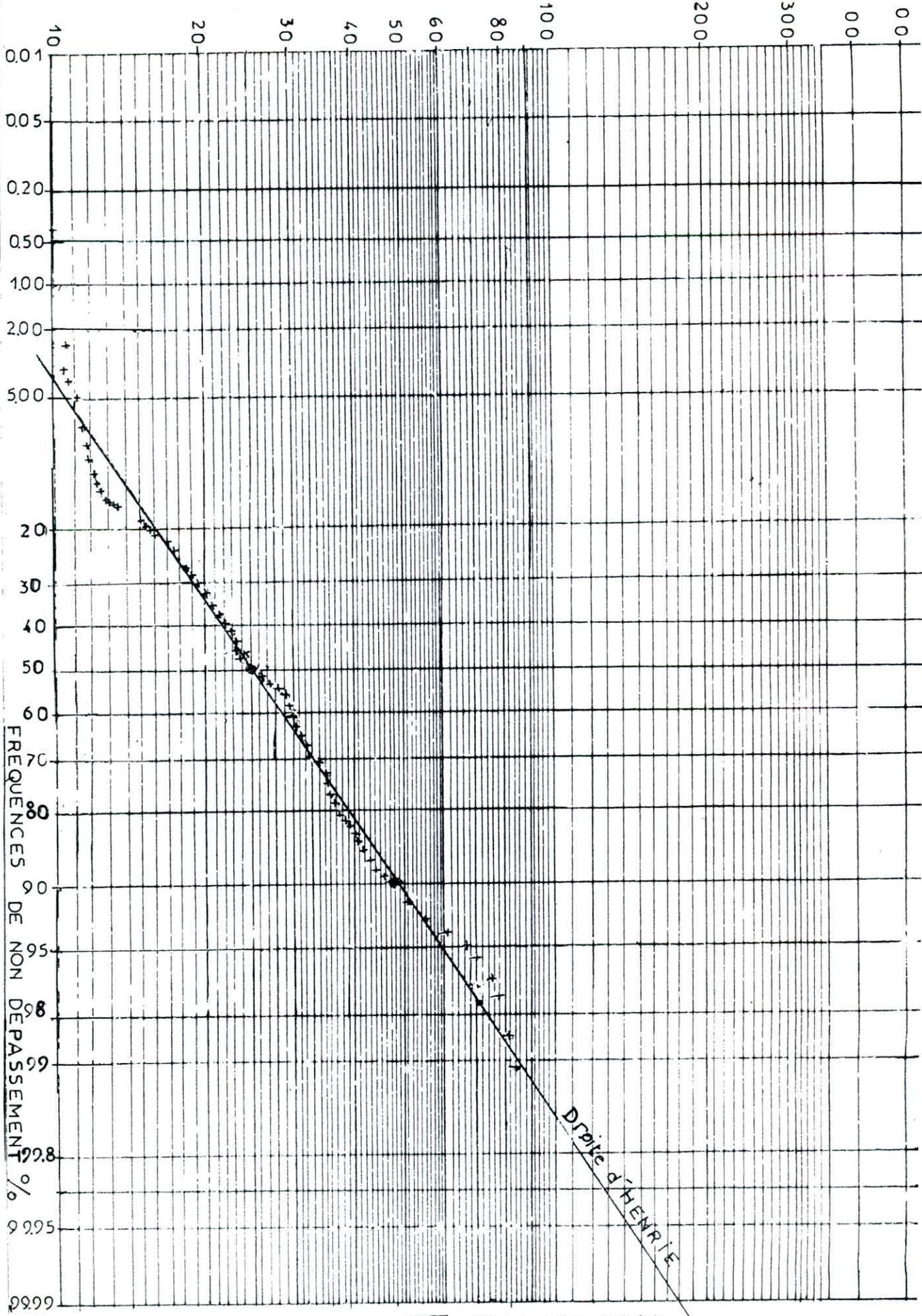
PROBABILITE DE DEPASSEMENT

PERIODE DE RETOUR (ANS)

X: precipitation Mensuelle enregistrée à la station pluviométrique de EL ARAOUCH.

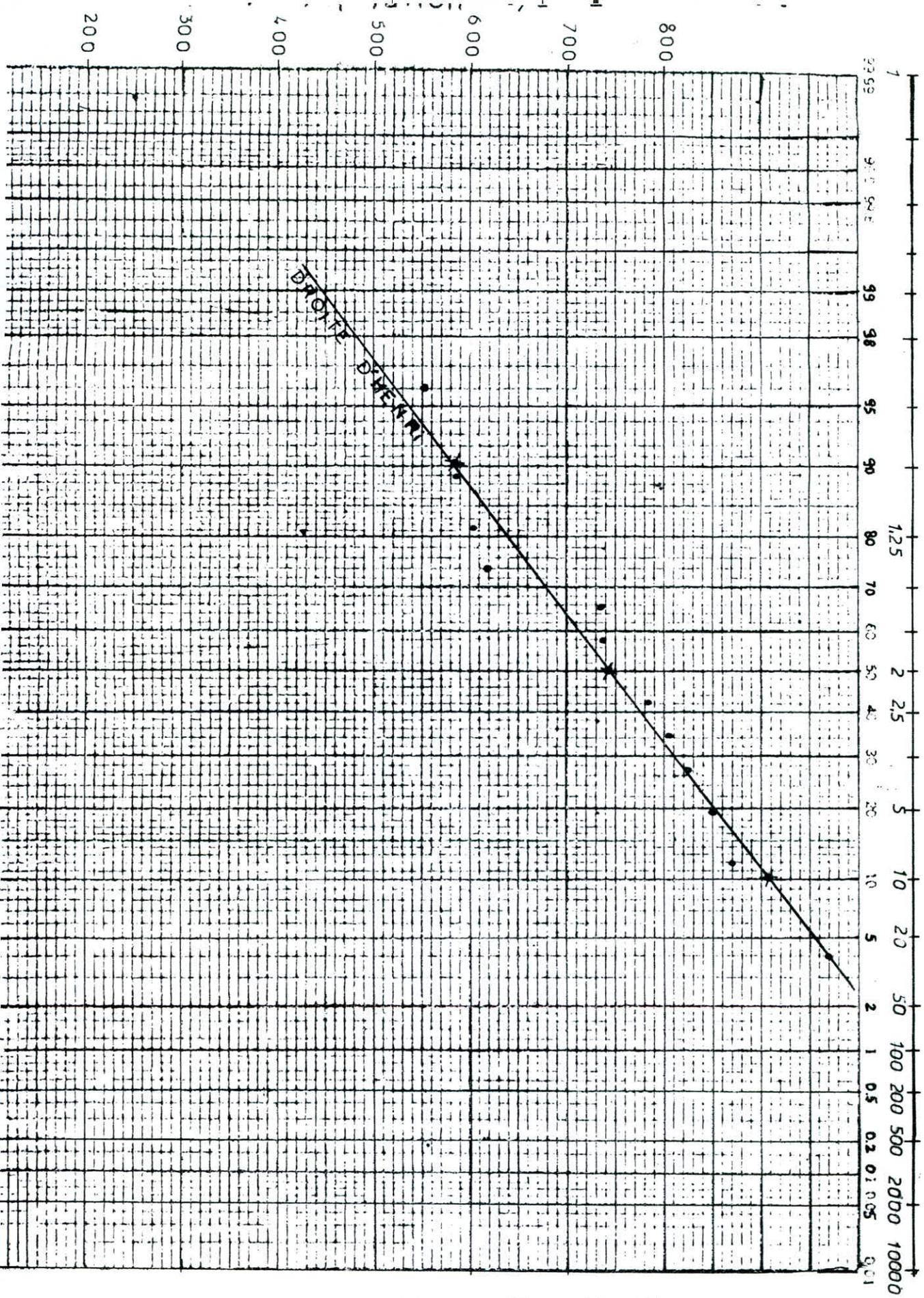


Y: precipitation Mensuelle enregistrée à la station pluviométrique de OUM TOUNI.



PLUIE MAX JOUR - ST - TAMALOUS

-mm-



Precipitation Moy. an. à OUM TOUB - mm.

IV - ETUDE DES APPORTS

Les apports annuels peuvent être en général valablement estimés avec une précision plus ou moins grande suivant que l'on dispose de données hydrométriques; pluviométriques ou climatiques générales. Les erreurs faites sur ces estimations pourraient entraîner, soit une mauvaise utilisation des ressources, soit des dépenses inutiles.

Ainsi l'installation de plusieurs stations de Jaugeages permettrait de relever, sur une série d'année aussi longue que possible les débits écoulés.

Au site du barrage de BOU TAIEB nous ne disposons pas de station hydrométrique, aussi nous avons été amené à utiliser les débits moyens mensuels affluent estimés par relation de surface, des deux stations hydrométriques de SIDI MEZAGHICH et GUENITRA sur les Oueds KHENGA et FESSA, donnant naissance après confluence à l'oued GUEBLI.

Données Hydrométriques :

STATION HYD	OUED	CODE	SUPERFI- CIE -Km ²	NB D'AN- NEES COMPLETE	PERIODE D'OBSERV	DEBIT MOY ANN (m ³ /s)	APPORT MOY ANN (Hm ³)
SIDI MEZAGHICH	KHENGA	03-07-02	100	9	1970 - 1978	0,24	7,56
GUENITRA	FESSA	03-07-01	202	8	1970 - 1978	1,19	37,8

Il est nécessaire de noter que la qualité et la quantité de ces données n'est pas très fiables toutefois leur utilisation nécessite la connaissance de quelques caractéristiques des deux sous bassins; de l'Oued GUEBLI.

ST HYD	SUPERFI- CIE Km ²	PERIME- TRE (Km)	K _c	TALWEG PRINC (Km)	H _{max} (m)	H _{min} (m)	H _{moy} (m)	IP	D _d
SIDI MEZAGHICH	100	46	1,29	20	861	170	380	0,17	3,4
GUENITRA	202	60	1,18	22	1364	120	465	0,20	5,5

1 - Extension des deux series de données hydrométriques :

A défaut de stations hydrométriques de longue durée, nous avons procédé à une extension des données de la station hydrométrique de MEZAGHICH par corrélation graphique pluie - débit à partir des données de la station pluviométrique d'EL-ARROUCH longue de 56 ans.

La série hydrométrique de la station de GUENITRA a ensuite été étendue à partir de celle déjà étendue de MEZAGHICH.

2 -- Evaluation de l'Apport moyen annuel de l'Oued GUEBLI :

2.a - Modèle par Analogie :

Cette méthode consiste à estimer les débits d'un BV de superficie connues (A), à partir d'une série de débit connues enregistrée dans un autre BV de superficie (A₀), si les deux bassins en question sont morphologiquement et hydrologiquement semblables.

Vu la nature des données hydrométriques des stations de MEZAGHICH et GUENITRA, cette méthode serait appliquée juste pour avoir une approche de l'apport moyen annuel.

$$Q_p = C_p A^{2/3}$$

avec :

$$C_p = \frac{Q_{p_0}}{(A_0)^{2/3}}$$

A₀, Q_{p₀} : Données existant

A : Superficie du BV étudié à l'exutoir du barrage

Q_p : Apport à l'exutoir du barrage, à déterminer.

La méthode par analogie donne de meilleur résultat si la condition suivante est vérifiée : $0,5 \leq \frac{A_0}{A} \leq 2$

Aussi nous avons étudié la relation débit moyen superficie pour la station de GUENITRA.

2.b - Modèles Empirique

Vue le manque de données hydrométriques au site du barrage de BOU TAIEB, et l'insuffisance de renseignements donnés par les stations déjà cités, nous avons été contraintes de faire appel aux modèles empiriques.

- Formule de Samie :

$$Y_0 = P_0^2 (293 - 2,2 \sqrt{A})$$

avec

P_o : Pluie moyenne annuelle (m) $P_o = 718\text{mm}$
 Y_o : Apport moyen annuel (mm)
 A : Superficie du BV (Km²) $A = 681\text{Km}^2$

AN : $Y_o = 120,936 \text{ mm}$

- Formule de Medinger I

$Y_o = 0,75 (P_o - 400)$

P_o : Pluie moyenne annuelle (mm)
 Y_o : (mm)

AN : $Y_o = 238,5\text{mm}$

- Formule de Medinger II

$Y_o = P_o^2 (240 - 1,4 \sqrt{A})$

P_o : m
 A : Km²
 Y_o : mm

AN : $Y_o = 104,89\text{mm}$

- Formule de DERY

$Y_o = 0,915 P_o^{2,684} A^{-0,158}$

$A = 681\text{Km}^2$
 $P_o = 0,718\text{m}$
 $Y_o = \text{m}$

AN : $Y_o = 134,159\text{mm}$

- Formule de Contagne I

Cette formule donne le déficit hydraulique moyen annuel :

$D = P_o - \lambda P_o^2$

avec :

D : Déficit d'écoulement en (m)
 P_o : Pluie moyenne annuelle (m)

$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 T} = 0,30$

T : Temperature moyenne annuelle $T = 18^\circ\text{C}$

L'apport moyen annuel en (m) est $Y_o = \lambda P_o^2$

AN : $Y_o = 154,657\text{mm}$

La formule de contagne I est applicable si la condition suivante est vérifiée.

$$\frac{A}{\lambda 8} < P_o < \frac{1}{2\lambda} \quad (\text{vérifiée})$$

- Formule de Contagne II

$$Y_o = 1,024 (0,718 - 0,26)^2$$

P_o : m

Y_o : m

AN : $Y_o = 214,798$ mm

- Formule de Chaumont

$$Y_o = 600 P_o \left(1 - 10^x \right)$$

$$x = -0,36 P_o^2 = -0,185$$

P_o : m

Y_o : mm

AN : $Y_o = 149,43$ mm

- Formule de Turc

$$Y_o = P_o - \frac{P_o}{\sqrt{0,9 + (P_o/L)^2}}$$

avec :

$$L = 300 + 25T + 0,05T^3 \quad , T = 18^\circ C$$

L : variable thermique L = 1041,6

P_o : (mm)

Y_o : (mm)

AN : $Y_o = 105,724$ mm

- Formule Algerienne

$$Y_o = P_o \left(1 - 10^{-K P_o^2} \right)$$

avec : K = 0,18 - 0,01 Lg A = 0,151

A : Superficie du B en Km²

P_o : m

Y_o : m

AN : $Y_o = 118,3$ mm

- Formule proposee par J DERY pour les bassins Algériens

$$M_o = 11,8 P_o^{2,82} \quad L/S \cdot Km^2$$

P_o : m

M_0 : module spécifique moyen

L'apport moyen annuel du bassin est Y_0 (m³/an)

$$Y_0 = M_0 \cdot A \cdot 31,54 \cdot 10^3$$

M_0 : L/S . Km²

A : Km²

AN : $Y_0 = 145,87$ mm

Les résultats des modèles adoptés sont récapitulés dans le tableau qui suit

* Evaluation de l'apport moyen annuels : par

- Méthode empirique
- Méthode analogie

Tableau récapitulatif

MODELE	MODULE Y_0 (mm)	APPORT MOYEN ANNUEL (Km ³)	DEBIT UNITAIRE 1/5/Km ²	DEBIT MOYEN (m ³ /S)
Samie	120,936	82,350	3,907	2,661
Medinger I	238,500	162,410	7,562	5,150
Medinger II	104,890	71,429	3,326	2,265
Dery I	134,159	91,359	4,254	2,897
Coutagne I	154,657	105,298	4,900	3,339
Coutagne II	214,798	146,264	6,810	4,638
Chaumont	149,430	101,735	4,737	3,226
Turc	105,724	71,996	3,352	2,283
Algerienne	118,300	80,543	3,750	2,554
Dery II	145,870	99,330	4,620	3,150
Analogie avant extension (Guenitra 7ans)	115,816	78,871	3,665	2,496
Analogie après extension (Guenitra 14ans)	108,361	73,794	3,436	2,340
Moyenne des formules empiriques	117,252	79,849	3,718	2,532
Valeurs adoptées	122,710	83,570	3,890	2,65

CONCLUSION

On estimera l'apport moyen annuel à $83,54 \cdot 10^6$ m³
d'où une lame d'eau écoulée $Y_0 = 122,71$ mm
et un coefficient d'écoulement :

$$K_e = \frac{Y_0}{\bar{P}_{\text{moy}}}$$

$$K_e = \frac{122,71}{718}$$

$$K_e = 0,171$$

Cette valeur serait mieux définie en installant une station hydrométrique près du site du barrage.

2-C - Variabilité de l'Apport

La variabilité de l'apport est caractérisée par le coefficient de variation de l'apport annuel C_v :

La connaissance précise de ce paramètre est liée à la longueur de la série d'observation, il garde cependant la valeur constante dans la région du bassin versant.

$$C_v = \frac{S_x}{M_0} = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{M_i}{M_0} - 1 \right)^2}{N}}$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation

S_x : Ecart type

M_0 : Débit unitaire moyen annuel

M_i : Débit unitaire correspondant à la i^{ème} année.

N : Nombre d'années d'observation

Vue le manque de données nous avons été amenés à utiliser là encore les formules empiriques suivantes :

C.1- Formule de UKRIVIPRODKHOZ

$$C_v = \frac{0,70}{M_0^{0,125}}$$

où

M_0 : Débit spécifique annuel L/S.Km²

M_0 : 3,891 l/s.km² (Valeur adoptée, voir tableau qui suit)

AN :

$$C_v = 0,59$$

C.2 - Formule de Padoun (1969)

$$C_v = \frac{2,06}{E^{0,23}} K$$

K : Coefficient de reduction ($K = 0,25 + 1$)

E : Lamé d'eau écoulee en mm.

AN :

$$K = 1$$

E = 122,71 mm (valeur moyenne adopté du tableau qui suit)

$$C_v = 0,68$$

C.3 - Formule de SKOLOVSKY-Chevelev

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_o$$

AN :

$$M_o = 3,891 \text{ L/S Km}^2$$

$$C_v = 0,609$$

C.4 - Utilisation d'une carte iso-coefficient de variation

Etablie par K . BODY

$$C_v = 0,50$$

Finalement nous optons pour un coefficient de variation de l'apport annuel moyen :

$$\underline{C_v = 0,55}$$

Pour le calcul de l'apport moyen annuel ;

Au site du barrage de BOU TAIEB , sur l'Oued GUEBLI,
La simulation pluie débit, qui a été étudié par le
bureau d'étude promon, a donné un résultat final très
proche des valeurs adoptées ici.

On notera qu'à défaut de données hydrométrique, la
répartition des debits moyens mensuelle sur l'Oued GUEBLI
déterminé par ce modèle sera utiliser plus loin lors
de la régularisation.

V - ETUDE DES CRUES

Prédétermination des Crues

La prédétermination des crues, voir des débits maximum, a pour objectif de prévenir tout danger de destruction survenant après augmentation du débit de l'oued.

Le dimensionnement des ouvrages principaux du barrage de BOU-TAIEB est déterminé par le maximum probable de la crue auxquels ces ouvrages devront faire face, compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

A défaut de données hydrométriques nous présenterons dans cette étude les méthodes que nous avons utilisé pour résoudre ce problème.

D'une manière générale aucune de ces méthodes n'est entièrement satisfaisante, mais chacune d'elles permet d'approcher l'estimation, et c'est de la synthèse de ces divers méthodes d'estimation que l'on peut espérer les résultats les plus sûrs.

V.1--Calcul du débit max de crue

A. Méthodes Empiriques :

1--Formule de Possenti :

$$Q_{\max} = C \cdot \frac{P_{j\max}}{L} (S_m + \frac{S_p}{3})$$

avec :

Q_{\max} : Débit max de crue (m³/S)

$P_{j\max}$: Pluie journalière fréquentielle (mm)

L : Longueur du Talweg principal $L = 49\text{Km}$

S_m : Superficie montagneuse du BV $S_m = 572,04 \text{ Km}^2$

S_p : Superficie de plaine du BV $S_p = 108,96 \text{ Km}^2$

C : Coefficient dépendant des caractéristiques morphologique du BV : $700 \leq C \leq 800$

Pour notre BV : $C = 750$

Tout calcul fait : $Q_{\max} = 9,311 P_{j\max}$

avec : Q_{\max} : (m³/S)

$P_{j\max}$: mm

Tableau de Calcul :

PERIODE DE RETOUR-ans-	10	20	50	100	500	1000	2000	10000
P _{jmax} (mm)	48	60	74	86	115	130	140	180
Q _{max} (m ³ /S)	46,93	58,66	68,01	80,74	107,78	121,43	130,54	167,98

2 - Méthode rationnelle

$$Q_{\text{pointe}} = Q_{\text{jmoy}} \frac{P_t}{P_{\text{jmax}}} \frac{24}{T_c} \quad (\text{m}^3/\text{S})$$

où :

$$Q_{\text{jmoy}} = \frac{C_r \cdot A \cdot 10^3}{24 \cdot 3600} \cdot P_{\text{jmax}}$$

$$P_t = P_{\text{jmax}} \left(\frac{24}{13} \right)^{0,45} \quad \text{Pour } T_c = \text{Temps de Concentration}$$

$$C_r : \text{Coefficient de ruissellement} = \frac{P_{\text{eff}}}{P_t} = \frac{P_t - D}{P_t}$$

D. étant le déficit d'écoulement

On supposera un déficit D = 19mm à T_c = 13h.

Ce déficit est de 13mm la première heure, puis augmente de 0,5 pour les heures qui suivent.

A : Surface du BV en Km² S = 681 Km²

P_{jmax} et P_t sont en (mm)

Tableau de Calcul :

Q _{poin- te} (m ³ /s)	Q _{jmoy} (m ³ /s)	C _r	P _{eff} = P _t -D _{mm}	D (mm)	P _t mm	P _{jmax} (mm)	PERIODE DE RETOUR - ans -
253,2	180,85	0,478	17,4	19	36,4	48	10
386,09	275,6	0,582	26,53	19	45,53	60	20
540,7	385,92	0,66	37,16	19	56,16	74	50
673,21	480,54	0,708	46,26	19	65,26	86	100
993,45	709,107	0,782	68,27	19	87,27	115	500
1159,09	827,36	0,807	79,65	19	98,65	130	1000
1269,5	906,17	0,821	87,24	19	106,24	140	2000
1711,236	1220,12	0,861	117,60	19	136,60	180	10.000

3 - Formule de Mallet - Gauthier

$$Q_{\max} = 2 K \text{ Log } (1 + a P_0) \frac{A}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \text{ Log } T - \text{Log } A}$$

Q_{max} : debit, max de crue en (m³/s)

avec K = 3 coefficient géomorphologique lié à la pente du bassin. Généralement $2 \ll K \ll 3$

a = 20 coefficient topographique $20 \ll a \ll 30$
 A = 681 Km² surface du BV en Km²
 L = 49 Km longueur du Talweg Principal en Km
 P₀ = 718mm = 0,718m. pluie moyenne annuelle en (m)

AN : Q_{max} = 692,51 $\sqrt{4 \text{ Log } T - 1,833}$

T : Periode de retour (ans)

P₀ en m

Tableau de Calcul :

T :perio- de de Retour - ans -	10	20	50	100	1000	2000	10000
Q _{max} (m ³ /s)	1019,42	1271,5	1542,74	1719,74	2208,12	2516,4	2606,54

La méthode de Mallet Gauthier est valable pour tous les oueds Algériens à la fréquence 0,01 c;a;d T = 100ans

4 - Formule de Giandotti :

$$Q_{max} = \frac{e \cdot A \cdot P_t \sqrt{E_m - H_{min}}}{4 \sqrt{A} + 1,5 L}$$

où

- e : Coefficient topographique e = 191
- A : surface du BV en Km² A = 681Km²
- E_m: Elévation moyenne du BV en m E_m = 349,639m
- H_{min}: Altitude minimale du BV en m H_{min} = 47,197m
- P_t: Pluie de courte durée (m)
- L : Longueur du talweg en Km L = 49Km

d'où

$$Q_{max} = 12,716 P_t$$

avec:

$$Q_{max} : m^3/s$$

$$P_t : mm$$

Tableau de Calcul

PERIODE DE RETOUR - ans -	10	20	50	100	1000	2000	10.000
P _t en mm pour t=T _c =13h	36,40	45,53	56,16	65,26	98,65	106,24	136,6
Q _{max} (m ³ /s)	462,86	578,56	714,10	829,85	1254,43	1350,95	1737,00

B - Méthode l'Hydrogramme Synthétique :

La méthode synthétique est souvent appliquée en cas de manque d'observations, elle permet d'estimer l'hydrogramme représentatif des crues.

La formule de base de cette méthode s'écrit :

$$Q_{\max} = \frac{A_i \max \cdot I_{\text{eff}}}{3,6} \quad (\text{m}^3/\text{S})$$

Avec : A_i : Surface participant au transfert d'eau (Km²)
 I_{eff} : Intensité de la pluie efficace calculée pour les différentes durées de l'averse (mm/h)
 I_{eff} : P_{eff}/t t : durée de l'averse
 P_{eff} : $P_t - D$
 P_t : Pluie de courte durée
 D : Déficit d'écoulement (déjà estimé en A - 2)

L'application de cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- * une répartition uniforme de la pluie sur le BV
- * un coefficient de ruissellement uniforme sur le BV
- * une vitesse de transfert d'eau constante de l'amont vers l'aval.

Après application nous concluons que les résultats obtenus par cette méthode ne sont pas très représentatifs, ce qui est tout à fait évident, car en premier lieu, les surfaces planimétrées ne sont pas les surfaces réelles de drainage, de plus, le relief montagneux du bassin de l'Oued GUEBLI ne nous permet pas d'admettre les hypothèses de base précédentes

Tableau de Calcul du Débit max par la méthode de
l'Hydrogramme Synthétique.

Tableau n°1 : Recherche de la Surface max participant
au transfert d'eau.

Tableau n°2 : Calcul du Débit max pour différentes
période de retour.

Tableau n°2

Temps (h)	$P_t = P_{jmax} \left(\frac{t}{24}\right)^{0,45} (mm)$			D (mm)	$P_{nette} = P_t - D$			$A_i (max)$ Km ²	$Q_{max} (m^3/S)$		
	10ans	100ans	1000 ans		10	100	1000		10	100	1000
1	11,48	20.58	31.10	13.0	-	7.58	18.10	88.10	-	185.45	443.09
2	15.69	28.11	42.49	13.5	2.19	14.61	28.99	163.20	49.64	331.17	657.16
3	18.83	33.74	50.99	14.0	4.83	19.74	36.99	231.20	103.40	422.52	791.86
4	21.43	38.40	58.05	14.5	6.93	23.90	43.54	301.30	145.00	500.07	911.14
5	23.69	42.45	64.18	15.0	8.69	27.45	49.17	359.02	173.32	547.50	980.88
6	25.72	46.08	69.66	15.5	10.22	30.58	54.16	431.09	204.00	610.31	1080.91
7	27.57	49.40	74.67	16.0	11.57	33.40	58.67	484.15	222.30	641.69	1127.18
8	29.27	52.45	79.29	16.5	12.77	35.95	62.79	544.21	241.30	679.32	1186.49
9	30.87	55.31	83.61	17.0	13.87	38.31	66.61	592.81	253.80	700.94	1218.72
10	32.37	57.99	87.67	17.5	14.87	40.49	70.17	636.61	262.95	716.01	1240.86
11	33.79	60.54	91.51	18.0	15.79	42.54	73.51	661.21	263.65	710.30	1227.41
12	35.13	62.95	95.16	18.5	16.63	44.45	76.66	671.40	258.46	690.80	1191.42
13	36.40	65.26	98.65	19.0	17.4	46.26	79.65	681.00	253.25	673.14	1159.01

C - Utilisation de Résultats d'Etudes déjà existantes :

1- Formule de Coutagne :

Nous avons utilisé la formule de Coutagne qui s'écrit :

$$Q_{\max} = C_T A^{0,56}$$

Q_{\max} : débit de pointe de fréquence donnée (m³/S)

C_T : coefficient constant qui dépend des caractéristiques du BV

A : superficie du BV

Des résultats d'études antérieures concernant la région du site du barrage de BOU TAIEB ont permis d'établir les expressions suivantes pour $100 < A < 1000$ (Km²).

$$Q_{0,1\%} = 58,50 \cdot A^{0,56} \quad \text{Crue Millenale} = 2263,53 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Q_{1\%} = 43,20 \cdot A^{0,56} \quad \text{Crue Centennale} = 1669,35 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

$$Q_{10\%} = 17,65 \cdot A^{0,56} \quad \text{Crue decennale} = 681,25 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

2- Méthode d'analogie :

Nous utilisons ici les résultats d'une étude de crue d'un site à l'amont du site de BOU TAIEB, sur l'Oued GUEBLI.

La superficie de ce sous bassin est de 649 Km², et il présente un sous bassin semblable au BV du barrage de BOU TAIEB:

$$\text{Crue Millenale} = 2064 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$\text{Crue Centennale} = 1548 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$\text{Crue Decennale} = 928,8 \text{ m}^3/\text{S}$$

3- Formule Algérienne : applicable pour les crues millenale

$$\text{Si } 400 < P_{\text{moy}} < 900 \text{ (mm)} \quad Q_{\max} = A \cdot 10^{0,67} - A \cdot 10^4 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

A : Surface du BV en Km²

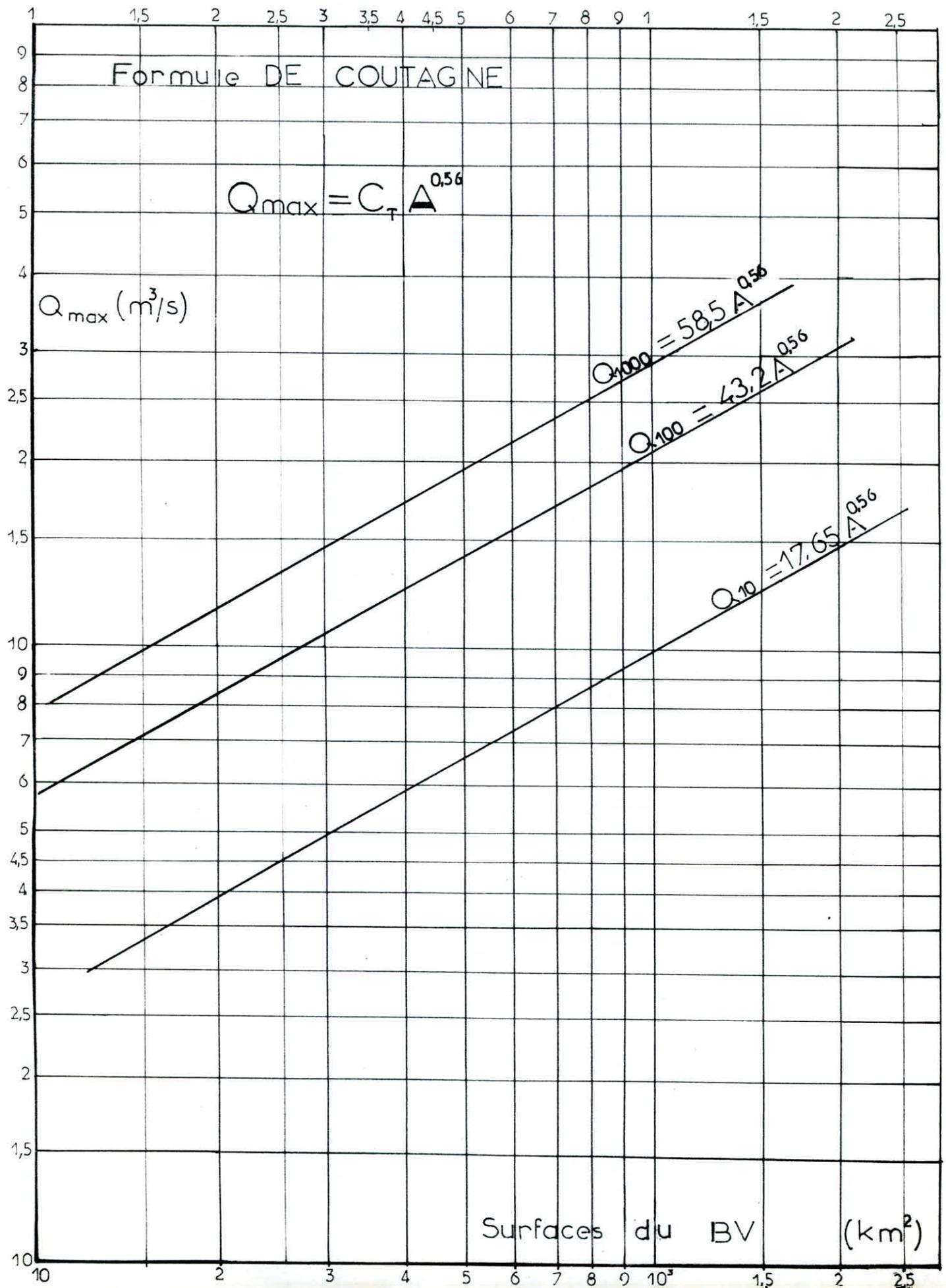


Tableau récapitulatif : Prédétèrmination des Crues

METHODE		Q_{max} (m ³ /S) Decennales	Q_{max} (m ³ /S) Centennale	Q_{max} (m ³ /S) Millenale
Formules Empiriques	Possenti	446,930	800,750	1210,430
	rationnelle	253,190	673,209	1159,094
	Mallet Gauthier	1019,42	1719,740	2208,120
	Giandotti	462,862	829,846	1254,430
Hydrogramme Synthétique		263,650	710,000	1241,000
Analogie		928,800	1548,000	2064,000
Coutagne		681,250	1669,35	2263,530
Formule Algérienne				2723,000
Valeurs Adoptées		876,500	1645,450	2314,660

CONCLUSION

Crue decennales : $Q_{max} = 876,500$ m³/S

Crue centennale : $Q_{max} = 1645,450$ m³/S

Crue millenale : $Q_{max} = 2314,660$ m³/S

A défaut de données, nous estimons la crue de chantier qui est une crue vingtennale à : $Q_{max} = 900$ m³/S

V.2- Hydrogramme de Crue :

L'Hydrogramme de crue est une fonction $Q = f(t)$ qui exprime la variation des débits max avec le temps pour divers période de retour.

L'Hydrogramme de crue nous sera utile lors du laminage des crues d'une part et d'autre part constituera au dimensionnement du barrage; son tracé permet d'estimer toute les autres caractéristiques de la crue : forme, volume, temps de montée et de base.

- Méthode de Sokolovsky :

Cet auteur assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques :

- a - l'une pour la montée de la crue

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

Q_t : débit à l'instant (t) en heure, après le début de crue

Q_{\max} : débit max de la crue

t_m : temps de montée de la crue $t_m = t_c = 13h$

m : exposant de la parabole $m = 2$

- b - l'autre pour la décrue

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n$$

Q_t : débit à l'instant (t) après la pointe de la crue

t_d : temps de décrue $t_d = 2 t_c = 26 h$

n : exposant de la courbe $n = 3$

pour les crues d'averses, cette méthode suppose que

$$t_m = T_c \quad \text{et} \quad t_d = C t_m,$$

où :

C: coefficient tabulé en fonction de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et du taux de boisement du bassin versant.

$C = 2 + 2,5$ Pour les petits cours d'eau des bassins versants faiblement perméables.

$C = 3 + 4$ Pour les petits cours d'eau des bassins boisés et perméables.

$C = 4 + 7$ Pour les grands et moyens cours d'eau avec terrasses de déformation.

