

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

29/86

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

200

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

Etude de faisabilité d'un barrage sur l'oued hamada W. BORDJ-BOU-ARRERIDJ

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

Mr R. BOUFENGHOUR
S. TOUHAMI

Dirigé par :

M^r. ABDERRAHIM

PROMOTION : JUIN 1986

//) DEDICATIONS

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon père;
- A ma mère;
- A toute ma famille pour le sacrifice qu'elle a consentie à mon égard;
- A tous ceux qui m'ont aidé pendant ma formation.

Saïd TOUAMI

Je dédie ce modeste travail :

- A mes parents;
- A mes frères et soeurs;
- A mon neveu Abdelwassaa et ma nièce Mounira;
- A mes amis.

Ramdane BOUFENGHOUR

REMERCIEMENTS /

Nous remercions notre promoteur Mr. ABDERRAHIM qui a bien
bien voulu suivre notre travail, nos remerciements vont
également à tous les professeurs qui ont contribué à notre
formation.

- A Mr. KHETTAB, chef de Département d'Hydraulique;
- A Mr. BELAOUKLI, chef de Département à la SETHYAL
pour son aide.
- A Mr. ELWANES pour la frappe.

TABLE DES MATIERES :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction	1
I ^{ère} PARTIE : ETUDE PRELIMINAIRE	
I. Présentation géographique	2
I.1. Situation	2
I.2. Cultures à irriguer	2
II. Etude hydrologique	
II.1. But	2
II.2. Caractéristiques du bassin	3
II.2.1. Caractéristiques principales	3
II.2.2. Le relief	4
II.2.3. Courbe hypsométrique	5
II.2.4. Coefficient de compacité	6
II.2.5. Le rectangle équivalent	6
II.2.6. Densité de drainage	7
II.3. Temps de concentration	7
II.4. Paramètres hydrographiques et géomorphologique du bassin versant de l'oued Hamada	8
II.5. Climat et précipitation	10
II.5.1. Climat	10
II.5.2. Précipitation	10
II.5.2.1. Précipitations mensuelles	11
II.5.2.2. Pluies maximales journalières	11
II.5.2.3. Calcul des valeurs de précipitation maximale journalière	12
II.5.2.4. Pluie de courte durée	13
II.6. Evaporation	13
II.6.1. Les vents	14
II.7. Caractéristiques hydrologiques de l'oued	14
II.7.1. Méthodes empiriques	14
II.7.1.1. Les apports moyens mensuels	17
II.7.2. Coefficient d'écoulement	17
II.7.3. Variabilité de l'apport annuel	17
II.7.3.1. Coefficient d'assymétrie	18
II.7.4. Apport annuel fréquentiel	18
II.7.5. Les crues	19

II.7.5.1. Hydrogramme des crues	25
II.7.6. Envasement	27
II.7.6.1. Apport solide	27
II.7.6.2. Volume mort	27
III. Etude topographique	28
IV. Etude géologique et géotechnique	28
IV.1. Généralités	28
IV.2. Etude géologique	28
IV.3. Etude géotechnique	29
IV.3.1. Etanchéité de la cuvette	29
IV.3.2. Matériaux de construction	29
IV.3.2.1. Caractéristiques géotechniques des matériaux de construction	29
IV.3.2.1.1. Densité sèche	29
IV.3.2.1.2. Densité humide	30
IV.3.2.1.3. Angle de frottement	30
IV.3.2.1.4. La cohésion	30
IV.3.2.1.5. Perméabilité	30
IV.3.2.2. Les caractéristiques de l'assise	31
IV.3.3. Zones d'empreint	31
IV.4. Stabilité	31
IV.5. Facteurs économiques	32
IV.6. Choix du site et du types de barrage	32
II ^{ème} PARTIE : PROJET :	
I. Caractéristiques volumétriques de la retenue	33
I.1. Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur	33
II. Régularisation	34
II.1. Etude de la consommation	34
II.2. Les pertes par évaporation et par infiltration	35
II.3. Détermination de la capacité de la retenue	35
II.3.1. Calcul du volume utile	37
II.3.1.1. Calcul du volume moyen de la retenue	38
II.4. Laminage des crues	39
II.4.1. But	39



II.4.2. Méthode utilisée	39
II.5. Dimensionnement de la digue	42
II.5.1. Calcul de la hauteur du barrage	42
II.4.2. Calcul de la revanche	42
II.6. Calcul de la largeur de la crête du barrage	43
II.7. Pente des talus	44
II.7.1. Protection des talus	46
II.7.1.1. Talus amont	46
II.7.1.2. Talus aval	46
III. Etude de la stabilité de l'ouvrage :	46
III.1. Stabilité hydraulique (infiltration)	46
III.2. Ligne de saturation	47
III.3. Calcul du débit de fuite	48
III.4. Protection contre les infiltrations dans la digue	48
III.5. Calcul de la stabilité	49
III.6. Forces agissantes sur une tranche	50
III.7. Détermination du poids d'une tranche d'ordre i	50
III.8. Moment des forces stabilisatrices	52
III.9. Moment des forces motrices	52
III.10.1. Coefficient de stabilité pour les régions non séismiques	52
III.10.2. Coefficient de stabilité pour les régions séismiques	53
IV. Etude des ouvrages annexes	
IV.1. Dérivation provisoire	55
IV.2. Ouvrage de prise et de vidange	55
IV.2.1. Calcul hydraulique de la vidange de fond	55
IV.3. L'évacuateur de crues	56
IV.3.1. But	56
IV.3.2. Conception et choix de l'évacuateur de crue	56
IV.3.3. L'emplacement de l'évacuateur de crue	57
IV.3.4. Profil type du déversoir	57
IV.3.5. Stabilité du déversoir	60
IV.3.5.1. Stabilité contre le glissement	60
IV.3.5.2. Stabilité contre le renversement	61
IV.3.5.3. Stabilité contre le soulèvement	61
IV.3.5.4. Stabilité des murs	62
IV.3.6. Calcul hydraulique	62
IV.4. Canal évacuateur	63
IV.4.1. Etude de l'écoulement dans le canal	64
IV.4.2. Equation différentielle du mouvement graduellement varié	64

IV.4.3. Profil transversal de l'écoulement	65
IV.5. Le dissipateur d'énergie	67
CONCLUSION	70

INTRODUCTION :

Les quantités d'eau provenant des nappes souterraines et des cours d'eau s'avèrent dans beaucoup de cas insuffisantes pour satisfaire les besoins en eau et en particulier celles de l'irrigation.

Il apparaît alors que, la seule solution pour mobiliser les ressources nécessaires consiste à aménager par les versants un grand nombre de petits barrages qui conviennent aussi bien aux régions arides ou semi-arides caractérisées par les ruissellements à régimes torrentiels et une saison intégralement sèche qu'aux régions dites humides.

La réalisation d'un barrage nécessite la collaboration de plusieurs spécialistes de divers disciplines telles que la topographie, la géologie, l'hydrologie etc...

Et c'est pour cette raison que l'ingénieur ne peut se contenter d'être un spécialiste isolé mais un "ensemble", dont la culture doit être assez étendue pour réaliser la synthèse qui fait appel à l'expérience et au raisonnement.

Pour terminer cette introduction, nous citons que ce sujet a été proposé par SETHYAL (Société des Etudes Hydrauliques d'Alger).

Le barrage se situe au pied d'un bassin versant de superficie $20,8 \text{ km}^2$ au nord du bassin hydrologique de Chott-El-Hodna à la limite du bassin de Soummam qui a un relief doux.

La longueur totale de l'oued est de 10 km environ. Notre travail consiste à étudier la faisabilité de ce barrage sur l'oued Hamada dans la wilaya de Bordj-Bou-Argeridj qui sera réalisé afin d'irriguer les plaines avoisinantes et pour cela, nous déterminerons :

- la capacité de la retenue;
- la hauteur d'exécution du barrage;
- le calcul d'infiltration et de la stabilité des talus;
- le dimensionnement des ouvrages annexes.

I°) PARTIE :

ETUDE PRELIMINAIRE

I. PRESENTATION GEOGRAPHIQUE :

1.1. Situation :

Le bassin versant de Hamada se situe au Nord du bassin hydrologique de Chott-El-Hodna à la limite du bassin de suumam. L'oued Hamada prend sa source à des altitudes environ de 1200 m et suit une pente naturelle aux environs de 1 km au Nord de la route Nationale (R.N. 5) Alger - Bordj-Bou-Arréridje dans les plaines d'El-Achir.

Le site se trouve à une distance de vol d'oiseau de 7 km de Bordj-Bou-Arréridje et de 2 km de la R.N. 5.

Le site proposé possède les coordonnées géographiques suivantes; en unités Lambaires : $x = 679,8$; $y = 307,10$; $z = 883$.

1.2. Cultures à irriguer :

La couverture végétale est assez forte et dominante, constituée essentiellement par les céréales et spécialement le blé cultivé dans la région, ainsi que les cultures maraichères.

II. ETUDE HYDROLOGIQUE :

2.1. But :

C'est de préciser si la réserve sera bien alimentée; et d'évaluer l'importance de la crue exceptionnelle qui conditionnera les dimensions de l'évacuateur de crue.

Alors nous étudierons le bassin versant de Hamada en définissant certaines caractéristiques principales de régime hydrologique telles que :

- module de la variabilité de l'apport;

- répartition de l'écoulement;
- débit max de l'écoulement;
- transport solide;
- prédétermination des crues fréquentielles....

2.2. Caractéristique du bassin :

2.2.1. Caractéristiques principales :

Les caractéristiques principales du bassin versant de Hamada sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau 1 :

Désignation		Unité	Caractéristiques
Superficie	S	km ²	20,80
Altitude	Min. H _{min}	m	883
	Moy. h _o	m	993
	Max. H _{max}	m	1240
Température	Moy. T	°C	15
Longueur du talweg	L	km	10,00
Pluie moyenne annuelle	Moy. p _o	mm	443

2.2. Le relief :

Le relief a une forte influence sur l'hydrogramme des crues une pente plus importante provoque un écoulement plus rapide donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide de la branche crue.