Dans notre étude $C = 2$

D'après l'hydrogramme de crue que nous avons tracé les volumes de crues pour les fréquences 10 % , 1 % et 0,1 % sont respectivement: 33667200 m³, 60204600 m³ ; 92412000 m³.

d'où les lames d'eaux écoulées suivantes :

49mm ; 88mm ; 136mm

Tableau de Calcul par la Méthode de SOKOLOVSKY

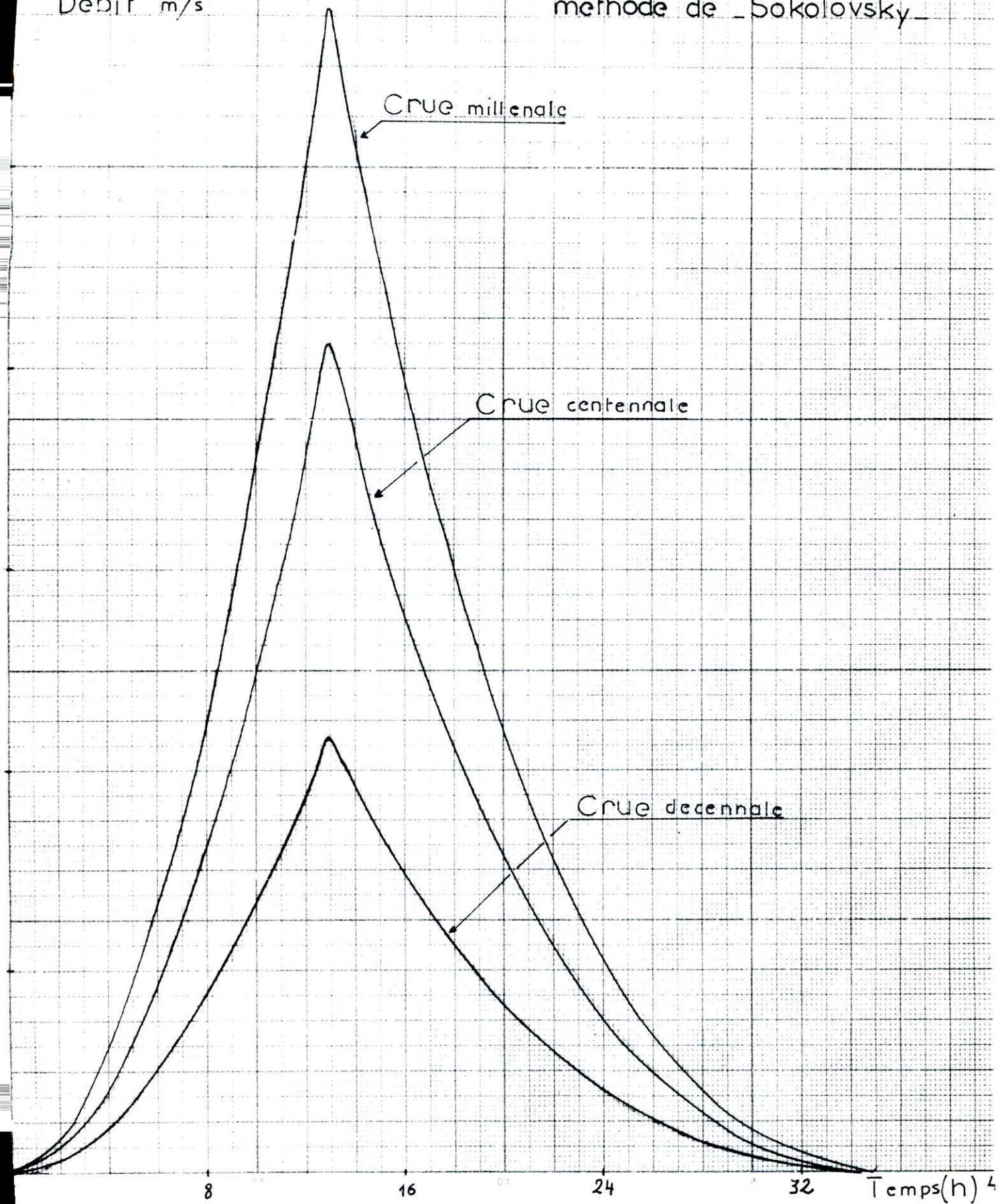
Débit de Crues en m³/S

EN CAS DE MONTEE					EN CAS DE DESCENTE				
t (h) T	10 ans	100	1000	20	t(h)/ T	10	100	1000	20
0	0	0	0	0	1	779.19	1462.79	2057.72	800.00
1	5.18	9.73	13.69	5.32	2	689.38	1294.19	1820.54	707.87
2	20.74	38.9	54.78	21.30	3	606.75	1139.06	1602.32	623.02
3	46.67	87.62	123.26	47.92	4	531.0	996.85	1402.28	545.24
4	82.98	155.78	219.14	85.20	5	461.83	867.00	1219.62	474.22
5	129.66	243.41	342.4	133.13	6	398.9	748.95	1053.55	409.64
6	186.70	350.51	493.06	191.71	7	342.04	642.13	903.29	351.22
7	254.13	477.08	671.11	260.94	8	290.83	545.98	768.04	298.63
8	331.92	623.12	876.55	340.83	9	245.00	459.95	647.01	251.57
9	420.09	788.64	876.55	431.36	10	202.26	383.46	529.42	209.74
10	518.63	973.64	1109.39	532.54	11	168.3	315.96	44.46	172.82
11	627.54	1178.10	1369.62	644.37	12	136.84	256.89	361.37	140.50
12	746.83	1402.04	1657.24	766.86	13	109.56	205.68	289.33	112.50
13	876.49	1645.45	1972.25	900.00	14	86.17	161.77	227.56	88.48
					15	66.37	124.60	175.28	68.15
					16	49.87	93.619	131.69	51.20
					17	36.35	68.24	96.00	37.32
					18	25.53	47.9	67.4	26.21

HYDROGRAMME DE CRUES

methode de Sokolovsky

Debit m^3/s



Crue millénaire

Crue centennale

Crue décennale

8

16

24

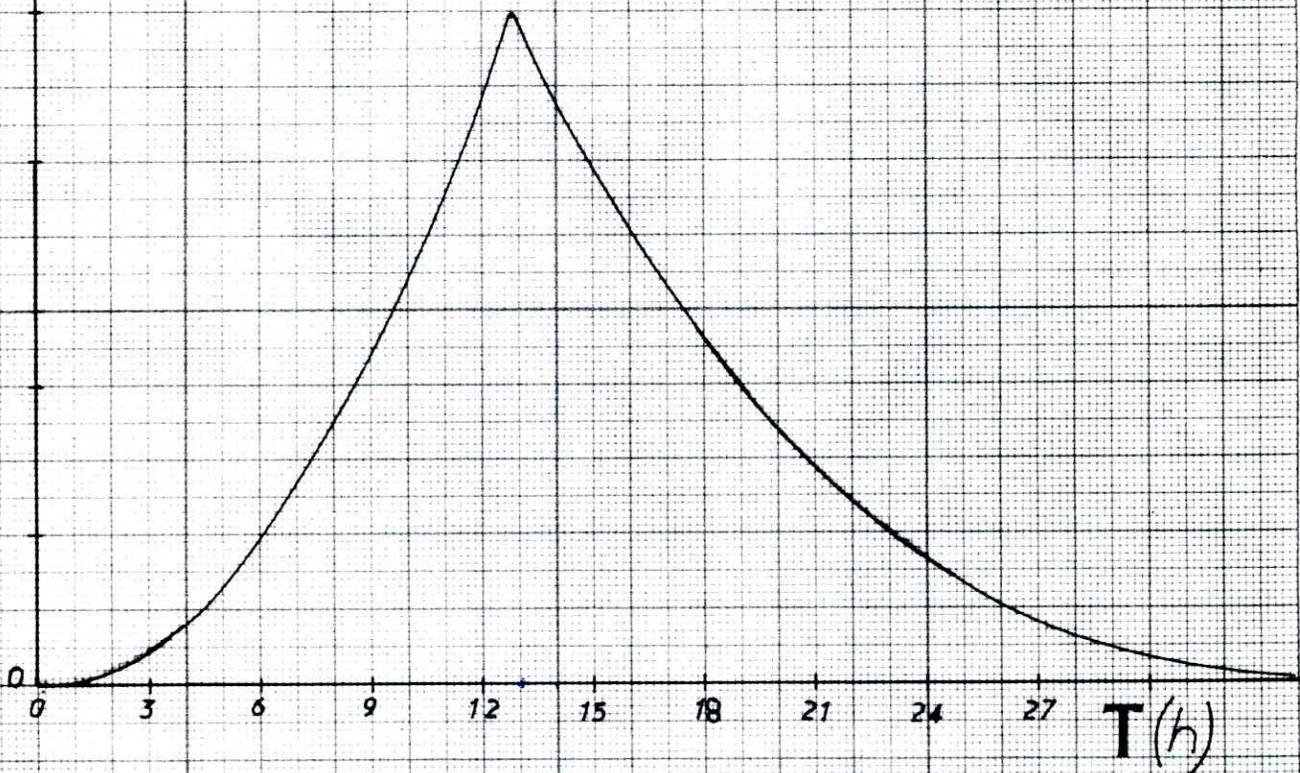
32

Temps(h)

Q (m³/s)

Hydrogramme de Crue de Chantier

- Crue Vingtennale -



VI - TRANSPORT SOLIDE

La connaissance des transports solides permet de déterminer la durée de vie de la retenue ainsi que son volume mort. L'énergie de l'Oued GUEBLI à l'axe peut être appréciée par la quantité de gros sédiments déposés dans la vallée alluvionnaire avec plus de 30m de gravier fin et de sable. Dans cette zone, aussi bien l'Oued GUEBLI que ses affluents, sont torrentiels et charrient pendant la saison des pluies, de grandes quantités de sédiments et de gros détritiques.

Au site du barrage de BOU TAIEB, nous ne disposons pas d'observations de transport solide, ceci nous a amené à estimer ce dernier à partir d'étude déjà existante d'une part et de formules théoriques d'autre part.

1 - Calcul du Taux d'Abrasion

a- Utilisation d'étude déjà existante :

D'après les relevés effectués au cours des 20 années d'exploitation de la retenue de Zardezas sur l'Oued SAF SAF, le transport solide a été évalué en moyenne à 1250 t/Km². an environ.

Les deux bassins de l'Oued GUEBLI, et l'Oued SAF SAF; sont semblables du point de vue hydrologique, mais le bassin étudié est d'un régime plus torrentiel d'où son apport solide spécifique : 1500 t/Km². an.

CONCLUSION

Le taux d'abrasion de l'Oued GUEBLI est de 1500 t/Km².an.

b- Utilisation de formules d'estimation :

B.1- Formule de Tixeront (1960)

Cette formule dépend de la répartition de la superficie du BV en fonction de sa perméabilité.

$$T_a = a Y_o^{0,15}$$

où : T_a : taux d'abrasion en t/Km².an

Y_o : lame d'eau ruissellée moyenne annuelle (mm)

a : coefficient empirique variable en fonction de la perméabilité du terrain :

$a = 8,5$: valable pour les BV à perméabilité élevée.

$a = 75$: valable pour les BV à perméabilité moyennement élevée.

$a = 350$: valable pour les BV à perméabilité moyennement faible.

$a = 1400$: valable pour les BV à perméabilité faible.

$a = 3200$: valable pour les BV imperméable.

AN pour $a = 350$
 $Y_0 = 122,71 \text{ mm}$
 $\Gamma_a = 720,11 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$

La formule de Tixeront est basée sur les données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins Tunisiens (dont 4 alimentant des barrages réservoirs).

Les superficies varient de 90 à 22300 Km² et les observations portent sur des durées variant de 2 à 22 ans. Après avoir regroupé les bassins en trois classes suivant un critère régional, Tixeront a proposé la relation précédente.

b-2 Formule de Fournier

Cette formule tient compte des indices pluviométriques et orographiques.

$$\Gamma_a = 27,12 \frac{P^2}{\bar{P}} - 475,40$$

Cette formule est valable pour les BV à relief peu accentué où le rapport $\frac{P^2}{\bar{P}} \leq 17,5$

$$\Gamma_a = 91,78 \frac{P^2}{\bar{P}} - 737,62$$

valable pour les BV à relief accentué où le rapport $\frac{P^2}{\bar{P}} > 17,5$

avec : P : pluviométrie moyenne des mois les plus arrosés en mm.
 $P = 127,62 \text{ mm}$

\bar{P} : pluviométrie moyenne annuelle (mm)
 $\bar{P} = 718 \text{ mm}$

$$\text{AN} : \Gamma_a = 91,78 \frac{127,62^2}{718} - 737,62$$

$$\Gamma_a = 1344,3 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

$$\frac{P^2}{\bar{P}} > 17,5$$

CONCLUSION

Finale-ment nous adoptons comme valeur du taux d'abrasion.

$$\Gamma_a = 1500 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

Nous avons opté pour la valeur expérimentale car celle-ci est la seule qui se rapproche le plus de la valeur réelle.

2 - Envasement

- Le transport solide pour l'ensemble du BV sera

$$T_b = T_a \cdot A. = 1500 \ 681 = 1,02 \cdot 10^6 \text{ t/an.}$$

- Le transport volumique total sera

$$T_v = \frac{T_b}{\rho}$$

ρ : poids spécifique des sédiments $\rho = 1,6 \text{ t/m}^3$

$$T_v: \frac{1,02 \cdot 10^6}{1,6} = 0,6375 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an} = 637,5 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

Enfin pour une durée de fonctionnement de 25 ans, l'évolution de l'envasement sera donnée par le volume mort suivant :

$$V_m = T_v \cdot t = 637,5 \cdot 10^3 \times 25 = 15,93 \text{ hm}^3$$

CONCLUSION

$$V_{\text{mort}} = 16 \text{ hm}^3$$

$$\text{et } NV_m = 35,40 \text{ m}$$

$$h_m = 15,40 \text{ m}$$

VII - CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

1 - Variation du Volume et de la Surface avec la Hauteur :

Les surfaces correspondantes à chaque altitude ont été déterminées par planimètrage plan sur carte 1 : 25.000. Quand aux volumes, ils ont été déterminées par application de la formule suivante :

$$V_i = \frac{h}{3} (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1}})$$

où : V_i : volume de la couche
 S_i : surface élémentaire correspondante à chaque courbe de niveau
 i : indice de la couche
 h : hauteur de la couche ou équidistance des courbes de niveau $h = 5,5$ m

On désigne par couche, le volume délimité par 2 plans successifs.

On déterminera la capacité de la retenue, en cumulant les volumes à partir de l'altitude de fond de la cuvette.

2 - Régularisation

La régularisation permet de définir le rapport entre le volume d'eau et celui qui est stocker dans le réservoir en permanence; c. à.d le volume régularisé.

La régularisation a été faite pour plusieurs taux, afin d'évaluer le taux de régularisation optimal, pour lequel le volume régularisé satisfait la demande, qui est pour notre cas celle de l'irrigation.

Méthodes de calcul :

Données de Bases :

À défaut de stations hydrométriques au site du barrage de BOU TAIEB, la répartition mensuelle des apports a été déterminé par simulation pluies-débit à partir de la station pluviométrique de TAMALOUS.

Il est à noter que l'apport moyen annuel déterminé par cette simulation, coïncide bien avec celui que nous obtenons par application des formules empiriques.

Ayant les répartitions mensuelles, des apports, des infiltrations et des évaporations nous avons appliqué la méthode itérative suivante :

Pour le premier mois :

$A_I = A_{i=1} + V_m$: apport du 1er mois additionné au volume mort déjà déterminé.

S_i : surface inondée correspondante au volume A_I déterminé à partir de la courbe $S(H)$ déterminé

Déficit hydrologique :

- Volume infiltré : $V_{inf\ i=1} = S_{i=1} \cdot h_{inf\ i=1}$

- Volume évaporé : $V_{evp\ i=1} = S_{i=1} \cdot h_{evp\ i=1}$

Besoin d'irrigation :

$$V_b = \frac{\text{Apport moyen annuel}}{12} \quad (\text{taux}) \%$$

Nous avons supposé une répartition mensuelle, uniforme des besoins d'irrigation.

Pour le second mois :

$A_I + A_{i+1}$: Apport cummulé des deux mois

S_{i+1} : Surface inondée correspondante à l'apport cumulé.

$$V_{evp\ i+1} = S_{i+1} \cdot h_{evp\ i+1}$$

$$V_{inf\ i+1} = S_{i+1} \cdot h_{evp\ i+1}$$

Enfin il est clair que pour le nieme mois, nous avons :

$A_I + A_{i+1} + \dots + A_{i+n}$ Apport cummulés

S_{i+n} Surface inondée correspondante

$$V_{evp\ i+n} = S_{i+n} \cdot h_{i+n}(evp)$$

$$V_{inf\ i+n} = S_{inf\ i+n} \cdot h_{inf\ i+1}$$

Le volume total consommé sera :

$$V_c = V_{\text{déficit hydrologique}} + V_{\text{besoin d'irrigation}}$$

d'où, le volume mensuel total consommé :

$$V_{ci} = V_{evp\ i} + V_{inf\ i} + V_{bi}$$

Cependant, le volume d'eau restant dans le reservoir en fin du mois :

$$V_{ri} = A_i - V_{ci}$$

$$V_{ri+1} = A_{i+1} - V_{ci+1}$$

$$V_{ri+n} = A_{i+1} - V_{i+n}$$

Le volume total restant en fin du mois :

$$V_{Tri} = V_{ri} + V_m$$

$$V_{Tri+1} = V_{ri+1} + V_{Tri}$$

$$V_{Tri+n} = V_{r(i+n)} + V_{Tri+n-1}$$

Le volume total est $V_T = \max V_{Tr}$

Le volume utile est $V_u = V_T - V_{mort}$

Afin d'optimiser le taux de régularisation, nous avons tracé la courbe $V_{Tr}(\min)$ en fonction des taux relatifs.

Le taux de régularisation optimum correspond au volume $V_{min} = V_{mort}$ que l'on portera sur la droite $V_{Trmin} = f(\text{taux } \%)$

D'où le taux optimum adopté : $= 48,8 \%$

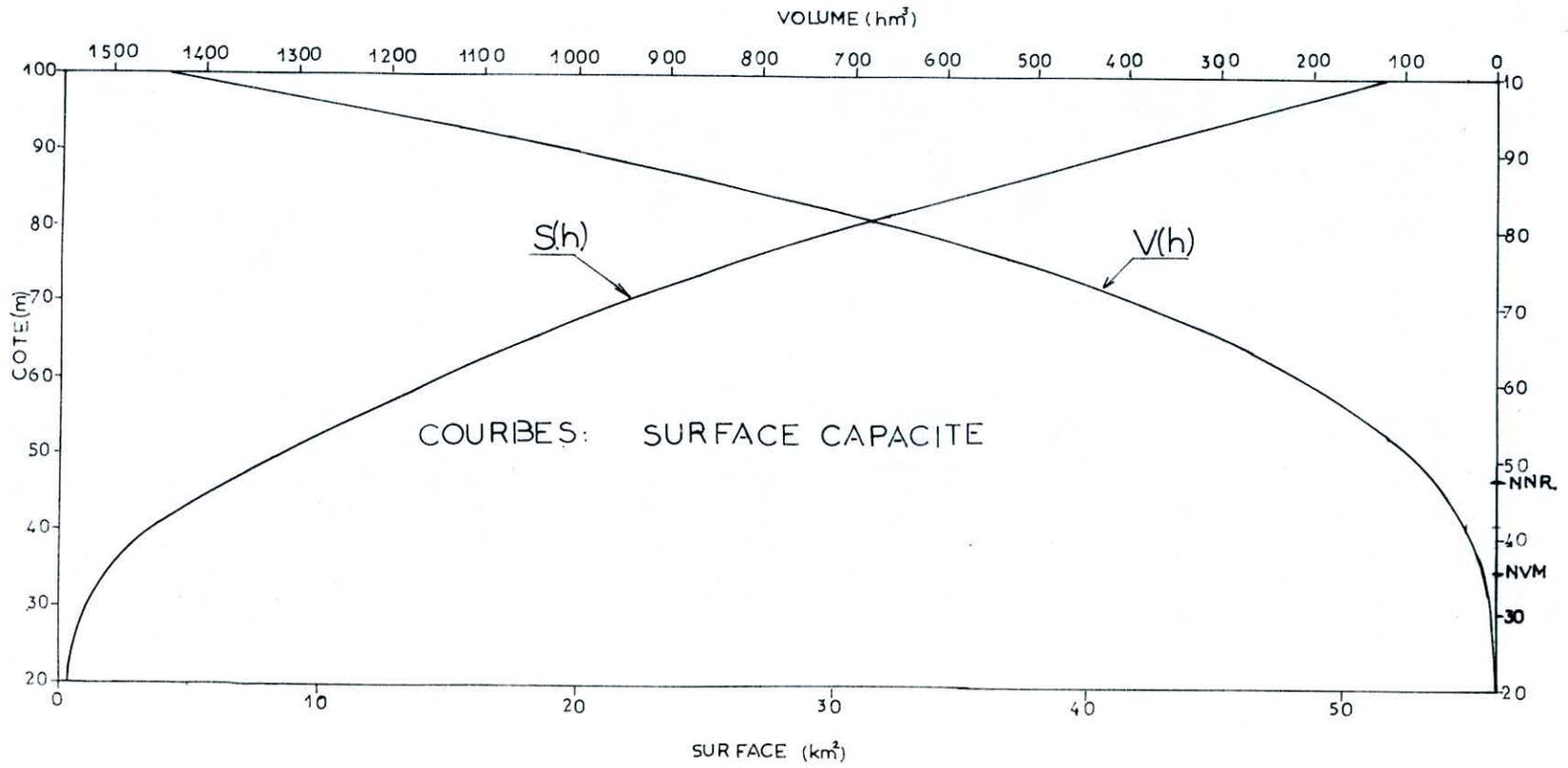
Cette régularisation est très faible, ceci est dû essentiellement aux fortes valeurs de déficit hydrologique.

Nous avons commencé le calcul à partir du mois de Novembre, pour lequel nous avons supposé que le volume dans le réservoir coïncide avec celui du volume mort, cependant à la fin de ce même mois, le volume total dans le réservoir est égale à l'apport de ce mois augmenté du volume mort.

- Répartition de l'infiltration :

L'infiltration varié au cours de l'année en fonction des caractéristiques physiques du sol.

MOIS	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O
h_{inf} - mm -	46,10	47,20	31,91	31,20	42,10	51,62	19,45	12,50	1,20	5,25	41,60	55,72



OCT	SEP	AOUT	JUIL	JUIN	MAI	AVRIL	MARS	FEV	JAN	DEC	NOV	MOIS
2.089	1.16	0.562	0.669	2.69	9.45	10.73	13.57	15.33	15.29	7.79	3.55	V _{app} - hm ³ -
98.88	96.79	95.63	95.07	94.40	91.71	82.26	71.53	57.96	42.63	27.34	19.55	V _{app cum} - hm ³ -
9.4	9.3	9.2	9.2	9.2	8.8	8.4	7.4	6.2	4.2	3.2	2.0	S - Km ² -
85	124	175	174	130	99	65	62	57	56	48	45	h _{evap} - mm -
0.8	1.15	1.61	1.60	1.19	0.871	0.456	0.458	0.353	0.235	0.153	0.09	V _{evap} - hm ³ -
3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	V _{besoin} - hm ³ -
55.72	41.60	5.25	1.20	12.50	19.45	51.62	42.10	31.20	31.91	47.20	46.10	h _{inf} - mm -
0.523	0.386	0.048	0.011	0.115	0.171	0.433	0.311	0.193	0.134	0.15	0.09	V _{inf} - hm ³ -
-2.60	-3.75	-4.47	-4.31	-1.98	5.04	6.47	9.43	11.41	11.55	4.12	0	V _{resi} - hm ³ -
46.90	49.56	53.31	57.78	62.10	64.09	58.98	52.51	43.08	31.66	20.12	16	V _{restant} - hm ³ -

Tableau de Calcul pour le Taux
de régularisation optimal = 48,8 %

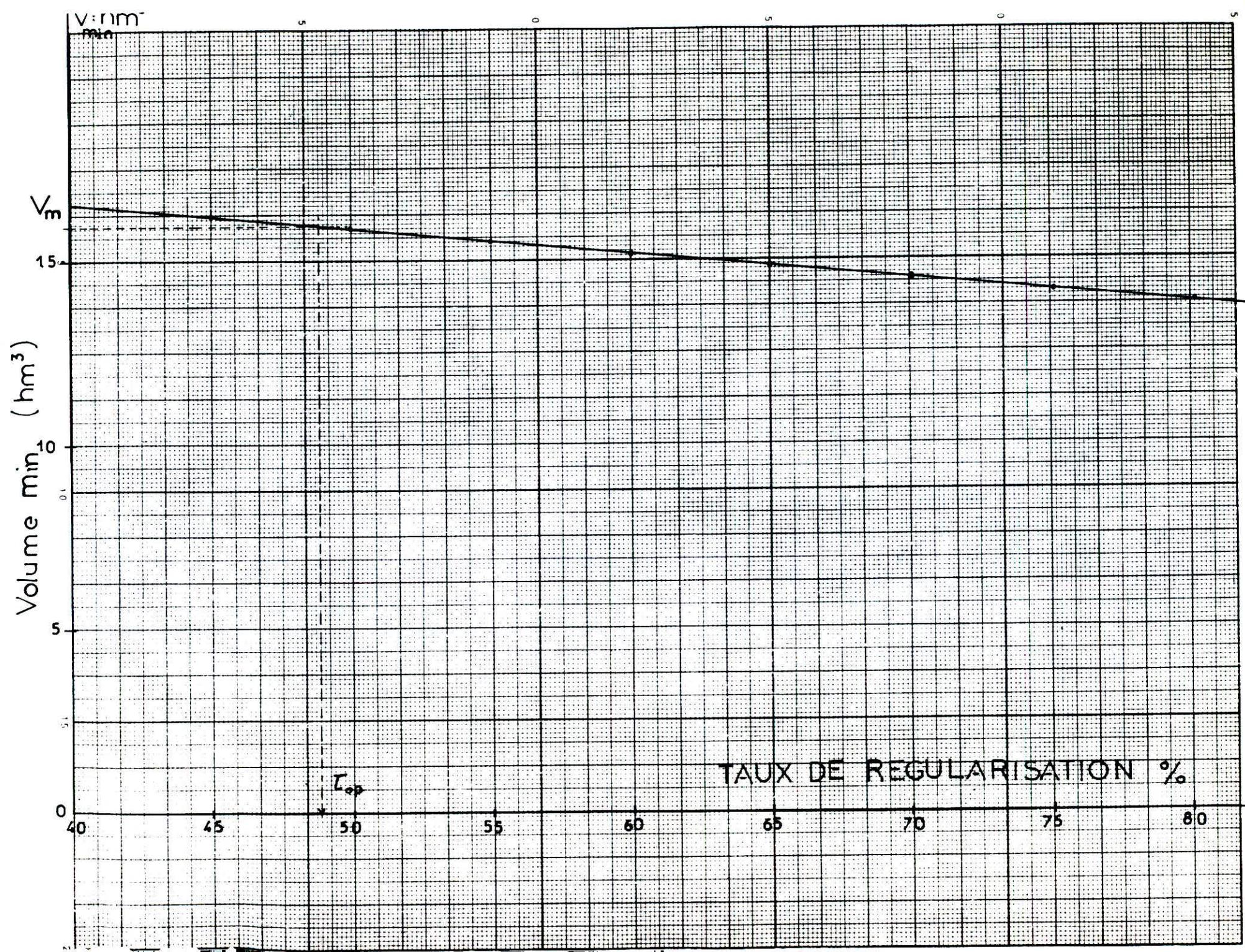


Tableau récapitulatif pour différents taux de régularisation

TAUX %	45	48.83	50	55	60	65	70	75	80
Volume d'apport hm ³ (ann)	82.88	82.88	82.88	82.88	82.88	82.88	82.88	82.88	82.88
Volume mort en Hm ³	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Volume total restant min (hm ³)	12.262	16	15.92	15.58	15.226	14.89	14.54	14.19	13.85
Volume total restant max (hm ³)	65.856	64.019	63.467	61.082	58.58	56.23	53.80	51.35	48.96
V. besoin (ann) d'irrigation (hm ³)	37.30	40.47	41.44	45.58	49.73	53.87	58.06	62.16	66.30
$V_{ut} = V_{max} - V_{mort}$	49.85	48.02	47.47	45.08	42.58	40.23	37.80	35.5	32.94

Le volume utile est la quantité d'eau emmagasinée dans le reservoir

$$V_u = V_{NR} - V_M$$

avec : V_{NR} : Volume normale de retenue

V_M : Volume mort

CONCLUSION

L'apport moyen annuel utilisable = 82,88 hm³
 Le taux de régularisation = 48,8 %
 Le volume utile moyen = 48 hm³
 Le volume mort est de = 16 hm³
 Le volume normale de retenue = 64 hm³

L'étude du laminage des crues, doit répondre aux deux critères essentiels à la conception des barrages, à savoir l'économie et la sécurité, car elle permet de déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau, ainsi que les débits déversés par les organes évacuateurs, pendant une crue correspondant aux conditions les plus défavorables ceci contribuera au dimensionnement du barrage et de ses organes évacuateurs.

Le mécanisme du laminage de crue peut être traduit par l'équation différentielle suivante :

$$Q_{\text{aff}}(t) dt = Q_{\text{dev}}(t) dt + A(Z) dZ$$

avec :

t : temps

Z : cote du plan d'eau

$Q_{\text{aff}}(t)$: débit de crue entrant dans la retenue au temps (t)

$Q_{\text{dev}}(t)$: débit sortant de la retenue, déversé par l'évacuateur de crue au temps (t)

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

Méthode de Calcul

Nous avons utilisé une méthode de calcul graphique, dite méthode de Creager dont le principe est d'établir le bilan des volumes affluents et des volumes évacués pour cela on procède comme suit :

On trace la courbe $V = f(H)$ à partir de la cote NNR, ainsi que les courbes $V(H) + \frac{V}{2}$ et $V(H) - \frac{V}{2}$; et toujours sur

le même graphique, on représente la variation du débit, passant à travers l'évacuateur de crue, en fonction de la hauteur d'eau déversée, $Q_{\text{dev}} = f(H)$, en prenant comme hypothèse de départ une valeur "arbitraire" de la largeur du déversoir.

Ce débit est donné par la formule générale des déversoirs:

$$Q_{\text{dev}}(H) = m b \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Q_{dev} : débit évacué par dessus le déversoir (m³/S)

m : coefficient de débit, dépendant du type de déversoir utilisé (m=0,45)

g = 9,81 (m/S²) accélération de la pesanteur

$c = m \sqrt{2g}$ coefficient de charge du deversoir

$c = 2$

b : largeur du deversoir (m)

d'où $Q_{dev}(H) = 2b H^{3/2}$

pour un intervalle de temps (Δt)

$$\frac{\Delta V}{2} = \frac{1}{2} Q_{dev}(H) \cdot \Delta t$$

Variation du plan d'eau :

Soient Q_i et Q_{i+1} , débits de crue affluent aux temps t_i et t_{i+1} respectivement.

L'apport en volume de la crue pendant cet intervalle de temps

$$\Delta t = t_{i+1} - t_i$$

sera donc $V_{aff} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$

Ce volume n'est pas évacué systématiquement :

Une partie sera déversé, tandis que l'autre contribuera à l'élévation du plan d'eau dans le reservoir.

Les résultats de cette étude sont représentés dans le tableau 1 et 2 pour une valeur de $b = 100m$. dans le tableau n°2, les débits affluent " Q_{aff} " ont été relevés de l'hydrogramme de crue millénaire avec des pas de 1 heure et $Q_{aff} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$.

Le volume affluent correspondant est $V_{aff} = Q_{aff} \cdot \Delta t$

Pour le premier intervalle de temps Δt , le volume affluent relatif est projeté verticalement sur la courbe $(V + \frac{\Delta V}{2})$, la projection horizontale de ce dernier point sur la droite des hauteurs, puis verticale sur la courbe $Q_{dev}(H)$, nous déterminera la première hauteur déversée, ainsi que le premier débit déversé correspondant.

Toujours sur la même horizontale de projection du premier volume et à partir de la courbe $(V - \frac{\Delta V}{2})$ on porte à l'échelle le deuxième volume affluent en le projetant sur la courbe $(V + \frac{\Delta V}{2})$, ceci nous désignera la deuxième hauteur déversée le débit correspondant etc...

Ce procédé est le même jusqu'à la dernière valeur des volumes affluents.

La valeur de "b" adoptée est acceptée si :

$$H_{dev}(\max) < 4m$$

dans le cas contraire, il est nécessaire de reprendre ce procédé pour une valeur de "b" supérieure à la valeur initialement adoptée.

CONCLUSION

Pour notre projet, nous avons obtenu les résultats suivantes :

$$b = 100m$$

$$H_d = 3,81m$$

$$Q_d = 1487,4 \text{ m}^3/S$$

$$NPHE = NNR + H_d$$

$$NPHE = 51,81m$$

La construction graphique relative à ces résultats est donnée par un graphique.

Laminage de Crue Tableau n°1

$H(m) = h_{dev}$	$Q_{dev}(H) = mb\sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$ $\left(\frac{m^3}{s}\right) H^{3/2}$	$V_{dev} = Q_{dev} \Delta t$ $\Delta t = 1h. (hm^3).$	$\Delta V = \frac{Q_{dev} \Delta t}{2}$ (hm ³)
0	0	0	0
0,5	70,710	0,254	0,127
1	200	0,72	0,360
1,5	367,423	1,322	0,661
2	565,685	2,036	1,018
2,5	790,569	2,846	1,423
3	1039,230	3,741	1,870
3,5	1309,580	4,714	2,357

Tableau n°2 :

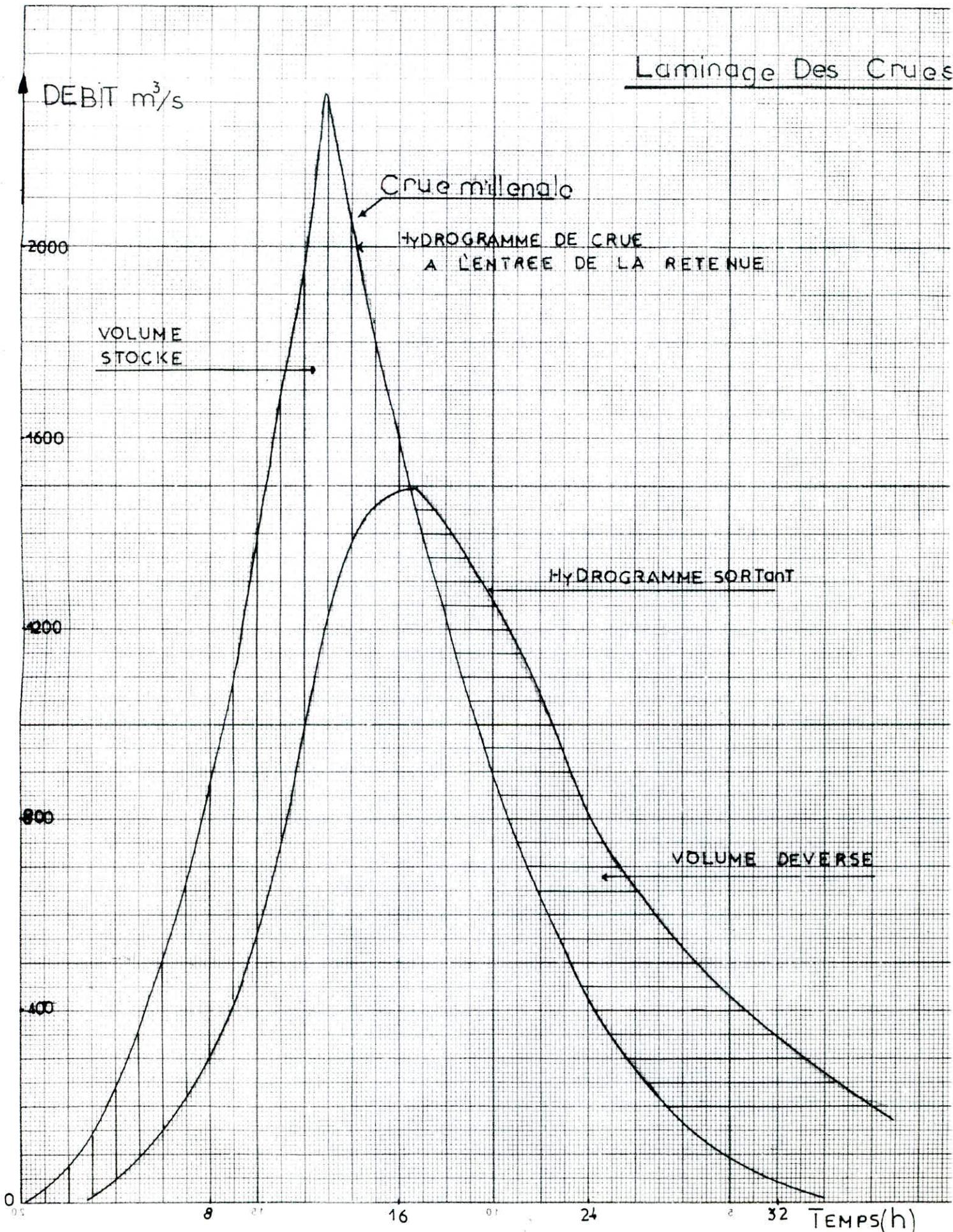
LAMINAGE DE CRUE

TEMPS (h)	DEBIT Q_{aff} (crue m ³ /S millenale)	$V_{aff} = Q_{aff} \cdot \Delta t$ Hm ³	HAUTEUR D'EAU DEVERSEE h_{dev} (m)	DEBIT DEVERSE Q_{dev} (m ³ /S)
3-4	301.300	1.079	0.280	29.630
4-5	280.770	1.010	0.460	62.390
5-6	417.73	1.503	0.660	107.230
6-7	582.089	2.095	0.900	170.760
7-8	773.830	2.785	1.150	246.640
8-9	992.970	3.574	1.430	342.000
9-10	1239.500	4.460	1.760	466.980
10-11	1513.430	5.440	2.150	630.500
11-12	1814.740	6.533	2.590	833.640
12-13	2143.450	7.716	3.060	1070.560
13-14	2186.190	7.870	3.450	1292.770
14-15	1939.130	6.580	3.690	1417.650
15-16	1711.430	6.161	3.790	1475.600
16-17	1502.300	5.408	3.810	1487.360

SUITE

TEMPS (h)	DEBIT Q_{aff} (Crue m ³ /S millenale)	$V_{aff}=Q_{aff} \cdot \Delta t$ (Hm ³)	HAUTEUR D'EAU DEVERSEE h_{dev} (m)	DEBIT DEVERSE Q_{dev} (m ³ /S)
17-18	1310.950	4.719	3.750	1452.360
18-19	1136.580	4.091	3.630	1383.210
19-20	978.420	3.522	3.49	1303.970
20-21	835.660	3.008	3.32	1209.860
21-22	707.520	2.547	3.140	1112.810
22-23	593.210	2.13	2.960	1018.510
23-24	291.940	1.05	2.700	887.310
24-25	202.915	0.730	2.460	771.670
25-26	325.350	1.17	2.300	697.620
26-27	258.445	0.930	2.150	630.500
27-28	201.420	0.725	2.000	565.680
28-29	153.485	0.525	1.860	507.340
29-30	113.845	0.409	1.720	451.150
30-31	81.700	0.294	1.600	404.770

Laminage Des Crues



II INTRODUCTION

Vu que les considérations géologiques et le genre de matériaux disponibles à proximité du chantier auront dans la plupart des cas, un caractère décisif, en ce qui concerne le choix du type de barrage, Des reconnaissances géologiques ont été réalisées dans la Zone du réservoir, ainsi que l'axe et la zone d'emprunt.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Le bassin versant de l'Oued Guebli est caractérisé par un aspect géologique variable, du point de vue structurale que lithologique par la présence de divers type de roches métamorphiques et sédimentaires.