2.3. Courbe hypsométrique :

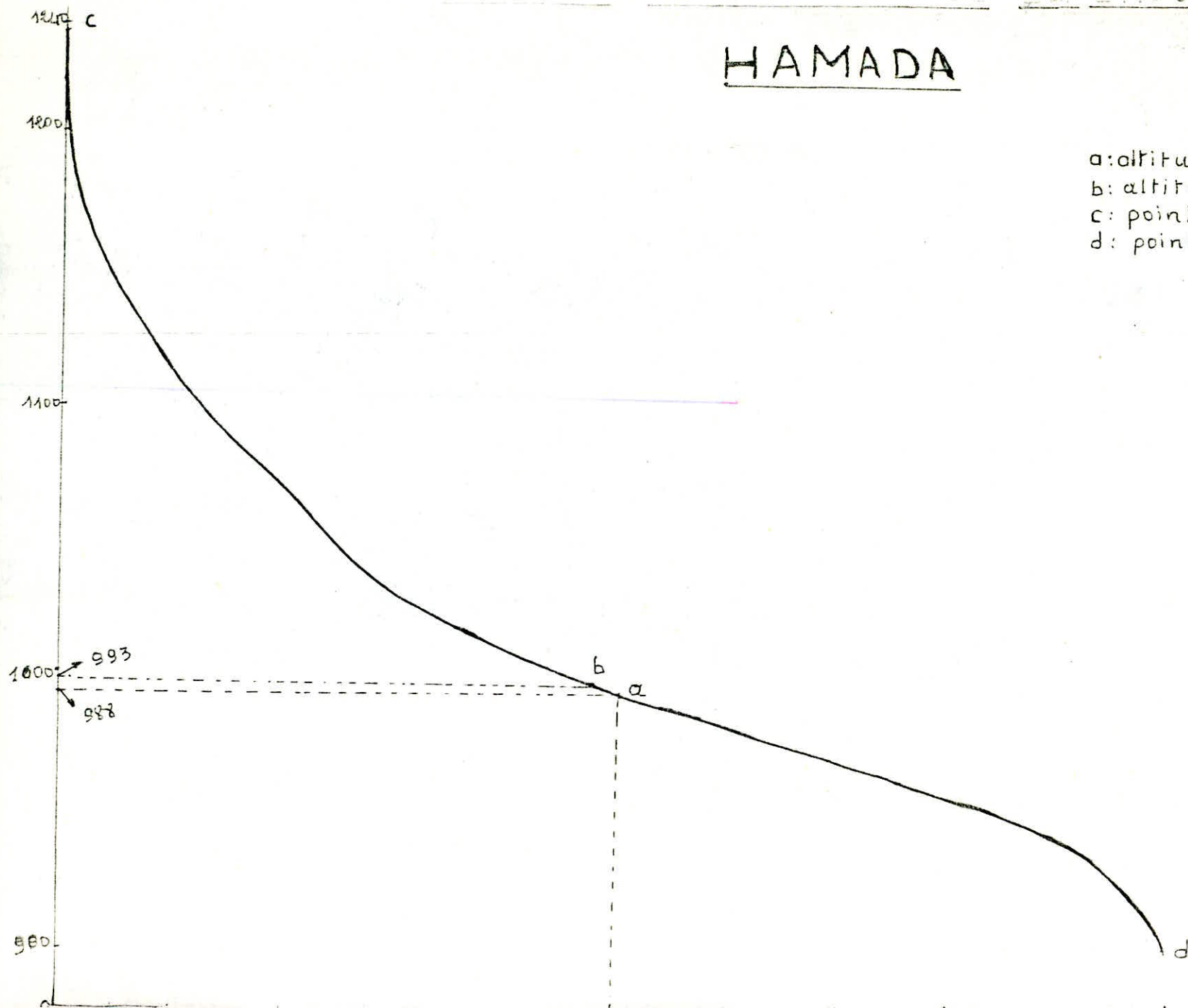
Les altitudes maximales et minimales sont respectivement : 1240 et 883; la superficie totale du bassin versant est de $S = 20,8 \text{ km}^2$, son hypsométrie est déterminée par les données suivantes :

Tableau 2 :

N°	Altitude (m)	Surface partielle km^2	% partiel	Cumulé km^2	% Cumulé
1	1220 - 1240	0,04	0,19	0,04	0,19
2	1200 - 1220	0,04	0,19	0,08	0,38
3	1180 - 1200	0,07	0,34	0,15	0,72
4	1160 - 1180	0,1375	0,66	0,2875	1,38
5	1140 - 1160	0,4	1,92	0,6875	3,30
6	1120 - 1140	0,47	2,26	1,1575	5,56
7	1100 - 1120	0,6925	3,33	1,85	8,89
8	1080 - 1100	0,6825	3,28	2,5325	12,17
9	1060 - 1080	1,155	5,55	3,6875	17,72
10	1040 - 1060	0,905	4,35	4,5925	22,07
11	1020 - 1040	1,1	5,3	5,6925	27,37
12	1000 - 1020	1,72	8,27	7,4125	35,64
13	980 - 1000	2,52	12,12	9,9325	47,76
14	960 - 980	3,1	14,90	13,0325	62,66
15	940 - 960	3,4675	16,67	16,5	79,33
16	920 - 940	2,75	13,22	19,25	92,55
17	900 - 920	1,05	5,05	20,3	97,60
18	883 - 900	0,5	2,4	20,8	100
Total		20,8	100		

HAMADA

a: altitude mediane : 988m
b: altitude moyenne : 993m
c: point culminant : 1240m
d: point le plus bas : 883m



2.4. Coefficient de compacité :

La forme du bassin versant influe beaucoup sur l'écoulement, les bassins versants ayant les mêmes formes et les mêmes dimensions donnent généralement un hydrogramme des crues identique.

Le calcul de l'indice de compacité K_c est basé sur la comparaison du périmètre P_c d'un cercle de même superficie S .

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2 \pi R}$$

avec : $R = \sqrt{S/\pi}$

en remplace dans K_c :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2 \pi \sqrt{S/\pi}} = \frac{P}{2 \pi \sqrt{S}} \cdot \sqrt{\pi} = \frac{P}{2 \sqrt{\pi}} \frac{1}{\sqrt{S}}$$

L'expression $\frac{1}{2 \sqrt{\pi}} = \text{cste} = 0,28$

d'où : $K_c = 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$ $P = 21 \text{ km}$

AN : $K_c = 0,28 \cdot \frac{21}{\sqrt{20,8}} = 1,29$

2.5. Le rectangle équivalent :

C'est un rectangle qui a même superficie et même périmètre que le bassin versant considéré. Sa longueur et sa largeur sont calculées :

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

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

AN :

$$L = 7,86 \text{ km}$$

$$l = 2,65 \text{ km.}$$

2.6. Densité de drainage :

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des rivières de tous les ordres, et la surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} = \frac{48,5}{20,8} = 2,33$$

où : $\sum L_i$: longueur de tous les talwegs de la superficie du bassin versant
 S : superficie du bassin versant.

Coefficient de drainage :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 0,82; \quad N_1 : \text{nombre de drains suivant la classification Horton} = 17.$$

Coefficient de torrentialité :

$$C_T = D_d \cdot F_1 = 1,9$$

Temps de concentration :

$$t_{(\text{heure})} = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H}}$$

où : S : surface du bassin versant (km^2)
 L : longueur du talweg principal
 H : altitude moyenne à l'exutoire

3. Temps de concentration :

C'est la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée sur un point hydrauliquement le plus éloigné de l'exutoire puisse arriver à celui-ci. Il sera déterminé à l'aide de la formule de GIANDOTTI :

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

où : T_c : temps de concentration en heures
 S : surface du bassin en km^2
 L : longueur du talweg en km
 H : différence de niveau entre la côte moyenne du bassin et son point de sortie.

A.N.: $S = 20,8 \text{ km}^2$
 $L = 10 \text{ km}$
 $H = H_{\text{moy.}} - H_{\text{min.}} = 993 - 883 = 110 \text{ m}$

avec : $H_{\text{moy.}}$: altitude moyenne du bassin versant (m)
 $H_{\text{min.}}$: altitude minimale du bassin versant (m)

$$T_c = \frac{4 \sqrt{20,8 + 1,5 \cdot 10}}{0,8 \sqrt{110}} = 3,96 = 4 \text{ h}$$

Donc, la vitesse de propagation moyenne dans le bassin sera :

$$V_o = \frac{L}{3,6 T_c} = \frac{10}{3,6 \cdot 4} = 0,7 \text{ m/s.}$$

4. Paramètres hydrographiques et géomorphologiques du bassin versant de

l'Oued Hamada :

Tableau n° 3 :

Type du paramètre	Symbole et unité	Valeurs
Superficie du bassin versant	$S : (\text{km}^2)$	20,6
Périmètre du bassin versant	$P : (\text{km})$	21
Coordonnées	Lambert	$x = 679,8$ $y = 307,1$ $z = 883$
Altitudes	$H_{\text{max.}} : (\text{m})$ $H_{\text{min.}} : (\text{m})$ $H_{\text{moy.}} : (\text{m})$ $H_{\text{min.}} : (\text{m})$	1240 993 883
Longueur du talweg principal	$L : (\text{km})$	10
Longueur du rectangle équivalent	$L : (\text{km})$	7,86
Indice de compacité	K_c	1,29
Coefficient de torrentialité	C_t	
Densité de drainage	D_d	
Temps de concentration	$T_c \text{ (h)}$	4

5. Climat et précipitations :

5.1. Climat :

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide. La neige peut rester un certain temps dans la plupart des zones élevées à plus de 1000 m. Les températures moyennes varient de 15° à 16°. Les températures moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau ci-dessous (n°4).

Tableau n° 4 :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy. Annuel
Température moyenne	22,45	16,30	9,75	6,50	5,35	6,70	9,35	12,90	17,25	22,55	26,75	25,90	15,14

5.2. Précipitations :

On définit les précipitations, toutes les eaux météoriques qui tombent à la surface du bassin versant sous formes de pluies ou de neige.

Nous signalons l'absence totale des stations pluviométriques sur le bassin versant de Hamada.

Pour cette raison, nous retiendrons les stations de Bordj-Bou-Arreidj et de Medjana qui représentent l'avantage d'être les plus proches du bassin et d'avoir les données sur une longue période d'observations.

Tableau des 2 stations de la région 5 :

N°	Code	Noms de stations	Altitude (m)	Périodes d'observations	Nombre d'années	Module
1	05.09.05	Bordj-Bou-Arreidj	922	1912-1984	53	352
2	05.09.06	Medjana	1060	1928-1984	35	517

D'après la carte de CHAUMONT, la pluie moyenne de Hamada varie entre 400 mm et 500 mm.

On prendra une moyenne de 450 mm, pour CHAUMONT et pour avoir une valeur plus exacte de la pluie.

On prendra la moyenne des deux stations avec celle de CHAUMONT; d'où :

$$P_o = 443 \text{ mm.}$$

5.2.1. Précipitations mensuelles :

Les précipitations mensuelles sont reportées dans le tableau suivant.

Tableau n° 6 :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Σ
Précipitation (mm)	31	35	40	58	48	42	46	49	38	25	8	15	443
Pourcentage (%)	7,00	7,90	10,84	13,08	10,84	9,48	10,38	11,06	8,58	5,64	1,81	3,39	100

Les mois de juin à octobre constituent la saison estivale de l'année pluviométrique, effectivement l'année hydrologique est considérée à partir de septembre.

Les précipitations dans la période de novembre à avril représentent environ 66% de la pluie moyenne annuelle.

5.2.2. Pluies maximales journalières :

Les valeurs observées dans les postes de Bourdj-Bou-Arréridj et Médjana ont été adoptées pour le bassin.

Les caractéristiques de ces postes sont reportées dans le tableau n° 7.