En surface les massifs rocheux sont fortement fissurés, et la présence de quelques linéaments régionaux indique une forte action TECTONIQUE.

Toutefois, trois zones à caractéristiques différents ont été distingués dans ce bassin :

- La zone de l'axe du barrage de Bou-Taïeb, qui se situe dans la partie centrale d'un bloc surelevés de roches gneissique. Cette région est caractérisée par la présence de roche métamorphique qui par leur grand résistance produisent une topographie accentuées au relief accidenté, avec des cours d'eau encaissés et torrentiels.

Cette morphologie gneissique s'étend de la zone de l'axe vers le Sud jusqu'à une région intermédiaire entre les villages de DAMNIYA et EL KHEMIS.

A partir de ce dernier point, et dans une bande d'environ 4 à 5 Km vers le Sud, on distingue une zone à topographie douce et ondulée et aux roches sédimentaires moins résistantes. C'est une région de drainage dentritique, d'amples vallées et de rares affleurement de roche.

La troisième zone, se situe au Sud de cette dernière bande sédimentaire, elle est caractérisée là encore par la présence de roches métamorphiques dans une région au relief plus accidenté, aux vallées encaissées et au drainage contrôlé par les structures géologiques.

La vallée alluvionnaires de l'Oued Guebli est une vallée réctiligne, encaissée dans les gorges des roches sédimentaires. A l'endroit du site du barrage, l'Oued Guebli coupe des gneiss rubanés en vallées encaissées de 150 mde large au moins, bordées par des flancs aux inclinaisons de 35° à 40°, relativement stables dans leur conditions naturelle.

1 - Géologie du réservoir :

La région du réservoir de BOUTAIEB présente deux zones géomorphologiquement distinctes, où un paysage, la topographie ondulante, au relief doux et qui se constitue de roches sédimentaires, est bordée dans la direction Nord et la direction Sud, par des zones de roches métamorphiques qui par leur grande résistance, produisent une topographie accentuée au relief accidenté et avec des cours d'eau encaissés et torrentiels.

La région où se trouve l'axe prévu du barrage et une grande partie du réservoir, est constituées de gneiss rubanés, qui présentent des alternances de bande ~~quart~~ quartzueuses et de bandes schisteuses. En général les affleurements de la région montrent une roche altérée, spécialement lorsqu'il s'agit de faciès quartzueuse et feldspathique du gneiss.

Dans la partie Sud du réservoir, les gneiss cèdent leur place à des roches sédimentaires, ces derniers sont surtout représentés par des grès moyens, non carbonatés, de consistance généralement friable sur les affleurements présentant localement des caractéristiques schisteuses.

Les roches de cette bande sédimentaire présentent des horizons d'argilités, des niveaux de gros grès et des conglomérats allant de fin à moyen, et enfin des calcaires.

Les conglomérats ne sont pas très fréquents, ils présentent une matrice sableuse. Dans la vallée, de grandes quantités d'alluvions pouvant atteindre des profondeurs supérieures à 30 m, remplissent le talweg. Ces alluvions se constituent surtout de graviers fin sableux, d'une couleur allant du brun au brun gris, contenant un sable limoneux qui localement peut être argileux à forte cohésion et à très faible perméabilité.

2 - Caractéristiques de l'axe du site de BOUTAIEB :

L'axe du barrage de BOUTAIEB sur l'Oued Guebli, se situe dans un massif métamorphique constitué de roches gneissiques qui se présentent sous forme de faciès quartzueux et de faciès schisteux.

./...

Sur la partie superficielle du terrain, le sol possède des caractéristiques d'une colluvions limoneuse - argileuse qui localement contient des cailloux de roches plus résistante.

Dans la zone de cet axe l'Oued Guebli dont la plaine atteint près de 100 m de large, coule dans la direction N 20° W ; L'axe étant levé à l'orientation N 70° E.

La vallée de l'Oued sur cet axe est remplie d'alluvions fluviales, avec des épaisseurs totales minimales de 33 m, ces alluvions sont constitués de gravier fin et de sable limoneux, ils présentent une faible résistance pendant les premiers 5,0 m de profondeur, et une résistance moyenne au delà. Les essais d'infiltration qui ont été faits dans la vallée du Guebli indiquent des perméabilités qui varient de (10^{-2} cm/s) dans les portions supérieures des alluvions, à (10^{-3} cm/s) dans les graviers, et le minimum de (10^{-4} cm/s) à des profondeurs supérieures à 15 m. Enfin de fort encaissement de l'Oued dans les roches gneissiques, provoque l'augmentation rapide des eaux pendant les saisons de pluies.

Dans la région de l'axe, la roche est un gneiss bandé, avec des faciès schisteux et quartzeux feldspathiques à grain, allant de moyen à gros. Aussi bien sur les appuis, où l'on distingue la présence de roches métamorphique constituée de gneiss gris fortement quartzeux que sous les alluvions de l'Oued, les carottes de sondage ont montrés qu'en profondeur, la roche est fortement quartzeuse.

Les carottes ont montrées aussi que les gneiss de la rive gauche sont constitués de bandes ferromanganesiennes intercalées avec des bandes très quartzuses et très friables, sur cette rive la roche altérée de l'appui est recouverte par un sol résiduel et par de la colluvion qui présente des signes d'écoulement lent.

Sur la rive droite, par contre, étant donné la construction d'une route, un enlèvement partiel des sols de l'appui a été fait, exposant ainsi la surface de la roche altérée.

Le caractère limoneux-argileux du matériau colluvionnaire sur les appuis permet de contrôler la perméabilité dans ces sols. Les essais de perte d'eau exécutés.

./...

Lors des sondages sur les appuis, ont indiqués des perméabilités moyennes, qui diminuent avec la profondeur.

Sur ces appuis il y a environ 8,0 m de matériau colluvionnaire et de sol résiduel de gneiss, constitué d'un matériau limoneux/sableux-argileux avec des fragments de gneiss, de faible / Moyenne résistance. Sur cet appui gauche et à profondeurs supérieures à 15 m, la roche devient un peu plus consistante.

La perméabilité du gneiss, suivant les résultats des essais de pertes d'eau varie de 10^{-3} à 0 cm/s.

3 - Faibles -

Aucune zone de failles importante n'a été détectée sur le site du barrage, si ce n'est que des petites failles avec des rejets de l'ordre de quelques dizaines de centimètres.

Les failles qui existent localement peuvent présenter des rejets de dizaines de mètre et malgré que l'on ne puisse pas préciser l'époque à laquelle celles-ci ont eu lieu, on ne peut pas, non plus exclure la possibilité de leur réactivation dans le futur.

4 - Sismologie :

Les relevés de données sismiques en Algérie caractérise la région de collo comme étant une région qui présente de faibles risque sismique, historiquement, peu de phénomènes de cette nature ont été sentis dans cette région.

Parmi ceux qui se sont produits les principaux ont présenté une magnitude non supérieure à 4,5 sur l'échelle de richter.

Etant donné que les seismes importants n'ont pas été identifiés dans cette région ; un seisme d'intensité VI situé à plus de (50 Km) du site a été adopté. PAR AILLEURS LES CARTES d'iso-accélération de pointe élaborées par motgat et shah pour cette région indique une accélération de 0,06 g.

./....

5 - Zone d'emprunte :

Pour la recherche de matériaux de construction du barrage des reconnaissances géologiques ont été faites sur le site ; ainsi que des investigations spécifiques, visant la détection de gisement de matériaux rocheux granuleux et argileux avec des caractéristiques adéquates.

5.1 - Matériaux rocheux :

Comme matériaux rocheux, on prévoit l'utilisation des gneiss présentes dans la région. Il existe une muraille de gneiss avec apparement de bonnes caractéristiques d'utilisation sur la rive gauche de l'Oued, à approximativement 800 m en amont de l'axe.

Les graviers que l'on trouve sur le lit de l'Oued Guebli, sont généralement fins et possèdent une base sableuse substantiellement limoneuse et localement argileuse qui n'est pas propice comme emprunt rocheux.

5.2. Matériaux granuleux :

Le matériau granulaire qui prédomine les alluvions de la plaine est très limoneux/argileux étant donné ces caractéristiques et l'hétérogénéité avec laquelle on le trouve, un lavage et un tamisage devront être fait pour qu'il puisse être utilisé.

L'excavation sélective de bancs de sable superficiel plus propre pourra réduire les frais de traitement des matériaux granulaires.

5.3. -Matériaux argileux :

Pour la reconnaissance des matériaux argileux, 8 tranchées ont été exécutées sur la rive gauche en amont de l'axe de Boutaieb.

Ces tranchées ont une profondeur moyenne de 2,0 m et ont présenté des argiles limoneuses dont 50 % des échantillons. Il s'agit d'une argile allant du brun au jaunâtre qui peut être exavée sans difficultés. Dans les Zones étudiées, on observe deux matériaux prédominants à savoir :

a- Argile limoneuse-sableuse dans la région de la TR-3, TR-4, TR-5, TR-6 et TR-7, avec un volume de l'ordre de $700.000 M^3$, qui pourra être utilisé dans le noyau du barrage.

b- Sable argileuse - limoneuse avec graviers dans la région de la TR-1, TR-2, TR-5, TR-8, avec un volume de l'ordre de 250 000 M³ qui pourra être utilisé dans les recharges du barrage.

Les matériaux de la zone d'emprunt ont fait l'objet d'une étude de surface et de sous-surface afin de déterminer leurs paramètres géotechniques utilisés comme matériaux de construction du barrage.

1- Les essais de caractérisation permettant d'étudier les 13 échantillons de ces tranchées et de déterminer leur caractéristiques telles-que :

- La teneur en eau naturelle (Wnat)
- Les limites d'atterberg (Wl, Wp).
- Le poids spécifique des grains (γ_s)
- l'analyse granulométrique.
- L'essais proctor normal (γ_d max et wot).

2- Les essais mécaniques :

- Essais à l'oedomètre
- Essais de cisaillement à la boîte de casagrande consolidés non drainés (CU).
- Essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU)
- Essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CUI).

Voir les deux tableaux qui résument les résultats des essais et les coupes géologiques qui détaillent la géologie du site.

./...

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

- D'après le tableau qui résume les essais de caractérisation, en remarque que la granulométrie est continuë dans certains tranchées et discontinue dans d'autre pour être compensé par un pourcentage d'argile important.
- Vu que les éléments fins sont en pourcentage élevés dans les tranchées TR-3, TR-4, TR-5, TR-6, et TR-7 en utilise donc cette terre pour la confection du noyau.
- Pour ce qui est du remblai il peut être confectionné par les alluvions dont le pourcentage d'argile est faible, telles que la tranchée TR-1, TR-5, TR-8, TR-2.
- Pour ce qui est du sable de l'Oued il pourra être utilisé comme filtre pour le barrage ou comme agrégat pour le béton.
- Les essais mécaniques nous ont permit de déterminer le coefficient de perméabilité qui est très peu faibles dans les différentes tranchées.
- Sur les appuis s'effectue :
 - . L'enlèvement de la végétation moyenne et dense sur la rive gauche et moins dense sur la rive droite.
 - L'exavation de 6 m au niveau de l'axe du barrage pour atteindre la roche imperméable.

CHOIX DU SITE ET DE L'AXE DU BARRAGE.

D'une manière générale l'axe du barrage est placé sur un resserrement de la vallée, permettant ainsi une diminution du volume du barrage et de son coût. Ce barrage ainsi placé doit satisfaire les conditions suivantes :

- avoir une cuvette étanche et de grande capacité
- les apports de la rivière doivent être suffisant pour remplir le barrage
- avoir un bon sol de fondation.
- Le coût du barrage doit être justifier économiquement.
- Présence de zone d'emprunte à proximité du site.

CHOIX DU TYPE DE BARRAGE.

Le choix du type de barrage dépend essentiellement de la topographie du site de la géologie et de la disponibilité des matériaux sur place. Dans la vallée ainsi que dans le lit de l'Oued Guebli, nous remarquons une forte présence d'alluvions, à de très grande profondeur ; de plus les zones d'emprunte du bassin même disposé d'une terre argileuse relativement imperméable.

CONCLUSION :

→ Nous avons envisagé un barrage en terre zoné, constitué par une recharge d'alluvions et d'un noyau étanche en argile. Le barrage repose sur une assise imperméable, formé de gneiss, que l'on atteindra après excoavation de 6 m en profondeur à partir du sol naturel.

ESSAIS MECANIKQUES KN/m²

ECHANTIL ESSAIS	TR_1 0.1 à 0.6	TR_2 1.1 à 2.0	TR_3 0.1 à 1.0	TR_6 0.1 à 1.1
Pa OEDOMETRE : Cc Ce	294 0.180 0.022	451 0.183 0.027	128 0.250 0.064	363 0.470 0.060
CISAIL. CASAGRANDE $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \theta$	$88 + \sigma \operatorname{tg} 23^\circ$	$98 + \sigma \operatorname{tg} 26^\circ$	$80 + \sigma \operatorname{tg} 9^\circ$	$93 + \sigma \operatorname{tg} 10^\circ$
TRIAXIAL UU	98 196 412	216 383 549	108 132 186	74 98 137
TRIAXIAL \overline{CIU} $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \theta'$ $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \theta$	$25 + \sigma' \operatorname{tg} 20^\circ$ $39 + \sigma \operatorname{tg} 10^\circ$	$29 + \sigma' \operatorname{tg} 27^\circ$ $39 + \sigma \operatorname{tg} 15^\circ$	$69 + \sigma' \operatorname{tg} 6^\circ$ $69 + \sigma \operatorname{tg} 5^\circ$	$29 + \sigma' \operatorname{tg} 15^\circ$ $39 + \sigma \operatorname{tg} 10^\circ$

TABLEAU DES RESULTATS DU LABORATOIRE

PUIT TRANCHEE)	PROF. (m)	ECHANT. Nb.	TENEUR EN EAU ω (%)	GRANULOMETRIE					γ_s (kgf/m ³)	LIMITES D'ATTERBERG			PROCTOR NORMAL	
				Grav. (%) (*)	Sable (%)		Limon (%) (****)	Arg. (%) (*****)		w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	w _o (%)	γ_{dmax} (kgf/m ³)
					gros (**)	fin (***)								
TR-1	0.1 a 0.4	1	16.3	9	21	21	17	32	2690	39	20	19	15.0	180
	0.6 a 1.4	2	17.6	8	25	18	17	32	2620	45	22	23	15.7	181
TR-2	0.2 a 1.1	3	19.0	3	15	21	20	41	2644	41	20	21	16.0	174
	1.1 a 2.0	4	20.6	20	28	16	17	19	2676	31	18	13	12.5	191
TR-3	0.1 a 1.0	5	24.3	1	10	14	20	55	2693	66	28	38	22.6	157
	1.0 a 2.5	6	26.7	1	5	14	28	52	2760	65	29	36	23.0	157
TR-4	0.0 a 1.5	7	18.3	0	4	19	22	55	2727	63	22	41	23.1	158
TR-5	0.0 a 1.0	8	22.7	17	21	27	19	16	2622	28	17	11	12.3	191
	1.0 a 1.8	9	28.2	0	1	3	19	77	2763	81	33	40	30.5	140
TR-6	0.1 a 1.1	10	25.0	1	5	10	25	59	2717	65	24	41	23.6	158
	1.1 a 1.6	11	26.9	0	2	11	29	58	2757	64	30	34	26.7	151
TR-7	0.1 a 1.2	12	20.3	1	1	14	31	53	2707	57	27	30	22.0	168
TR-8	0.0 a 1.5	13	22.0	1	4	49	27	19	2740	33	23	10	16.7	175
Sable-Oued	—	—	—	14	61	11	9	5	2652	—	—	—	—	—

(*) > 2 mm

(**) de 2 á 0,2 mm

(***) de 0,2 á 0,02 mm

(****) de 0,02 mm á 0,002

(*****) < á 0,002 mm

RESULTATS DES ÉSSAIS MÉCANIQUES

PUIT (TRANCHÉE) Nb.	PROF. (m)	ECHANT. Nb.	PROCTOR NORMAL		OEDOMETRE mesure de k calcul Cv DC=96%; $\Delta_w=0$	CISAIL. BOITE CASAGRANDE DC=96%; $\Delta_w=0$			TRIAxIAL UU DC=96% $\sigma_3=392$ kN/m ²			TRIAxIAL CU DC=96% $\Delta_w=0\%$			
			wat (%)	γ_{max} (kgf/m ³)		σ_n (KN/m ²)			Δ_w (%)			σ_3 (KN/m ²)			
						98	196	392	-2	0	2	98	196	392	580
TR-1	0.1 'a 0.6	1	15.0	1822	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
TR-2	1.1 'a 2.0	4	12.5	1912	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
TR-3	0.1 'a 1.0	5	22.6	1575	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
TR-6	0.1 'a 1.1	10	23.6	1585	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x

X- essais executés

I - CONCEPTION DU BARRAGE

1 - Hauteur du Barrage

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

$$N V M = 35,40 \text{ m}$$

$$N N R = 48 \text{ m}$$

$$N P H E = 51,81 \text{ m}$$

La hauteur normale de retenue a été calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue en fond de retenue et celle correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

Le niveau des plus hautes eaux, correspond au niveau normal de retenue majoré d'une charge maximale déversée par dessus le déversoir de crue.

1.1- Détermination de la Revanche

1.1.a- Définition

Parmi tous les risques d'accidents qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion est le plus grave; elle est responsable de près de 40 % des accidents survenus à des digues en terre.

Afin de convaincre ce danger, on assure une hauteur dite revanche, entre le niveau des plus hautes eaux et la crête du barrage.

La revanche dépend :

- de l'énergie cinétique $\frac{v^2}{2g}$, correspondant à la propagation des vagues.
- du tassement résiduel du barrage, naturel ou dû à des secousses sismiques.
- du balancement du plan d'eau provoqué par d'éventuelles secousses sismiques.

1.1.b- Formules de Calcul

Nous avons utilisé plusieurs formules empiriques, afin d'obtenir une meilleure estimation de la valeur de la revanche.

b1 - Formule de DEVIS

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

R : revanche (m)

h_v : hauteur de la vague en (m)

V : vitesse de la vague en (m/S)

Ces deux caractéristiques de la vague sont estimés à partir des formules empiriques suivantes :

* La hauteur des vagues est donnée par :

- Formule de STEVENSON

$$\text{Pour } L > 18\text{Km} \quad h_v = 0,34 L$$

$$L < 18\text{Km} \quad h_v = 0,75 + 0,34 \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L}$$

L : étant la longueur rectiligne maximum de la retenue, mesurée à partir du barrage, elle est dite "fetch".

Dans ses formules, L est mesurée en Km; h_v en mètre, ou notera que les formules de STEVENSON ne sont valables que pour un vent ne dépassant pas 100 Km/heure.

- Formules de MOLITOR

Ces formules ne sont valables que pour des vents de vitesse appréciables : $U = (100 + 120)$ Km/h.

$$\text{Pour } L < 30 \text{ Km} \quad h_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{UL} - 0,27 \sqrt[4]{L}$$

$$\text{Pour } L > 30 \text{ Km} \quad h_v = 0,032 \sqrt{UL}$$

avec : L : (Km) ; U : (Km/h) et h_v en m

- Formule de MALLET-PAQUANT

$$h_v = 0,5 + \frac{1}{3} \sqrt{L}$$

avec : L en Km

h_v en m

* La vitesse des vagues est donnée par :

- Formule de GAILLARD

$$V = 1,50 + 2h_v$$

V : vitesse de la vague en (m/S)

h_v : hauteur de la vague en (m)

b₂- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{L}$$

avec :

L : Km

R : m

1.1.c- Tableau de Calcul

Pour une longueur de Fetch; L = 0,5 Km
et une vitesse de vent ; V = 120 Km/h

FORMULES EMPIRIQUES	HAUTEUR DES VAGUES h _v (m)	VITESSES DES VAGUES (m/S)	LA REVANCHE R (m)	
			FORMULE DE DEVIS	FORMULE SIMPLIFIEE
STEVENSEN	0,772	3,044	1,05	1,21
MOLITOR	0,769	3,038	1,05	
MALLET- PAQUANT	0,735	2,97	1,00	

CONCLUSION : Calcul de la Revanche

Les formules empiriques utilisées pour le calcul de la revanche ne dépendent ni de la durée du vent, ni de sa vitesse; (STEVENSEN et MALLET PAQUANT) d'où une sous estimation de la hauteur des vagues.

En effet, il serait très graves d'adopter des valeurs insuffisante pour ces hauteurs et par conséquent pour la revanche.

Donc on adoptera :

$$R_{\min} = 1,5 \text{ m}$$

$$R_{\max} = R_{\min} + a$$

$$a = 1,5 \text{ m}$$

a, étant une hauteur de sécurité et, est dû à :

- l'élévation de l'eau auprès du barrage (0,15m)
- surelevation maximale des ondes (1,00m)
- autres effets naturels / les seismes

finalement, par mesure de sécurité on opte pour une revanche

$$R = 3 \text{ m}$$

1.2 - Hauteur du Barrage

- Côte du couronnement :

$$C_c = N N R + H_{dev} + R$$

H_{dev} , étant la hauteur d'eau déversée par dessus le déversoir.

R : revanche

$$C_c = 48 + 3,81 + 3$$

$$C_c = 54,81$$

Soit un niveau en crête du barrage

$$N_c B = 55 \text{ m}$$

d'où : la hauteur du barrage

$$H_B = (N_c B - N S N) + h_{exc} = H_c + h_{exc}$$

avec : N S N : niveau du sol naturel (20m)

h_{exc} : hauteur encavée (6m)

H_c : hauteur du couronnement(35m)

H_B : 41 m

Pour l'évaluation de la hauteur du barrage, nous avons estimé un tassement des terres d'environ : 0,2 m.

2 - Longueur en Crête du Barrage

Suivant l'axe du barrage mesuré directement sur plan à l'échelle 1 : 1000; la longueur en crête du barrage, correspondant à la côte de couronnement de (55m) est de :

$$L_{cr} = 220 \text{ m}$$

3 - Épaisseur en Crête du Barrage

L'épaisseur en crête d'un barrage en terre doit être suffisamment large, afin d'éviter toute infiltration lors de la retenue pleine, et ainsi tout risque de submersion par les vagues au cas où la revanche serait trop faible.

L'épaisseur en crête du barrage dépend de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

D'une manière générale la valeur pratique de cette épaisseur est fonction de son utilité (route, pont etc...), de plus elle doit permettre l'entretien de l'ouvrage. Elle est aussi calculée par application des formules empiriques suivantes :

3.1 - Formule de T . T KNAPPEN

$$b = 1,65 \sqrt{H}$$

b : épaisseur en crête en m.

H : hauteur du barrage en m

Pour H = 41 m

$$b = 10,56 \text{ m}$$

3.2 - Formule de E . F PREECE

$$b = 1,1 \sqrt{H} + 1$$

$$b = 8,04 \text{ m}$$

3.3 - Formule Simplifiée

$$b = 3,6 \sqrt[3]{H} - 3$$

$$b = 9,41 \text{ m}$$

3.4 - Formule de Recherche

$$b = \frac{H}{5} + 3$$

$$b = 11,2 \text{ m}$$

CONCLUSION :

L'épaisseur en crête du barrage adoptée est de 10 m.

4 - Pente des Talus

Dans le cas des barrages en terres, il n'existe pas de formules théoriques ou empiriques, permettant de calculer les pentes des talus.

Toutefois, il existe un tableau donnant différentes pentes des talus en fonction de la hauteur du barrage et de la composition des rechanges.

Tableau : Pente des Talus

HAUTEUR DU BARRAGE - m -	TYPE DU BARRAGE	PENTES DES TALUS	
		AMONT	AVAL
< 5	- Homogène	1/2,5	1/2
	- A Zones	1/2	1/2
5 à 10	- Homogène, à granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène, à fort pourcentage en argile	1/2,5	1/2,5
	- A Zones	1/2	1/2,5
10 à 20	- Homogène, à granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage en argile	1/3	1/2,5
	- A Zones	1/2,5	1/2,5
> 20	- Homogène, à granulométrie étendue	1/3	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage en argile	1/3,5	1/2,5
	- A Zones	1/3	1/3

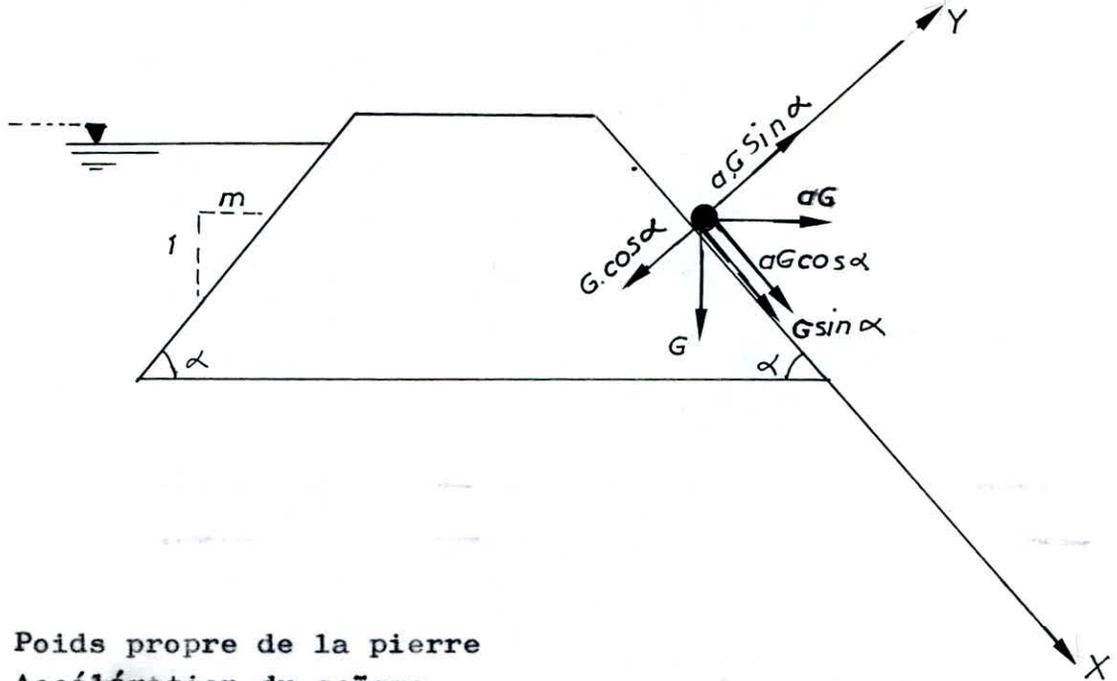
Pour notre cas :

$H_B > 20$ m Pente amont 1/3

Barrage à Zones Pente Aval 1/3

* Calcul des pentes des talus par une méthode pseudo-statique

Pour avoir une idée de la grandeur des fruits, nous avons effectué un calcul de stabilité d'une pierre reposant sur un talus dont la pente sera déterminée, cette pierre est soumise à des forces dynamiques dues au seïsmes ainsi qu'à son propre poids.



Où :

G : Poids propre de la pierre

a : Accélération du seïsmes

Pour que la pierre ne glisse pas, il faut que :

$$\sum F_p > \sum F_a$$

$\sum F_p$: Forces passives = $(G \cos \alpha - a G \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi$

$\sum F_a$: Forces actives = $a G \cos \alpha + G \sin \alpha$

où :

α : angle des talus

φ : angle de frottement de la pierre sur le talus.

Pour assurer la stabilité de cette pierre il faut que le rapport :

$\frac{\sum F_p}{\sum F_a}$, soit supérieur ou égal à un coefficient de sécurité "K_s".

$$K_s = \frac{\sum F_p}{\sum F_a}$$

$$K_s = \frac{(G \cos\alpha - a G \sin\alpha) \operatorname{tg}\varphi}{a G \cos\alpha + G \sin\alpha}$$

$$K_s = \frac{\cos\alpha - a \sin\alpha \operatorname{tg}\varphi}{a \cos\alpha + \sin\alpha}$$

$$K_s = \frac{\frac{1}{\cos\alpha} (\cos\alpha - a \sin\alpha) \operatorname{tg}\varphi}{\frac{1}{\cos\alpha} (a \cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$K_s = \frac{1 - a \operatorname{tg}\alpha}{a + \operatorname{tg}\alpha} \operatorname{tg}\varphi$$

d'où

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\operatorname{tg}\varphi - a K_s}{K_s + a \operatorname{tg}\varphi}$$

AN :

$$a = 0,1$$

$$\varphi = 24^\circ$$

$$K_s = 1,05 \text{ (valeur admise en cas de seïsme)}$$

$$\text{d'où } \operatorname{tg} \alpha_{\text{aval}} = 0,3106$$

$$\text{et } m_{\text{aval}} = \underline{3}$$

La pente du talus amont sera estimé à :

$$\operatorname{tg} \alpha_{\text{am}} = 1,1 \operatorname{tg} \alpha_{\text{av}}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_{\text{am}} = 0,3416$$

d'où :

$$m_{\text{ament}} = \underline{3}$$

CONCLUSION :

METHODE D'ESTIMATION	TALUS AMONT m_{am}	TALUS AVAL m_{av}
Tableau $H_B > 20m$	1/3	1/3
Calcul de Stabilité	1/3	1/3

Les pentes des talus sont estimées à :

$$m_{amont} : 1/3$$

$$m_{aval} : 1/3 ; 1/2,5$$

Ces valeurs seront vérifiées par une étude de stabilité dans les chapitres qui suivent, afin d'évaluer les pentes réelles des talus, assurant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

5-Bermes :

Nous avons prévu deux bermes; l'une de (3m) et l'autre de (2m) au niveau du talus aval, projetées respectivement à (14m) et à (29m) à partir de la crête du barrage.

Ces bermes sont utilisées comme moyen de passage, de plus elles augmentent la stabilité de l'ouvrage et dans le cas de barrage de hauteur relativement importante, elles intercepteront les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied du talus avec une vitesse trop grande.

6-Dimensionnement du noyau

6.1 - Définition

Le noyau imperméable doit assurer l'étanchéité de l'ouvrage et diminuer ainsi le débit de fuite, en empêchant l'eau de passer à travers le corps de cet ouvrage.

6.2 - Dimensions du Noyau

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau, toutefois, il doit être aussi large que possible pour s'opposer aux infiltrations.

6.2.1 - Prédimensionnement du noyau

$$N C \text{ noy} = N P E H + 1$$

$$N C \text{ noy} = 52,81 \text{ m}$$

La crête du noyau se trouve à un mètre plus haut que le niveau des plus hautes eaux, donc à 2,2m environ du niveau en crête du barrage.

$$\text{d'où une hauteur de noyau : } H_{\text{noy}} = 38,81\text{m}$$

$$\text{La largeur en crête est estimée à : } L_{\text{cr}} = 6\text{m}$$

Pour ce qui est de la largeur à la base nous avons adopté l'estimation suivante :

$$L_{\text{base}} = L_{\text{cr}} + CH$$

L_b : largeur à la base

L_{cr} : largeur en crête

C : coefficient dépendant de la perméabilité de l'argile utilisé.

$$0,2 \leq C \leq 0,8$$

Pour une bonne argile $C \geq 0,2$

Pour notre cas $C = 0,31$

H : hauteur du barrage.

$$\underline{AN} : L_b = 6 + 0,31 (41) = 18,71$$

$$\text{d'où } \text{tg}\alpha = \frac{H_{\text{noy}} \text{ (sans escavation)}}{\frac{1}{2} (L_b - 6)} = \frac{32,81}{6,355}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{1}{0,194}$$

$$\text{On prendra } \text{tg}\alpha = \frac{1}{0,2}$$

d'où des pentes de talus $m = m_1 = m_2 = 0,2$

et une largeur à la base

$$L_{\text{bnoy}} = 19,124$$

$$L_{\text{bn}} = 19\text{m} - (\text{au niveau du sol naturel})$$

6.2.2 - Vérification des dimensions du noyau :

Condition à vérifier :

$$I = \frac{H_1 - H_2}{L_{bnoy}} \leq I_{adm}$$

avec

I : gradient hydraulique du noyau

I_{adm} : 2 / 6

H_1 : hauteur d'eau correspondant au NNR, $H_1 = 28$ m
 $H_2 = 0$

H_2 : hauteur d'eau à l'aval.

AN :

$$I = \frac{28 - 0}{19,124} = 1,46$$

$I = 1,46 < I_{adm}$ condition vérifiée

CONCLUSION :

Finalemeut nous adoptons pour le noyau les dimensions suivants :

Hauteur du noyau	$H_n = 32,81$ m (à partir du niveau du sol naturel)
Pente des Talus	$m_1 = m_2 = 0,2$
Longueur en Crête	$L_{cr} = 220$ m
Largeur en Crête	$l_{cr} = 6$ m
Largeur en Base	$L_b = 19$ m

7 - Protection des talus du barrage

Les talus du barrage seront protégés de l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie; et des affouillements provoqués par l'action des vagues, dans le cas du parement amont.

Parfois, il est important de prévoir une protection contre les animaux fousseurs.

7.1 - Talus Amont

Nous avons utilisé une protection économique et efficace, qui consiste à protéger, le talus amont exposé aux vagues, par une couche d'enrochement.

Afin d'éviter le risque d'entraînement des fins à travers les vides de ces enrochements, lors du déversements de ces derniers sur une terre fine, on place entre eux et la terre une couche drainante de 0,20 à 0,30m de gravier et de sable. L'épaisseur minimale de l'enrochement peut être déterminer par des formules empiriques que l'on ne peut utilisé ici à défaut de données, toutefois dans le cas d'une protection amont à enrochement, l'épaisseur de ce dernier varie de 0,3 à 1m généralement.

Les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50%M des pierres aient un diamètre supérieur à 20Cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10Cm.

7.2 - Talus Aval

Le talus aval sera protégé efficacement contre l'érosion, par une couche d'enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux.

Vue l'humidité enregistré sur le BV de l'Oued GUEBLI, la protection par enherdement est à éviter.

7.3 - Préparation des fondations du barrage

On assure l'imperméabilité des fondations du barrage constituées de gneiss, en exécutant une galerie d'injection à 2m de diamètre.

8 - Reseau d'Ecoulement

8.1- Generalités

Les infiltrations qui se produisent à travers le barrage ou sa fondation ont pour conséquences :

- Pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.
- Mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration.

8.2- Hypothèses de Calcul

- Le sol du corps du barrage est supposé homogène et isotrope ($K_V = K_H$).
- L'infiltration se fait dans un seul plan.
- La couche imperméable a un coefficient de filtration pratiquement nul.
- L'écoulement engendré par le débit de gfuite est supposé laminaire et permanent.
- Le coefficient de permeabilité est sconstant.
- La charge à l'amont est constante.

8.3- Tracé de la ligne de saturation dans un massif zone et calcul du débit de fuite : KOZENY.

KOZENY a montré que dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer 0 est situé au pied du parement aval du barrage.

Le barrage conçu comporte des zones de permeabilité différentes: les zones extérieures ou recharges sont constituées de matériaux relativement permeable, la zone intérieure ou noyau en matériaux peu permeable, assure l'etancheité.

La permeabilité des recharges est infiniment plus grande que celle du noyau.

Pour de tels massifs, reposant sur des terrains d'assise imperméables, la position de la ligne de saturation se détermine de la même manière que pour un barrage en terre homogène, en ne faisant entrer en ligne de compte que la section centrale.

Pour pouvoir faire cette supposition, la perméabilité de la partie centrale doit être au moins cent fois inférieure à celle des autres parties (d'après CH.MALLET).

Cette condition étant vérifiée, l'écoulement à travers le barrage sera essentiellement conditionné par l'écoulement à travers le noyau en terre, pour lequel nous appliquerons les règles valables pour l'écoulement à travers une digue homogène, en supposant que la ligne de saturation dans la recharge amont est horizontale et coïncide avec le plan d'eau amont, les zones de transition seront négligées.