\bar{P} mens
en %

REPARTITION MENSUELLE MOYENNE DES PRECIPITATIONS

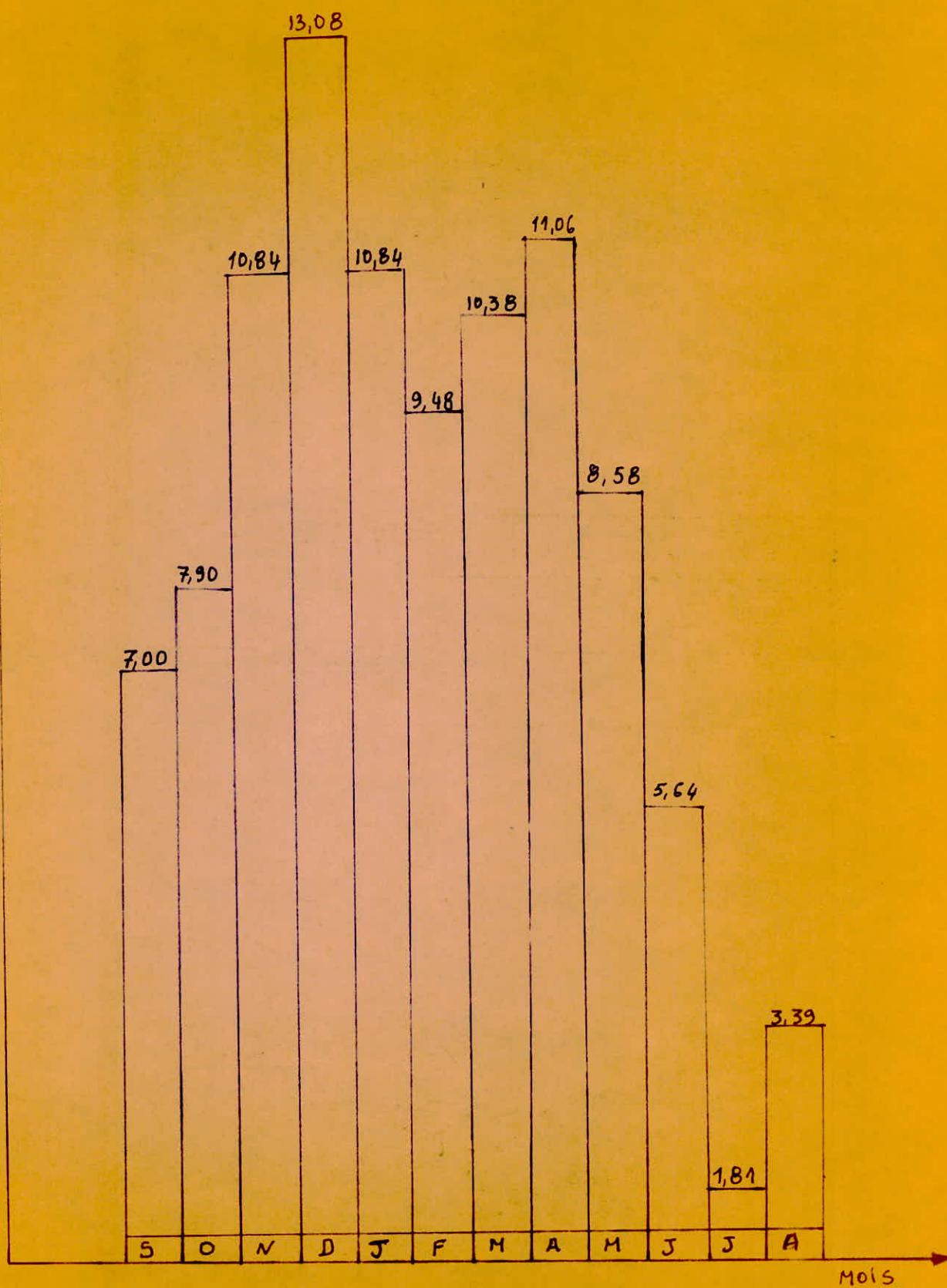


Tableau n° 7 :

Stations	C o d e	P ₂₄ (max.) (mm)	Coefficient de variation (cv)	Exposant climatique
Bordj-Bou- Arréridj	05.09.05	34,31	0,33	0,37
Médjana	05.09.06	39,89	0,34	0,37
Moyenne		37,10	0,335	0,37

5.2.3. Calcul des valeurs de précipitations maximales journalières :

Nous calculons les valeurs de précipitations maximales journalières des différentes fréquences pour la relation suivante :

$$P_j = \frac{\bar{P}_{j \max.}}{\sqrt{cv^2 + 1}} \times e^t \sqrt{\log(cv^2 + 1)} = 35,18 e^{0,326 t}$$

où : $\bar{P}_{j \max.} = 37,1 \text{ mm}$

$cv = 0,335$

$t =$ coefficient statistique de la loi de GALTON.

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau n° 8.

Tableau n° 8 :

Fréquences (%)	Probabilité de non dépassement P_r	99,9	99	98	96	95	90	80
	Probabilité de dépassement $(1-P_r)$	0,1	1	2	4	5	10	20
Période de retour (ans) $T = 1 / (1 - P_r)$		1000	100	50	25	20	10	5
t		3,1	2,328	2,057	1,753	1,644	1,285	0,8428
P_j (mm)		96,65	75,14	68,79	62,30	60,14	53,48	46,30

5.2.4. Pluie de courte durée :

La répartition statistique des pluies temporelles a été déterminée suivant la formule suivante :

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

où : b : exposant climatique a été pris = 0,37

t : temps considéré en heures

P_j : pluie maximale journalière correspondante à une fréquence de probabilité en mm

P_t : pluie de courte durée (t) de même fréquence en mm.

L'intensité des pluies $I = \frac{P_t}{t}$ (mm/h).

Les calculs sont données dans le tableau (n° 9).

6. EVAPORATION :

L'évaporation intéresse l'eau des réservoir et des ruissellements. Elle dépend de plusieurs facteurs qui sont l'insolation, la ventilation, la température, la pression atmosphérique, le degré hydrométrique etc....

Pour les valeurs d'évaporation à la surface de l'eau, les observations qui ont été prises à la station de Sétif caractérisent mieux la région et en particulier le site de la retenue.

Tableau N° 9

Tableau N° 9					0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
t (heures)												
Période de Retour (ans)	5	1 - P _t	0,20	P _t	11,05	14,29	16,60	18,46	20,05	21,45	22,71	23,86
				I	22,10	14,29	8,30	9,23	8,02	7,15	6,49	5,97
	10		0,10	P _t	12,77	16,50	19,17	21,33	23,16	24,78	26,23	27,56
				I	25,54	16,50	0,59	10,67	9,26	8,26	7,49	6,89
	25		0,04	P _t	14,87	19,22	22,33	24,84	26,98	28,86	30,56	32,11
				I	29,74	19,22	11,17	12,42	10,79	9,62	8,73	8,03
	50		0,02	P _t	16,42	21,23	24,66	27,43	29,79	31,87	33,74	35,45
				I	32,84	21,23	12,33	13,72	11,92	10,62	9,64	8,86
	100		0,01	P _t	17,94	23,18	26,94	29,96	32,54	34,81	36,86	38,72
				I	35,88	23,18	13,47	14,98	13,02	11,6	10,53	9,68
	1000		0,001	P _t	23,07	29,82	34,64	38,54	41,85	44,77	47,4	49,8
				I	46,15	23,82	23,09	19,27	16,74	14,92	13,54	12,45

$$y_o = 600 \cdot 0,443 (1 - 10^{-0,0706}) = 39,88 \text{ mm}$$

P_o : pluie moyenne en mm

y_o : apport moyen annuel en mm.

b.- Formule de COUTAGNE :

$$y_o = 1,024 (P_o - 0,26)^2 = 1,024 (0,443 - 0,26)^2 = 0,0343 \text{ m} = 34,3 \text{ mm}$$

c.- Formule de DERY :

$$y_o = 0,915 \cdot P_o^{2,684} \cdot S^{-0,158}$$

où : y_o : apport moyen annuel

S : superficie du bassin (km^2)

P_o : pluie moyenne annuelle (mm)

$$y_o = 0,915 \cdot 0,443^{2,684} \cdot 20,8^{-0,158} = 0,0637 \text{ m} = 63,7 \text{ mm}$$

d.- Formule de MEDINGER :

$$y_o = 0,75 (P_o - 400) = 0,75 (443 - 400) = 32,25 \text{ mm}$$

où : P_o : pluie moyenne annuelle

y_o : apport moyen annuel

e.- Formule de SAMI :

$$y_o = P_o^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) = 0,443^2 (293 - 2,2 \sqrt{20,8}) = 55,53 \text{ mm}$$

f.- Formule de TURC :

$$y_o = P_o - \frac{P_o}{\sqrt{\frac{0,9 + P_o^2}{L^2}}}$$

où : $L = 300 + 25 T + 0,05 T^2 = 300 + 25,15 + 0,05 \cdot 15^2 = 686,25$

$$y_o = 443 - \frac{443}{\sqrt{0,9 + \frac{443}{686,25^2}}} = 56,94 \text{ mm}$$

Les résultats obtenus par l'ces différentes formules seront reportés dans le tableau ci-dessous.

Tableau n° 11 :

MODELES	Module y_o (mm)	Apport moyen $A_o = y_o \cdot S \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$	Débit unitaire $M_o = \frac{A_o \cdot 10^{-6}}{S \cdot 31,536}$	Débit moyen $Q_o \text{ (m}^3/\text{s)} = M_o \cdot S$
CHAUMONT	39,88	0,83	1,265	0,026
COUTAGNE	34,30	0,713	1,087	0,023
DERY	63,7	1,325	2,020	00,042
MEDINGER	32,25	0,671	1,023	0,021
SAMI	55,53	1,155	1,761	0,037
TURC	56,94	1,184	1,805	0,038
Moyenne	47,10	0,98	1,49	0,031

On prend l'apport moyen : $A_o \text{ moy.} = 0,98 \cdot 10^6 \text{ m}^3 = 1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$$M_o \text{ moy.} = 1,52 \text{ (l/s/km}^2\text{)}$$

$$Q_o = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.1.1. Les apports moyens mensuels :

Tableau n° 12 :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
Apports (103) m ³	68,6	77,42	106,23	128,18	106,23	92,9	101,72	108,39	84,08	55,27	17,73
Pourcent- tages (%)	7,00	7,9	10,84	13,08	10,84	9,48	10,38	11,06	8,58	5,64	1,81
											A
											ANNÉE
											33,22
											97979
											3,39
											100

7.2. Coefficient d'écoulement :

Le coefficient d'écoulement moyen annuel sera calculé par la relation suivante :

$$k_e = \frac{y_o}{p_o}$$

$$k_e = \frac{47,10}{443} = 0,106$$

7.3. Variabilité de l'apport annuel :

Le coefficient de variation se calcule d'après la relation UKRGIPROVODKHIOZ applicable pour les oueds du Nord de l'Algérie.

$$C_v = \frac{0,7}{M^{0,125}}$$

où : M : module de l'apport (l/s/km²).

$$C_v = \frac{0,7}{1,49^{0,125}} = 0,66$$

Calcul du coefficient de variabilité C_v d'après SOKOLOVSKI et CHEVELEVE :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \ln M$$

$$C_v = 0,78 - 0,29 \ln 1,49 = 0,66$$

7.3.1. Coefficient d'assymétrie :

$$C_s = 2 C_v = 2 \cdot 0,66 = 1,32$$

7.4. Apport annuel fréquentiel :

Pour la répartition statistique des débits, on utilise la loi log - normale (GALTON) ($cv = 0,66$)

$$M = \frac{M_o}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{t \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad M_o \text{ moy.} = 1,52 \text{ (l/s/km}^2\text{)}$$

Avec ces valeurs l'équation devient :

$$M = 1,27 \cdot e^{0,6 t}$$

Cet ajustement permet d'attribuer les apports annuels de différentes fréquences qui seront reportées dans le tableau suivant.

Tableau n° 13 ;

Fréquences (%)	Probabilité :	0,001	0,01	0,02	0,04	0,10	0,20	0,5	0,9
	dépassement :								
	(1 - Pr)								
	Probabilité :	0,999	0,99	0,98	0,96	0,90	0,80	0,50	0,1
	dépassement :								
	(Pr)								
Période de retour (ans)	T = 1/(1 - Pr)	1000	100	50	25	10	5	2	1,11
Débit unitaire	M (l/s/km ²)	8,16	5,13	4,36	3,63	2,74	2,10	-	-

7.5. Les crues :

Une crue est un écoulement à régime variable pendant lequel le débit atteint des valeurs importantes.

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évidente en raison des effets distinctifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité :

- capacité du réservoir d'accumulation;
- dimensionnement des ouvrages annexes.