L'équation de la parabole de KOZENY est :

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2$$

où $Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0$

Pour des valeurs données de (Y_0) , les paraboles coupent la ligne délimitant le plan d'eau dans la retenue en des points tels que (A) de coordonnées $(Y = H; X = d)$.

En supposant que l'infiltration dans le noyau se comporte comme l'écoulement d'un fluide incompressible, en mouvement plan permanent dans un milieu homogène, et obéisse à la loi de DARCY qui met en relief la proportionnalité des pertes de charges aux vitesses d'écoulement, CASAGRANDE a montré que celle de ces paraboles qui passent par le point (A) tel que (BA) soit égal au $\left(\frac{3}{10}\right)$ de la projection horizontale de la partie mouillée du

parement amont du noyau (b), se confond sensiblement avec la ligne de saturation dans le noyau.

Dans ces conditions, pour $(Y = H$ et $X = d)$, et en remarquant que (d), doit être égal à la largeur du noyau à sa base diminuée de $(0,7b)$, l'équation de la parabole de base donne la valeur de Y_0 :

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

AN :

$K_2 = K_n$: perméabilité du noyau.

$K = K_1 = K_3$: perméabilité des recharges.

$K_n < 100K$ (condition vérifiée).

H : charge à l'amont

L_{bin} : largeur en base du noyau

b : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau.

$$d = L_{bin} - 0,7 b$$

$$H = 34 \text{ m}$$

$$L_{bin} = 22 \text{ m}$$

$$b = 6,8 \text{ m}$$

$$d = 17,24 \text{ m}$$

$$Y_0 = 20,88 \text{ m}$$

$$K = K_1 = K_3 = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ (m/S) } \quad \left. \vphantom{K} \right\}$$

$$K_n = K_2 = 1,2 \cdot 10^{-10} \text{ (m/S) } \quad \left. \vphantom{K_n} \right\} K = 200 K_n$$

Pour ces données nous avons tracé la parabole théorique de KOZENY dont l'expression est, après transformation :

$$Y^2 = 41,76 X + 435,97$$

Pour obtenir la ligne de saturation à partir du tracé de cette parabole, nous raccordons celle-ci au point B (voir fig) du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en ce point, et tangente à la parabole.

A l'aval, la ligne de saturation recoupera la limite du massif en un point situé en dessous de la parabole théorique, pour déterminer ce point nous avons utilisé la courbe de CASAGRANDE qui donne la variation d'un coefficient (C) en fonction de l'angle d'inclinaison du talus aval ().

$$\text{Tel que } C(\infty) = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

Δa est la distance entre ce point d'intersection de la ligne de saturation avec le parement aval du noyau et le point d'intersection de la parabole de base avec ce même parement.

8.3.2- Calcul du débit d'infiltration

Dans la recharge aval du barrage, de perméabilité (K_3) l'écoulement est assimilé à un écoulement à travers un massif rectangulaire de longueur L.

Si (h_0) est le niveau d'eau en aval et (h), cote amont de la ligne de saturation dans la recharge aval, correspondant au point d'intersection de la ligne de saturation avec le parement aval à la sortie du noyau, le débit de fuite est donné par la loi de DARCY.

$$q = K_3 I S$$

Avec K_3 : perméabilité de la recharge aval

S : aire soumise à l'infiltration par unité de largeur

I : gradient hydraulique moyen

La formule de Dupuit est donnée pour un gradient hydraulique

$$I = \frac{dy}{dx}$$

$$\text{D'où } q = \frac{dy}{dx} K_3 y$$

$$q dx = K_3 y dy$$

$$q = K_3 \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L}$$

Avec :

q : débit de fuite unitaire

K_3 : coefficient de perméabilité dans la recharge aval

h_1 : cote amont de la ligne de saturation dans la recharge aval

h_0 : hauteur d'eau à l'aval du barrage

L : largeur du massif aval

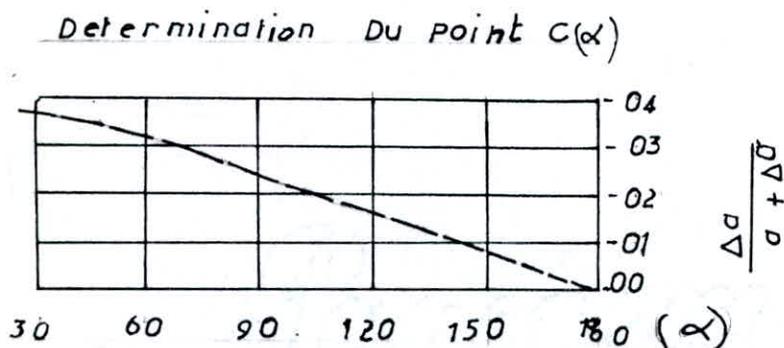
D'où l'expression de Dupuit :

$$q = K_3 \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L}$$

De même pour (K_2), perméabilité du noyau

$$q = K_2 Y_0$$

C (α) est déterminé à partir de l'abaque suivant :



$a + \Delta a$: point d'intersection de la parabole de KOZENY avec le parement aval du noyau est déterminé à partir du tracé même de la ligne de saturation.

$$t_{aj} : a + \Delta a = \sqrt{X^2 + Y^2}$$

Avec (X, Y) coordonnées du point d'intersection de la parabole de KOZENY avec le parement aval.

AN :

Pour (α), angle au pied du talus aval du noyau

$$\alpha = 78,69$$

$$C(\alpha) = 0,26$$

$$\text{D'où } \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$$

L'intersection de la parabole de KOZENY avec le parement aval en C_0 nous donne :

$$a + \Delta a = 25,97$$

D'où

$$a = C(a + \Delta a)$$

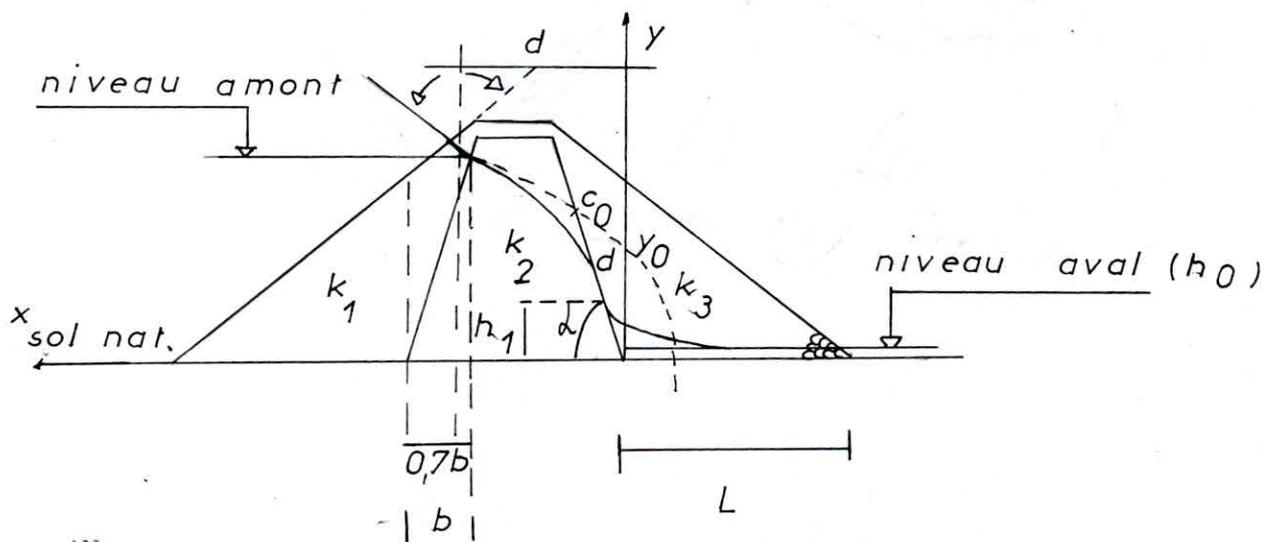
$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta a = 6,75 \text{ m} \\ a = 19,22 \text{ m} \end{array} \right.$$

A partir de ces deux équations, nous déterminons la cote amont de la ligne de saturation dans la recharge aval :

$$h_1 = \sqrt{2 L Y_0 \frac{K_2}{K_3} + h_0^2}$$

La connaissance de h_1 , nous permet de tracer la ligne de saturation dans la recharge aval, (de largeur L) avec une précision suffisante en l'assimilant à une droite passant par les deux niveaux, h_1 , h_0 .

schéma de calcul



AN :

$$L = 117,4$$

$$Y_0 = 20,88 \text{ m}$$

$$h_0 = 0$$

$$K_1 = K_3 = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m/S}$$

$$K_2 = 1,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/S}$$

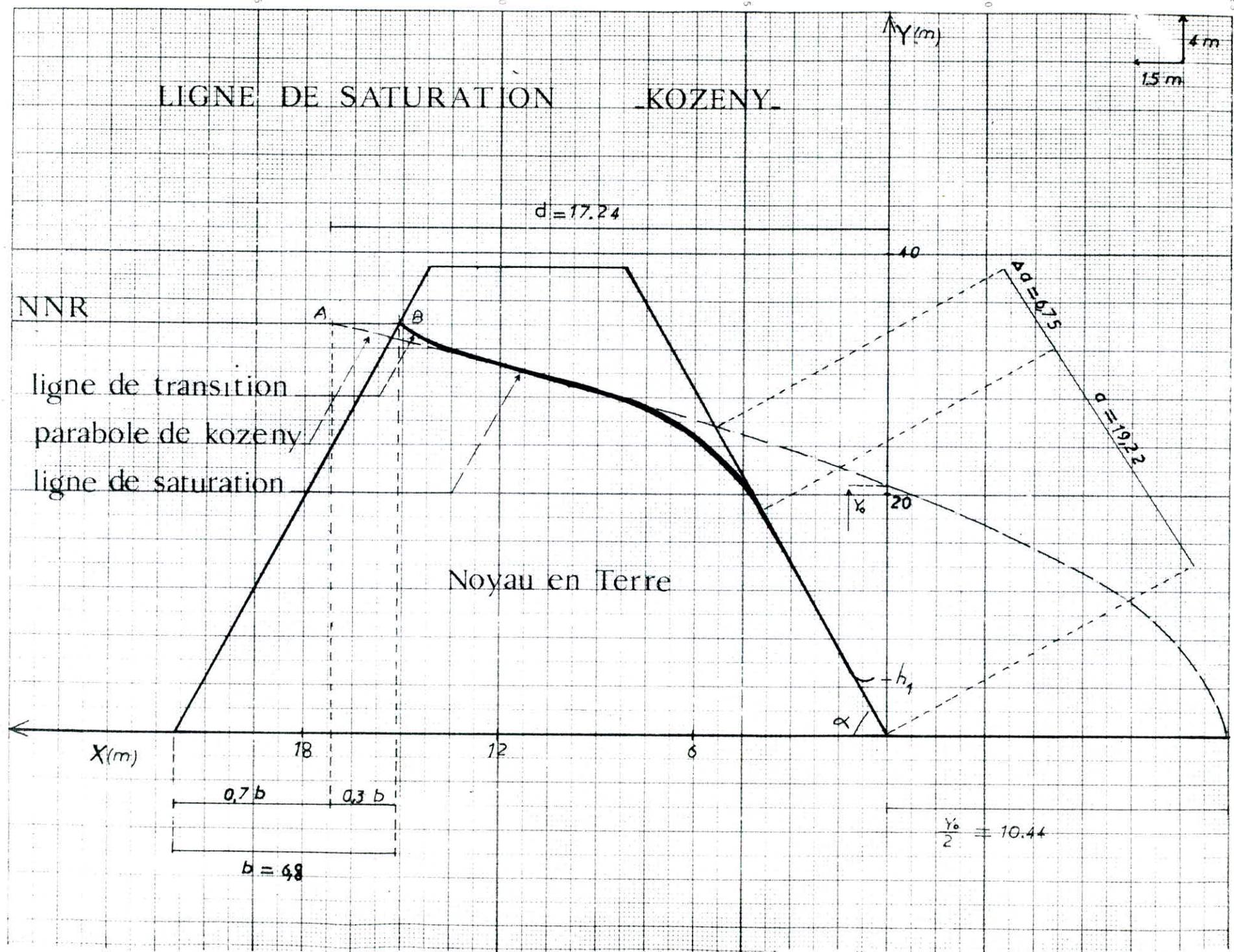
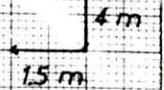
LIGNE DE SATURATION KOZENY

NNR

$$d = 17.24$$

ligne de transition
parabole de kozeny
ligne de saturation

Noyau en Terre



$X(m)$

18

12

6

$0.7b$

$0.3b$

$b = 6.8$

Y_0 20

$$\frac{Y_0}{2} = 10.44$$

h_1

α

$\Delta \rho = 0.75$

$\rho = 19.22$

10

20

15 m

4 m

Nous obtenons :

$$h_1 = 5,3 \text{ m}$$

$$q = 0,25 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{S} \cdot \text{ml}$$

$$Q_{\text{fuite}} = q \cdot L_{\text{cr}}$$

$$L_{\text{cr}} = 220\text{m}$$

$$Q_F = 55 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{S}$$

Le débit de fuite ainsi calculé est infiniment petit, donc largement admissible, ceci assure la stabilité de l'ouvrage.

8.4 - Réseau des lignes de courant et des équipotentielle

- Méthode de PRASIL -

La méthode de PRASIL permet de construire graphiquement le réseau des lignes de courant et des équipotentielle correspondant à un mouvement plan à potentiel des vitesses, à partir d'une ligne de courant le long de laquelle la répartition du potentiel est connue.

Cette construction nous a permis de calculer le débit de fuite (débit de résurgence) Q_F : à travers le noyau.

$$q = K_n (H_{\text{am}} - h_{\text{av}}) \frac{n}{m}$$

q : débit de fuite ($\text{m}^3/\text{S} \cdot \text{ml}$)

K_n : coefficient de perméabilité du noyau d'argile (m/S)

H_{am} : charge à l'amont du noyau (m)

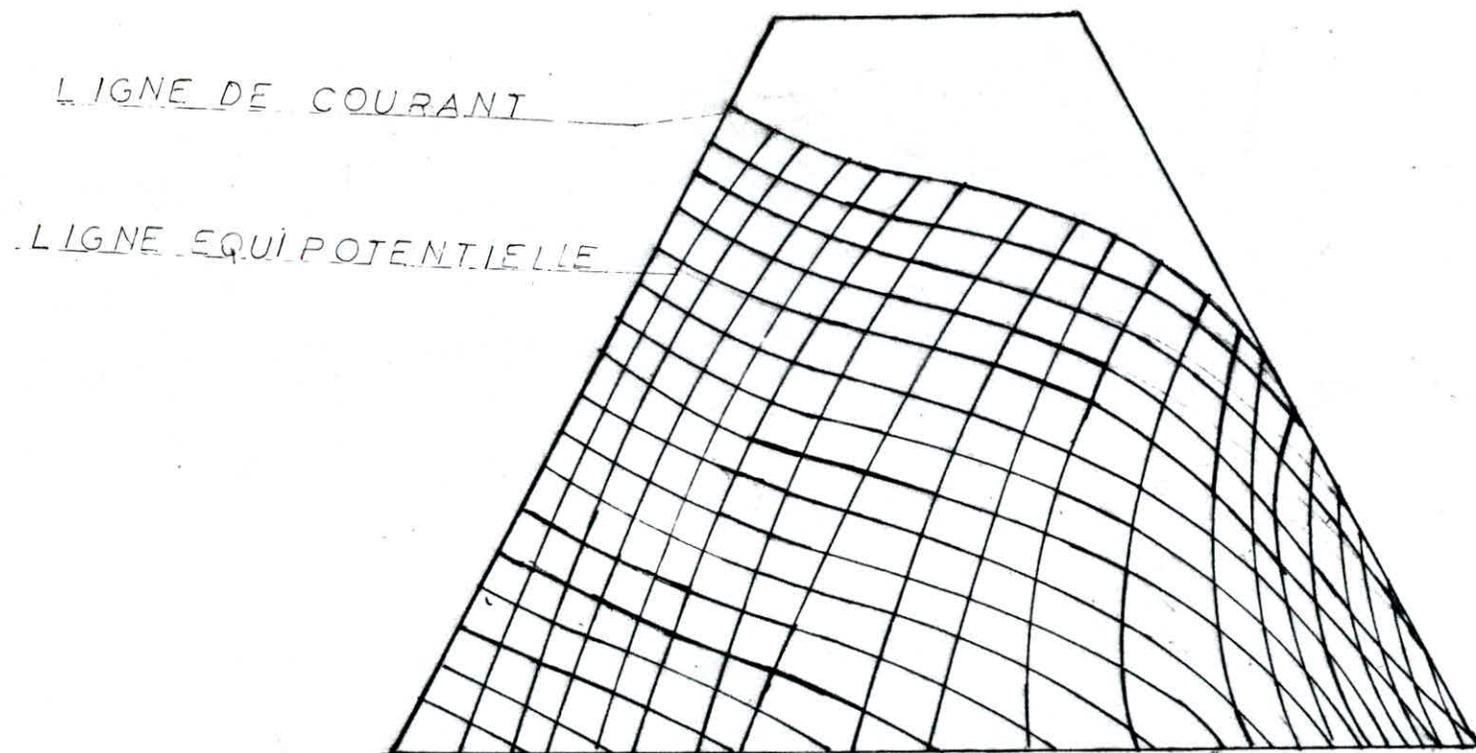
h_{av} : charge à l'aval du noyau (m)

n : nombre de carres compris entre deux lignes équipotentielle

m : nombre de carres compris entre deux lignes de courant

m , est donné par la division de la charge amont en (m) parties égales.

METHODE DE PRASIL



AN :

$$K_n = 1,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/S}$$

$$H_{am} = 34 \text{ m}$$

$$h_{av} = h_1 = 5,3 \text{ m}$$

$$n = 21$$

$$m = 18$$

$$q_f = 29,52 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\beta \cdot \text{m} \cdot \ell.$$

$$Q_F = 64,94 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\beta$$

CONCLUSION

Les deux méthodes appliquées, KOZENY et PRASIL, donnent pratiquement le même débit de fuite, ce dernier étant très faible assure la stabilité de l'ouvrage.

8.5 - Vérification des Dimensions du Noyau :

Après construction de la ligne phreatique nous vérifions la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\beta s_m} \quad I_{adm}$$

Avec :

I : gradient hydraulique (noyau)

I_{adm} : gradient hydraulique admissible

$$I_{adm} = 8 + 12$$

$$\Delta H = H_{am} - h_{av}$$

$$\Delta H = 34 - 5,3 = 28,7 \text{ m}$$

s_m : largeur moyenne du noyau en (m)

$$s_m = \frac{6 + 22}{2} = 14 \text{ m}$$

$$I = \frac{28,7}{14} = 2,05$$

$$I < I_{adm}$$

CONCLUSION

Le noyau dimensionné, assure une bonne étanchéité de l'ouvrage.

8.6 - Vérification de la résistance à l'infiltration, du sol du barrage

Corps du Barrage

$$I_C \leq I_{adm}$$

I_{adm} : gradient admissible de l'écoulement d'infiltration, déterminé d'après un tableau en fonction de la classe (III) et du type du Barrage (en terre, zoné).

$$I_{adm} = 0,65$$

I_C : gradient d'infiltration au corps du barrage.

$$I_C = \frac{\Delta H}{L}$$

$$\Delta H = H_{am} - h_0$$

H_{am} = charge à l'amont du barrage; $H_{am} = 34$ m

h_0 = hauteur d'eau à l'aval du barrage $h_0 = 0$ (négligeable)

L : longueur du massif aval $L = 100,6$ m

$$I_C = \frac{34}{117,4} = 0,289$$

$$I_C < I_{adm}$$

CONCLUSION

- Le corps du barrage résiste bien au débit d'infiltration.
- Pour ce qui est de la fondation, après une excavation de 6m, la roche mère est atteinte, cette dernière est constituée de gneiss dur sur une grande épaisseur.

Le barrage repose sur une assise résistante pratiquement imperméable.

CONCLUSION FINALE

Afin d'éviter l'effet du renard et les dégâts qui peuvent être causés par les débits de fuite, nous proposons l'ancrage du noyau d'argile dans la roche mère, à une hauteur de (1m) environ.

De ce fait, le débit d'infiltration à travers la fondation de ce barrage serait tout à fait négligeable, et le débit de fuite total à travers l'ouvrage, serait pratiquement celui passant par le corps du barrage.

$$Q_F = 64.94 \cdot 10^{-8} = 64.94 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

avec une hauteur d'eau à la sortie du noyau

$$h_1 = 5,3 \text{ m (environ)}$$

8.7 - Vérification de l'érosion interne du sol barrage (sans drainage)

Définition :

L'érosion interne (mécanique) est l'entraînement des petites particules des sols à granulométrie hétérogène non cohérent par les débits d'infiltration.

Formule de Calcul

La vitesse d'écoulement à travers un massif quelconque du barrage est :

$$V_f = K_m \quad I$$

$$V_f \leq V_{er}$$

Avec : V_{er} = vitesse d'érosion interne

K_m = Coefficient perméabilité moyen (alluvion, argile)

I = gradient hydraulique pour le massif du barrage considérée

$$V_{er \text{ adm}} = \frac{1}{30} \sqrt{K_m} \quad (\text{m/S})$$

Cette dernière est dite formule de ZICHARD - GRICHINE,

Si $V_f > V_{er}$ il est nécessaire de prévoir un drain.

1 - A travers la fondation :

$$I = \frac{H_{am} - h_1}{L_{noy}}$$

$$K_m = K_{noy}$$

$$V_f = K_{noy} \frac{H_{am} - h_1}{L_{noy}}$$

AN :

$$V_f = 1,2 \cdot 10^{-10} \frac{34 - 5,3}{22}$$

$$V_f = 1,56 \cdot 10^{-10} \text{ m/S}$$

$$V_{er} = \frac{\sqrt{1,2 \cdot 10^{-10}}}{30}$$

$$V_{er} = 3,65 \cdot 10^{-7} \text{ m/S}$$

$$V_f < V_{er}$$

2 - A travers le Corps du Barrage

$$V_f = K_{moy} \frac{\Delta H}{L_B}$$

K_{moy} : Coefficient de permeabilité moyen recharge - terre en série

L_B : Largeur en basse du barrage

AN :

$$K_{moy} = \frac{\sum l_i}{\sum \frac{l_i}{k_i}}$$

$$L_B = l_i = 264 \text{ m}$$

$$K_1 = K_3 = K_{recharge} = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m/S}$$

$$K_2 = K_{noy} = 1,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/S}$$

$$K_{noy} = 2,39 \cdot 10^{-8} \text{ m/S}$$

$$V_f = 2,39 \cdot 10^{-8} \frac{34 - 0}{264}$$

$$V_f = 0,307 \cdot 10^{-8} \text{ m/S}$$

$$V_{er} = \frac{1}{30} \cdot 2,39 \cdot 10^{-8} = 5,15 \cdot 10^{-6} \text{ m/S}$$

$$V_f < V_{er}$$

CONCLUSION

La vitesse d'infiltration dans les différentes zones du barrage est négligeable, de plus elle est toujours inférieure à la vitesse d'érosion interne du sol considéré.

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir un drainage très important.

8.8.0 - Dispositif de protection contre les effets de l'eau

8-8

Filtres et drains

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif et ces fondations.

Afin d'éviter que les resurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage, nous avons prévu à l'intérieur du massif un dispositif drainant composé de drains et de filtres qui intercepteront les eaux d'infiltrations.

Oùtre le drainage, le filtre bloque la migration des particules fines, entraînées par la circulation de l'eau dans le massif, alors que les drains évacuent les eaux provenant de cette infiltration.

Il est important de noter que si la fondation est perméable sous le barrage, la pression de l'eau de fuite amenée sous la région aval du remblai peut le soulever brusquement et le ruiner par le pied, TERZAGHI a démontré et vérifié expérimentalement que ce phénomène est indépendant de la granulométrie de la fondation et du temps.

a - Etude des filtres

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre, ils constituent une zone de transition entre le remblai perméable et le noyau impénétrable.

Les filtres possèdent de nombreuses fonctions complémentaires tels que :

- Les filtres amont évitent les déformations du noyau d'argile pendant la vidange du barrage;
- Les filtres aval permettent le rabattement de la ligne phreatique pour éviter son émergence sur le talus aval;
- Interposés entre noyau impénétrable et zones perméables, ils drainent les eaux de fuites et évitent que les fins du noyau imperméable ne soient entraînés par les courants d'infiltration, à travers les matériaux à gros éléments des zones perméables pour l'aval, et lors de la vidange pour l'amont.

- Un filtre est idéalement constitué par de minces couches de matériaux dont les éléments augmentent en grosseur dans la direction de l'écoulement.
- Pour être efficace, un filtre doit assurer le drainage de la terre qu'il recouvre, c.a.d avoir une perméabilité suffisante, nettement supérieure à celle de cette terre.

Calcul des filtres :

De nombreux essais effectués par TERZAGHI et G BERTRAN ont permis de déterminer les conditions de granulométrie auxquelles doit répondre un filtre pour remplir les fonctions ci-dessus.

Si l'on désigne par F_x la dimension des grains du filtre, et B_y des grains du matériaux de base qui dans le cas d'un filtre constitué de plusieurs couches, pour chacune d'elles le matériau de base est la couche précédente du tapis filtrant dans le sens de la circulation de l'eau.

La condition de TERZAGHI pour une granulométrie continue est :

$$\frac{F_{15}}{B_{85}} < 4 + 5$$

$$\frac{F_{15}}{B_{15}} > 4 + 5$$

La vérification de ces deux conditions assure d'une part la stabilité du filtre et d'autre part, le bon contacte entre les sols.

L'utilisation des courbes granulométrique réalisées au laboratoire par le bureau d'étude PROMON nous donne :

$$\frac{F_{15}}{B_{85}} = \frac{0,025}{2,5} = 0,01 < 4 + 5$$

$$\frac{F_{15}}{B_{15}} = \frac{0,025}{0,0018} = 13,9 > 4 + 5$$

CONCLUSION

Le sable de l'Oued utilisé comme filtre, entre le noyau imperméable et la recharge relativement perméable assure la stabilité du filtre et son bon contacte avec le noyau d'argile.

L'épaisseur d'une couche du filtre doit être au moins de 30cm, toutefois, cette épaisseur doit être suffisante pour que le débit à drainer s'écoule en restant à l'intérieur de cette couche.

Cette condition conduit à réaliser des tapis filtrant en plusieurs couches successives de matériaux perméables de granulométrie en plus fines.

On notera que si les vides d'une couche, sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval, s'ils sont de même ordre de grandeur il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus complètement son rôle.

Pour des raisons de sécurité, nous utiliserons deux couches de filtres de 1,5m d'épaisseur chacun (F_1 , F_2) pour protéger le noyau du barrage et un filtre d'une couche de 1,5m pour celui du batardeau

b - Les Drains :

Nous utiliserons un drain pied qui interceptera les infiltrations dans le massif aval du barrage.

Il serait avantageux d'encasturer ce drain dans la fondation.

Le drain sera constitué d'une part d'un enrochement jouant le rôle de butée aval au massif, et d'autre part d'un tapis drainant horizontale de 0,5 mètre de hauteur environ, dans la zone de contacte entre le massif et la fondation, son rôle consiste essentiellement à collecter les eaux de résurgence.

Effet du Renard

Le renard est un processus d'érosion souterraine, provoqué par les débits de fuite qui entraînent les particules de terre jusqu'à formation d'un tunnel qui s'exode progressivement.

Ce phénomène dépendant de la granulométrie de la fondation et du temps, défie toute étude théorique, et seules les études statistiques ont permis de définir les conditions de sécurité à respecter pour se prémunir contre un tel risque.

L'une de ces conditions et c'est celle que l'on a adopté pour notre ouvrage est de faire descendre le noyau étanche du barrage jusqu'à la fondation impénétrable et procède à son ancrage dans la roche dure à une hauteur de 2m.

I - INTRODUCTION :

Tout ouvrage construit en terre est susceptible d'un glissement le long des surfaces les plus défavorables.

La stabilité d'un barrage en terre se traite exactement comme celle d'un talus ordinaire, dans ce calcul il y a lieu de tenir compte de la présence de l'eau, le plus grand risque pour la stabilité du talus amont se présente en cas de vidange rapide de la retenue.

Ceci est dû à l'inversion dans le sens de l'écoulement qui se produit dans son voisinage. Suivant la nature de la terre c'est-à-dire est-ce qu'elle est douée ou non de cohésion, les Méthodes de calcul de stabilité differt.

Dans notre cas, le barrage est fait en terre doués de cohésion, la méthode de calcul généralement utilisé est la méthode de Fellenius dite méthode de tranches ou méthode Suédoise.

Nous avons vérifié la stabilité dans les cas suivants :

- 1 - En fin de construction (réservoir vide) stabilité des 2 Talus.
- 2 - à la vidange rapide (stabilité du talus amont).
- 3- fonctionnement normal (stabilité des deux talus).

II - 1 - HYPOTHESES DE FELLENIUS :

Le principe de cette Méthode, consiste à considérer un certain volume susceptible de glisser et de déterminer son coefficient de sécurité.

Pour cela il faut d'abord définir de tels volumes, que l'on ramène à des surfaces, en considérant des sections transversales du barrage, limitées d'une part par la surface du talus, d'autre part par une courbe de glissement.

L'hypothèse de la Méthode consiste à admettre que ces courbes sont des cercles, cette hypothèse est plus exacte que celle primitive de Coulomb, qui admettait que ces dernières étaient des droites.

./...

Au début du glissement au moins, le mouvement de la surface de terre considérée peut être assimilé à une rotation autour du centre du cercle de glissement, il est donc logique de prendre comme coefficient de sécurité. Le rapport des moments, par rapport au centre de ce cercle, des forces stabilisatrices et des forces de glissement.

Fellenius considère que les Interactions entre tranches, sont équilibrés verticalement et horizontalement.

Si on considère deux tranches d'ordre respective n et $n+1$ alors :

$$\begin{aligned} X_{n+1} &= X_n && \text{efforts d'interactions horizontales.} \\ Z_{n+1} &= Z_n && \text{efforts d'interactions verticales.} \end{aligned}$$

II - 2 - PRINCIPE DE CALCUL :

A partir de l'hypothèse, de Fellenius, on découpe le terrain en tranches verticales de faibles épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble, à la limite des glissements le long du cercle.

Cette méthode consiste à déterminer le coefficient de sécurité qui est le rapport des forces résistantes aux forces actives correspondant à différents cercles de rupture de même centre, et d'adopter le cercle de rupture critique qui correspond à un coefficient de sécurité supérieure ou égale à l'admissible.

Ce dernier est donné par Fellenius selon le type de sollicitation.

(Voir tableau des résultats de calcul).

Nous avons déterminé ce coefficient pour les différents cas :

- Vidange rapide avec ou sans seisme.
- Fin de construction (reservoir vide) avec ou sans seisme.
- Fonctionnement normal.

Convention pratique de calcul :

Pour le talus aval, les tranches situées à gauche de la centrale sont numérotées positivement et celles de droite sont numérotées négativement, le signe est inversé dans le cas de talus amont.

./...

II - 2 - 1 - FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE :

a) chaque tranche d'ordre (n) est soumise à la force de pesanteur appliquée en son Centre de gravité (Gn).

b_n : largeur d'une tranche.

dl : longueur de l'arc de la tranche.

La formule générale donnant le poids d'une tranchée d'ordre (n) est :

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3).$$

avec :

γ_1 : poids volumique de la fondation (si le cercle de glissement passe par celle-ci).

γ_2 : Poids volumique de la recharge.

γ_3 : Poids volumique du noyau.

h_1, h_3 : La hauteur Moyenne correspondant respectivement au poids volumique γ_1, γ_3

-La densité utilisée pour calculer les efforts est donc la densité saturée (γ_{sat}) pour la portion situé sous la ligne phréatique et la densité humide (γ_h) pour la portion situé au dessus de celle-ci, pour la portion situé à un niveau supérieur au niveau de plus haute eau on utilise (γ sèche).

-Dans le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugé ($\gamma' = \gamma_{sat} - 1$).

Vu que les essais de Mécanisation nous ne donne que la densité sèche et la teneur en eau des matériaux utilisés comme recharge et noyau, on utilisera les formules cités ci-dessous pour déterminer les poids volumiques utilisé pour le calcul de stabilité.

. Densité humide :

$$\gamma_h = \frac{\text{Poids totale}}{\text{Volume totale}} = \gamma_d (1 + W).$$

où γ_d : densité sèche

W : teneur en eau

. Densité saturé : γ_{sat} .

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_h}{1 + W} \cdot \frac{\delta_s - 1}{\delta_s} + 1$$

avec : δ_s : Poids spécifique de la matière solide.

W : Teneur en eau

γ_h : Densité humide.

./...

. Poids volumique de jaugé : γ'

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - 1$$

Le poids (G_n) se décompose en une force normale et en une force tangentielle.

- N_n : force normale

- T_n : force tangentielle qui tend à déplacer la tranche.

$$\begin{cases} N_n = G_n \cos \alpha \\ T_n = G_n \sin \alpha \end{cases}$$

α : étant l'angle que fait la vertical avec le rayon du cercle de glissement.

b) la force de pression interstitielle est : (dans le cas d'un réservoir plein).

$$F_{\text{Pin}} = U \, dl = \gamma_w \, h \cdot dl$$

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau (1 KN/m^3)

h : La hauteur de la tranche.

U : $\gamma_w \, h$: pression interstitielle.

c) force de cohésion du sol :

$$F_c = C \cdot dl$$

C : Cohésion du sol déterminé par l'essai triaxial.

dl : Longueur de l'arc de la tranche.

d) Dans le cas où l'on considère l'effet sismique

la force dû au seisme est :

$$T_{tn} = a \cdot G_n$$

a : Coefficient sismique.

G_n : Poids de la tranche.

II - 2 - 2 - CLASSEMENT DES FORCES :

On peut classer ces forces, en forces stabilisatrices ou résistantes et en forces motrices ou actives.

II - 2 - 2 - 1 - FORCES STABILISATRICES OU RÉSISTANTES :

La force stabilisatrice ou résistante est due au frottement et à la cohésion.

* La force frottement est calculé par :

$$F_F = (N_n \, t_g \varphi - U \cdot dl \cdot t_g \varphi)$$

φ : l'angle de frottement interne du sol.

./...

* La force de cohésion est calculé par : $F_c = C \cdot dl$

Le moment de forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est :

$$M_B = [(N_p - u dl) \cdot \text{tg } \varphi + C \cdot dl] \cdot R.$$

I - 2 - 2. 2 : FORCES MOTRICES OU ACTIVES :

La partie instable du talus est soumise à la force de Cisaillement (T_n) qui est une composante du poids (G_n), cette composante à tendance à provoquer le glissement.

Le moment des forces actives par rapport au centre de glissement est :

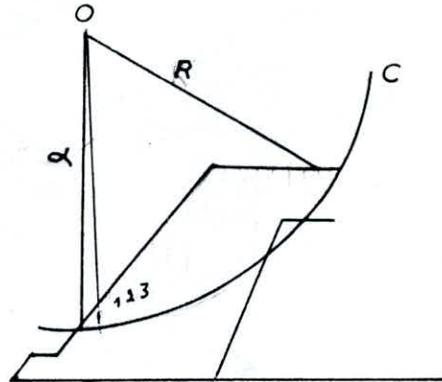
$$\sum M F_a = R \sum T_n$$

II 2.3. SCHEMA DE CALCUL

O: Centre du cercle de glissement.

C: Cercle de glissement de Rayon "R"

α : angle



Chaque tranche est soumise à différentes forces déjà citées : (voir schéma) nous adoptons l'approche suivante :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro de la tranche}}{\text{Nombre totale de tranche}}$$

α : l'angle que fait la verticale avec le rayon du cercle de glissement.

b_n : largeur de la tranche prise constante.

Géométriquement :

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

dl : longueur de tranche.

II-3 / DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE POUR CHAQUE TYPE DE FONCTIONNEMENT

II 3 - 1 : Calcul de la stabilité en cas de fonctionnement normal (stabilité du talus aval et amont).

- En cas de fonctionnement normal le reservoir est rempli d'eau, généralement au niveau normal de Retenue.
- En cas du reservoir plein ; le niveau d'eau arrive au niveau de plus hautes eau
- L'infiltration des eaux de l'amont vers l'aval du corps du barrage diminue la stabilité des talus.
- Stabilité en fonctionnement normal avec effet sismique.

Le coefficient de sécurité K_s , est le rapport des moments, des forces stabilisatrices, par rapport au centre de glissement, et des forces actives par rapport au même centre.

$$K_s = \frac{\left[\sum (N - u dl) \cdot t_g \varphi_i + \sum c_i dl_i \right] \cdot R}{R \sum T_n + \sum T_{nt} \cdot di}$$

avec :

di : distance du centre de gravité de la tranche au centre.

de : glissement.

$$\text{ou : } K_s = \frac{\left[\sum (G_n \cos \alpha_n - u dl) \cdot t_g \varphi_i + \sum c_i dl_i \right] \cdot R}{R \sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \sum a G_n di}$$

II 3 - 2 Calcul de stabilité en cas où le reservoir est vide ($U = 0$) (fin de construction) on vérifie la stabilité des 2 Talus.

- reservoir vide sans effet sismique

$$K_s = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \cdot t_g \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

- Reservoir vide, avec effet sismique :

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) t_g \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum di \cdot \frac{a G_n}{R}}$$

II - 3 - 3 Calcul de stabilité dans le cas d'une vidange rapide (stabilité talus amont).

./...

Une vidange est dite rapide lorsqu'elle se fait en un temps très court; Le niveau d'eau descend jusqu'au niveau minimum de la retenue, toute vidange de 21 Jours est considérée comme rapide en ALGERIE.

Dans ce cas, de vidange les écoulements s'inversent, les gradients de pression tendent à chasser les matériaux vers l'extérieur ; simultanément les pressions interstitielles qui n'ont pas eu le temps de se dissiper, cessent d'être équilibrées par la pression du réservoir.

-Vidange rapide, sans effet sismique.

Une fois, que le niveau de l'eau est abaissé jusqu'au pied des têtes, le corps du barrage emmagazine une certaine quantité d'eau qui ne s'est pas écoulée. Cette eau qui est stockée est génératrice d'une pression qui tient en équilibre une partie de la recharge mouillée.

La force normale devient :

$$(N - p dl) = (\gamma_{sat} - 1) n \cdot b = (\gamma_{sat} - 1) hn \cdot \cos \alpha_n \cdot b$$

et la force tangentielle : $T : \gamma_{sat} \cdot t \cdot b = \gamma_{sat} \cdot h \sin \alpha_n \cdot b$

d'où un coefficient de sécurité :

$$K_s = \frac{[\gamma_{sat} - 1] hn \cdot \cos \alpha_n \cdot b \cdot t_g \rho_i + \sum c_i dl_i}{\sum \gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin \alpha_n \cdot b}$$

dans le cas où l'on considère l'effet sismique :

$$K_s = \frac{\sum (\gamma_{sat} - 1) hn \cdot \cos \alpha_n \cdot b \cdot t_g \rho_i + \sum c_i dl_i}{\sum \gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin \alpha_n \cdot b + \frac{\sum a \cdot G_n \cdot d_i}{R}}$$

./...

II - 4 - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LA DIGUE (Voir tableau ci-dessous)

DETERMINATION	γ_s (KN/m ³)	γ_d max (KN/m ³)	w (%)	φ°	c (KN/m ²)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)
Noyau du Barrage	26.80	15.26	24,5	8	54	18.99	15.67	14.67
Recharge du Barrage	26.15	17.92	14.8	13	39	20.57	18.23	17.23
Composition du Filtre	26.02	14 % de graviers	6 % de Sable gros	11 % de Sable Fin	9 % de limon	5 % d'argile		
Nature de l'assise (gneiss)	Roche dure constituée de quartz; du mica ; feldspaths.							

avec :

- γ_s : Poids spécifique.
- γ_d max : densité sèche.
- w : Teneur en eau optimale.
- φ° : l'angle de frottement interne
- c : Coefficient de cohésion.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- γ' : Poids volumique déjaugé.

Tableau Récapitulatif - Stabilité des Talus

C A S	T A L U S	RAYON DU CERCLE DE GLISSEMENT (m)			COEFFICIENT DE SECURITE			
					ADMIS SIBLE	CALCULE		
FIN DE CONSTRUCTION (SANS SEISME)	AMONT	66.68	69.80	67.90	1.3	2.06	1.92	2.15
	AVAL	71.10	76.8	72.4	1.3	1.56	1.92	1.70
FIN DE CONSTRUCTION (AVEC SEISME)	AMONT	66.68	69.80	67.90	1.1	1.14	1.07	1.15
	AVAL	71.10	76.8	72.40	1.1	0.987	1.07	1.03
FONCTIONNEMENT NORMAL (SANS SEISME)	AMONT	69.80	74.95	73.67	1.5	1.85	1.54	1.90
	AVAL	64.00	69.18		1.5	2.18	1.73	
FONCTIONNEMENT NORMAL (AVEC SEISME)	AMONT	69.80	74.95	73.67	1.05	1.11	0.937	1.08
	AVAL	64.0	69.18		1.05	1.18	0.990	
VIDANGE RAPIDE (SANS SEISME)	AMONT	70.46	69.82	67.26	1.25	1.88	2.10	2.09
VIDANGE RAPIDE (AVEC SEISME)	AMONT	70.46	69.82	67.26	1.05	1.036	1.12	1.15

Tableau Recapitulatif - Stabilité des Talus

CONCLUSION :
=====

Pour qu'il y ait stabilité il faut que le coefficient de sécurité calculé soit supérieure ou égal au coefficient de sécurité admissible.

D'après le tableau des résultats donnant le coefficient de sécurité pour chaque type de fonctionnement on peut dire que la stabilité est vérifiée dans tous les cas, vu qu'on a négligé l'épaisseur des filtres pour ce calcul d'où une diminution de la sécurité.

Les pentes déjà calculées précédemment sont acceptées.

. $m_{am} = 1/3$

. $m_{av} = 1/2,5 ; 1/3$

FIN DE CONSTRUCTION (FALUS AVAL)

R = 71.10

Ks avec seisme = 0,987

Ks sans seisme = 1,56

N° DE BRANCHES	b _n (m)	h _n (m)	seche (KN/m ²)	G _n (KN)	Cos n	Sin n	GnCos n	GnSin n	tg i	GnCos ntg i	dli (m)	Ci (KN/m ²)	Cidli	di (m)	aGn	diaGn
-2	8.06	3.52	17.92	508.41	0.97	-0.22	493.15	111.85	0.23	113.42	8.30	39	323.7	67.26	101.68	6838.99
-1		7.04	17.92	1016.82	0.99	-0.12	1006.65	122.0	0.23	231.53	8.14	39	317.46	66.62	203.36	13547.81
0		10.25	17.92	1480.46	1	0	1465.65	0	0.23	340.50	8.06	39	317.46	65.98	296.09	19536.15
1		12.81	17.92	1850.2	0.99	0.10	1831.63	185.02	0.23	421.28	8.10	39	315.9	64.70	370.04	23941.58
2		14.09	17.92	2035.09	0.97	0.22	1974.03	447.7	0.23	434.02	8.30	39	323.7	61.50	407.01	25031.1
3		14.73	17.92	2127.50	0.94	0.32	1999.85	680.8	0.23	459.96	8.57	39	334.23	59.57	425.50	25347.03
4		13.45	17.92	1942.65	0.89	0.43	1728.95	833.3	0.23	397.63	9.05	39	352.95	57.01	388.53	22150.09
5		11.53	17.92	1665.50	0.83	0.54	1382.36	899.37	0.23	317.94	9.71	39	378.69	53.81	333.10	17924.11
6		8.33	17.92	1203.14	0.74	0.66	890.32	794.00	0.23	204.77	10.89	39	424.71	48.00	240.62	11549.76
7		5.12	17.92	739.50	0.64	0.76	473.28	562.02	0.23	108.85	9.5	39	370.5	42.98	147.90	6347.86

TALUS AMONT EN FIN DE CONSTRUCTION

R = 69,8 m

Ksadm sans seisme = 1,92

Ksadm avec seisme = 1,07

N° DE TRANCHES	h_n (m)	h_{moy} (m)	seche (KN/m ³)	G_n (KN)	Cos n	Sin n	$G_n \cos n$	$G_n \sin n$	tg i	$G_n \cos tg i$	dli	ci	lilili	aG_n	di	$aGndi$
+9	6.5	5.12	17.92	596.3	0.76	0.64	453.18	381.63	0.23	104.23	8.5	39	311.5	119.26	34.59	4125.65
+8	6.5	9.60	17.92	1118.2	0.82	0.57	916.52	637.37	0.23	210.89	7.92	39	318.88	223.64	40.35	9025.97
+7	6.5	14.73	17.92	1715.75	0.866	0.5	1485.8	857.87	0.23	341.73	7.5	39	292.72	343.15	44.20	15168.30
+6	6.5	17.29	17.92	2013.93	0.90	0.42	1812.53	845.85	0.23	416.88	7.22	39	281.66	402.78	40.68	19610.35
+5	6.5	19.85	17.92	2312.12	0.93	0.35	2150.27	809.24	0.23	494.56	6.98	39	272.58	462.42	51.89	23995.26
+4	6.5	20.5	17.92	2378.8	0.95	0.28	2259.86	666.06	0.23	519.76	6.84	39	266.84	475.76	54.45	25906.61
+3	6.5	20.5	17.92	2378.8	0.97	0.21	2307.43	499.54	0.23	530.70	6.70	39	261.34	475.76	56.37	26820.97
+2	6.5	20.5	17.92	2378.8	0.98	0.142	2331.2	337.78	0.23	536.17	6.63	39	258.67	475.76	58.93	28040.105
+1	6.5	19.2	17.92	2236.41	0.99	0.07	2214.04	156.54	0.23	509.23	6.56	39	256.06	447.28	60.85	27221.18
0	7.8	16.6	15.26	1975.86	1	0	1975.86	0	0.14	276.62	7.8	54	421.2	395.17	61.5	24302.935
-1	6.5	14.09	17.92	1641.20	0.99	-0.07	1624.78	-114.88	0.23	373.69	6.56	39	256.26	328.24	62.78	20607.317
-2	6.5	10.89	17.92	1268.4	0.98	-0.142	1243.03	-180.11	0.23	285.89	6.36	39	258.67	253.68	63.42	16088.38
-3	6.5	7.04	17.92	820.0	0.97	-0.21	795.4	-172.2	0.23	182.94	6.70	39	261.34	164	63.42	10400.88
-4	6.5	3.84	17.92	447.28	0.95	-0.28	424.91	-125.23	0.23	97.73	6.84	39	266.84	89.45	63.42	5672.919

FONCTIONNEMENT NORMAL *talus aval*

R = 74,95 m

Ks sans seisme = 1,54

Ks avec seisme = 0,937

N° DE CRAN CHES	b _n (m)	h _{moy} (m)	secte (KN/m ³)	humide (KN/m ³)	at (KN/m ³)	G _n (KN)	Cos n	Sin n	GnCos n	GnSin n	d _{li}	C _i	C _{id}	tg i	U _d	(GnCos u _d) x tg i	d _i
-2	12.81	5.76	17.92	20.57	18.23	1345.11	0.96	-0.25	1291.3	- 336.27	13.34	39	520.4	0.23	76.83	279.32	68.54
-1	12.81	10.25	17.92	20.57	18.23	2393.6	0.99	-0.125	2369.7	- 299.2	12.93	39	504.6	0.23	132.53	514.54	68.54
0	2.56	14.09	17.92	20.57	18.23	657.56	1	0	657.56	0	2.56	39	99.8	0.23	36.07	142.94	67.26
+1	12.81	16.65	17.92	20.57	18.23	3888.21	0.99	0.125	3849.3	486	12.93	39	504.6	0.23	215.28	835.82	65.98
+2	12.81	19.21	17.92	20.57	18.23	4486	0.96	0.25	4306.5	1121.5	13.34	39	520.4	0.23	256.26	931.55	62.14
+3	12.81	16.015	17.92	20.57	18.23	3739.9	0.93	0.375	3478.1	1402.46	13.77	39	537.1	0.23	220.52	749.24	57.65
+4	12.81	14.09	17.92	20.57	18.23	3290.3	0.866	0.5	2849.47	1645.15	14.79	39	576.8	0.23	208.39	607.44	50.60
+5	12.81	8.32	17.92	20.57	18.23	2192.3	0.78	0.625	1709.9	1370.18	16.42	39	646.5	0.23	136.61	361.85	42.28

TALUS AMONT EN FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 69.18 m
 { K avec seisme = 0,99
 K sans seisme = 1,73

N° DE COTE	b_n (m)	h_{moy} (KN/m ³)	seche (KN/m ³)	humide (KN/m ³)	at. (KN/m ³)	G_n (KN)	Cos	Sin	$G_n \cos$	$G_n \sin$	tg i	dli	udli	$(G_n \cos - udli) \text{tg } i$	Ci	Cidli	di	a G_n
10	4.55	2.24	17.92	20.57	18.23	182.64	0.74	0.66	135.15	120.54	0.23	6.14	13.75	27.92	39	239.46	32.67	36.5
9	6.5	7.68	17.92	20.57	18.23	1026.85	0.8	0.6	821.48	616.11	0.23	8.12	62.36	174.59	39	316.68	36.5	205.3
8	6.5	13.45	17.92	20.57	18.23	1798.33	0.84	0.53	1510.59	953.11	0.23	7.74	104.10	323.49	39	301.86	42.3	359.6
7	6.5	16.65	17.92	20.57	18.23	1972.94	0.88	0.46	1736.18	907.55	0.23	7.38	122.87	371.06	39	287.82	47.4	394.5
6	6.5	19.21	17.92	20.57	18.23	2276.3	0.91	0.4	2071.43	910.52	0.23	7.14	137.15	444.88	39	278.4	49.96	455.2
5	6.5	20.5	17.92	20.57	18.23	2429.14	0.94	0.33	2283.39	801.61	0.23	6.91	141.65	492.59	39	269.5	52.53	485.8
4	6.5	21.14	17.92	20.57	18.23	2504.98	0.96	0.26	2414.27	651.29	0.23	6.77	143.11	522.36	39	264.03	55.09	500.5
3	6.5	20.5	17.92	20.57	18.23	2429.14	0.97	0.2	2356.26	485.83	0.23	6.70	137.37	510.34	39	261.3	57.65	485.1
2	6.5	20.5	17.92	20.57	18.23	2429.11	0.99	0.13	2404.84	315.78	0.23	6.56	134.59	522.15	39	255.8	58.93	485.1
1	6.5	19.2	17.92	20.57	18.23	2275.10	0.99	0.066	2252.34	150.15	0.23	6.56	126	489.04	39	255.8	60.2	455.1
0	6.5	16.65	17.92	20.57	18.23	1972.94	1	0	1972.94	0	0.14	6.50	108.2	428.88	54	351	61.5	394.1
-1	6.5	14.09	17.92	20.57	18.23	1669.59	0.99	-0.066	1652.89	-110.19	0.23	6.56	92.43	358.90	39	255.84	63.4	333.1
-2	6.5	10.89	17.92	20.57	18.23	1290.41	0.99	-0.13	1277.50	-167.75	0.23	6.56	71.43	277.39	39	255.84	63.4	258.1
-3	6.5	6.4	17.92	20.57	18.23	758.36	0.97	-0.2	735.60	-151.67	0.23	6.70	42.88	159.32	39	261.3	63.4	151.1
-4	6.5	1.84	17.92	20.57	18.23	455.02	0.96	-0.26	436.81	-118.30	0.23	6.77	25.99	94.48	39	264.0	63.4	91.1

TALUS AMONT , VIDANGE RAPIDE

K Sans Seisme = 1,88

R = 70,46

K avec Seisme = 1,036

N° DE TRA NCH EE	b _n (m)	h _{moy} (m)	at (KN/m3)	at-1 (KN/m3)	Cos	Sin	tg i	(h _a Cos x x b _n tg i	Ci (KN/ m2)	d _{li} (m)	Cidli	atxhxSin n x b	d _i	a	a. at h b x d
+9	6.5	5.12	18.23	17.23	0.76	0.64	0.23	100.23	39	8.50	333.5	388.28	33.95	0.2	4119.45
+8	6.5	11.53	18.23	17.23	0.82	0.57	0.23	243.53	39	7.92	309.14	778.76	38.43	0.2	10500.97
+7	6.5	15.37	18.23	17.23	0.866	0.5	0.23	342.86	39	7.50	292.72	910.63	43.56	0.2	15866.88
+6	6.5	17.92	18.23	17.23	0.90	0.42	0.23	430.50	39	7.22	281.66	924.18	47.4	0.2	20860.28
+5	6.5	19.20	18.23	17.23	0.93	0.35	0.23	475.52	39	6.98	272.58	823.24	50.60	0.2	23803.51
+4	6.5	19.84	18.23	17.23	0.96	0.28	0.23	554.41	39	6.77	264.06	743.86	52.53	0.2	27910.84
+3	6.5	21.76	18.23	17.23	0.97	0.21	0.23	560.18	39	6.70	261.3	557.89	55.09	0.2	29271.0
+2	6.5	20.48	18.23	17.23	0.98	0.14	0.23	565.96	39	6.63	258.67	371.93	57.01	0.2	30291.21
+1	6.5	19.2	18.23	17.23	0.99	0.07	0.14	328.14	39	6.56	256.06	175.34	59.57	0.2	29844.38
0	11.05	16.64	18.23	17.23	1	0	0.23	692.36	54	11.05	596.7	0	60.85	0.2	39132.15
-1	6.5	14.72	15.67	14.67	0.99	-0.07	0.23	391.95	39	6.56	256.06	-127.48	61.5	0.2	22401.59
-2	6.5	12.80	18.23	17.23	0.98	-0.14	0.23	307.21	39	6.63	258.67	-201.89	62.78	0.2	18106.80
-3	6.5	7.04	18.23	17.23	0.97	-0.21	0.23	207.88	39	6.70	261.34	-207.03	62.78	0.2	12378.68
-4	6.5	3.2	18.23	17.23	0.96	-0.28	0.23	94.95	39	6.77	264.06	-127.40	62.78	0.2	5713.24

UVRAGES ANNEES

INTRODUCTION

Un certain nombre d'organes annexes sont nécessaires pour l'exploitation de la retenue du barrage et pour sa construction.

Nous étudierons successivement, les ouvrages projetés suivants :

I - OUVRAGES DE PRISE ET DE VIDANGE

- Batardeau et dérivation provisoire
- Vidange de fond
- Prise d'eau

II - EVACUATEUR DE CRUES

1 - Batardeau et dérivation provisoire

Il est absolument nécessaire de construire à sec toutes les parties d'un barrage, pour cela la construction d'un batardeau en amont et d'une galerie s'avère nécessaire.

On construit un batardeau qui servira à faire obstacle au débit d'eau et aux crues exceptionnelles durant les travaux de chantier, et ainsi une dérivation du cours d'eau principale à l'aide d'une dérivation provisoire qui sera pour notre cas une galerie souterraine creusé sous la rive droite, près du site, pour des raisons topographiques, géologiques et économiques.

Cette dérivation, qui doit bien entendu être obturées avant la mise en eau, aura l'avantage d'être utilisée comme vidange de fond et prise d'eau, lors de l'exploitation de la retenue.

La construction de batardeau pose souvent des problèmes délicats, puisque leurs fondations sont construites dans l'eau, au moins en parties, et qu'ils sont eux-même de véritable barrages, atteignant 15 ou 20m de hauteur, d'où la nécessité d'établir un pré - batardeau, en choisissant pour se faire une période d'étiage.

Le batardeau est dimensionné pour une crue de chantier donnée. En principe, pour choisir le débit pour lequel le chantier est strictement protégé de l'eau, il faut comparer le coût des dégâts probables causés par une submersion du chantier à celui des ouvrages provisoirs, (batardeau et dérivation), compte tenu de la fréquence des crues, de leur durée, de la période à laquelle elles risquent de se produire, du type de barrage etc.

Pour notre cas, la crue de chnatier est de 20 ans, son débit, estimé à 900 m³/S sera amorti par la construction du batardeau, et évacué dans la galerie bétonné.

Ces deux ouvrages sont dimensionnés selon le procédé de calcul qui suit.

La galerie ainsi dimensionnée sera obstruée dans sa partie amont après exécution du barrage et de l'évacuateur de crue définitif.

La conduite de prise et de vidange sera posé dans cette galerie.

Procédé de Calcul :

- Dimensionnement du batardeau et de la galerie souterraine.

Hypothèse de Calcul :

- Choisir une vitesse d'écoulement à l'intérieur de la galerie.

avec : $V_{adm} = 10 + 15 \text{ m/S}$

soit : $V = 10 \text{ m/S}$

- Fixer une série de valeur de diamètre et déterminer leur section correspondante (S).

Formules de Calcul

- Le débit évacué : $Q_{ev} = V \cdot S$

Avec : $V = 10 \text{ m/S}$ Vitesse à l'intérieur de la galerie.

$S = \frac{\pi D^2}{4}$ Section de la galerie de diamètre D.

- Le débit de crue amorti par le batardeau

$$Q_{am} = Q_{20} - Q_{ev}$$

Q_{20} , étant le débit de crue (de chantier) vingtennale.

D'où le volume correspondant :

$$V_{am} = Q_{am} \cdot t$$

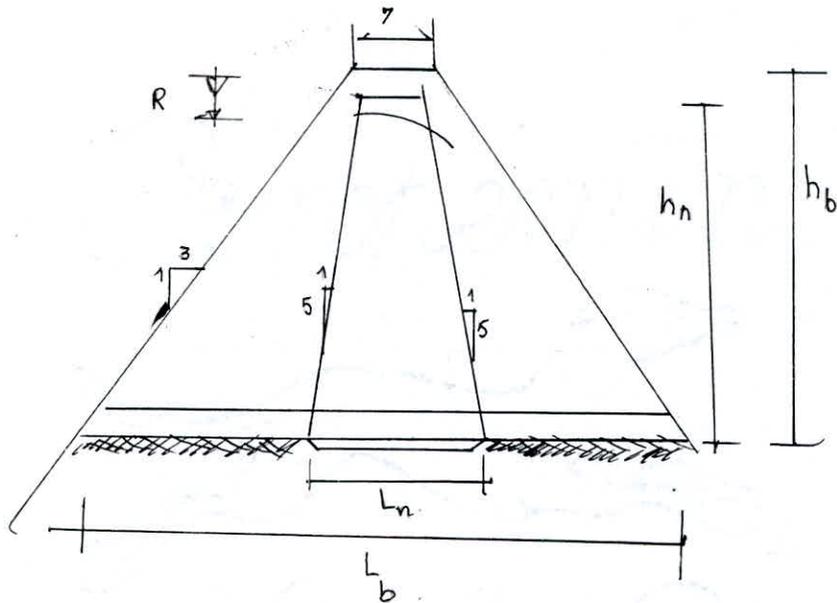
t : temps correspondant au débit de crue amorti, obtenue à partir de l'hydrogramme de crue vingtennale.

Nous déterminons la hauteur du batardeau par interpolation, à partir de la courbe capacité, altitude (voir chap. hydrologie).

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

D(m)	S(m ²)	Q _{ev} (m ³ /s)	Q _{am} (m ³ /s)	t(3600.s)	V _{am} (hm ³)	HAUTEUR DU BATARDEAU
3.50	9.61	96.10	803.90	12.24	35.42	21.33
4.00	12.56	125.60	774.40	12.10	33.73	20.66
4.50	15.89	158.90	741.10	11.80	31.48	20.33
5.00	19.62	196.2	703.80	11.41	28.91	20.00
5.50	23.74	237.40	662.60	11.20	26.71	19.33
6.00	28.26	282.60	610.40	10.80	24.00	19.00
6.50	33.16	331.60	568.40	10.36	21.12	18.00
7.00	38.46	384.60	515.40	9.60	17.81	17.66
8.00	50.24	502.40	397.60	8.70	12.45	15.33
9.00	63.58	635.80	264.20	7.00	6.65	13.30
10.00	78.50	785.00	115.00	4.00	1.90	6.66

Volume du Batardeau :



1- Volume total

$$V_T = \left[7 h_{bat} + 3 h_{bat}^2 \right] L_{cr}$$

L_{cr} = Longueur en crête du batardeau

2- Volume du noyau (argile).

$$V_n = V_1 + V_2$$

V_1 : Volume du noyau ancré, avec une hauteur d'ancrage de 0,5m

$$V_1 = (0,5 L_n - 0,05) L_{cr}$$

$$L_n : \text{Longueur du noyau } L_n = 4 + \frac{2}{5} h_n \quad (\text{m})$$

$$h_n : \text{hauteur du noyau } h_n = h_{bat} - 0,5 \quad (\text{m})$$

V_2 : Volume du noyau au dessus du sol imperméable

$$V_2 = \left[4 h_n + \frac{1}{5} h_n^2 \right] L_{cr}$$

d'où

$$\left[V_n = 0,5 L_n - 0,05 + 4 h_n + \frac{1}{5} h_n^2 \right] \cdot L_{cr}$$

3 - Volume de la recharge

$$V_r = V_T - V_2$$

4 - Volume escavé (h_{escavé} = 6m)

$$V_{esc} = (6L_b - 18.6) L_{cr}$$

$$V_{esc} = (6L_b - 108) L_{cr}$$

Le volume du batardeau est déterminé selon le tableau suivant :

Tableau de Calcul Volume du Batardeau

9	8	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	D -m-
13.30	15.33	17.66	18	19	19.33	20	20.33	20.66	21.33	h _{bat} -m-
72	120	155	158	162	152.6	168	168.8	169.6	172	L _{cr} -m-
0.45	0.97	1.64	1.73	1.96	2.04	2.25	2.3	2.4	2.6	V _T (10 ⁵) -m ³ -
12.80	14.83	17.16	17.5	18.5	18.83	19.5	19.83	20.16	20.83	h _{noy} -m-
9.12	9.93	10.86	11	11.4	11.53	11.8	11.93	12.06	12.33	L _{noy} -m-
324.72	590	834	861	915	929	983	998.0	1014	1052	V ₁ -m ³ -
0.60	1.24	1.97	2.07	2.30	2.37	2.58	2.66	2.74	2.92	V ₂ (m ³) (x10 ⁴)
0.63	1.30	2.05	2.15	2.39	2.46	2.67	2.75	2.84	3.02	V _{ar} (m ³) x10 ⁴
3.90	8.46	14.43	15.23	17.30	18.03	19.92	20.34	21.26	23.08	V _r (m ³) x10 ⁴
86.8	98.98	112.96	115.0	121	122.98	127	128.98	130.96	134.98	L _b -m-
0.29	0.58	0.88	0.92	1.00	1.02	1.09	1.12	1.15	1.2	V _{esc} (10 ³) m ³

Influence du diamètre de la galerie sur la hauteur du batardeau.
 Le débit évacué par la galerie 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 s'avère nécessaire.

1) Prix de la Galerie ($L_{\text{galerie}} = 130\text{m}$)

D (m)	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	8.0	9.0	10
Prix au m.l	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6500	7000	8000
Prix DA.105	3.25	3.90	4.55	5.20	5.85	6.50	7.10	7.80	8.45	9.10	10.4

2) Prix du Batardeau

9.0	8.0	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	D (m)
13.30	15.33	17.66	18.00	19.00	19.33	20.00	20.33	20.66	21.33	h_{bat} (m)
27.30	29.33	31.66	32.00	33.00	33.33	34.00	34.33	34.66	35.33	NIVEAU EN CRETE
72	120	155	158	162	162.6	168	168.8	169.6	172	LONGUEUR EN CRÊTE L_{cr} (m)
0.63	1.30	2.05	2.15	2.39	2.64	2.67	2.75	2.84	3.02	V_{argile} (m ³) 10^4
18.90	39	61.5	64.5	71.7	73.8	80.1	82.5	85.2	90.6	PRIX DU V_{ar} (DA) $\cdot 10^4$
3.90	8.46	14.43	15.23	17.30	18.03	19.92	20.34	21.26	23.08	V_{remb} (m ³) $\cdot 10^4$
0.19	0.42	0.72	0.76	0.86	0.90	0.99	1.02	1.06	1.15	PRIX DU REMB (DA) $\cdot 10^7$
0.29	0.58	0.88	0.92	1.00	1.02	1.09	1.12	1.15	1.2	V_{exc} (m ³) $\cdot 10^5$
14.5	17.4	26.4	27.6	30.1	30.6	32.7	33.6	34.5	36	PRIX DU V_{esc} (DA) 10^5
353.9	633	1045.5	1100.5	1231.7	1279.8	1397.1	1438.5	1490.2	1600.6	PRIX TOTAL (DA) 10^4
444.9	717.5	1123.5	1171.5	1296.7	1338.3	1449.1	1484	1529.2	1633.1	PRIX (DA 10^4) DU BATARDEAU + GALERIE

CONCLUSION

La hauteur du batardeau adopté est de 15,4m avec une revanche de 2m.

Cette hauteur correspond à la côte (29,4m).

Le diamètre de la galerie sera de 8m.

Une fois les travaux achevés, le batardeau ainsi dimensionné fera partie du corps du barrage du fait de sa largeur.

Pour sa bonne réalisation, nous projeterons un pré-batardeau de quelques mètres de hauteur à l'amont et à l'aval du site.

Ces travaux doivent bien entendu commencer en période sèche.

VIDANGE DE FOND

Le rôle des vidanges est d'abaisser la retenue pour la mise hors d'eau, soit des seuils de prise, soit de tout le parement amont du barrage, pour inspection ou entretien de ce dernier et de ses ouvrages annexes.

La vidange de fond peut être aussi utilisé comme évacuateur auxiliaire pour évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles.

La conduite de vidange sera disposé à l'intérieur de la galerie de dérivation provisoire, sous le corps du barrage. Son diamètre est calculé en fonction du débit à évacuer, tenant compte d'une vitesse admissible d'écoulement dans les conduites de vidange, et d'un temps de vidange convenable, pour les barrages Algérien, il est estimé à $(10 + 21)J$.

- Calcul du temps de vidange et dimensionnement de la conduite de vidange :

Pour le calcul du temps de vidange, nous avons utilisé les formules du débit établies pour un écoulement permanent, pour cela nous avons considéré que les variations du niveau d'eau amont sont relativement lentes, d'où des intervalles de temps infiniment petits, cela nous permet bien entendu d'assimiler l'écoulement étudié à un écoulement relativement permanent.

Procédé de calcul :

Nous déterminons le temps de vidange relatif à chaque petits intervalle de la côte (Δh).

Pour cela, nous avons d'une part utilisé la courbe $S(H)$ de la retenue, et d'autre part tracé la courbe $Q = f(H)$ correspondant au débit de vidange de fond, le diamètre de cette conduite dépendra d'un temps de vidange raisonnable $t_v = (10 + .21)J$.

Calcul :

Selon la forme de la courbe volume capacité de la retenue, nous avons choisi un intervalle de la côte (Δh), pour lequel on détermine le volume (ΔV_i) correspondant.

$$t_q : \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta h$$

L'intervalle de temps correspondant est :

$$t_i = \frac{\Delta V_i}{Q_i} = \frac{\Delta V_i}{m s \sqrt{2g H}}$$

m : coefficient de débit

m = 0,82 (coefficient de débit pour un ajutage cylindrique)

S = $\pi \frac{D^2}{4}$: section de la conduite de vidange de diamètre D

Le temps de vidange total sera :

$$T_v = \sum t_i = \sum \frac{\Delta V_i}{Q_i}$$

SCHEMA DE CALCUL

Calcul Du Temps
De
Vidange

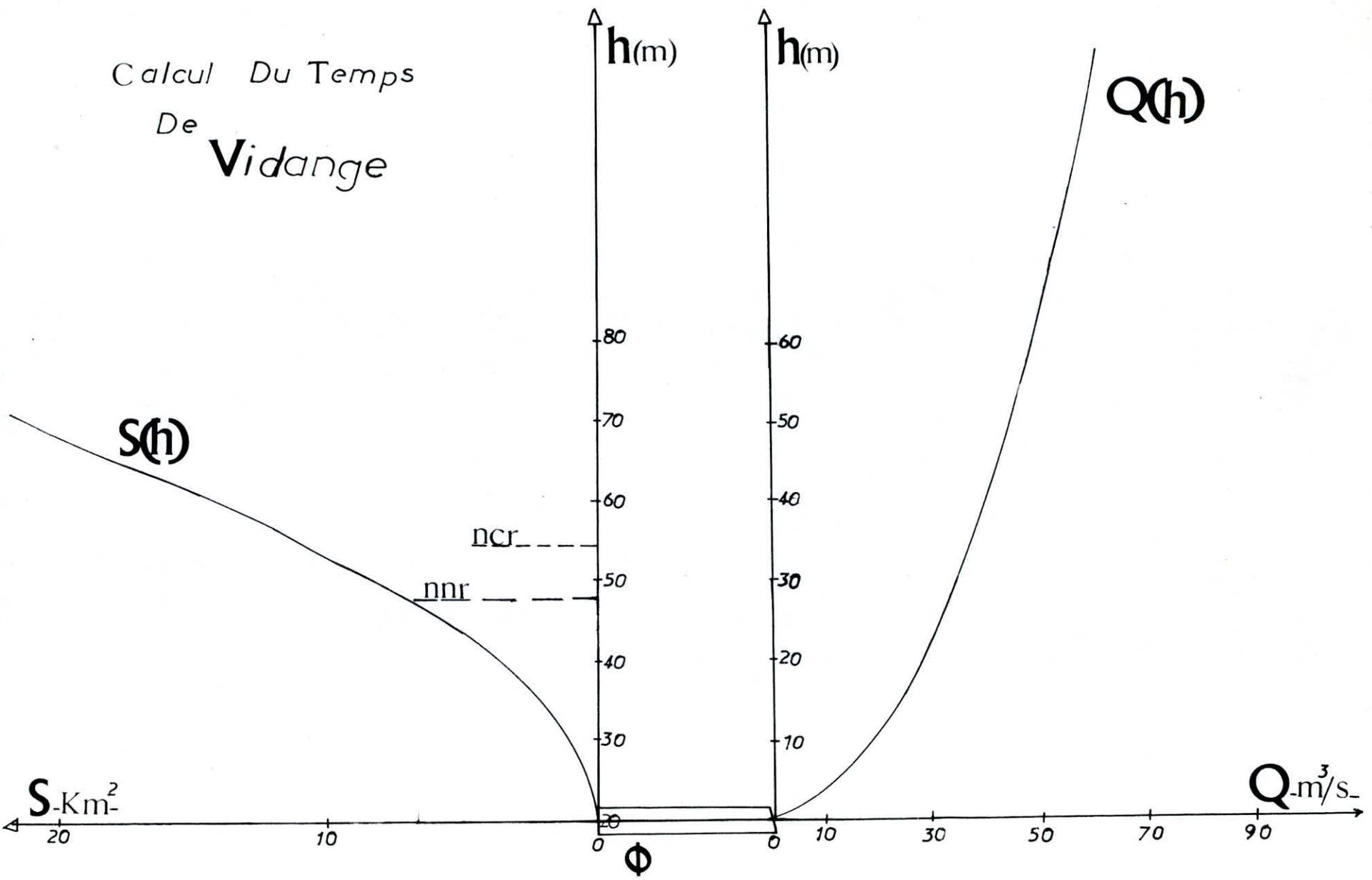


Tableau de calcul du temps de vidange :

Après une longue série de calcul nous avons adopté, pour la conduite de vidange, un diamètre de 1,5m, correspondant à un temps de vidange de la retenue de 19J.

Le débit de vidange est de $Q = 0,82 \text{ S} \sqrt{2g H}$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 1,766 \text{ m}^2$$

H = hauteur d'eau vidangée

Le tracé de la courbe $Q = f(H)$ est réalisé à partir du tableau de calcul suivant :

H (m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
Q (m ³ /s)	0	20,27	28,66	35,10	40,54	45,32	49,65	53,63	57,33	60,81

avec un pas de variation $\Delta h = 0,6 \text{ m}$

L'utilisation des courbes S (H) et Q (H) donne les résultats suivants : pour D = 1,5 m

$$t_i = 19\text{J.}$$

S_i (Km ²)	S_{i+1} (Km ²)	ΔV_i (10 ⁶) (m ³)	Q_i (m ³ /S)	$t_i \cdot 10^6$ (s)
7,2	7,0	3,96	33,05	0,120
7,0	6,6	4,06	33,00	0,123
6,6	6,2	3,83	32,50	0,118
6,2	6,0	3,65	31,50	0,116
6,0	5,6	3,47	31,03	0,112
5,6	5,4	3,28	31,00	0,106
5,4	5,0	3,12	30,00	0,104
5,0	4,6	2,88	30,00	0,096
4,6	4,4	2,69	29,00	0,093
4,4	4,2	2,55	29,00	0,088
4,2	3,8	2,38	29,00	0,082
3,8	3,4	2,15	28,00	0,077
3,4	3,2	1,96	28,00	0,070
3,2	3,0	1,83	27,00	0,068
3,0	2,8	1,72	26,5	0,065
2,8	2,6	1,61	26,0	0,062
2,6	2,4	1,48	25,5	0,058
2,4	2,2	1,37	25,0	0,055

Tableau de calcul du temps de vidange

Prise d'Eau

Les ouvrages de prise d'eau sont incorporés dans une tour vertical situé au pied amont du barrage.

Cette tour de prise est constitué principalement d'une chambre de commande (chambre des vannes), à laquelle l'on accède par une passerelle depuis la crête du barrage; et de trois prises d'eau pour l'irrigation à des niveaux différents de la tour, raccordé à une conduite commune.

Chaque prise est munie d'une vanne, précédée d'une grille.

Le débit prelevé par ces prises est véhiculée par une conduite qui empruntera la galerie de dérivation provisoire pour aboutir à l'ouvrage de sortie.