Pour calculer le débit de crue maximum, nous utiliserons les formules :

a.- Méthode de PESSENTI :

$$Q_{\max.} = C \cdot \frac{P_j}{L} \left(S_m + \frac{S_p}{3} \right)$$

où : P_j : pluie journalière fréquentielle (m)
 L : longueur de talweg principal (km)
 S_m : superficie montagneuse du bassin versant (km²)
 S_p : superficie plaine du bassin versant (km²)
 C : coefficient dépendant du talweg

$$C = 750$$

$$S_m = \frac{1}{4} \cdot S = 5,2 \text{ km}^2$$

$$S_p = \frac{3}{4} \cdot S = 15,6 \text{ km}^2$$

$$L = 10 \text{ km.}$$

Tableau de calcul pour chaque période de retour :

Tableau n° 14 :

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100	1000
P_j (mm)	46,30	53,48	62,30	68,79	75,14	96,65
$Q_{max.}$ (m ³ /s)	36,11	41,71	48,59	53,66	58,61	75,38

b.- Méthode de GIANDOTTI :

$$Q_{max.} = \frac{a.s.h \sqrt{H - H_o}}{4 (\sqrt{S} + 1,5 L)}$$

où : S : superficie du bassin versant en km²

L : longueur du talweg (km)

H : altitude moyenne de B.V. (m)

h : hauteur de la pluie de durée de temps de concentration (m)

H_o : altitude minimale de bassin en (m).

a : coefficient topographique

$$h = P_{jmax.} \left(\frac{t}{24} \right)^b \text{ (mm)}$$

$$a = 170$$

$$S = 20,8 \text{ km}^2$$

$$H = 993 \text{ m}$$

$$H_o = 883 \text{ m}$$

$$L = 10 \text{ m.}$$

Tableau de calcul 15 :

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100	1000
$h = P_j \left(\frac{t}{24}\right)^b$ (mm)	23,86	27,56	32,11	35,45	38,72	49,8
$Q_{max.}$ (m ³ /s)	26,62	30,75	35,82	39,55	43,20	55,55

c.- Méthode de MALLET - GAUTIER :

$$Q_{max.} = 2 K \ln (1 + a P_o) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + \ln \left(\frac{T}{S}\right)}$$

avec : a, K : coefficients topographiques

$$2 \leq K \leq 3$$

$$20 \leq a \leq 30$$

T : période de retour (ans)

S : superficie du bassin versant (km²)

P_o : pluie moyenne annuelle

Pour le calcul :

$$K = 2,5, \quad a = 25, \quad P_o = 0,443 \text{ m}, \quad S = 20,8 \text{ km}^2$$

$$L = 10 \text{ km.}$$

Tableau n° 16 :

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100	1000
$Q_{max.}$ (m ³ /s)	56,0	68,27	81,71	90,56	98,62	121,61

d.- Méthode Rationnelle :

$$Q_{j \text{ moy.}} = \frac{P_j \cdot C_r}{T_j} \cdot 10^3$$

Le rapport $\frac{Q_{\text{max.}}}{Q_{j \text{ moy.}}} = \frac{P \cdot t_c}{P_j} \cdot \frac{24}{T_c}$

où : $Q_{j \text{ moy.}}$: débit journalier moyen fréquentiel (m^3/s)

P_j : pluie journalière moyenne fréquentielle (mm)

S : superficie du bassin versant (km^2)

T_j : durée d'un jour (86400 s)

T_c : temps de concentration en heures

C_r : coefficient de ruissellement $C_r = \frac{P_{\text{eff}}}{P_{\text{max.}}} \cdot$

Le temps de concentration t_c a été calculé par la formule de GIANDOTTI :

$$P_{\text{max.}} = P_j \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

$$P_{\text{eff.}} = P_{\text{max.}} - D$$

où : D : déficit en (mm)

Tableau récapitulatif des calculs 17 :

Temps de concentration	Période de retour	$P_{max.}$	D	$P_{eff} = P_{max.} - D$	$G_r = \frac{P_{eff}}{P_{max}}$
T_c (h)	T_r (ans)	(mm)	(mm)	(mm)	
1	5	14,29	13	1,29	0,09
	10	16,50		3,5	0,21
	25	19,22		6,22	0,32
	50	21,23		8,23	0,39
	100	23,18		10,18	0,44
	1000	29,82		16,82	0,56
2	5	18,46	13,5	4,96	0,27
	10	21,33		7,83	0,37
	25	24,84		11,34	0,46
	50	27,43		13,93	0,51
	100	29,96		16,46	0,55
	1000	38,53		25,03	0,65
3	5	21,45	14	7,45	0,35
	10	24,78		10,78	0,44
	25	28,86		14,86	0,51
	50	31,87		17,87	0,56
	100	34,81		20,81	0,6
	1000	44,78		30,78	0,68

suite à la page
ci-après

4	5	23,86	14,5	9,36	0,39
	10	27,56		13,06	0,47
	25	32,11		17,61	0,55
	50	35,45		20,95	0,59
	100	38,72		24,22	0,63
	1000	49,80		35,30	0,71

Tableau n° 18 : Récapitulatif de la méthode rationnelle.

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100	1000
P_j (mm)	46,30	53,48	62,30	68,79	75,14	96,65
C_r (pour $T_c = 4$ h)	0,39	0,47	0,55	0,59	0,63	0,71
P_{tc} (mm) ($T = 4$ h)	23,86	27,56	32,11	35,45	38,72	49,8
$Q_{j \text{ moy.}}$ (m^3/s)	4,35	6,05	8,25	9,77	11,40	16,52
$Q_{\text{max.}}$ (m^3/s)	13,45	18,71	25,51	30,21	35,25	51,07

$$Q_{\text{max.}} = Q_{j \text{ moy.}} \cdot \frac{P_{tc} \cdot 24}{P_j \cdot T_c}$$

Tableau résumant les différentes méthodes 19 :

M E T H O D E S							
Fréquences 1 - Pr	Période de retour 1/(1 - Pr)	POSSENTI	GIANDOTTI	MALLET - GAUTIER	RATION- NELLE	Moy- enne	Adopté
$Q_{max.} (m^3/s)$							
20	5	36,11	26,62	56,0	13,45	33,045	35
10	10	41,71	30,75	68,27	18,71	39,86	40
4	25	48,59	35,82	81,71	25,51	47,91	50
2	50	53,66	39,55	90,56	30,21	53,74	55
1	100	58,61	43,2	98,62	35,25	58,92	60
0,1	1000	75,38	55,55	121,61	51,07	75,9	80

7.5.1. Hydrogramme des crues :

On trace l'hydrogramme des crues en utilisant la formule de SOKOLOVSKI qui a comme équations :

$$\begin{aligned}
 1) \text{ Pour la crue : } Q_x &= Q_{max.} (x/t_1)^m \\
 2) \text{ Pour la décrue : } Q_z &= \frac{Q_{max.} (t_2 - z)^n}{t_2^n}
 \end{aligned}$$

où : $m = 2$
 $n = 3.$

Q_x : débit de la crue pendant x heures

Q_z : débit de la décrue

$Q_{max.}$: débit maximum qui représente le débit de pointe

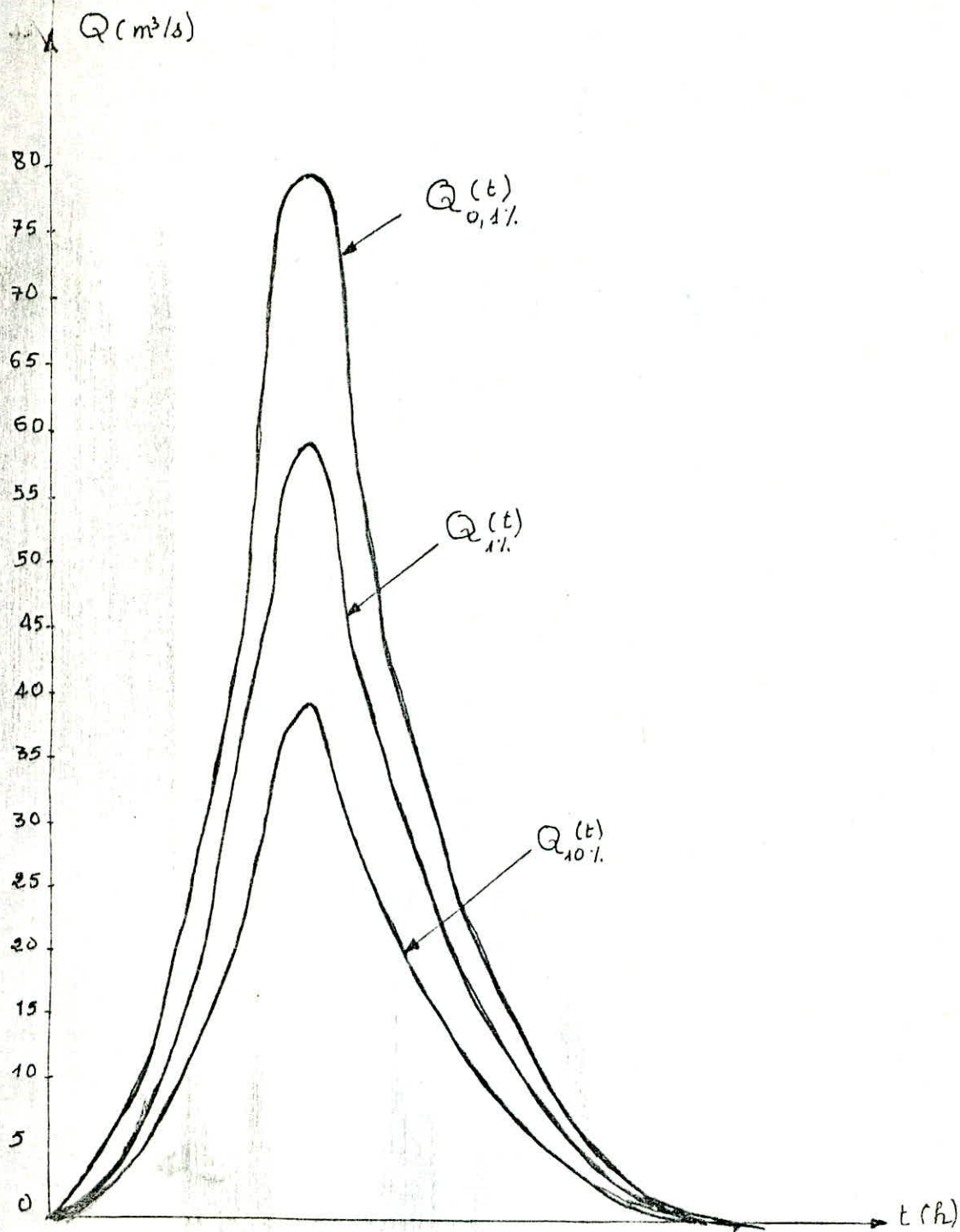
t_1 : temps de montée en heures

t_2 : temps de baisse.