Le calcul hydraulique d'une tour de prise, consiste à dimensionné la conduite de prise pour les différentes ouvertures, en fonction d'un débit max véhiculé,

Ce dimensionnement nécessite une étude de régularisation bien détaillée que nous ne développerons pas ici.

Méthode de Calcul

Soit Q_b : débit destiné à l'irrigation dont l'écoulement dans la tour de prise est assimilé à un écoulement par ajutage de coefficient de débit m .

L'expression de ce débit est donnée par :

$$Q_b = m S \cdot \sqrt{2g H}$$

$$S = \frac{\pi}{4} D^2$$

D , étant le diamètre de la conduite de prise.

H : hauteur d'eau au dessus l'ouverture de l'ajutage.

$$m = 0,82$$

$$g = 9,81 \text{ m/S}^2$$

Le diamètre des conduites de prise est choisi de tel sorte que le nombre de fenêtré soit de 3 ou 4.

$$t_q : \frac{H_{ut}}{H} = 3 \text{ ou } 4$$

$$\text{Où } H_{ut} = N N R - N V M$$

H_{ut} : hauteur d'eau utile des la retenue.

H : hauteur d'eau au dessus l'ouverture.

On supposera qu'à chaque instant, il n'est possible de faire fonctionner qu'une seul vanne.

AN :

$$Q_b = m S \sqrt{2g H}$$

$$H = \left[\frac{Q}{m S \sqrt{2g}} \right]^2$$

$$Q_b = 1,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 0,82$$

$$D = 0,48 \text{ m}$$

$$H = \left[\frac{1,3}{0,82 \cdot \frac{\pi}{4} (0,48)^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right]^2$$

$$H = 3,92 \text{ m}$$

$$H_{ut} = 48 - 35,4$$

$$H_{ut} = 12,6 \text{ m}$$

$$\frac{H_{ut}}{H} = \frac{12,6}{3,92} = 3,2$$

CONCLUSION

La tour de prise sera munie de 3 fenêtres disposées à même distance ($H = 4\text{m}$), et situées respectivement aux côtés : 44,40,36 m
Le diamètre des conduites de prise est $D = 480 \text{ mm}$.

L'EVACUATEUR DE CRUES

1 - Rôle de l'évacuateur de crues :

L'évacuateur de crues sert à l'évacuation des eaux de crues superflues, le plus économiquement et le plus sûrement possible, pour éviter la submersion du barrage.

Le débit de crues qui transite à travers cet évacuateur ne correspond pas exactement à la crue qui arrive à l'amont de la retenue en raison de l'effet de laminage dû à la montée du plan d'eau, la détermination de ce débit a été calculé par laminage.

2 - Classements des Evacuateurs :

Le classement se fait suivant que l'évacuation se fait à l'air libre ou en puits, un autre critère de distinction est l'existence de parties mobiles (vannes).

2.1 - Evacuateur de surface :

Selon la forme du déversoir (cad l'ouvrage de tête) et comment se fait le deversement.

Les évacuateurs les plus utilisés se classent :

2-1-1 Evacuateur Latéral

2-1-2 Evacuateur Frontal

2-1-3 Evacuateur à Bec de Canard

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir dont le seuil se développe en général linéairement.

Ce seuil débite dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (déversoir latéral), perpendiculaire à celui-ci (déversoir frontal) ou parallèle, perpendiculaire délimité par 2 latéraux et un frontal (bec de canard).

Ce chenal à pente, amène l'eau du côté aval de la digue. L'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de côté entre le niveau et le lit de la rivière à l'aval.

Un dispositif de réception dont la fonction est de dissiper l'énergie cinétique résiduelle de l'eau, qui est pratiquement l'énergie due à la chute est installé à l'aval du coursier.

2.2- L'évacuateur en Puits :

Dans ce type d'évacuateur l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de grand diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive, cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puit ou d'une tour ou par un déversoir à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe. Il fonctionne comme déversoir de surface tant qu'il est dénoyé, lorsqu'il est noyé, il débite comme un orifice à veine moulée.

De ces 2 cas cités ci-dessus, l'évacuateur peut être commandé par les vannes ou il peut fonctionner automatiquement.

a) Commandés :

Il y a présence de régulateur entre le canal d'aménée et le chenal qui commence à fonctionner quand le niveau d'eau atteint le niveau max de retenue, ces vannes exigent une très grande surveillance.

b) Sans Vannes :

(Il n'existe pas de régulateur) tels évacuateurs commencent à faire passer les eaux de crues automatiquement lorsque les niveaux d'eau de la retenue surpasseront le niveau d'eau normal. Ce régime est assuré par un seuil disposé sur le canal d'aménée à la cote du niveau normal de retenue.

Remarque :

Le barrage projeté est un barrage en terre, sa submersion étant catastrophique, il n'est pas nécessaire d'utiliser des vannes.

3- Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend des paramètres suivants :

- Destination de l'aménagement du barrage
- Conditions topographiques et géologiques du site
- Type de barrage et valeur de la charge d'eau
- Questions économiques.

Pour choisir le meilleur type d'évacuateur il faut :

- Analyser ces variantes selon le fonctionnement de ces évacuateurs d'après les calculs statiques et hydrauliques effectués sur modèle réduit.

- Selon le prix de chaque type d'ouvrage examiné.

Généralement on cherche à placer l'évacuateur dans une zone dégagée où la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume de terrassements.

La mise au point de cet ouvrage, nécessite (reconnaissance sur le site, étude hydraulique sur modèle réduit, étude de variantes) mérite donc d'être particulièrement approfondie, afin d'obtenir la meilleure partie du point de vue de la sécurité et de l'économie.

Dans notre cas le choix du type est basé sur 3 critères :

- Topographie et Géologie
- Economie
- Type de Barrage

3.1 - Conditions d'Applications ou non de ces Types d'Evacuateurs:

3.1.1- Evacuateur Frontal :

Il est utilisé dans le cas où les conditions ci-dessous sont vérifiées .

- Faible pente de versant
- Bonne condition topographique pour pouvoir construire la partie d'entrée perpendiculaire au bord de l'eau.
- Si on est dans le cas de gros débit de crues et talus rapide sa construction sera difficile car on est obligé d'augmenter ses dimensions ou celles du barrage.

3.1.2- Evacuateur Latéral :

On l'utilise quand les conditions citées ci-dessous sont vérifiées.

- Forte pente de versant
- De grands débit de crues
- Bonnes conditions topographiques
- Faible hauteur de versé.

Ce type a pour principal avantage de permettre un seuil de versant de grand largeur, ce qui a pour effet d'augmenter la capacité de l'évacuateur et ainsi réduire la surelevation du plan d'eau dans le réservoir en période de crues.

3.1.3- Evacuateur en Puits :

Son avantage est l'absence d'ouvrages de raccordement de bief. Cet évacuateur est construit dans une des rives de la retenue, en cas de cols étroits avec des pentes raides, de sols rocheux et de grands débit de crues.

Il a l'avantage de pouvoir être combiné avec la dérivation provisoire et la vidange de fond. L'inconvénient de ce type d'évacuateur est l'existence du phénomène hydraulique suivant; au régime maximal.

L'eau est au même niveau dans le puit que dans le canal par contre à débit partiel, le niveau dans le puit est plus bas, et l'eau en chutant provoque des émulsions d'air qui sont entraînées vers le fond et peuvent atteindre le niveau de la galerie.

Or, il est absolument nécessaire d'empêcher les bulles d'air de pénétrer dans la galerie en charge qui est en général de faible pente.

En effet, les poches d'air diminueraient sa capacité de transport et entraîneraient des conséquences dommageables aux installations.

CONCLUSION

Pour des raisons topographiques et économiques, nous avons opté pour un évacuateur à bec de canard. L'intérêt principale de ce type d'évacuateur est la réduction du volume d'excavation (imposé par une deversée $b = 100$ m). Qui serait trop importante pour tout autre type.

Deversoir Frontal en Bec de Canard :

Il est nommé ainsi à cause de sa forme (voir schéma).

- Il s'agit d'une petite emprise permettant une bonne alimentation et un écoulement non perturbé.

- Le volume d'excavation diminue, d'où un volume de béton réduit.

Emplacement de l'Ouvrage :

Le déversoir choisi est du type bec de canard localisé dans l'appui de la rive gauche faute de trouver des formations assez compétentes en rive droite. Le deversoir, est suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau.

Profil du Deversoir :

Notre deversoir à un profil pratique pour éviter toute surpressions ou dépressions qui provoqueraient des cavitations, nous adopterons un profil pratique, suivant les coordonnées de CREAGER-OFITSEV définissant un taux d'écoulement défini par ce coefficient de débit ($m = 0,45$) pouvant assurer un écoulement évitant toute destruction du deversoir.

Le profil du parement aval selon CREAGER a été déterminé pour une charge ($H = 1$ m)

Pour tracer le profil qui correspond à la charge deversante $H=3,81$ m nous devons appliquer à l'écoulement considéré la loi de similitude de Reech-Froude, vu que dans l'écoulement à surface libre, les effets de pesanteur sont essentiels. D'où la nécessité de conserver impérativement le nombre de Froude. On néglige les autres contraintes car on ne peut les satisfaire en même temps.

La similitude de Reech Froude : $d = \frac{H_1}{H_2} = \frac{X_1}{X}$

$$d = \frac{H_1}{H_2} = \frac{Y_1}{Y}$$

(X_1, Y_1) : Coordonnées du profil de l'ouvrage pour une charge $H_1=1$ m

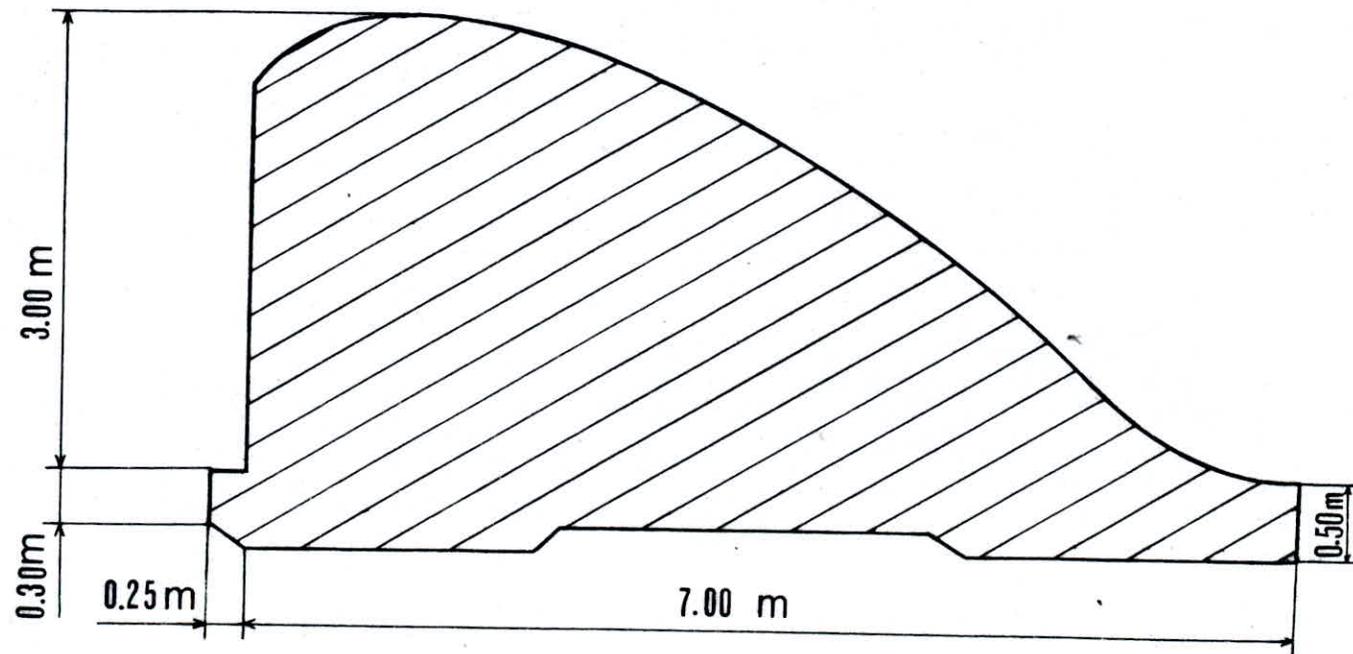
(X, Y) : Coordonnées du profil de l'ouvrage pour une charge

$H_d=3,81$ m

Tableau récapitulatif donnant
 les coordonnées du profil à charge $H = 1\text{ m}$ et
 à charge $H = 3,81\text{ m}$

PROFIL $H_1=1\text{m}$		PROFIL $H_d=3,81\text{m}$		PROFIL $H_1= 1\text{m}$		PROFIL $H_d= 3,81$	
X_1	Y_1	$X=X_1 H_d$	$Y=Y_1 H_d$	X_1	Y_1	X	Y
0.0	0.126	0	0.480	1.7	0.873	6.477	3.32
0.1	0.036	0.381	0.137	1.8	0.987		
0.2	0.007	0.762	0.026	1.9	1.108		
0.3	0.000	1.143	0	2.0	1.235		
0.4	0.006	1.524	0.023	2.1	1.369		
0.5	0.027	1.905	0.103	2.2	1.508		
0.6	0.060	2.286	0.228	2.3	1.653		
0.7	0.100	2.667	0.381	2.4	1.894		
0.8	0.146	3.048	0.556	2.5	1.960		
0.9	0.198	3.429	0.754	2.6	2.122		
1.0	0.256	3.81	0.975	2.7	2.289		
1.1	0.321	4.191	1.220	2.8	2.462		
1.2	0.394	4.572	1.50	2.9	2.640		
1.3	0.475	4.953	1.809	3.0	2.824		
1.4	0.564	5.334	2.148	3.1	3.013		
1.5	0.661	5.715	2.518	3.2	3.207		
1.6	0.764	6.096	2.910	3.3	3.405		

PROFIL DU DEVERSOIR (CREAGER - OFITSEROV)



5 - Calcul Hydraulique du Deversoir en Bec de Canard :

Largeur deversante : 100 m
Debit laminé : 1487,4 m³/S
Charge hydraulique : 3,81 m
Côte de la retenue normale : 48m

Le régime d'écoulement d'eau dans une tranchée issue d'un deversoir en bec de canard est très compliqué, néanmoins les profondeurs d'eau dans la tranchée peuvent être déterminée d'une manière approximative, mais acceptable pour le dimensionnement de la tranchée.

Le débit laminé se deverse par les 2 deversoirs latéraux et par un deversoir frontal de largeurs respectives L_1 , L_2 , b .

$$L = L_1 = L_2 = 45 \text{ m}$$
$$b = 10 \text{ m}$$

Le débit unitaire :

$$q = \frac{Q}{2L + b} \quad \text{m}^3/\text{S} \cdot \text{ml}$$

Q : débit laminé (m³/S)

L : longueur de chacun des deux deversoirs latéraux

b : longueur du deversoir frontal

On divise la tranchée en quelques sections et on calcul le débit passant par chacune d'elles en utilisant la formule suivante :

$$Q = 2 X_n q + Q_i \quad (\text{m}^3/\text{S})$$

X : distance du début de la tranchée à la section (n)

Q_i : débit qui passe par le deversoir frontal de largeur (b)

Admettant que la vitesse de l'eau dans la tranchée varie de 5 à 7 m/S.

On fixe les vitesses moyennes respectivement au début et à la fin de la tranchée.

$$V_i = 5 \text{ m/S}$$

$$V_{fin} = 6 \text{ m/S}$$

Les vitesses qui en découlent à chaque section se détermine d'après cette formule :

$$V_n = V_{in} + X_n \cdot a$$

$$a = \frac{V_{fin} - V_{in}}{L}$$

- On calcule l'aire de chaque section (qu'on suppose rectangulaire)

$$S_n = \frac{Q_n}{V_n}$$

- La largeur deversante de chaque section

$$b_n = b_{in} + \frac{2 X_n}{L} \left[\frac{b_f - b_{in}}{2} \right]$$

On a supposé un faible angle d'écartement.

- $b_f = b_{in} + 2L$

b_f : largeur deversante à la fin de la tranchée

b_{in} : largeur au début de la tranchée (deversoir frontal)

- La profondeur d'eau dans chaque section est :

$$h_n = \frac{S_n}{b}$$

- Calcul de pertes de charge entre les sections

$$H_n = J_n \cdot \Delta X_n$$

avec J_n : pente entre 2 sections, que l'on peut déterminer d'après la formule suivante :

$$J_n = \frac{V_n^2}{C_n^2 R}$$

Ayant les profondeurs d'eau et les pertes de charge on peut déterminer la ligne d'eau et par la suite le profil en long de la tranchée.

Du faite de la complexité de l'écoulement dans l'ouvrage de tête, il n'existe pas de méthode exacte pour déterminer le type d'écoulement qui crée.

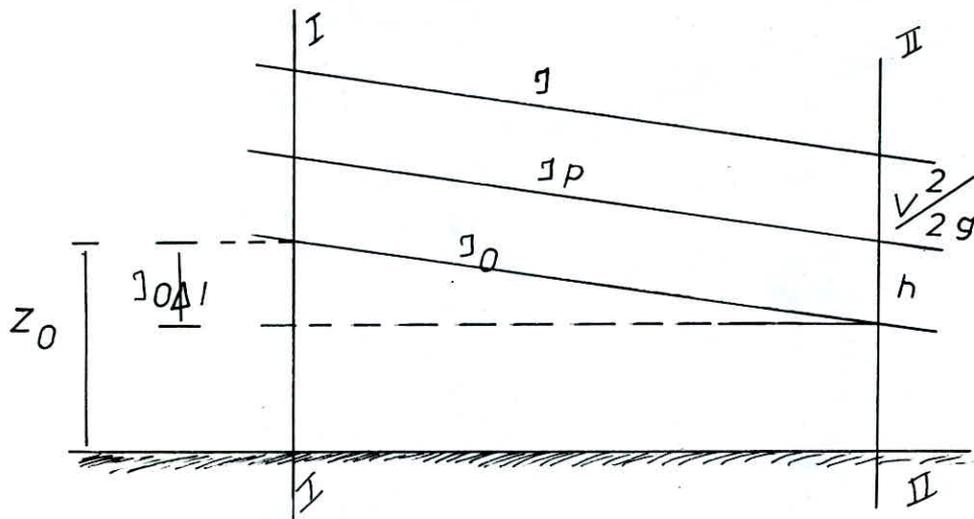
6 - Calcul Hydraulique du Chenal d'Écoulement :

Le deversoir en bec de canard est directement suivi d'un chenal d'écoulement convergent à section non prismatique (profondeur et section transversale variable) et à pente i .

L'écoulement, étant non uniforme (permanent varié) nous dimensionnons le convergent en le divisant en plusieurs sections, pour chacune desquelles l'écoulement peut être supposé non uniforme graduellement varié.

INTERPRETATION THEORIQUE :

- Réime Graduellement varié



en écrivant l'équation de BERNOUILLI entre les deux sections I et II :

$$J = -\frac{d}{dl} \left(\frac{v^2}{2g} + Z_0 - J_0 \Delta L + h \right)$$

tg :

ΔL : distance entre 2 sections consécutives (m)

Q : débit véhiculé (m³/S)

e : largeur du plan d'eau en (m)

g : accélération de la pesanteur (m/S²)

S : section mouillée (m²)

J_0 : pente géométrique du canal

J : gradient de perte de charge

h : différence de profondeurs d'eau dans les 2 sections

Z_0 : profondeur à $L=0$.

$J_0 \Delta L$: hauteur représentative du travail fournie par la pesanteur en appliquant l'équation de continuité.

Pour un écoulement permanent :

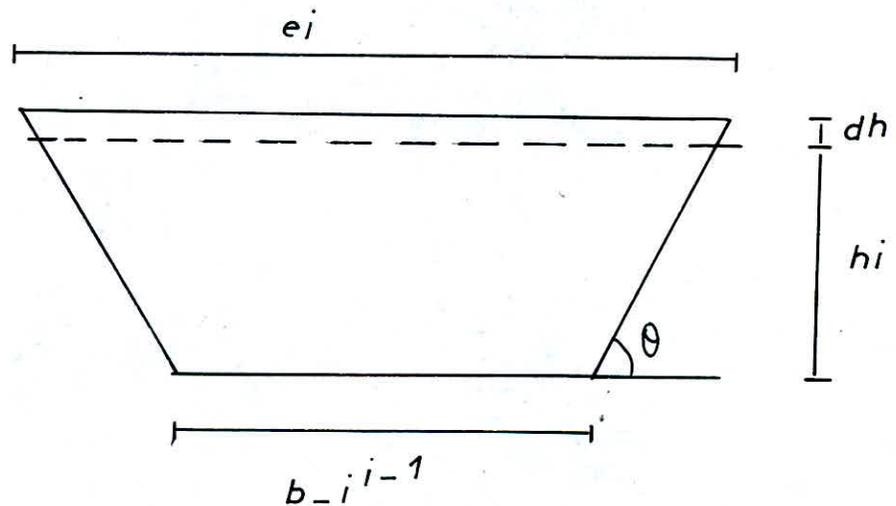
$$Q = V S = \text{cte}$$

$$= -\frac{V \cdot dV}{g \, dl} + j_0 = \frac{dh}{dl}$$

$$dS = e \, dh$$

e : est supposé constante pour des sections de calcul très faible.

SECTION TRANSVERSALE DU CANAL



$$dQ = 0 \quad Q = \text{cte}$$

$$d'où \quad \frac{dV}{dl} S + \frac{dS}{dl} \cdot V = 0$$

$$\frac{dV}{dl} = -\frac{dS}{dl} \cdot \frac{V}{S} = \frac{Qe}{dl} \frac{dh}{S^2}$$

$$= -\frac{V}{g} \left(-\frac{Q \cdot e \cdot dh}{dl \cdot S^2} \right) + j_0 = \frac{dh}{dl}$$

$$] - j_0 = \frac{Q^2 \cdot e \cdot dh}{g \cdot S^3 \cdot dl} - \frac{dh}{dl}$$

$$] - j_0 = \frac{dh}{dl} \left(\frac{Q^2 \cdot e}{g S^3} - 1 \right)$$

$$d'où : \frac{dl}{dh} = \frac{1 - \frac{Q^2 \cdot e}{g S^3}}{j_0 - j}$$

Cette dernière est la formule générale de PAVLOVSKI, qui donne la variation de la profondeur d'eau en fonction des distances

Formules de Calcul du Chenal :

Soit :

b_i : largeur en base du chenal dans un tronçon i (m)

b_i^{i-1} : largeur moyenne sur la tronçon considéré (m)

b_0 : largeur initiale (m)

b_n : largeur final (m)

L_n : longueur du chenal convergent (m)

h_i : hauteur d'eau dans le tronçon considéré.

θ : inclinaison des talus

$$b_i^{i-1} = b_0 + 2 \left(\frac{b_n - b_0}{2 L_n} \right) \left(L_i + \frac{\Delta L}{2} \right)$$

La section mouillée A_i serait :

$$A_i = \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \cdot \left[\left(b_i^{i-1} + m \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \right) \right]$$

Le périmètre mouillé P_i

$$P_i = b_i^{i-1} + 2 \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \sqrt{1 + I^2}$$

$$P_i = b_i^{i-1} + \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) X$$

$X = 2 \sqrt{1 + I^2}$: Paramètre des talus du chenal

$I = \text{Cotg } \theta$, pente des talus

Le coefficient de frottement est donnée par la formule de NIKURADZE, en admettant que le régime est turbulent rugueux.

$$f = \left(1,14 + 0,86 L_n \frac{\xi}{D_h} \right)^{-2}$$

ξ : Coefficient de rugosité

$D_h = \frac{4 A_i}{P_i}$: diamètre hydraulique.

Le gradient de perte est donné par la formule de DARCY WEISBACH

$$J = \frac{f_r Q^2}{Dh \cdot A^2 \cdot 2g}$$

Nous avons utilisé la formule générale de PAVLOVSKY pour donner le profil de l'écoulement dans le chenal convergent, pour chaque section i considéré très faible de telle manière que la largeur du chenal soit constante pour chaque tronçon d'étude considéré.

Pour cette étude, nous avons utilisé un programme de calcul de courbe de remous à partir des formules de base précédente, établi par Mr. LAPRAY.

Les données de base introduites sont :

ν	$= 10^{-6}$	ST0.00
ϵ	$= 10^{-3}$	ST0.02
L_0	$= 0$	ST0.06
b_0	$= 37\text{m}$	ST0.18
τ	$= 10^{-6}$	ST0.05
Q	$= 1487,4 \text{ m}^3/\text{S}$	ST0.01
i	$= 0.0005$	ST0.03
h_0	$= 2.863\text{m}$	ST0.08
L_n	$= 50 \text{ m}$	ST0.20
b_n	$= 25 \text{ m}$	ST0.16
ΔL	$= 5 \text{ m}$	ST0.15

PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG

DE LA SURFACE LIBRE EN CANAL TRAPEZOÏDAL

L'INEAIREMENT CONVERGENT - Sur TI.59.

$$\begin{aligned} \text{LRN } 2^{\text{nd}} \text{ LBLA } \text{RCLO5} X^2 + 1 = \text{STO09 } \text{RCLO8} + \text{RCL17} \div 2 = \text{STO07 } \text{R/S} \\ 025 \text{ } 2^{\text{nd}} \text{ LBLB } \text{RCL15} \text{STO14} \div 2 + \text{RCLO6} = \div \text{RCL20} X (\text{RCL16} - \text{RCL18}) + \text{RCL18} = \\ \text{STO04} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 054 \text{ } X \text{RCLO7} + \text{RCLO5} X \text{RCLO7} X^2 = \text{STO10} X^4 \div \text{RCLO4} + \text{RCLO9} X \text{RCLO7} = \\ \text{STO11} \end{aligned}$$

$$083 \text{ } 1/X X \text{RCLO2} = \text{STO29} \text{Ln} X X .86 - 1.14 = X^2 1/X \text{STO121} - \text{RCLO1} X^2 X$$

$$\begin{aligned} (\text{RCLO4} + 2 \times \text{RCLO5} X \text{RCLO7}) \div 9.8 \div \text{RCL10} Y^3 = \text{STO13} \div (\text{RCLO3} - \text{RCL12} X (\\ 119 X (\text{RCLO1} \div \text{RCL10}) X^2 \div \text{RCL11} \div 19.6) X \text{RCL17} = \text{STO15} - \text{RCL14} = \\ 2^{\text{nd}} |X| 2^{\text{nd}} X \geq \dagger \text{BRCL15} 2^{\text{nd}} |X| \text{SUMO6 } \text{RCL17} \text{SUM} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 181 \text{ } 08 \text{RCLO8} + \text{RCL17} \div 2 = \text{STO07 } \text{RCLO1} \div \text{RCL10} X \text{RCL11} \div \text{RCLOO} \\ = \text{STO19 } \text{RCLO6 } \text{R/S} * \end{aligned}$$

ALLURE DE LA PROFONDEUR CRITIQUE HYPOTHETIQUE

$$209 \text{ } 2^{\text{nd}} \text{LBL } \text{CRCLO4} + 2 \times \text{RCLO5} X \text{RCL27} = \text{STO31} \text{RCLO4} + \text{RCLO5} X$$

$$\text{RCL27} = X \text{RCL27} = \text{RST30} 1/X Y^3 X \text{RCL31} X \text{RCLO1} X^2 \div 98 =$$

$$233 \text{ } \text{STO28} Y^3 X \text{RCL27} = \text{STO27 } \text{RCL28} 31 =$$

$$259 \text{ } 2^{\text{nd}} |X| 2^{\text{nd}} X \geq \dagger \text{CRCLO9} X \text{RCL27} + \text{RCLO4} = \text{STO26} 1/X X \text{RCL30} X^4 =$$

$$281 \text{ } \text{STO23} 1/X X \text{RCLO2} = \text{STO21} \text{Ln} X X .86 - 1.14 = X^2 1/X$$

$$\begin{aligned} \text{STO24} - \text{RCL23} X \text{RCLO1} X^2 \div \text{RCL30} X^2 \div 19.6 = \text{STO22} + \text{RCLO3} = 1/X \text{STO25} \\ \text{RCL27 } \text{R/S}. \end{aligned}$$

TABLEAU DE CALCUL : COURBE DE REMOUS (du Chenal)

L = 50 m

L_i (m)	h_i (m)	b_i (m)	K_i	L_i (m)	h_i (m)	b_i (m)	K_i	L_i (m)	h_i (m)	b_i (m)	K_i	L_i (m)	h_i (m)	b_i (m)	K_i	L_i (m)	h_i (m)
5.086	2.850	30.4	5.542	17.757	2.826	32.236	6.009	24.151	2.830	30.726	6.204	32.310	2.846	28.767	6.483	40.424	2.8
10.187	2.84	35.179	5.669	18.111	2.826	32.138	6.021	24.662	2.831	30.604	6.221	32.818	2.847	28.646	6.501	40.930	2.8
10.698	2.839	33.955	5.805	18.422	2.825	32.052	6.032	25.173	2.832	30.48	6.238	33.327	2.848	28.523	6.520	41.435	2.8
11.209	2.838	33.832	5.819	18.729	2.825	31.978	6.041	25.683	2.833	30.358	6.254	33.835	2.849	28.401	6.539	41.940	2.8
11.720	2.837	33.709	5.833	19.036	2.824	31.905	6.051	26.194	2.834	30.236	6.271	34.343	2.850	28.279	6.557	42.445	2.8
12.231	2.836	33.58	5.847	19.292	2.823	31.831	6.060	26.704	2.835	30.113	6.288	34.851	2.851	28.157	6.576	42.95	2.8
12.743	2.835	33.464	5.861	19.548	2.823	31.77	6.068	27.215	2.836	29.991	6.306	35.359	2.852	28.035	6.595	43.455	2.8
13.254	2.834	33.341	5.875	19.804	2.823	31.708	6.076	27.725	2.837	29.868	6.323	35.86	2.85	27.914	6.614	43.959	2.8
13.765	2.833	33.218	5.890	20.06	2.822	31.647	6.084	28.235	2.838	29.746	6.340	36.373	2.854	27.792	6.634	44.967	2.8
14.277	2.832	33.096	5.904	20.571	2.823	31.585	6.0916	28.745	2.839	29.623	6.357	36.880	2.855	27.670	6.653	45.974	2.8
14.789	2.831	32.973	5.919	21.083	2.824	31.463	6.107	29.255	2.840	29.501	6.375	37.387	2.856	27.548	6.673	46.98	2.8
15.300	2.830	32.850	5.9342	21.594	2.825	31.340	6.123	29.764	2.841	29.38	6.393	37.894	2.855	27.427	6.692	47.985	2.8
15.812	2.829	32.727	5.949	22.106	2.826	31.217	6.139	30.274	2.842	29.256	6.411	38.40	2.854	27.305	6.712	48.989	2.8
16.324	2.828	32.605	5.964	22.617	2.827	31.094	6.155	30.783	2.843	29.134	6.428	38.906	2.853	27.183	6.732	49.99	2.8
16.835	2.827	32.482	5.979	23.129	2.828	30.971	6.172	31.292	2.844	29.012	6.446	39.412	2.852	27.062	6.753		
17.347	2.826	32.359	5.994	23.640	2.829	30.849	6.188	31.801	2.845	28.89	6.465	39.92	2.851	26.940	6.773		

h_{icr} : profondeur d'eau critique.

Pour un canal rectangulaire $h_{icr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$

$\alpha = 1$

$Q = 1487,4 \text{ m}^3/\text{S}$

Détermination du type d'écoulement

Dans le chenal convergent :

D'après les résultats de calcul de remous, obtenu l'écoulement peut être considéré comme étant torrentiel le long d'un tronçon $L_1 = 20,06\text{m}$.

La profondeur normale correspondante $h_0 = 7,2\text{m}$

Au delà et jusqu'à l'aval du chenal, l'écoulement serait fluvial.

7 - Predimensionnement du COURSIER :

Le coursier fait directement suite au chenal convergent.

Le coursier de section rectangulaire, sera étudié en deux étapes:

$L_1 = 65 \text{ m}$ pour une pente $i = 0,49$

$L_2 = 45 \text{ m}$ pour une pente $i = 0,07$

Pour le calcul de la courbe de remous nous avons utilisé la méthode de PAVLOVSKY pour un canal à section prismatique.

Le canal projeté possède un certain rayon de courbure (canal non rectiligne), pour en tenir compte, nous avons appliqué la méthode citée ci-dessus pour des tronçons (L_i) très faibles.

Donnée de calcul :

1er tronçon :
 $b = 25 \text{ m}$
 $m = 0$ (section rectangulaire)
 $Q = 1487,4 \text{ m}^3/\text{S}$
 $i = 0,49$
 $L = 65 \text{ m}$

2ème tronçon :

$b = 25 \text{ m}$
 $Q = 1487,4 \text{ m}^3/\text{S}$
 $Q = 1487,4 \text{ m}^3/\text{S}$
 $i = 0,07$
 $L = 45 \text{ m}$

Calcul De Remous Canal Trapezoidal Et Rectangulaire

```

5 CLEAR
10 DIM H(2),K(2),E(2),J(2)
20 INPUT "B=",B,"M=",M,"N=",N,"Q=",Q,"I=",I
30 SET F2
40 K(0)=Q/SQR(I) :PRINT "K(0)=";K(0)
50 FOR Z=1 TO 2 :PRINT "H(;Z,")="; :INPUT H(Z)
60 A = B*H(Z)+M *H(Z)^2 :PRINT "A=";A
70 R=B+2*H(Z) *SQR(1+M^2) :PRINT "P=";P
80 R=A/P :PRINT "R=";R
100 Y=2.5 *SQR(N)-0.13-0.75 *SQR(R) * (SQR(N)-0.1) :PRINT "Y=";Y
110 C=R+Y/N :PRINT "C=";C
120 K(Z)=A*C*SQR(R):PRINT "K(;Z;)=";K(Z)
130 E(Z)=K(Z)/K(0) : PRINT " E (;Z;)="; E(Z)
140 X = B+2*M*H(Z):PRINT " B=";X
150 J(Z)=C^2*X *I / (9.81+P) : PRINT " J(;Z;)=";J(Z)
160 NEXT Z
170 F = (J(1) - J(2))/2 : PRINT " Jm=";F
180 A = ( H(2) - H(1) ) / (E(2) - E(1)) :PRINT " A="; A
190 U = Ln ((1+E(2)) * (1 - E(1))) / ((1 - E(2)) * (1 +E(1)))
200 L = (E(2) - E(1) - (1 - F)/2 * U) * A / I PRINT " L="; L
210 PRINT AUTRE CALCUL
220 GOTO 50

```

1er Tronçon $i = 0,49$

$h_0 = 1,2006$

$Q = 1487,4 \text{ m}^3/\text{s}$

h_i .m.	L_i .m.	h_i .m.	L_i .m.	h_i .m.	L_i .m.
2.837		2.29	2.00	2.049	1.02
2.80		2.27	1.30	2.035	1.45
2.75	1.23	2.25	1.43	2.020	1.60
2.70	1.75	2.23	1.48	2.004	1.76
2.65	1.86	2.21	1.53	1.988	1.81
2.62	1.98	2.19	1.18	1.975	1.51
2.59	1.25	2.18	1.21	1.960	1.80
2.56	1.30	2.16	1.24	1.945	1.85
2.53	1.36	2.15	1.27	1.930	1.910
2.50	1.41	2.13	1.30	1.920	1.300
2.47	1.47	2.12	1.16	1.910	1.330
2.44	1.53	2.11	1.09	1.900	1.360
2.41	1.60	2.095	1.40	1.890	1.300
2.38	1.67	2.082	1.24		
2.35	1.75	2.070	1.17		
2.32	1.83	2.059	1.10		

2eme Tronçon :

$b = 25 \text{ m}$
 $L = 45 \text{ m}$
 $i = 0,07$
 $h_0 = 2,226 \text{ m}$
 $K_0 = 5621,84$

h_i (m)	L_i (m)	h_i (m)	L_i (m)	h_i (m)	L_i (m)
1.8906	1.58	1.907	1.18	1.923	1.24
1.892	1.13	1.908	1.18	1.924	1.24
1.893	1.14	1.909	1.19	1.925	1.24
1.894	1.14	1.910	1.19	1.926	1.24
1.895	1.14	1.911	1.19	1.927	1.25
1.896	1.15	1.912	1.20	1.928	1.25
1.897	1.15	1.913	1.20	1.929	1.26
1.898	1.15	1.914	1.20	1.930	
1.899	1.16	1.915	1.20		
1.9	1.16	1.916	1.21		
1.901	1.16	1.917	1.21		
1.902	1.16	1.918	1.22		
1.903	1.17	1.919	1.22		
1.904	1.17	1.920	1.22		
1.905	1.17	1.921	1.23		
1.906		1.922			

Revêtement de l'ouvrage évacuateur

Afin de protéger le chenal et le coursier des grandes vitesses de l'eau, le long de l'écoulement nous avons prévu un revêtement de ces ouvrages avec un béton spécial que l'on considère comme étant un béton strictement contrôlé. dont les caractéristiques seraient :

Dosage (en ciment)	= 350 Kg / m ³
Compression simple	= 81 bars = 82,5 Kgf/cm ²
Flexion simple ou flexion	= 162 bars = 165 Kgf/cm ²
Composée avec traction	
Contrainte normale admissible	= 7.0 bars = 7.1kgf/cm ²

Revanche sur les murs BAJOYERS:

Nous avons prévu une revanche, sur les murs Bajoyer le long de l'ouvrage évacuateur "c.a.d du chenal convergent, et du coursier rectangulaire".

Nous déterminons cette revanche selon la formule donnée par USBR (United States Bureau Of Reclamation) dans "SMALL DAMS"

$$R = 0,6 + 0,005 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h}$$

Avec :

V : vitesse dans la section considérée (m/S)

$$V = \frac{Q}{S}$$

S : section considéré = b.h (m²)

h : profondeur d'eau (m)

b : largeur du canal (m)

R : revanche (m)

La hauteur du mur : H = R + h

Nous déterminons cette revanche pour certains points caractéristiques du chenal et du coursier, et notamment au point de changement de section :

Tableau de Calcul :

h (m)	b (m)	S = bh (m ²)	V (m/S)	R (m)	H = R + h (m)
2.863	37	105.931	14.041	0.699	3.562
2.837	25	70.925	20.971	0.748	3.585
1.890	25	47.250	31.479	0.794	2.684
1.930	25	48.250	30.827	0.792	2.722

Dissipation de l'énergie Cinétique

=====

Le coursier se termine par un bassin de dissipation d'une longueur de 60 m doté des fils de dents de Redbrock espacées de 10 m, dimensionnés et placés de telles façons à provoquer une très grande dissipation d'énergie, afin d'atténuer le régime torrentiel et de le transformer en régime fluvial à l'aval.

() R G A N I S A T I O N

() E () H A N T I E R

Introduction :

Un barrage aura une durée de vie longue, si le choix du site, et sa conception, sont bien adaptés, ce choix ne suffit pas à garantir sa sécurité, et sa qualité, le soin apporté avant et après son exécution et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de sa conception. Il est donc important de s'assurer que le chantier possède tous les moyens nécessaires mains d'oeuvres expérimentés et matériels spécialisés. Pour cela une organisation de chantier est nécessaire.

1 - Connaissance des Lieux :

L'entrepreneur ou un représentant qualifié est censé avoir une parfaite connaissance des lieux et des sujétions d'executions résultants des conditions du site.

2 - Documentation sur les Conditions de Réalisation des Travaux :

L'entrepreneur est censé après avoir examiné le site, les carrières la nature du sol, les relevés de sondages, les puits, les tranchées de reconnaissance, les résultats d'essais, les conditions de travail, les conditions climatiques, les débits des rivières et le niveau des nappes, avoir une connaissance détaillée de la situation des ouvrages, des ressources en matériaux, des moyens d'accès, des moyens d'alimentation en électricité et en eau ainsi que de tous autres moyens, ceux-ci doit lui permettre de prendre des dispositions pour se documenter de manière complète sur toutes les sujétions qui sont susceptibles d'influencer les conditions d'execution et les prix de revient des ouvrages, et ainsi prendre toutes les mesures voulues pour assurer à son personnel des conditions de travail le maximum de sécurité.

3 - Execution des Travaux :

Avant de passer à l'execution des ouvrages, il faut que les plans des travaux à réaliser soient considérés bon pour cette execution. Avant l'ouverture du chantier, l'entrepreneur et le géomètre sont tenus de reconnaître les repères généraux de l'implantation des ouvrages.

- Préparation du terrain : cela consiste à faire

- Piste d'accès
- Moyens d'accès de franchissement
- Batardeau et canalisation des eaux
- Dispositif de sécurité.

- La dérivation des eaux :

Les eaux de l'Oued doivent être dérivées afin de pouvoir réaliser la construction de l'ouvrage. La protection des travaux contre la crue de chantier est assurée par un batardeau amont.

- Les fouilles, tranchée d'encrage :

Les fouilles comprennent le décapage du lit du ruisseau et le creusement de la clé d'encrage et d'étanchéité.

- Remblai en terre compactée

Les scrapers et Motorscrapers ne s'accommodent pas à n'importe quelle terre, pour que le chargement se fasse dans de bonnes conditions, il faut que cette terre, ne contiennent pas de gros éléments, ce qui n'est pas toujours possible pour les barrages en terre. Car les engins utilisés sont seuls à assurer le répandage de leurs charges en mince couche uniformes susceptibles d'être compactées sans autre préparation. Le compactage des terres peut être réalisés à l'aide des dameurs mécaniques, d'équipements de transport, de rouleaux à pneus avec dispositif vibrants ou le plus souvent, de rouleaux à pied de mouton.

* Dameurs mécaniques :

Ils sont d'un maniement très faciles et l'efficacité le compactage dépend de :

- La nature des terres
- La teneur en eau des terres
- L'épaisseur des terres

* Equipement de transport :

Les engins de transport utilisés pour les barrages en terres donnent des pressions unitaires des pneus relativement élevés. Mais l'action de cet équipement diffère de celui de pied à Mouton qui permet un réarrangement intime des particules solides, donc l'équipement de transport permet plus un effet de tassement qu'un effet de compactage. Toutefois, ce phénomène est compliqué par des vibrations qui accroissent l'importance du tassement et produisent même un certain degré de compactage dans le cas de terres sans cohésion, en particulier pour les fortes teneur en eau. Cette méthode ne donne donc de résultats satisfaisants, que s'il s'agit de sables et graviers, dans tout autre cas les couches compactées de cette façon révèlent une croûte de forte densité recouvrant une zone de faible densité.

* Rouleaux à pneus, rouleaux à pneus avec dispositif vibrant :

Les rouleaux à pneus sont des remorques qui possèdent un grand nombre de roues, le nombre de passage varie de quatre à douze sur des couches d'épaisseur comprise entre 15 et 50 Cm.

Les rouleaux à pneus, employés sur des terres trop argileuses peuvent provoquer, comme l'équipement de transport citez plus haut, la formation d'une croûte de forte densité à la surface de chaque couche, mais l'emploi de plus en plus fréquent de terres contenant beaucoup de cailloux est un élément en faveur des rouleaux à pneus.

* Rouleaux à pneus avec dispositif vibrant

L'action vibratoire due à une masse excentrée entraînée par un moteur qui lui communique des vibrations, à un effet important de tassement sur les sables et graviers si elle est bien transmise au sol, mais reste sans effet sensible sur les argiles et les terres dont la cohésion n'est pas négligeable. Le tassement est max pour une fréquence de vibrations comprises entre la moitié et une fois et demie la fréquence propre du sol, qui est généralement comprise entre 20 et 35 cycles/secondes. Ce type ne semble pas avoir donné d'excellents résultats. La transmission des vibrations au sol est certainement la raison.

* Rouleaux à pied de Mouton :

Il est constitué d'un cylindre de capacité importante, permettant de faire varier ou de tarer les pressions de compactage par remplissage avec différents matériaux.

Les pieds de rouleaux sont de différents types à base petite et élargie lorsque la base petite agit sur les terres sableuses elle donnent de bons résultats, mais ne compacte pas la partie supérieure argileuse.

Au contraire, les pieds à base élargie sont excellents pour des terres fines.

La densité de la terre compactée croit avec le nombre de passage de rouleau jusqu'à une certaine valeur au delà de laquelle elle reste constante quelque soit le nombre de passage supplémentaires.

Le nombre de passage nécessaires pour obtenir une densité déterminé est fonction :

- Natures des terres
- Teneur en eau
- Types de rouleaux utilisés

Les couches de terre compactées par rouleaux lisses ou par camions présentent, une surface sans rugosité et de ce fait sont mal liées entre-elles, le plan de contact entre chaque couche et alors un plan d'infiltration privilégié et la résistance au cisaillement y est plus faible. Afin de supprimer cette stratification il est nécessaire que les différentes couches soient à des teneurs en eau très voisines et que la surface en soit rugueuse.

* La Préparation des fondations :

Certaines conditions naturelles citées ci-dessous rendent la réalisation de la liaison roche - terre, dure :

- Présence d'eau libre sous forme de surface
- Contact lisse entre rocher et terre
- Retrait de la terre au contact du rocher dû à l'absorption de l'humidité de la terre par certains rochers poreux.

Il est possible de minimiser ces effets par :

- Nettoyer le rocher, s'il est trop lisse ou augmenter sa rugosité à l'aide de marteaux pneumatiques.
- Si le rocher s'altère à l'air, il sera recouvert immédiatement par le remblai ou bien si cela est impossible, par une émulsion de bitume, dans certains cas il suffit de le maintenir humide.
- Dans le cas général, on arrosera le rocher, en prenant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise du remblai.

* Cas de fondation terreuse :

Les fondations seront escavées jusqu'à ce qu'on obtienne une terre suffisamment tassée et densée si cela n'entraîne pas des déblais excessifs, si non le profil du barrage sera élargi en conséquence afin de diminuer les charges unitaires.

* Filtres :

Les filtres sont constitués par une ou plusieurs couches de sables ou de gravier, de granulométrie bien déterminée, ils sont obtenus par triage ou par cassage selon les disponibilités du site.

Ces matériaux sont transportés dans des camions ou bennes et déversés en couches minces, chacune de ces couches est compactée au moyen de dameurs mécaniques, la teneur en eau doit être suffisante ($3 + 10\%$).

Lorsque les filtres sont disposés le long de talus très inclinés des coffrages en tôle sont remontés au fur et à mesure de l'avancement du remblai.

Les contrôles sont extrêmement important, toutes les études faites sur les terres pour la confection du barrage doivent joués un rôle important pour sa durabilité.

- Les principaux contrôles appliqués sur chantier sont :

- Mesure des caractéristiques de compactage
- Contrôle rapide de la teneur en eau
- Contrôle rapide de l'efficacité du compactage
- Mesure des pressions hydrostatiques interne
- Mesure des déformations du remblai
- Mesure des déformations en surface
- Contrôle de l'étanchéité et détermination du tassement.

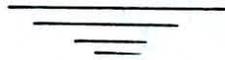
- Les appareils de mesures placés dans les barrages :

Ces appareils permettent de suivre le comportement de l'ouvrage pendant sa construction et au cours des années qui suivent.

2 grandeurs essentielles sont ainsi mesurés :

- Pression hydrostatique interne
- La déformation du remblai.

XIV Estimation du coût de l'aménagement



ESTIMATION DE L'AMENAGEMENT

DESCRIPTION	PRIX UNITAIRE (DA)	UNITES	VOLUME (m3)	PRIX TOTAL (DA)
Escavation de la roche (Gneïss)	300	m3	61854.0	1.85.10 ⁷
Escavation du terrain meuble (Alluvion)	30	m3	180788.4	5.42.10 ⁶
Remblai (noyau d'argile)	40	m3	296626.8	1.18.10 ⁷
Remblai (recharge en Alluvions)	40	m3	476421.6	1.90.10 ⁷
Remblai Filtres de sable de l'Oued	160	m3	44847.6	7.17.10 ⁶
Prisme de drainage (enrochement)	160	m3	9939.6	1.59.10 ⁶
Matériaux de Protection (enrochement)	160	m3	25389.8	4.062.10 ⁶
Tunnel d'injection	1200	m	267.16	3.205.10 ⁵
Exavation en tunnel	1500	m3	839.3078	1.25.10 ⁶
Canal de dérivation	30	m3	6531.2	1.95.10 ⁵
Aléas	20% du coût total	/	/	13.861.10 ⁶
Prise d'eau	15% du coût total	/	/	10.396.10 ⁶
Evacuateur de Crues	30% du coût total	/	/	20.792.10 ⁶
Coût Total				1.14.10 ⁸

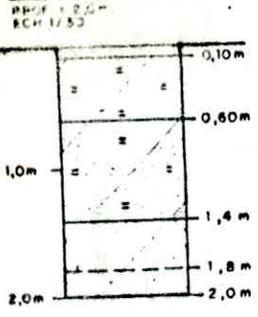
C O N C L U S I O N
oOo-----oOo

Il est utile de noter que l'élaboration d'une telle étude nécessite des connaissances bien approfondies dans tous les domaines qui touchent à l'hydraulique. De plus, la disponibilité des données aurait rendu l'étude beaucoup plus simple et les résultats obtenus bien plus fiables, notamment l'étude hydrologique. Toutefois, nous espérons que cette présente étude, fruit de toute une formation, soit d'un grand apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

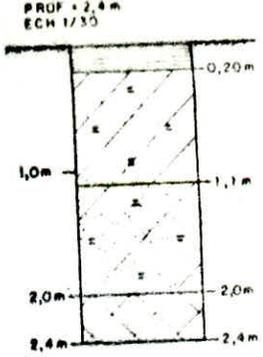
- Hydrologie de l'ingénieur
Réménieras " Eyrolls "
- Hydrologie
Dubreuil " Eyrolls "
- Hydrologie
M.A.Roche
- Elément de géologie
" collection U "
- Barrages de vallées
H.Press " Dunod "
- Barrages -Réservoirs tome I
H.Varlet " Eyrolls "
- Aménagement rural
" Ministère de l'hydraulique et des forets (France)
- Barrages en matériaux locaux
E.Belokonev " Ministère de l'Hydraulique "
- Barrage en terre
Postland
- Houille blanche
- Mécanique des sols
Sanglerat
- Hydraulique
Kremenetski " éditions Mir.Moscou "
- Hydraulique générale
Carlier
- Hydraulique souterraine
Shneibelli
- Calcul et construction de Barrages Tome II
J.Estienne " Ec.Polytechnique de Toulouse "

TRANCHÉE TR-1



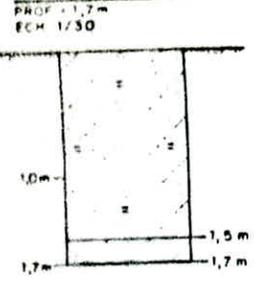
COUCHE VÉGÉTALE
 SABLE ARGILE LIMONEUX, MARRON ROUGEÂTRE,
 QUELQUE GRAVIER
 SABLE ARGILE LIMONEUX, MARRON JAUNÂTRE,
 QUELQUE GRAVIER
 SOL RÉSIDUEL SABLEUX
 ROCHE TRÈS ALTERÉE

TRANCHÉE TR-2



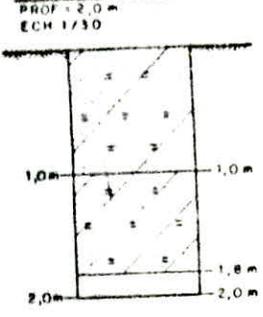
COUCHE VÉGÉTALE
 ARGILE SABLE LIMON
 QUELQUE GRAVIER
 SABLE ARGILE LIMON
 DE SOL RÉSIDUEL
 ROCHE TRÈS ALTER

TRANCHÉE TR-4



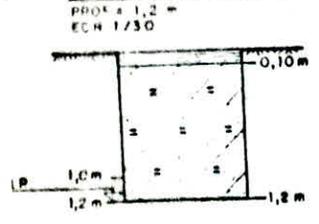
ARGILE SABLE LIMONEUSE, JAUNÂTRE,
 TRACES DE SOL RÉSIDUEL
 GRÈS TRÈS ALTERÉE, JAUNÂTRE

TRANCHÉE TR-5



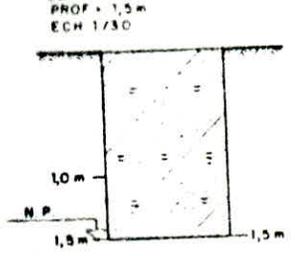
SABLE LIMON ARGILE
 QUELQUE GRAVIER
 ARGILE LIMON SABLE
 QUELQUE GRAVIER
 SABLE MOYEN, BF

TRANCHÉE TR-7



COUCHE VÉGÉTALE
 ARGILE LIMON SABLEUSE, BRUNE

TRANCHÉE TR-8



SABLE LIMON AR

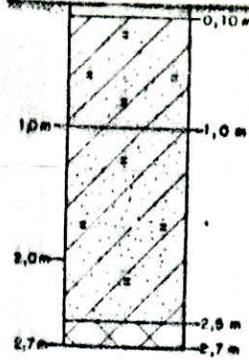
TRANCHÉE TR-3

PROF. = 2,7 m
ECH. 1/30

EUSE, MARRON ROUGEÂTRE,

UX BRUNÂTRE, TRACES

ÉE



COUCHE VÉGÉTALE

ARGILE SABLE LIMONEUSE, MARRON, QUELQUE GRAVIER

ARGILE SABLE LIMONEUSE, ROUGEÂTRE, QUELQUE GRAVIER, TRACES DE SOL RÉSIDUEL

SOL RÉSIDUEL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

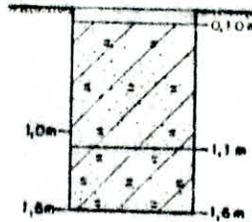
TRANCHÉE TR-6

PROF. = 1,6 m
ECH. 1/30

UX, JAUNE BRUNÂTRE,

SE, JAUNE BRUNÂTRE,

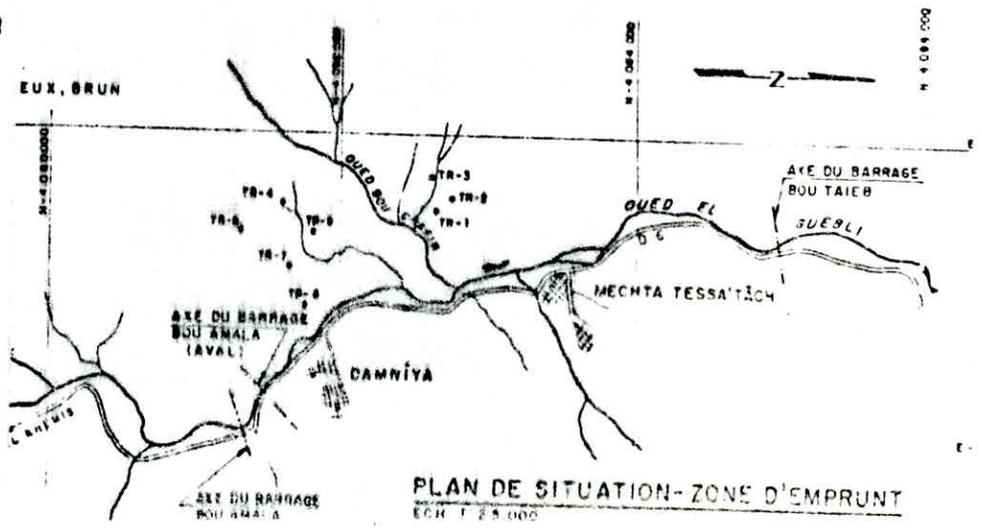
JH



COUCHE VÉGÉTALE

ARGILE LIMON SABLEUSE, BRUNE FONCÉ, QUELQUE GRAVIER

ARGILE LIMON SABLEUSE, GRISE VERDÂTRE, QUELQUE GRAVIER



PLAN DE SITUATION-ZONE D'EMPRUNT
ECH. 1/25 000



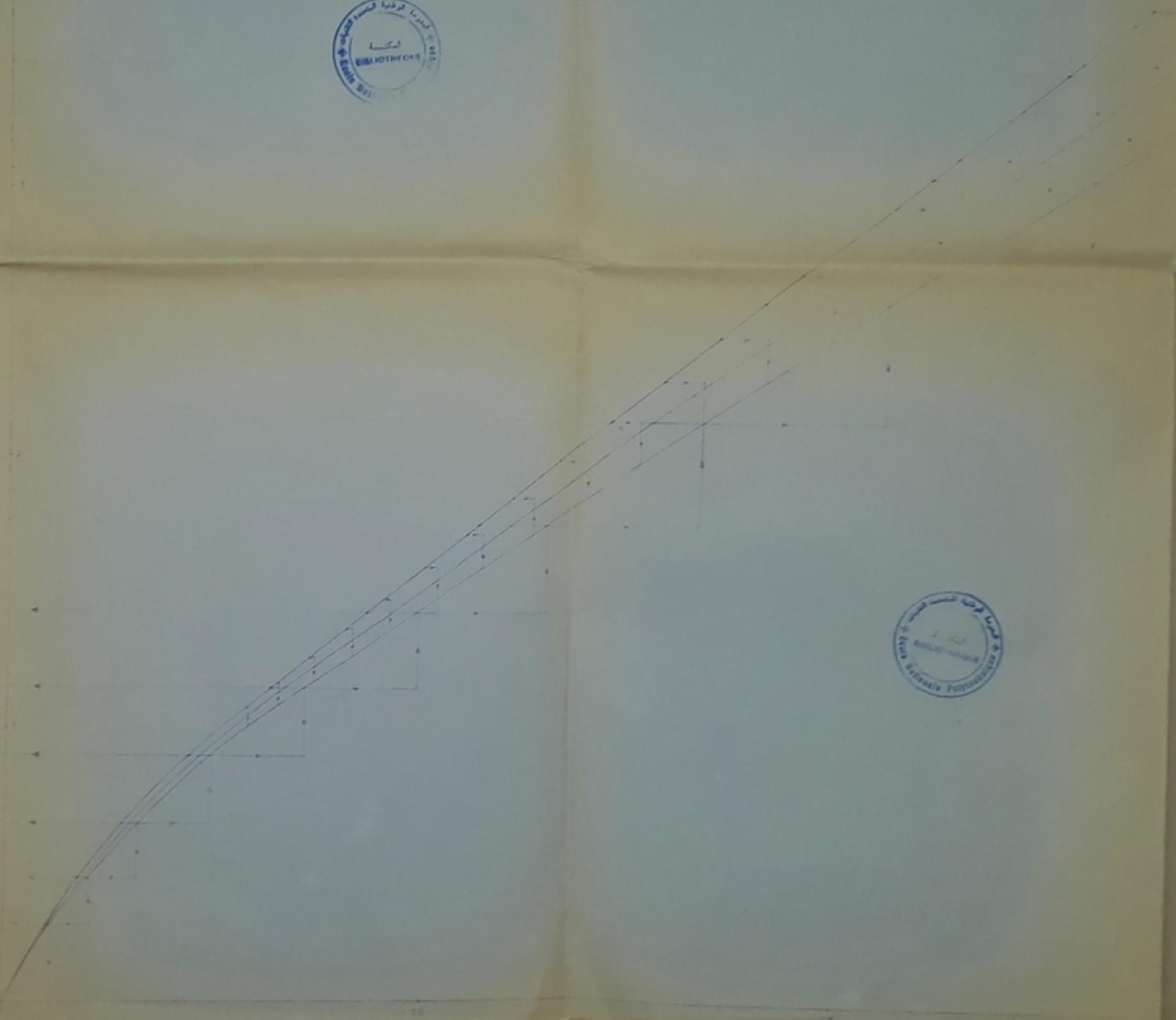
100-45
100-50

ÉCOLE NATIONALE D'INGÉNIEURS
 DÉPARTEMENT DES TRAVAUX PUBLICS
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 ÉTUDE DE RÉALISATION D'UN
 BARRAGE EN TERRE ZONE
 AU SITE LE BCUTAIB

0800683
1.

LAMINAGE DES CRUES

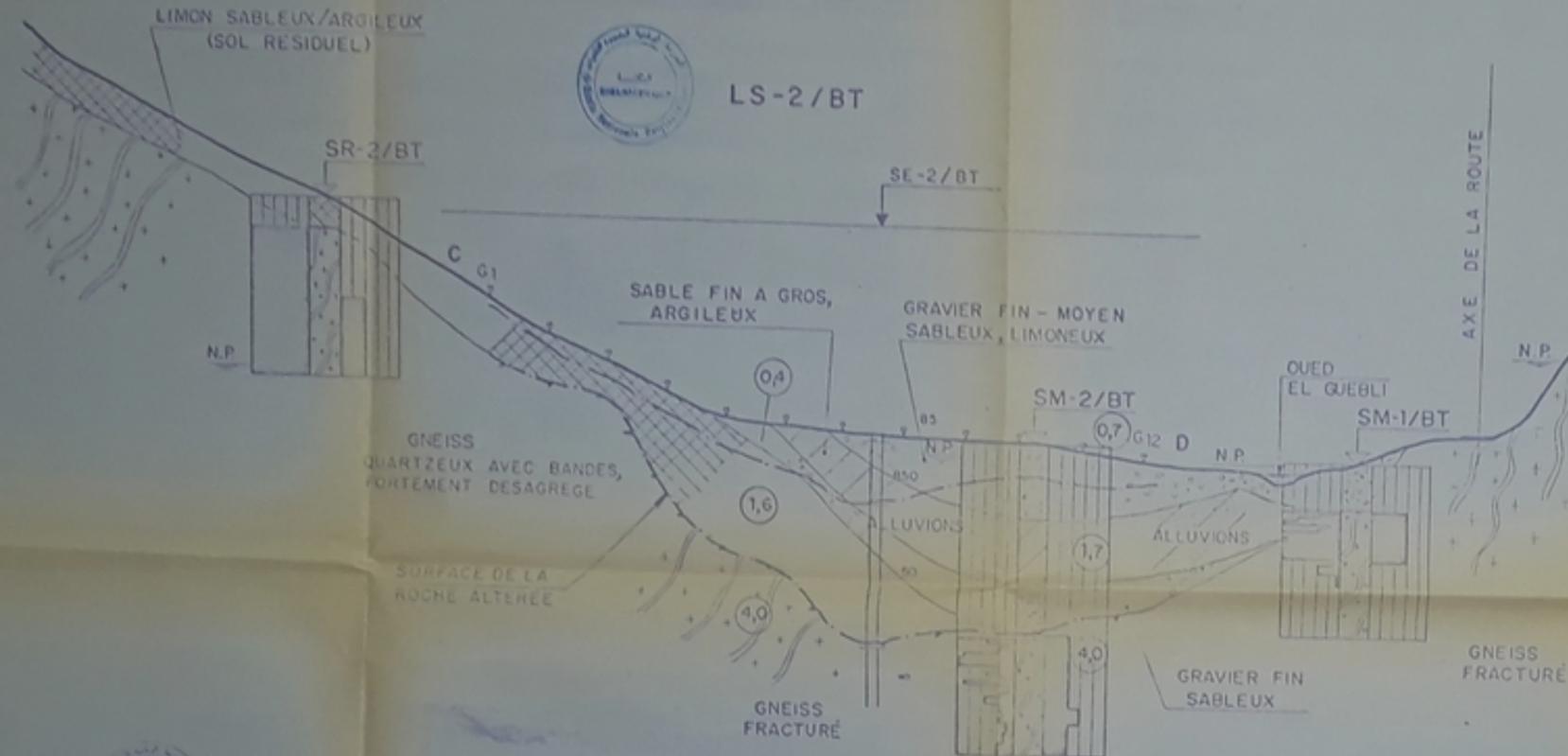
ÉTUDE PAR M. Rabia Neime
 L'œuvre de M. Rabia
 ÉDITÉE PAR M. Mouloud
 Planche 1
 Ed.



COTES (m)

120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30

RIVE GAUCHE



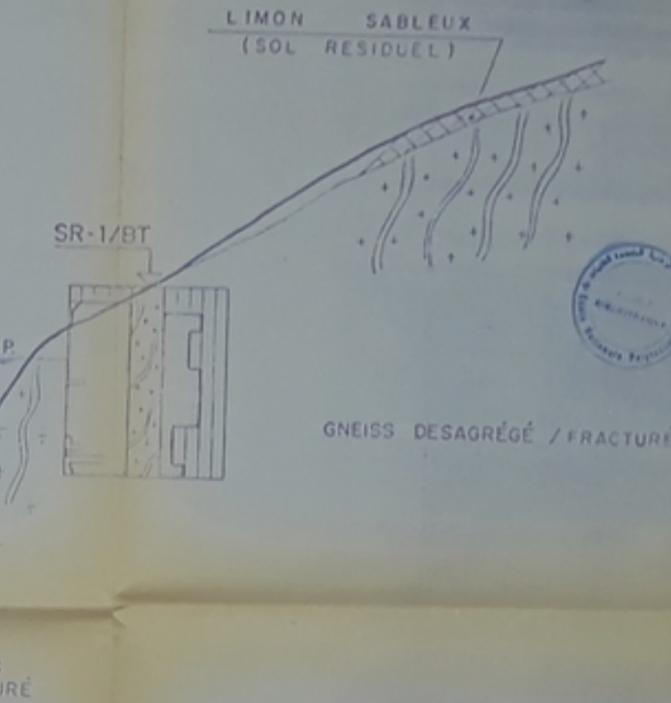
LEGENDE

- SE-2/BT → SONDAGE ELECTRIQUE
- EMPLACEMENT DU GEOPHONE (A CHAQUE 10 m)
- G12 → SURFACE DU TERRAIN
- 50 → SOL PEU COMPACT
- 10 → SEDIMENTS SATURES ET/OU SOL COMPACT
- 1000 → SURFACE DE LA ROCHE
- 4A → VITESSE DE L'ONDE SISMIQUE EN Km/s
- RESISTIVITE ELECTRIQUE (ohm.m)

COTES

120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30

RIVE DROITE



LEGENDE

- N.P. - NIVEAU DE LA NAPPE PHREATIQUE
- N° DU SONDAGE
- SURFACE DU TERRAIN
- SM-1/BT
- RQD
- PERMEABILITE

Ecole Nationale Polytechnique
 Département Hydraulique
 Projet De Fin D'études

ETUDE DE REALISATION
 D'UN BARRAGE EN TERRE

ZONE PB00673

Secteur Transversal De La Vallée	
E	P
D	P

Hind Raba N...

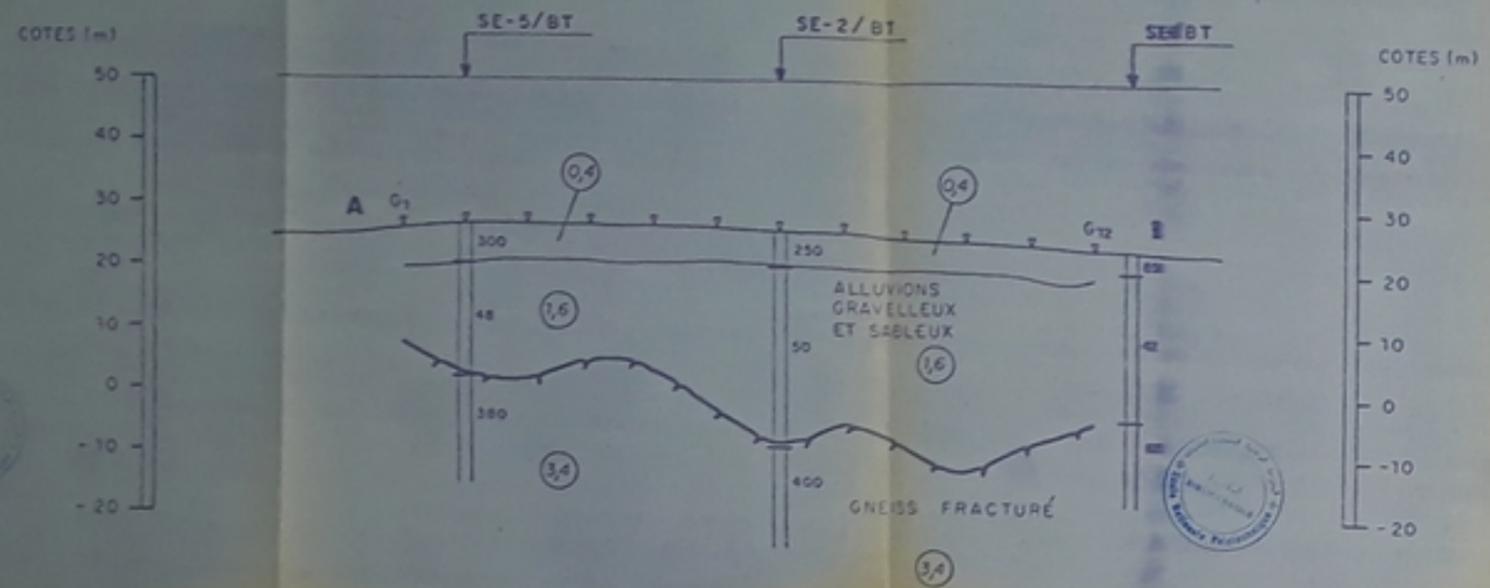
L...

M... Y.