Tableau donnant les différents paramètres de l'hydrogramme de crue 20 :

t (heures)	$Q_i/Q_{max.}$	$Q_{0,1\%} (m^3/s)$	$Q_{1\%} (m^3/s)$	$Q_{10\%} (m^3/s)$
1	0,06	5	3,6	2,4
2	0,25	20	15	10
3	0,56	45	33,6	22,4
4	1	80	60	40
5	0,67	53,6	40,2	26,8
6	0,42	33,75	25,2	16,8
7	0,25	20	15	10
8	0,125	10	7,5	5
9	0,053	4,25	3,18	2,12
10	0,016	1,28	0,96	0,64
11	0,002	0,16	0,12	0,08
12	0	0	0	0

HYDROGRAMME DES CRUES



ECHELLE HORIZONTALE :

VERTICALE : 1cm \rightarrow 5 m^3

7.6. Envasement :

7.6.1. Apport solide :

Il est constitué des matériaux solides entraînés par l'eau en quantités plus ou moins importantes lors des crues et pour les études des aménagements hydrauliques, il apparaît nécessaire de connaître la quantité de ces matériaux solides, afin d'éviter l'envasement du réservoir et leur pénétration dans la prise d'eau, qui réduit le débit et augmente les pertes de charges. Pour les calculs nous utilisons la formule de TIXERONT :

$$T_o = 350 y_o^{0,15}$$

où : y_o : lame écoulee en (mm)

T_o : transport solide en (t /km²/an)

$$T_o = 350.47,1^{0,15} = 623,765 \text{ t/km}^2/\text{an}.$$

7.6.2. Volume mort : V_m

Le volume mort représente la plus basse partie de la retenue souvent inutilisable, contenant les matériaux solides transportés par charriage. On le calcule par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_o \cdot S \cdot T_s \cdot C}{\gamma_p} = 34,610^3 \text{ m}^3$$

où : T_s : période de service 20 ans

C : coefficient de correction = 0,2

γ_p : poids spécifique d'alluvion exprimé en t/m³ = 1,5

d'après la courbe $V = f(h)$, on tire : $h_m = 3,6 \text{ m}$

$$\nabla V_m = 893,6 \text{ m}$$

III. ETUDE TOPOGRAPHIQUE :

L'étude topographique a pour but essentiel de déterminer le lieu où sera implanté le futur barrage.

Pour cela nous avons utilisé une carte à grande échelle (1/1000) avec des courbes de niveau, dressée par le procédé photogrammétrique et à partir de cette carte, nous choisissons l'emplacement de l'ouvrage à l'endroit le plus étroit de l'oued.

Un tel choix aura aussi souvent pour but de placer la réserve au-dessus du périmètre à desservir pour avoir la distribution gravitaire de l'eau.

(Voir planche n° 1 et 2).

IV. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE :

IV.1. Généralités :

Pour la construction d'un barrage, on doit connaître un certain nombre de facteurs essentiels parmi lesquels on trouve : le facteur géologique et le facteur géotechnique qui sont de première nécessité. Ces deux facteurs jouent un très grand rôle dans le calcul de stabilité, de tassement, de la position du barrage etc....

IV.2. Etude géologique :

La structure géologique est caractérisée par la présence des alluvions gravilleuse et des argiles.

Au niveau du site où se repose le corps du barrage, on trouve du marne qui assurent l'étanchéité et constituent l'assise adéquate car, ils ne présentent aucune faille.

(Voir coupe géologique, planche n°).

IV.3. Etude géotechnique :

Cette étude a pour but de déterminer avec précision suffisante :

- le degré de perméabilité de la cuvette;
- la stabilité et la perméabilité des fondations du barrage;
- les caractéristiques physico-mécaniques des terres devant constituer la digue.

IV.3.1. Etanchéité de la cuvette :

Elle dépend de la perméabilité des terrains constituant le sol de fondation du barrage et de la cuvette pour cela :

- Vu les travaux de reconnaissances faits par SETHYAL.
- Vu l'exécution de sondage mécanique dans la zone d'assise de la digue et les mesures de la teneur en eau, le poids spécifique et les analyses granulométrique faites au laboratoire.

Nous choisissons le terrain le moins perméable en évitant les sols d'alluvions ainsi que les assises constituées de roches susceptibles de se dissoudre comme le gypse, qui peuvent être la source de difficultés.

IV.3.2. Matériaux de construction :

3.2.1. Caractéristiques géotechniques des matériaux :

3.2.1.1. Densité sèche :

La densité sèche est le poids de la matière solide contenue dans l'unité de volume et, par compactage tend à ramener le matériau à une densité voisine de la densité sèche possible.

$$\gamma_s = 1,7 \text{ t/m}^3$$

IV.3.2.1.2. Densité humide :

$$\gamma_h = \gamma_s + n \gamma_s$$

où : $n = 0,2$ porosité

$$\gamma_h = 2,04 \text{ t/m}^3$$

IV.3.2.1.3. Angle de frottement :

Comme nous avons un matériau argileux, l'angle de frottement interne sera pris $\alpha = 27^\circ$.

IV.3.2.1.4. La cohésion :

La cohésion est la résistance au cisaillement sous charge nulle. Elle est admise entre les valeurs $0,15$ à $0,2 \text{ kg/cm}^2$.

IV.3.2.1.5. Perméabilité :

La perméabilité est la quantité d'eau intersticielle qui traverse l'unité de section pendant une seconde avec une pente piézométrique égale à l'unité.

POST et LONDE ont classé les coefficients de perméabilité pour les matériaux de barrage :

matériaux perméables : 210^{-7} k 210^{-3}

matériaux semi-perméable: ... 10^{-7} k 510^{-5}
 10^{-11} k 510^{-7} .

Comme nous avons un matériau argileux alors nous adoptons :

$$k = 510^{-9} \text{ m/s.}$$

IV.3.2.2. Les caractéristiques de l'assise ;;

Le substratum est constitué de marnes dont les caractéristiques géotechniques sont données comme suit :

- densité sèche : $1,69 \text{ t/m}^3$;
- densité saturée : $2,05 \text{ t/m}^3$;
- poids spécifique : 2,7;
- angle de frottement : 25° ;
- cohésion : $0,2 \text{ kg/cm}^2$;
- perméabilité : 1.10^{-10} m/s .

IV.3.3. Zones d'empreint :

En examinant la géologie du bassin, nous remarquons à la région sud la présence d'argile sableuse et gravilleuse en quantités considérables. Cette zone d'empreint est facilement accessible par une piste qui devra être aménagée pour faciliter la tâche du transport. De même, à 6 km Est de Bordj Bouarirridj est implanté une carrière balaestière qui exploite la roche pour l'empierrement des routes et pour d'autres besoins de constructions dont nous profitons à utiliser pour la construction des ouvrages annexes, et les graviers verts pour le drainage.

IV.4. Stabilité :

La site apparaît géologiquement favorable à la construction de la retenue et assure la stabilité des fondations de la digue et, en tout cas, il faut éviter de placer cette dernière sur une assise d'alluvions perméables sans prendre toutes les dispositions nécessaires pour ne pas avoir le phénomène de renard, on se méfiera également des fondations rocheuses, la structure tectonique est calme, le coefficient dynamique dû au séisme est évalué à : $a = 0,1$.

IV.5. Facteurs économiques :

La sélection du site sera économique si nous assurons :

- la sécurité de l'ouvrage;
- l'eau mise à la disposition des utilisateurs soit à un prix de revient raisonnable;
- le rapport des volumes eau sur volume terre $R = 6$, conseillé.

IV.6. Choix du site et du type de barrage :

Compte tenu des différents facteurs analysés précédemment (topographie, géologie, hydrologie ...).

Le choix du site pourra se faire en deux étapes :

- La première étape consistera à repérer sur un plan les sites à prospecter.
- La deuxième étape sera une reconnaissance sur le terrain des sites représentés.

Après avoir recherché sur plan ou sur photo, la cuvette à pentes do ces faciles à barrer et située à a proximité des terrains à irriguer, on vérifiera si le bassin versant est susceptible de fournir le volume d'eau nécessaire en calculant le rapport volume stockage sur volume des terres ($R = \frac{V_s}{V_t}$).

Nous devons être sûr, que les sites apparaissent favorables et ne présentent pas de difficultés pour l'aménagement de l'évacuateur de crues et, il est économique d'évacuer les eaux de crues dans un lit voisin. Pour notre site, nous proposons un barrage homogène constitué d'argiles sablauses et gravilleuses de caractère CL avec un tapis filtrant et un drain de pied à l'aval du barrage.

II^{ème} PARTIE : PROJET

I. CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE :

I.1. Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur :

Nous avons déterminé les surfaces (S_{pi}) correspondantes à chaque altitude par planimétrie.

Les surfaces élémentaires correspondantes aux différentes couches considérées sont calculées suivant les formules :

$$S_i = \frac{S_{pi} + S_{pi+1}}{2}$$

$$S_1 = \frac{2}{3} S_{p1}$$

Nous calculons les volumes élémentaires en multipliant les surfaces élémentaires, selon le cas par la différence de cote entre deux ou trois courbes de niveau :

$$\Delta V_i = S_{pi} \cdot \Delta H$$

où : ΔH : la différence de cote entre deux ou trois courbes de niveau

$$\Delta V_i = 2 \text{ m} \quad \text{ou} \quad \Delta H = 3 \text{ m.}$$

Nous calculons le volume de chaque couche par :

$$V_{ci} = \Delta V_i + \Delta V_{i+1}$$

Les résultats des calculs sont répartis dans le tableau suivant.

$$V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta h_i \quad i = 1, 2 \dots$$

$$\Delta h_i = h_{i+1} - h_i$$

Tableau 21 :

Côtes (m)	Hauteur (m)	Surface par planimétrie S_p (m ²)	Surface moyenne sur 10 ⁴ (m ²)	V (m ³)	V _c 10 ⁴ (m ³)
890	0	00	0,7334	22002	2,2002
893	3	11000	2,4570	49140	71142
895	5	38140	5,8320	179000	24,6102
898	8	78500	8,9500	421650	42,5102
500	10	100500	14,0550	846752	84,6752
903	13	180600			
			Σ 32,0274		

Avec les valeurs de ce tableau, on trace les courbes Bathymétriques
Altitude : surface - $S = f(h)$ et volume - $V = f(h)$.

II. REGULARISATION :

II.1. Etude de la consommation :

Les eaux utilisées en irrigation des cultures maraîchères sont données comme suit :

Avril	280 m ³ /ha;
Mai	1280 m ³ /ha;
Juin	2150 m ³ /ha;
Juillet	2810 m ³ /ha;
Août	2450 m ³ /ha;
Sept.	1400 m ³ /ha.

en faisant la somme, on obtient la dose d'arrosage égale à 10370 m³/ha.

Pour un taux de régularisation de 80 %, on obtient un apport utilisable :

$$A_u = \frac{A_{o \text{ moy.}} \cdot 80}{100} = 800 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

et la superficie qui pourra être irriguée sera :

$$S_{ir} = \frac{A_u}{10370} = \frac{800 \cdot 10^3}{10370} = 77,15 \text{ ha}$$

pour un taux de régularisation de 90 %, on obtient un apport utilisable :

$$A_u = \frac{A_{o \text{ moy}} \cdot 90}{100} = 900 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

et la superficie irrigable pour ce taux sera :

$$S_{ir} = \frac{A_u}{10370} = \frac{900 \cdot 10^3}{10370} = 86,79 \text{ ha}$$

d'où les besoins en eaux pour chaque mois seront :

MOIS	Taux (%) :	80	:	90	:
		besoins en 10^3 m^3	:	besoins 10^3 m^3	:
Avril	:	21,6	:	24,3	:
Mai	:	98,75	:	110,09	:
Juin	:	165,86	:	186,6	:
Juillet	:	216,78	:	243,88	:
Août	:	189	:	212,63	:
Septembre	:	108	:	121,5	:

II.2. Les pertes par évaporation et par infiltration :

II.3. Détermination de la capacité de la retenue :

L'apport du premier mois (Octobre) ajouté au volume mort de la retenue, nous permet, à l'aide de la courbe "altitude - surface" la détermination de la surface inondée correspondante.

$$A_{i=1} + V_M \text{ -----} S_{i=1}$$

On évalue le volume d'eau évaporé (V_{ev}) et le volume d'eau infiltré ($V_{inf.}$) et le volume des précipitations (V_p).

$$V_{ev_{i=1}} = S_{i=1} \cdot E_{v_{i=1}}$$

$$V_{p_{i=1}} = S_{i=1} \cdot P_{i=1}$$

$$V_{inf._{i=1}} = S_{i=1} \cdot Inf._{i=1}$$

d'où le volume en fin du 1^{er} mois sera :

$$V_{f_{i=1}} = A_{i=1} + V_M + V_{p_{i=1}} - V_{cons_{i=1}} = V_{ev_{i=1}} - V_{inf_{i=1}}$$

V_{cons_i} : volume utilisé durant le mois i .