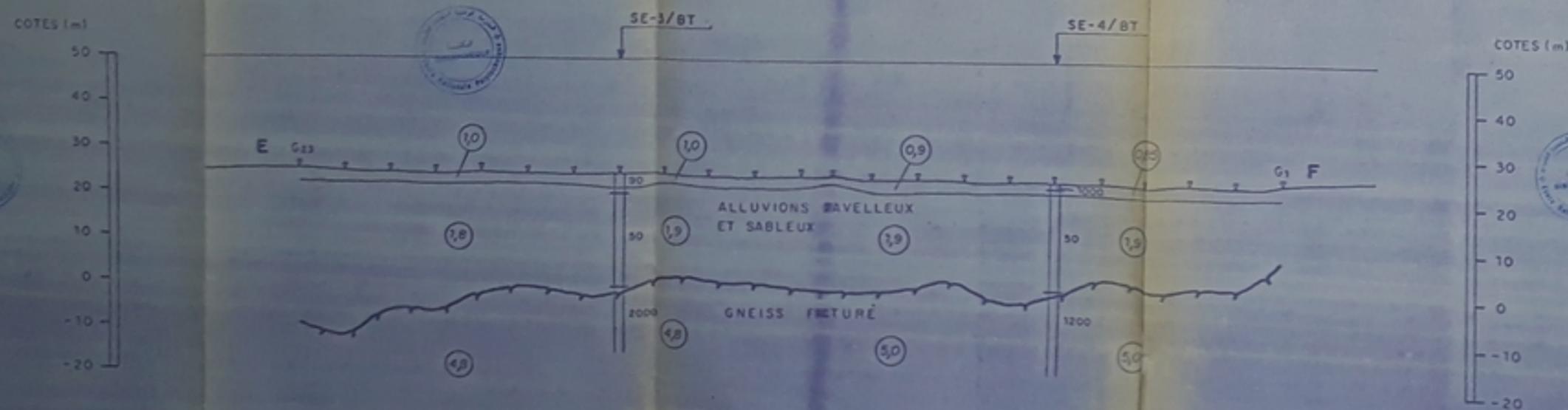
Planche N° 2

Ech

LS-1/BT



LS-3/BT



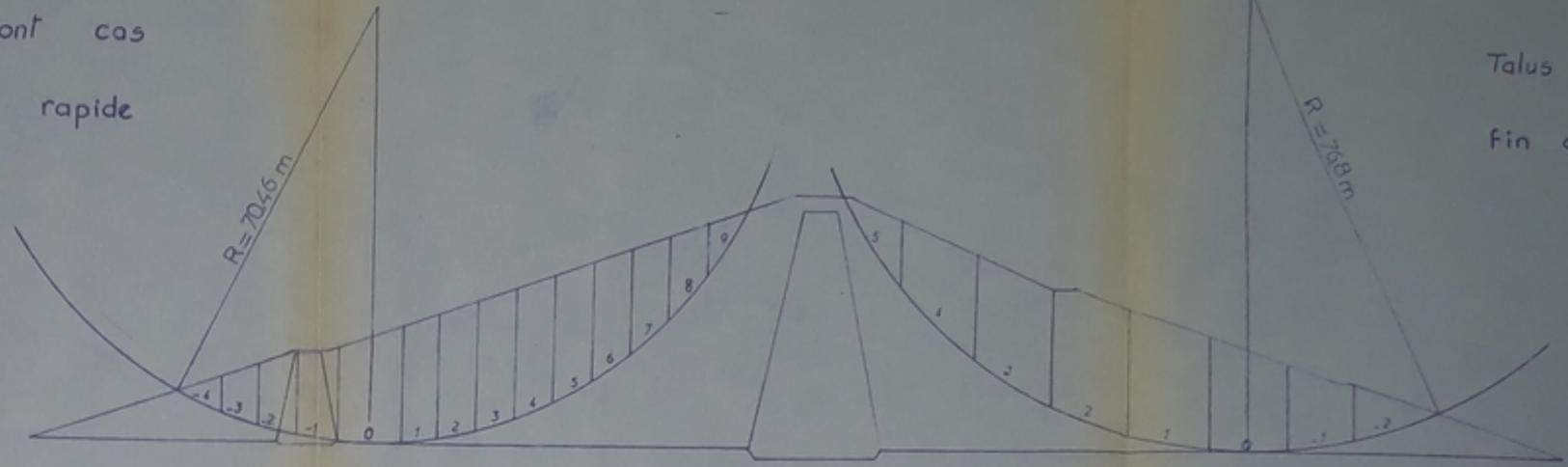
LEGENDE

- SE-1/BT → SONDAGE ELECTRIQUE
- EMPLACEMENT DU GEOPHONE (A CHAQUE M)
- G12 → SURFACE DU TERRAIN
- SOL PEU COMPACT
- SEDIMENTS SATURES ET/OU SOL COMPACT
- SURFACE DE LA ROCHE
- VITESSE DE CONDE SISMIQUE EN Km/s
- RESISTIVITE ELECTRIQUE (ohm.m)

Ecole Nationale Polytechnique
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE REALISATION
 D'UN BARRAGE EN TERRE
 ZONE
 SECTION PARALLELE DE LA VALLEE

Etat	Par	Haut-Rain	Nom	Plaque N
		Larm	Dalle	
D'apt	Per	Moment	Y.	Ech

Talus amont cas
Vidange rapide



Ecole Nationale Polytechnique

Departement Hydraulique

Projet De Fin D'etudes

ETUDE DE REALISATION D'UN

BARRAGE EN TERRE

ZONE

PB00683

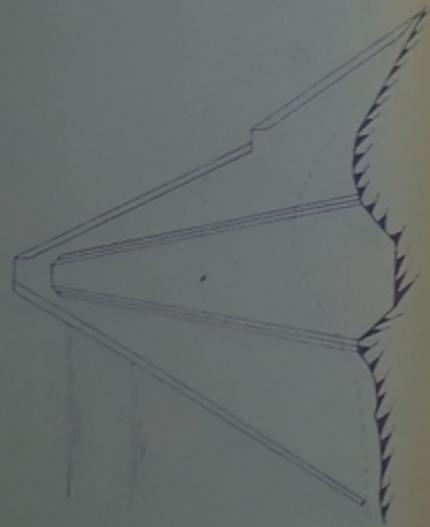
-4-

	CAS	TALUS	RAYON			Ks adm	Ks calculé		
			7110	76.80	72.40				
Fin De Construction	Sans Seisme	Aval	7110	76.80	72.40	1.30	1.56	1.92	1.70
	Avec Seisme	Aval	7110	76.80	72.40	1.10	0.98	1.07	1.03
Vidange Rapide	Sans Seisme	Amont	70.46	69.82	67.26	1.25	1.88	2.10	2.09
	Avec Seisme	Amont	70.46	69.82	67.26	1.05	1.04	1.12	1.15

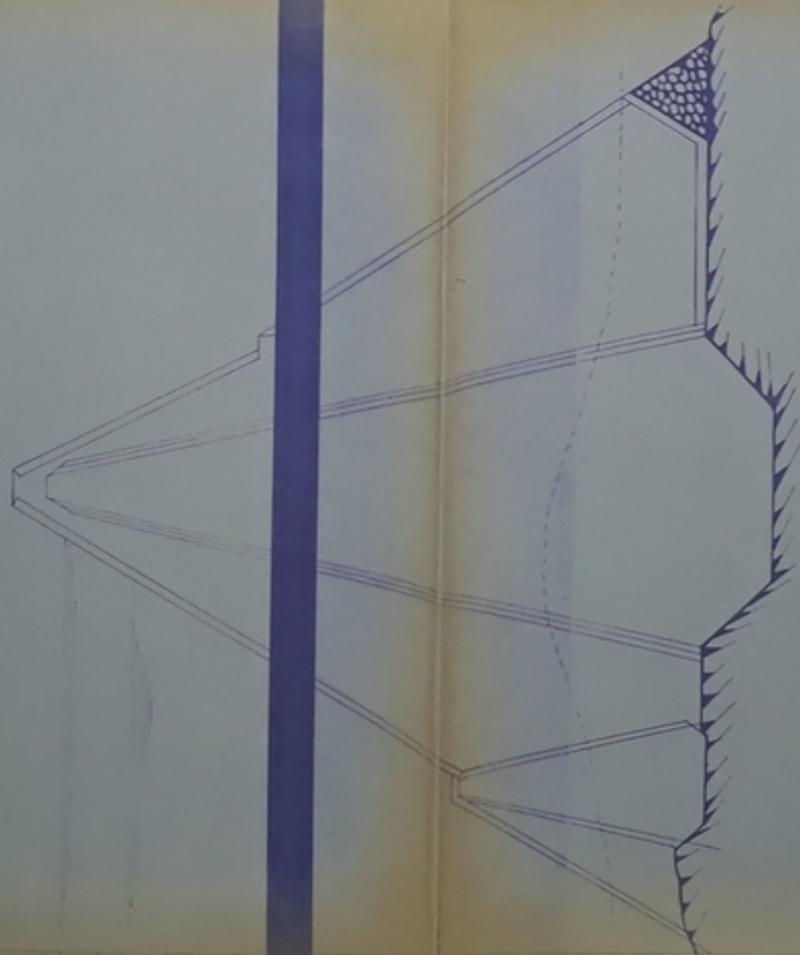
STABILITE DES TALUS

Étude Par	Hadj Rabia	Nacima	Planche N° 4
	Laroui	Dabbia	
Dirigé Par	Mouloudi	Y.	Ed

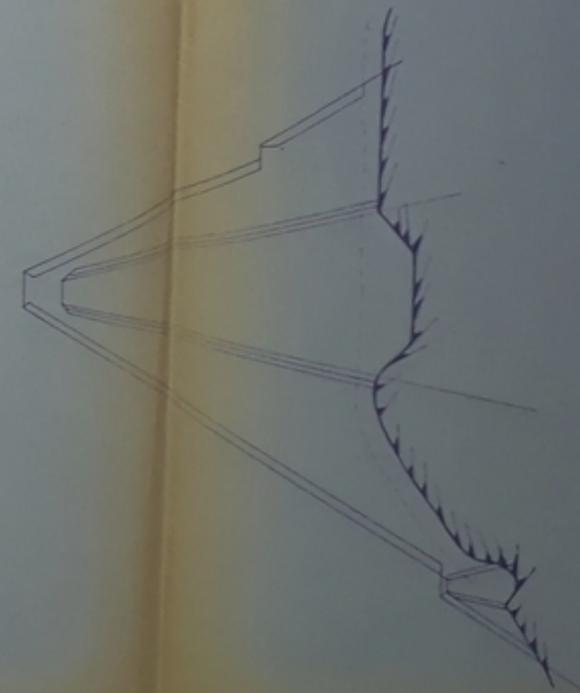
COUPE 1



COUPE 3



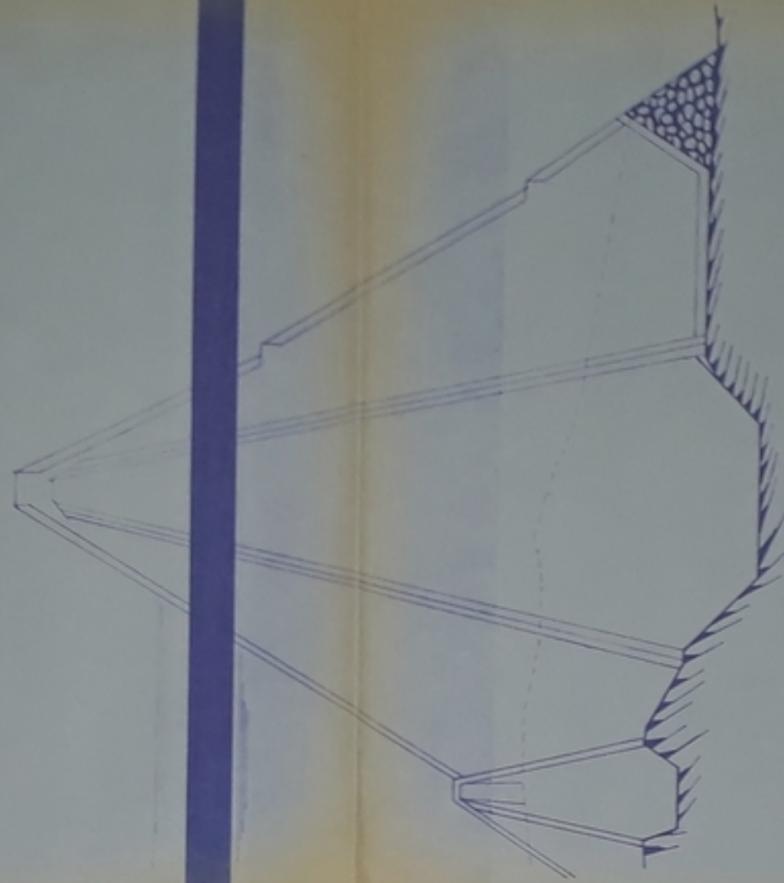
COUPE 5



COUPE 2



COUPE 4



Ecole Nationale Polytechnique

Departement Hydraulique

Projet De Fin D'etudes

ETUDE DE REALISATION

D'UN BARRAGE EN TERRE

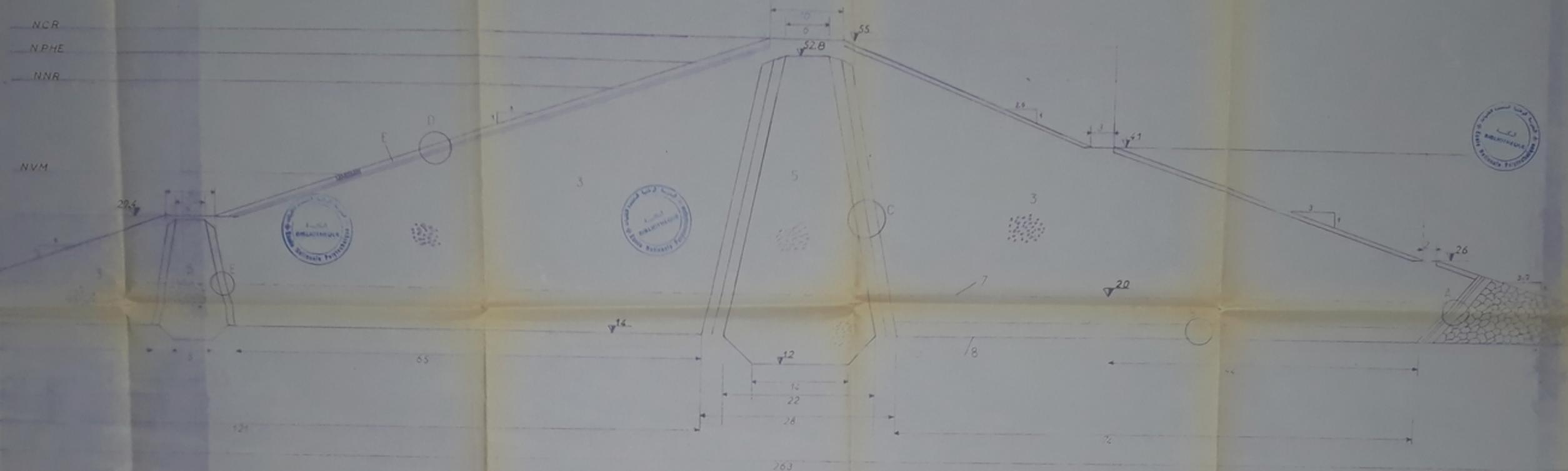
ZONE

PB00683
-5-

COUPE TRANSVERSALE DU BARRAGE

Etudié Par	Hady-Rabba Nacema	Planche N° 5
	Laroui Dalha	
Dirigé Par	Mouloudi Y	Ech

COUPES TYPES DU BARRAGE



COUPE LONGITUDINALE DU BARRAGE



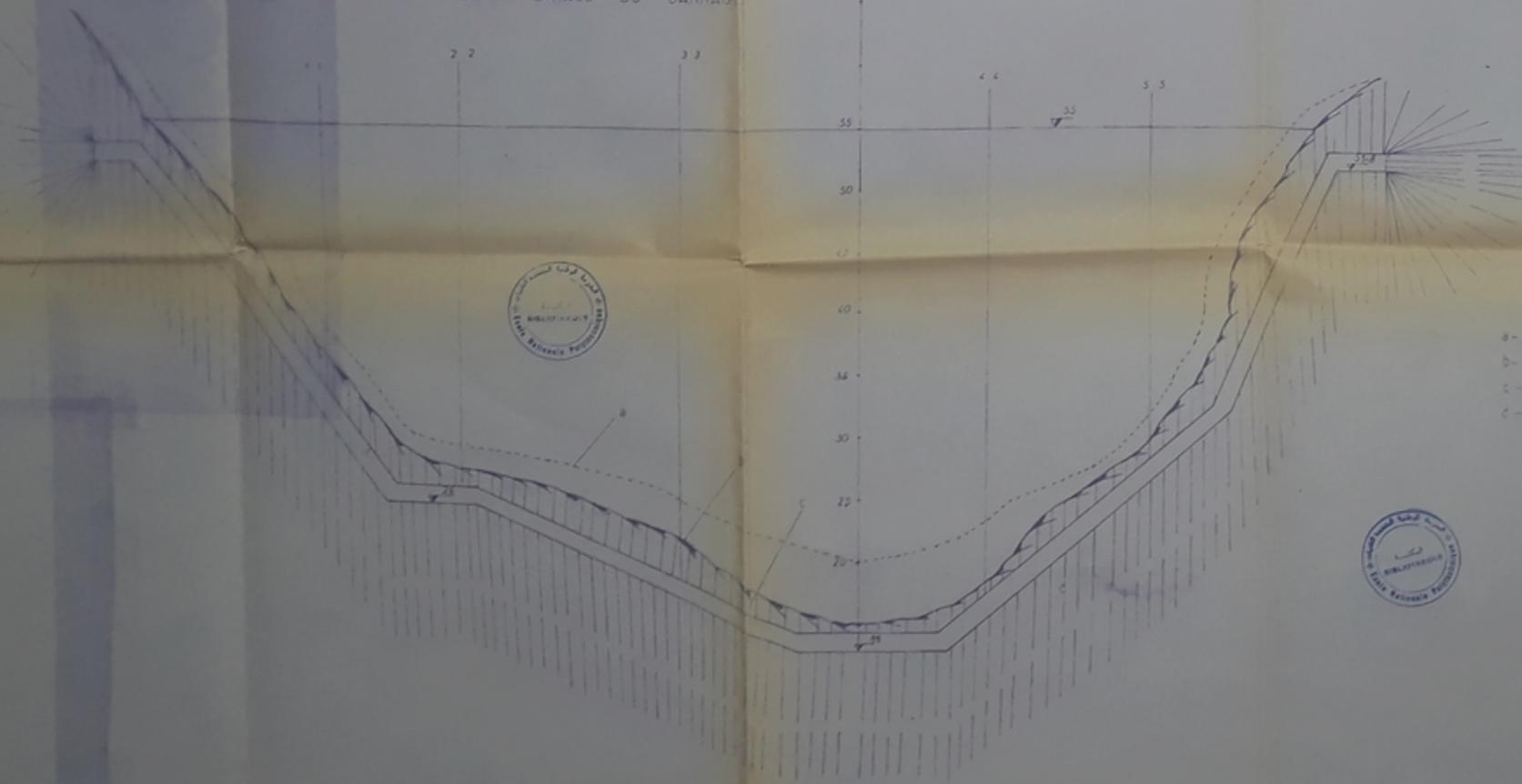
Ech. 1/200
Cote: 1/200



- 1. Enrochement Calibré 100cm
- 2. Couche de protection 80cm
- 3. Couche d'étanchéité 20cm
- 4. Alluvions



- 1. Sable fin
- 2. Sable grossier
- 3. Gravier
- 4. Enrochement
- 5. Argile



- a - Terrain d'origine
- b - Terrain de fondation
- c - Galerie d'injection
- d - Voie d'étanchéité



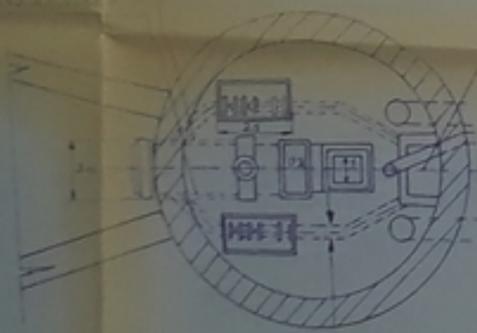
Ecole Nationale Polytechnique
 Département Hydraulique
 Projet De Fin Etudes
 ETUDE DE REALISATION D'UN
 BARRAGE EN TERRE
 ZONE

COUPES TYPES DU BARRAGE		
Etudié par	Hadj. Raba Nour	Planche N°
Dirigé par	Mouloud Y	Ech. 1/200



COUPE A-A

CHARTEMENT D'UN BARRAGE EN TERRE

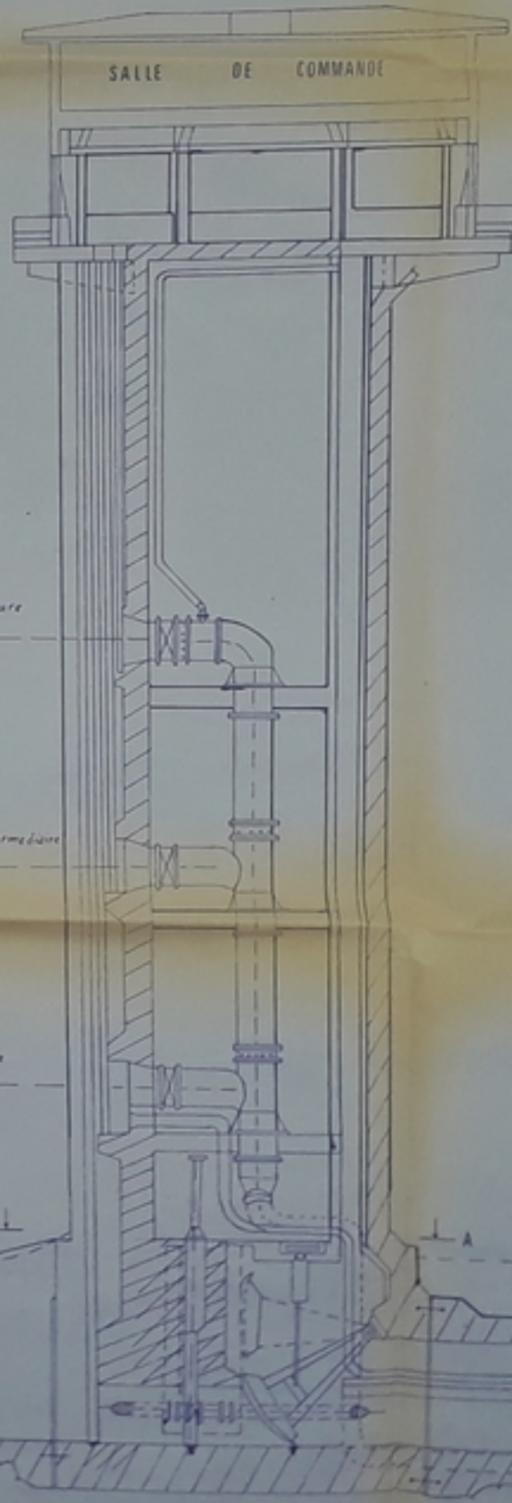


Gaine d'aération

Conduites de prise d'eau pour irrigation $\phi 400$

CONDUITE DE DERRIÈREMENT ϕ

ECHELLE 1:200



SALLE DE COMMANDE

45 Prise d'eau d'irrig. supérieure

40 Prise d'eau d'irrigation intermédiaire

30 Prise d'eau d'irrig. inférieure

A

A

Ecole Nationale Polytechnique
Département Hydraulique
Projet De Fin D'études

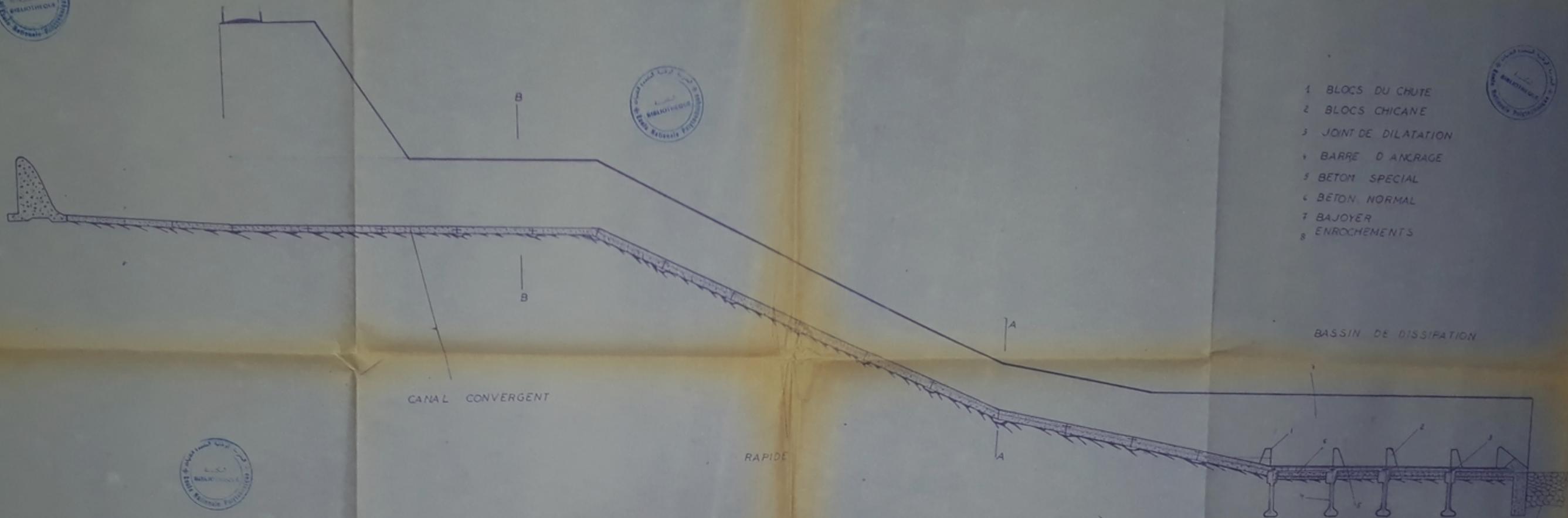


ETUDE DE REALISATION
D'UN BARRAGE EN TERRE
ZONE

1800689
-7-

TOUR		DE		PRISE	
Établi Par	Madj. Selim Boudia				Planche N° 7
Approuvé Par	Laroui Selim				10.11.2000

COUPES SUR L'EVACUATEUR DE CRUE



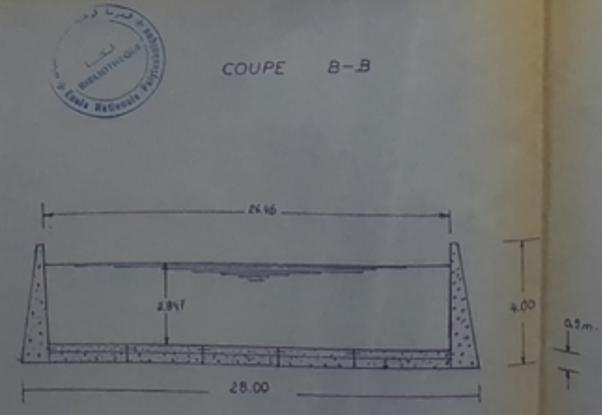
- 1 BLOCS DU CHUTE
- 2 BLOCS CHICANE
- 3 JOINT DE DILATATION
- 4 BARRE D'ANCRAGE
- 5 BETON SPECIAL
- 6 BETON NORMAL
- 7 BAJOYER
- 8 ENROCHEMENTS

BASSIN DE DISSIPATION

CANAL CONVERGENT

RAPIDE

PENTES DU TERRAIN	$I = 0.004$	$I = 0.0005$	$I = 0.43$	$I = 0.07$	$I = 0.00$
HAUTEURS D'EAU	2.914	2.863	2.837	1.890	1.930
ALTITUDES	44.70	41.53	41.52	44.60	41.45
DISTANCES PARTIELLES	35.00	55.00	65.00	45.00	50.00
DISTANCES CUMULEES	55.00	90.00	155.00	200.00	250.00



$E_v: 1:100$
 $E_h: 1:500$

COUPE B-B

COUPE A-A

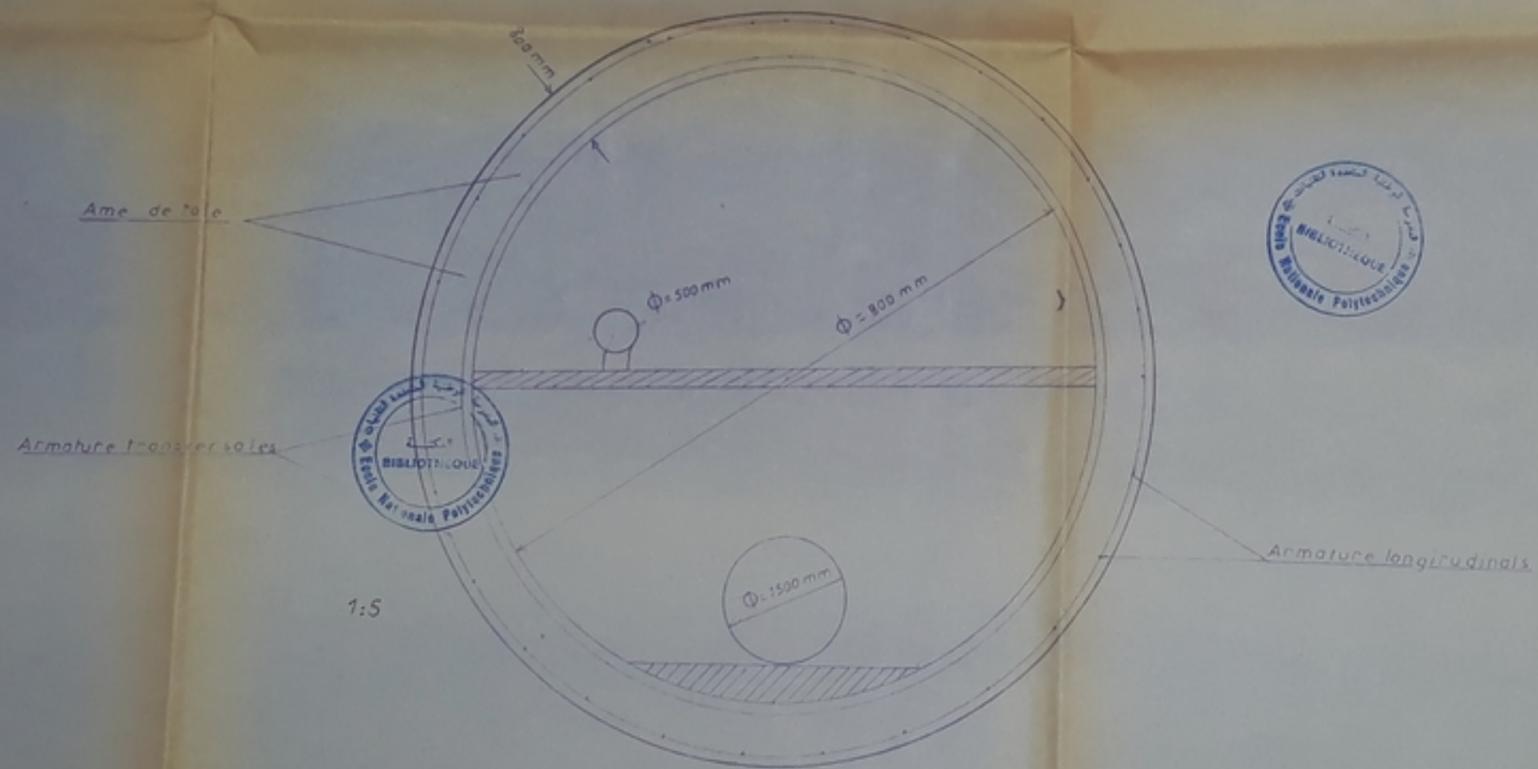
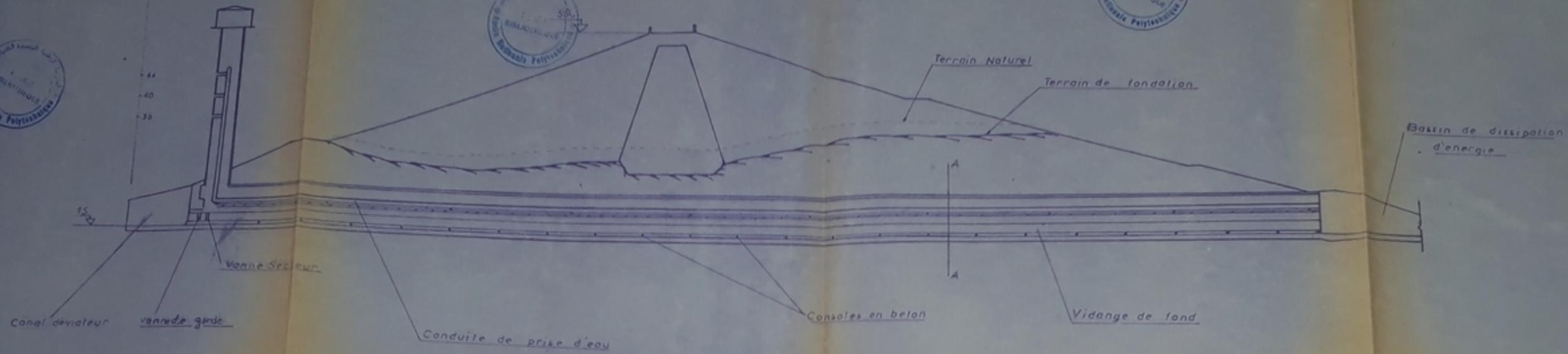
E.N.P.

ETUDE DE REALISATION
D'un Barrage en
Terre Zone
du site de Boutaïed sur
L'oued Guébil

PB00689
-5-

Coupe longitudinal sur l'évacuateur de crue

ETUDIE PAR	HADJ-RAÏSIA NAÏMA	MAÏ
Dirige par	LAOUËR DARRA	
	Mouloudi Y	



Ecole Nationale Polytechnique

Departement Hydraulique

Projet De Fin Etudes

ETUDE DE REALISATION DUN
BARRAGE EN TERRE

ZONE

PB 00689
- 09.

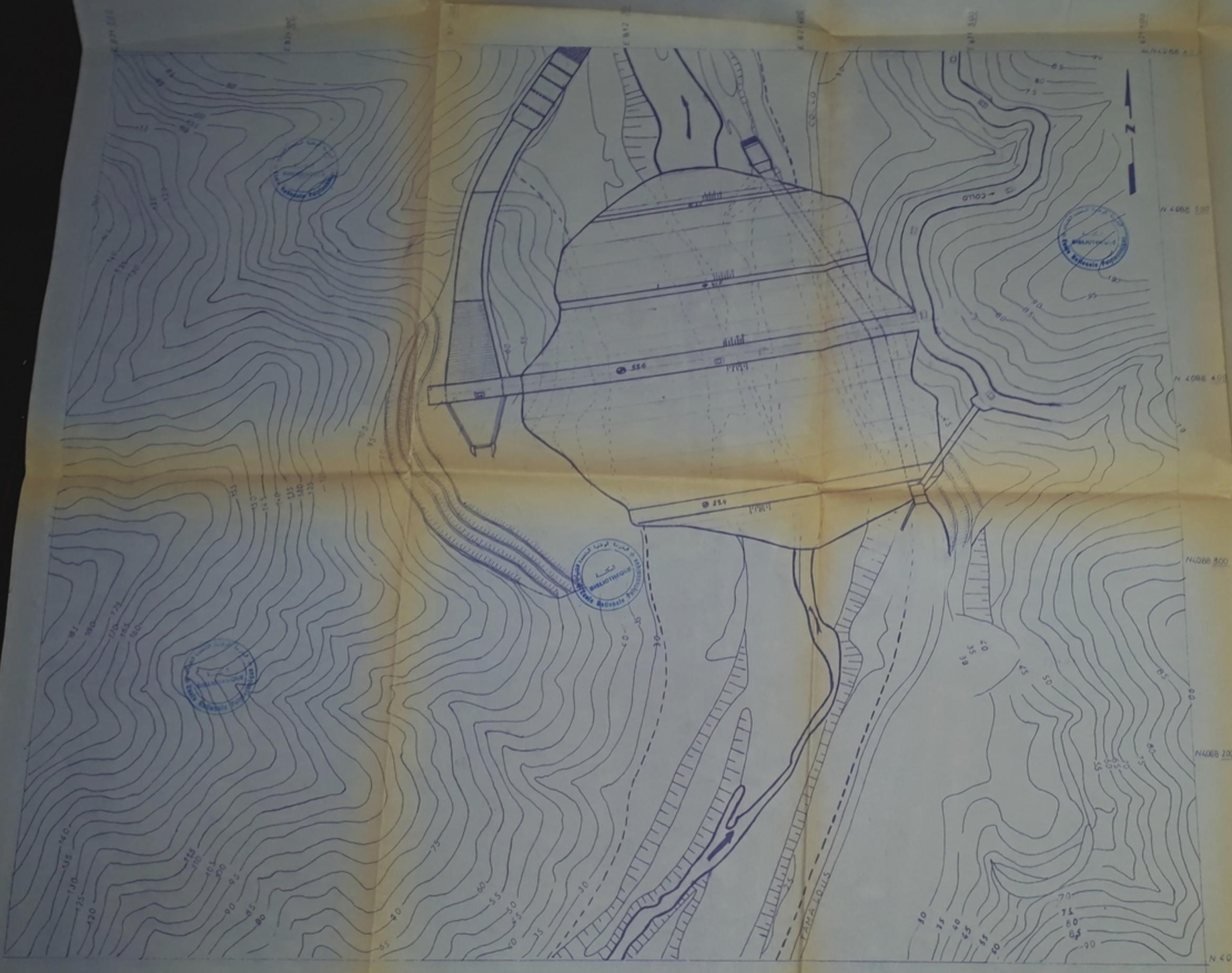
COUP Longitudinale - Sur La Derivation Provisoire

Étude par H. Rab Néma

Y. D. D. H. A.

M. M. M. M.

Planche 9



Ecole Nationale, Polytechnique

Departement Hydraulique

Projet De Fin Detudes

ETUDE DE REALISATION DUN

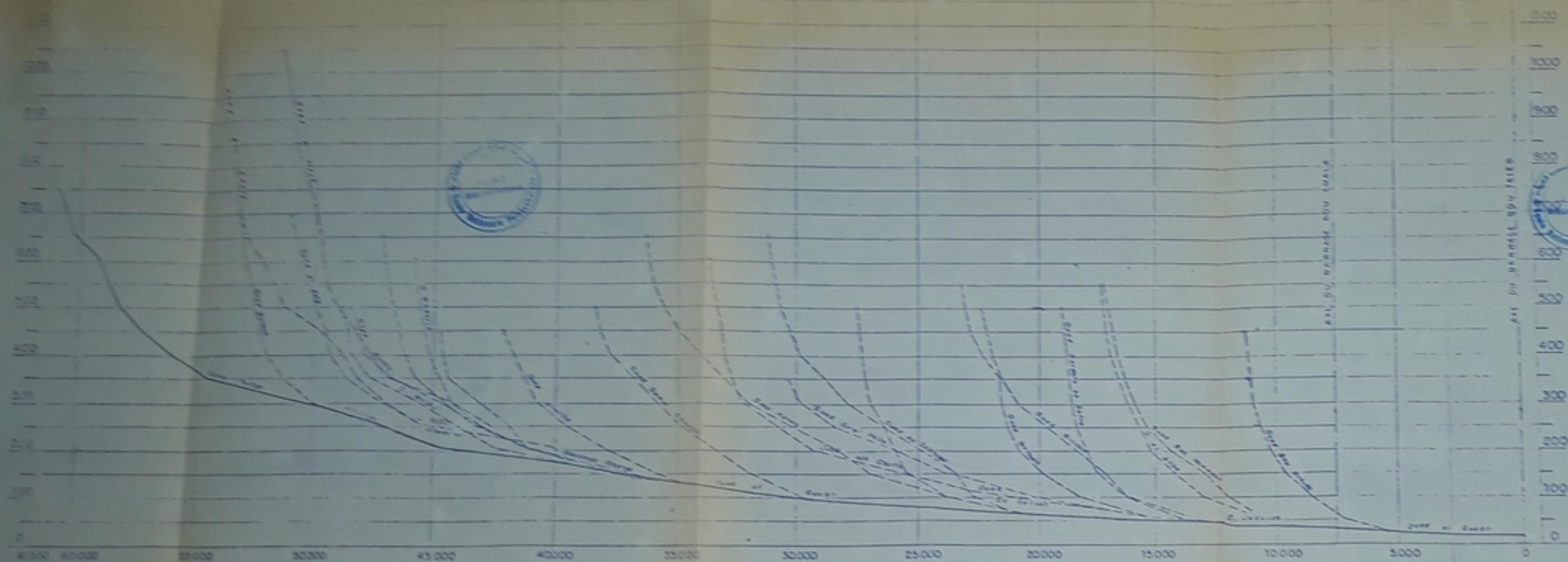
BARRAGE EN TERRE

ZONE

PB00689
- 10 -

VUE EN PLAN

Etudie par	Hadj. Rabia Nacima	Planche 10
	Laroui Dahbia	
Dirige par	Mouloudi Y	Ech 1/1000



PROFILS LONGITUDINAUX DES COURS D'EAU PRINCIPAUX

ÉCHELLE : H. 1:100 000
V. 1:50 000

École Nationale Polytechnique

Département Hydraulique

Projet D. F. M. Desudes

ETUDE DE REALISATION D'UN

BARRAGE EN TERRE

ZONÉ PB 006 89
1.1

profil longitudinal des cours d'eau principaux

Étude par	Haj Rioua Nassim	Page 11
	Louou Dabbou	
Dessiné par	Moukhech Y	En