Pour le mois qui suit, on ajoute à son apport le volume en fin du mois précédant afin de déterminer la surface inondée :

$$V_{f_{i=1}} + A_{i+1} \longrightarrow S_{i+1}$$

$$V_{ev_{i+1}} = S_{i+1} \cdot E_{v_{i+1}}$$

$$V_{inf._{i+1}} = S_{i+1} \cdot Inf._{i+1}$$

$$V_{p_{i+1}} = S_{i+1} \cdot P_{i+1}$$

$$\vdots \quad \quad \quad \vdots$$

$$V_{f_{i+n}} + A_{i+n+1} \longrightarrow S_{i+n+1}$$

$$V_{ev_{i+n+1}} = S_{i+n+1} \cdot E_{v_{i+n+1}}$$

$$V_{inf._{i+n+1}} = S_{i+n+1} \cdot Inf._{i+n+1}$$

MOIS	PRECIPITATIONS MENSUELLES	EVAPORATIONS MENSUELLES	INFILTRATIONS MENSUELLES	APPORTS MENSUELLES	BESOINS MENSUELLES	VOLUME APPROXIMATIF DU RESERVOIR	VOLUME DU RESERVOIR AU DEBUT DU MOIS	VOLUME APPROXIMATIF	CÔTES APPROXIMATIVES	SURFACES MOYENNES DU RESERVOIR	PRECIPITATIONS	VOLUME EVAPORÉ	VOLUME INFILTRÉ	VOLUME DU RESERVOIR FIN DU MOIS	CÔTES
	mm	mm	mm	10 ³ m ³	10 ³ m ³	10 ³ m ³	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m	ha	m ³	m ³	m ³	10 ³ m ³	m
OCTOBRE	35	93,69	21	77,42	—	77,42	34,6	112,02	896,1	3,55	124,25	332,6	74,55	111,74	896,1
NOVEMBRE	40	61,52	21,6	106,23	—	106,23	111,74	217,97	897,7	5,4	216	332,21	116,64	217,73	897,7
DECEMBRE	58	36,81	21	128,18	—	128,18	217,73	345,91	899,2	7,5	435	276,07	157,5	345,91	899,2
JANVIER	48	20,08	14,4	106,23	—	106,23	345,91	452,14	900,3	9,3	446,4	186,74	133,92	452,27	900,3
FEVRIER	42	35,27	14,7	92,9	—	92,9	452,27	545,17	901,1	10,5	441	370,33	154,35	545,08	901,1
MARS	46	83,66	18,4	101,72	—	101,72	545,08	648,8	901,9	12	552	1003,92	220,8	645,41	901,9
AVRIL	49	97,15	22,1	108,39	21,6	86,79	645,41	732,2	902,4	12,8	627,2	1243,52	282,88	731,3	902,4
MAI	38	140,54	19	84,08	98,74	-14,66	731,3	716,64	902,3	12,65	480,7	1778,83	240,35	715,1	902,3
JUIN	25	210,49	13,8	55,27	165,86	-110,59	715,10	604,51	901,9	12	300	2525,88	165,6	602,12	901,8
JUILLET	08	284,49	08	17,73	216,8	-199,07	602,12	403,05	899,8	8,5	68	2418,11	68	400,6	899,7
AOUT	15	284,43	26,3	33,22	189	-115,78	400,6	244,82	898	5,75	86,25	1635,47	151,22	243,12	898
SEPTEMBRE	31	174,84	27,9	68,6	108	-39,4	243,12	203,72	897,5	5,2	161,2	909,168	145,08	202,82	897,5

Taux de régularisation 80%.

$$V_{p_{i+n+1}} = S_{i+n+1} \cdot P_{i+n+1}$$

II.3.1. Calcul du volume utile (V_u) :

1^{ère} Méthode :

$$V_N = \text{Max} (V_{fi})$$

où : V_N : volume au niveau de la retenue normale
 V_{fi} : volume en fin du mois i .

$$V_u = V_N - V_M = (731,3 - 34,6) \cdot 10^3 = 696,7 \cdot 10^3 \text{ m}^3.$$

La valeur de la hauteur est prise de la courbe des volumes $V(h)$, cette valeur est de :

$$h_u = V_N - V_M = 902,4 - 893,6 = 8,8 \text{ m.}$$

2^{ème} Méthode :

$$V_r = \alpha_r \cdot A \quad V_r = 1,5 \cdot 1 \cdot 10^6 = 1,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

où : V_r : volume pouvant être retenu
 α_r : coefficient de remplissage de la retenue dépendant de la topographie $\alpha_r = 1,5$
 A : apport moyen annuel.

Le rapport du volume **total** V_r sur le volume d'apport V_A nous permet, avec le coefficient de variation C_v , la lecture d'un coefficient α entrant dans la détermination du volume nécessaire de la retenue en supposant que 80% des apports sont consommées

$$B = \frac{\text{volume total de la retenue}}{\text{volume de l'apport}} = \frac{1,5 \cdot 10^6}{1 \cdot 10^6} = 1,5$$

où : $B = 1,5$
 $C_v = 0,6 \implies \alpha = 0,98$

$$\text{Volume nécessaire} = \alpha \cdot A = 0,98 \cdot 1 \cdot 10^6 = 0,98 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

II.5.1.1. Calcul du volume moyen de la retenue :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_r - V_M}{2} = \frac{1,5 \cdot 10^6 - 0,0346 \cdot 10^6}{2} = 0,73 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Le volume moyen nous permet, en utilisant les courbes $V(h)$ et $S(h)$ de déterminer la surface évaporante.

$$\text{Volume mort} + \text{volume moyen} = (0,0346 + 0,73) \cdot 10^6 = 0,765 \cdot 10^6 \text{ m}^3;$$

la hauteur correspondante à ce volume est : $h = 12,6 \text{ m}$ et la surface correspondante est : $13,25 \text{ ha}$.

Ces $13,25 \text{ ha}$ évaporent un volume de :

$$13,25 \cdot 10^4 \cdot 1,45 = 192,12 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

$1,45$: module d'évaporation.

Pertes par infiltration :

$$13,25 \cdot 10^6 \cdot 241,4 \cdot 10^3 = 31,93 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où : } V_{\text{util}} = V_{\text{nécessaire}} - (\text{volume évaporé} + \text{volume infiltré} + V_{\text{mort}})$$

$$V_u = 0,98 \cdot 10^6 - (0,192 \cdot 12 \cdot 10^6 + 0,03198 \cdot 10^6 + 0,0346 \cdot 10^6)$$

$$V_u = 721,3 \cdot 10^3 \text{ m}^3 \implies h_u = N_n - N_m = 902,5 - 893,6 = 8,9 \text{ m}.$$

Nous retenons le volume utile trouvé par la 2^{ème} méthode puisque cette dernière est plus juste et se base sur les facteurs topographiques et hydrologiques.

$$V_{\text{NNR}} = V_M + V_u = (34,6 + 721,3) \cdot 10^3 = 755,9 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$\implies h_N = 12,5 \text{ m}$$

II.4. Laminage des crues :

II.4.1. But :

Le dimensionnement de la digue et de l'évacuateur de crues sont reliés à deux critères essentiels à savoir :

- le critère économique (éviter le surdimensionnement de l'ouvrage);
- la sécurité de l'ouvrage (éviter toute incident probable pendant la mise en service).

En général, les difficultés proviennent du fait que les crues de pointes contribueront à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur h_d que l'on doit déterminer.

Cette hauteur est indispensable au dimensionnement du barrage l'étude repose sur l'équation différentielle.

$$Q_e(t) \cdot d(t) = Q_s(t) \cdot dt + A(h_d) \cdot d(h_d)$$

où :

- $Q_e(t)$: débit de crue entrant dans la retenue
- $Q_s(t)$: débit sortant de la retenue
- $A(h_d)$: surface du plan d'eau à la cote ($N_{NR} + h_d$)
- $d(h_d)$: variation de cote du plan d'eau
- $d(t)$: intervalle de temps considéré
- $Q_e(t) \cdot d(t)$: volume entrant
- $Q_s(t) \cdot d(t)$: volume sortant
- $A(h_d) \cdot d(h_d)$: variation du volume dans la retenue.

II.4.2. Méthode utilisée :

Elle consiste à tracer la courbe $V = f(h)$ à partir de la cote du NNR, ainsi que les courbes $V + \frac{\angle V}{2} = f(h)$ et $V - \frac{\angle V}{2} = f(h)$.

Ensuite, on trace la courbe $Q_d = f(h)$ en prenant comme hypothèse la formule du débit passant par le déversoir.

$$Q = m.b.h \sqrt{2gh}$$

Tableau N° 24

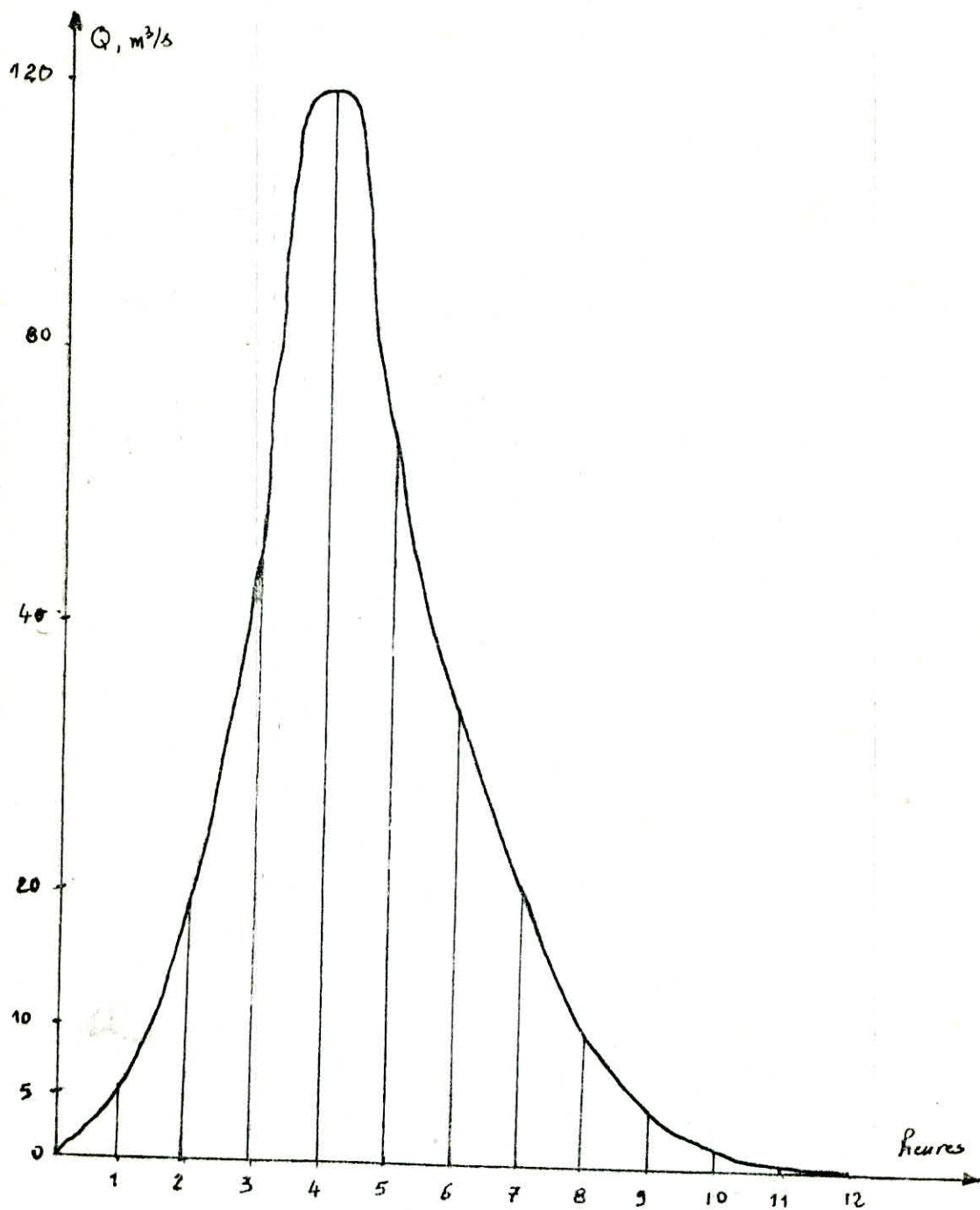
$\Delta t (h)$	$h (m)$	$V (10^3 m^3)$	$Q_d = mb\sqrt{2g} h^{1.5}$ m^3/s	$\frac{Q_d}{2} (m^3/h)$	$\Delta v = \frac{Q_d}{2} \Delta t$ $10^3 m^3$	$\frac{\Delta v}{2} 10^3 m^3$	$V + \frac{\Delta v}{2}$ $10^3 m^3$	$V - \frac{\Delta v}{2}$
0 - 1	0,2	18,1	4,51	2,25	8,78	4,06	22,16	14,04
1 - 2	0,4	60,1	12,77	6,38	22,99	11,49	71,59	48,61
2 - 3	0,6	86,1	23,46	11,73	42,24	21,12	107,22	64,98
3 - 4	0,8	118,1	36,13	18,06	65,03	32,51	150,61	85,59
4 - 5	1,0	148,1	50,49	25,24	90,89	45,44	193,54	102,66
5 - 6	1,2	172,1	66,37	33,18	119,48	59,74	231,84	112,36
6 - 7	1,4	206,1	83,64	41,82	150,56	75,28	281,38	130,82
7 - 8	1,6	236,1	102,19	51,09	183,95	91,97	328,07	114,13
8 - 9	1,8	268,1	121,94	60,97	219,50	109,75	377,85	158,35
9 - 10	2,0	298,1	142,82	71,41	257,08	128,54	426,64	169,56
10 - 11	2,2	328,1	164,77	82,38	296,59	148,29	476,39	179,81
11 - 12	2,4	358,1	358,1	93,87	337,94	168,97	527,07	189,13

Détermination de la lame déversante : Tableau n° 25 :

Temps (h)	crue mil- linaire (m ³ /s)	Δt (h)	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \cdot 10^3 \text{ m}^3$	Débit dé- versé m ² /s	Hauteur dé- versée (m)
1	5	0 - 1	45	7,5	0,28
2	20	1 - 2	117	35	0,78
3	45	2 - 3	217,8	93	1,5
4	76	3 - 4	233,28	120	1,78 (*)
5	53,6	4 - 5	157,23	98	1,55
6	33,75	5 - 6	96,75	68	1,22
7	20	6 - 7	54	42	0,89
8	10	7 - 8	25,65	26	0,65
9	4,25	8 - 9	9,95	14	0,44
10	1,28	9 - 10	2,59	09	0,32
11	0,16	10 - 11	0,29	06	0,24
12	0	11 - 12			

(*) $h_d = 1,8 \text{ m}$

HYDROGRAMME-DE-CRUE-MILLENALE-



II.5. Dimensionnement de la digue :

II.5.1. Calcul de la hauteur du barrage :

1°- Définition :

La hauteur du barrage est établie en fonction des hauteurs correspondantes au volume mort, au volume utile, à la lame déversante majorée de la revanche.

$$h_c = h_m + h_u + h_d + R$$

où : h_c : hauteur du couronnement
 h_m : hauteur du volume mort
 h_u : hauteur utile
 h_d : hauteur de la lame déversante
R : revanche

$$h_B = h_c + 2,0$$

h_B : hauteur totale du barrage
2,0 : hauteur de décapage.

II.5.6. Calcul de la revanche :

a.- Définition :

C'est la hauteur comprise entre le niveau maximum des eaux et la crête du barrage. Elle consiste en une hauteur de sécurité pour protéger la digue contre les diverses crues.

Pour la calculer, on tient compte de l'énergie cinétique $\frac{v^2}{2g}$ correspondante à la propagation des vagues.

- de la hauteur des vagues;
- du tassement résiduel du barrage.

b.- Calcul :

1°- Formule de Devis :

$$R = 0,7 h_v + \frac{v^2}{2g}$$

2°- Calcul de h_v :

Formule de STENVENSON :

$$h_v = 0,75 + 0,34 (\sqrt{L} - 0,26 (L)^{1/4})$$

$$h_v = 0,75 + 0,34 (\sqrt{0,6} - 0,26 \cdot 0,3^{1/4})$$

$$h_v = 0,78 \text{ m.}$$

Formule de GATILLARD :

$$V = 1,5 + 2 h_v = 1,5 + 2 \cdot 0,78 = 3,06 \text{ m/s}$$

$$R = 0,7 \cdot 0,78 + \frac{3,06^2}{19,62} = 1,06 \approx 1 \text{ m}$$

$$h_c = 3,6 + 8,9 + 1,8 + 1 = 15,3 \text{ m}$$

II.6. Calcul de la largeur de la crête du barrage :

On calcule la largeur de la crête de la digue par les formules suivantes :

II.6.1. Formule de KNAPPEN :

$$b_c = 1,65 (\sqrt{h_B}) = 1,65 (\sqrt{17,3}) = 6,86 \text{ m}$$

II.6.2. Formule de PREECE :

$$b_c = 1 + 1,1 (\sqrt{h_B}) = 1 + 1,1 \sqrt{17,3} = 4,57 \text{ m}$$

on aura la moyenne des deux valeurs : $5,71 \text{ m} \approx 6 \text{ m.}$

On prendra $b_c = 6 \text{ m.}$

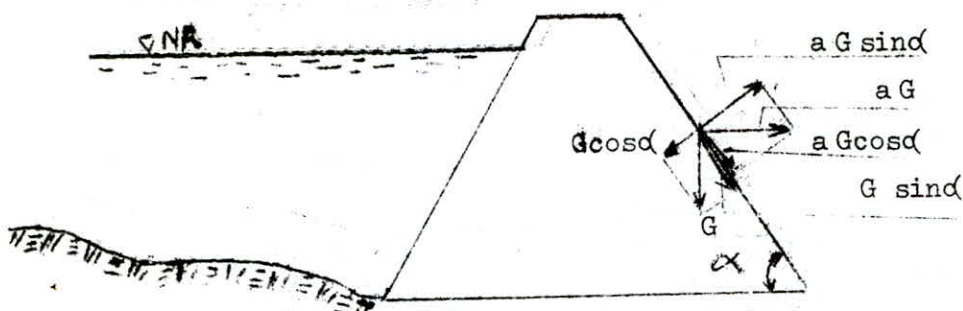
II.7. Pente des talus :

Les pentes des talus de la digue dépendent du type des matériaux utilisés et de la hauteur du barrage.

Etant donné que les matériaux disponibles constituent un massif imperméable, la digue sera de type homogène.

Les pentes des talus seront vérifiées par une étude de stabilité de façon que le barrage présentera une sécurité suffisante avec ces pentes.

Schéma de calcul pseudostatique :



Méthode de calcul pseudostatique :

Les forces qui agissent sur une particule du talus sont représentées sur le schéma ci-dessus. Cette particule sera stable si le rapport de la somme des forces passives sur la somme des forces actives est égal au rapport du coefficient de sécurité sur le coefficient de frottement des matériaux.

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_a} = \frac{K}{f}$$

$$\sum F_p = G(\cos \alpha - a \sin \alpha)$$

$$\sum F_a = G(\sin \alpha + a \cos \alpha)$$

$$K \geq 1,05$$

$$f = \tan \varphi \quad \text{où } \varphi : \text{angle de frottement pris égal à } 34^\circ$$

$$a : \text{coefficient sismique}$$

Après une transformation mathématique nous obtenons :

$$\frac{G \cos \alpha - a G \sin \alpha}{G \sin \alpha + a G \cos \alpha} = \frac{k}{f}$$

Ceci implique que :

$$k = \frac{(\cos \alpha - a \sin \alpha) \operatorname{tg} \alpha}{\sin \alpha + a \cos \alpha} \implies$$

$$\frac{\operatorname{tg} \left(1 - a \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} \right)}{\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} + a} = k \implies k = \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{(1 - a \operatorname{tg} \alpha)}{\operatorname{tg} \alpha + a}$$

d'où : $\operatorname{tg} \alpha = 0,42 \implies \lambda = \cot \alpha = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = 2,35$

$$\lambda_1 = 1,1 \cdot \lambda = 1,1 \cdot 2,35 = 2,59.$$

Nous approximations ces valeurs trouvées aux valeurs empiriques du tableau suivant :

Hauteur de la digue	Pente des talus	
	Amont	Aval
moins de 10 m	1/2,5	1/2
de 10 - 20 m	1/3	1/2,5
20 m	1/3,5	1/2,5

Nous prenons donc les valeurs suivantes :

$$\lambda_1 = 3 \quad \lambda = 2,5$$

pente du talus amont : $1/\lambda_1 = 1/3$

pente du talus aval : $1/\lambda = 1/2,5$

II.7.1. Protection des talus :

Les parements doivent être recouverts de revêtements de protection.

II.7.1.1. Talus amont :

On prévoit des enrochements en vrac jusqu'au niveau mort de la retenue, le reste du talus est protégé en pierres arrangées à la main qui repose sur une couche drainante de gravier et de sable de 30 cm environ formant un filtre. Le filtre a pour but de faciliter le drainage du massif tout en arrêtant les éléments fins qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lorsque le niveau de l'eau baisse rapidement dans la réserve. L'enrochement protège le filtre contre l'action des vagues.

II.7.1.2. Talus aval :

La protection la plus économique du talus aval consiste à enherber le parement après avoir si nécessaire, recouvert le talus d'une couche de 5 à 10 cm de terre végétale. Il convient de proscrire la plantation d'arbustes dont les racines profondes risquent de favoriser la formation de renard.

III. ETUDE DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE :

III.1. Stabilité hydraulique (infiltration).

Les infiltrations à travers la digue ne contribuent pas à la sécurité de l'ouvrage, mais provoquent deux phénomènes.

- L'effet de renard :

Si la ligne de saturation coupe le parement aval, l'écoulement peut entraîner les particules du massif. Il peut en résulter la destruction du barrage.

- Effet de sous pression :

La pression de l'eau infiltré sous le massif peut atteindre des valeurs importantes, elle peut soulever une masse de terre à l'aval du barrage ce qui entraînera sa rupture par soulèvement.

III.3. Calcul du débit de fuite :

Appliquons la loi de DARCY : $q = K \cdot i \cdot A$

où : $K = 10^{-10}$ m/s : perméabilité du corps du barrage

$A = y \cdot 1$: l'aire soumise à l'infiltration par unité de largeur

$i = \frac{dx}{dy}$: gradient hydraulique

donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dx}{dy}$

et après l'intégration, on aura :

$$q = K \frac{h^2 - h_0^2}{2L} = K \frac{h^2}{2L}$$

$$L = d + \frac{y_0}{2} = 37,6 + \frac{2,63}{2} = 38,91$$

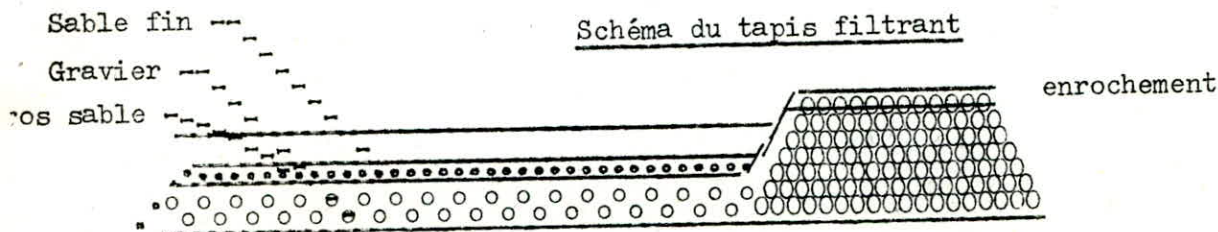
$$q = 2,62 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s par mètre linéaire.}$$

On vérifie les résultats par la formule de CASAGRANDE établie pour l'écoulement de KOZENY.

$$q = K \cdot y_0 = 2,63 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s par mètre linéaire.}$$

III.4. Protection contre les infiltrations dans la digue :

En ce qui concerne les infiltrations à travers la digue, on aura soin de placer au pied aval du massif un tapis filtrant et un drain de pied qui auront pour effet de rabattre la ligne de saturation en interceptant les eaux d'infiltration (voir schéma).



III.2. Ligne de saturation :

L'allure de la ligne de saturation est fonction des caractéristiques de perméabilité des matériaux de construction.

La détermination de la ligne de saturation est nécessaire pour estimer le débit de fuite à travers le barrage et apprécier les risques d'immersion de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval.

La ligne de saturation partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et du parement amont, c'est une parabole d'équation.

(Voir planche n°).

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (\text{voir planche n° }).$$

avec : $y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$

$$y_0 = \sqrt{14,3^2 + 37,6^2} - 37,6 = 2,63 \text{ m}$$

Tableau des valeurs de la parabole de KOZENY.

X (m)	-1,32	-0,5	0	1	1,5	2	2,5	5	10	20	30	35	37,6
Y (m)	0	2,07	2,63	3,49	3,85	4,17	4,48	5,76	7,71	10,58	12,83	13,81	14,3

La ligne de saturation réelle partira du point B situé à l'intersection du parement amont et du plan d'eau, la tangente en B est perpendiculaire au parement et rejoindra ensuite la parabole théorique et continuera jusqu'à l'extrémité amont du drain disposé au pied du talus aval du barrage.

d: la largeur en base de la digue diminuée de 0,7 b.

b: la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont le point A est situé sur le plan d'eau à une distance horizontale du parement amont égale à 0,3 b.

III.5. Calcul de la stabilité :

Nous faisons la vérification de la stabilité des talus par la méthode de FELLENIUS.

Dans cette méthode, on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture.

On peut tracer sur une coupe transversale de la digue plusieurs cercles de glissement afin de rechercher le cercle critique c'est à dire celui qui présente le plus faible coefficient de sécurité.

Procédé de la méthode :

Le talus du massif est stable lorsque les forces qui tendent à produire le mouvement d'une tranche telle que $AA'B$ (voir figure) de celui-ci par cisaillement sont inférieures aux forces de résistance au cisaillement (qui résultent du frottement interne et de la cohésion).

Si nous considérons une tranche limitée par deux plans verticaux; et de largeur $b = \frac{R}{m}$ où :
 - R : rayon du cercle de glissement,
 - m : nombre de tranches égal à 10.

Et un élément $a b a' b'$ compris entre ces deux plans ($ab = 1$) et limité à sa base à une courbe de rupture AB (voir figure).

L'équilibre de cet élément s'écrit :

$$T \int (n - p) \operatorname{tg} + c \int 1$$

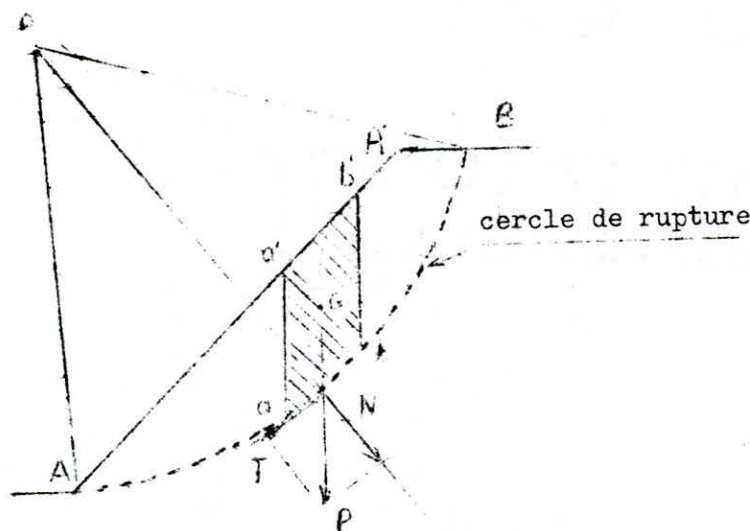
où : T : composante du poids p suivant la tangente à la courbe de rupture AB

$$N = n \cdot l$$

N : composante de p suivant la normale à ab.

Le découpage des tranches dans la partie susceptible de glisser se fait de la façon suivante :

- la tranche coupée par la verticale issue du centre de glissement est affectée du chiffre zéro;



- les tranches se trouvant à gauche de la tranche zéro (0) du talus aval sont numérotées positivement et celles se trouvant à droite négativement;

- pour le talus amont, les signes seront inversés.

III.6. Forces agissantes sur une tranche :

- le poids de la tranche;
- la réaction R_n du milieu sous-jacents sur l'arc \bar{ab} ;
- les forces sur les faces verticales $a a'$ et $b b'$ que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et réactions verticales V_n et V_{n+1} .

Pour simplifier les calculs FELLENIUS admet l'hypothèse suivante :

$$V_{n+1} - H_n = 0$$

$$V_{n+1} - V_n = 0.$$

III.7. Détermination du poids d'une tranche d'ordre i :

$$P_i = b (\gamma_1 h_{1i} + \gamma_2 h_{2i} + \gamma_3 h_{3i})$$

où : b : largeur de la tranche

- γ_1 : densité de la zone du massif situé au dessus de la ligne de saturation
 γ_2 : densité de la zone du massif situé au dessous de la ligne de saturation
 γ_3 : densité de la zone de l'assise
 h_{1i} : hauteur moyenne de la tranche d'ordre i non saturée
 h_{2i} : hauteur moyenne de la tranche d'ordre i saturée
 h_{3i} : hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre i appartenant à l'assise.

La composante normale du poids de la tranche se calcule :

$$N = P_i \cos \alpha_i$$

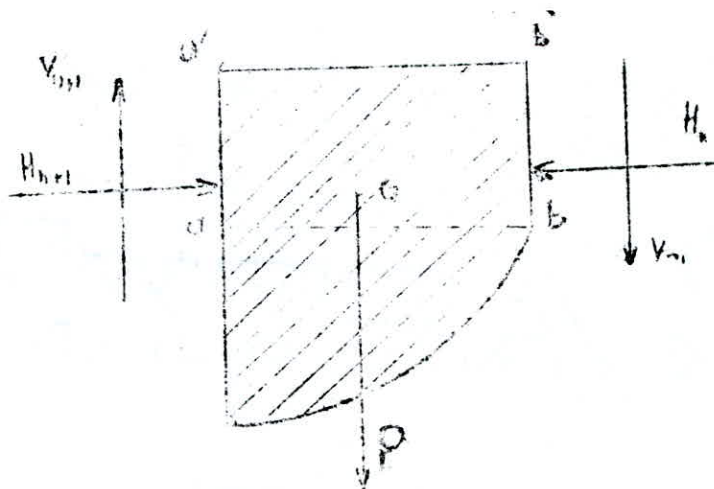
La composante tangentielle : $T = P_i \sin \alpha_i$

avec : $\sin \alpha_i = \frac{i}{i_t}$

où : i : numéro de la tranche considérée
 i_t : nombre total des tranches

d'où : $\cos \alpha_i = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_i}$

α_i : angle formé par l'intersection de la tranche d'ordre i avec la verticale.



III.8. Moments des forces stabilisatrices :

C'est la somme des moments correspondants aux forces de frottements $l(n - P) \operatorname{tg}$ et les forces de cohésion du sol $C.l$ par rapport au centre de glissement O. Cette somme est donnée par l'expression :

$$\sum M (F_s) = \sum (\angle (n - P) \operatorname{tg} + C \angle . l) R$$

III.9. Moment des forces motrices :

C'est la somme des forces qui ont tendance de provoquer le glissement par rapport au centre O.

$$\sum M (F_m) = \sum R.T = R \sum T$$

III.10.1. Coefficient de stabilité pour les régions non

séismiques :

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^m M (F_f) + \sum_{i=1}^m M (F_c)}{\sum_{i=1}^m M (F_m)}$$

$$K_s = \frac{\sum (\angle (n - P) \operatorname{tg} + C \angle . l) R}{R \sum T} = \frac{\sum (\angle (n - P) \operatorname{tg} + C \angle . l)}{\sum T}$$

III.10.2. Coefficient de stabilité pour les régions séismiques :

$$K'_S = \frac{\sum_1^m N \operatorname{tg} + \sum_1^m C \cdot l_i}{\sum_1^m T_m + \frac{\sum_1^m F_i d_i}{R}}$$

où : $F_i = a \cdot P_i$ (force séismique)
 $a = 0,10$
 d_i : bras de levier
 R : rayon du cercle de glissement.

Nous considérons deux types de fonctionnement pour chaque talus.

1°- Talus amont :

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

2°- Talus aval :

- Fin de construction (réservoir vide)
- fonctionnement normal (barrage en exploitation).

Tous les calculs sont reportés dans les tableaux qui suivent et seront effectués en utilisant le programme de la TI 59.

Programme donnant les calculs de stabilité
sur TI 59 :

2nd LBLA $RCL00 \times RCL03 + RCL01 \times RCL04 + RCL02 \times RCL05 = X \ RCL06 = STO07 \ R/S$

$RCL08 \div RCL09 = STO10 \ RCL08 \div RCL09 = X^2 \div - + 1 = (\sqrt{X}) \ STO11 \ R/S$

2nd LBLB $RCL07 \times RCL10 = STO12 \ SUM25 \ RCL07 \times RCL11 = STOB \ SUM29 \ R/S.$

2nd LBLC $RCL06 \div RCL11 = STO14 \ RCL04 + RCL05 = X \ RCL14 \times RCL30 = STO15$

$RCL16 \ 2^{nd} \ Tan = STO17 \ R/S$

2nd LBLD $RCL13 - RCL15 = X \ RCL17 = STO18 \ SUM26 \ RCL19 \times RCL14 = STO20 \ SUM27$

$RCL22 \times RCL07 = STO23 \times RCL21 = STO24 \ SUM28 \ R/S$

2nd LBLE $RCL26 + RCL27 = \div RCL25 = STO31 \ R/S$

2nd LBL 2nd A' $RCL26 + RCL27 = \div RCL28 \div 10 \div RCL06 + RCL25 = STO32 \ R/S$

Appuyer	A	P_i	R/S	$\cos \alpha$	B	$P_i \cos \alpha$	RCL12	$P_i \sin \alpha$
	C	$tg \ i$	RCL15	$P \cdot l_i$	RCL14	l_i		
	D	$T_i \ d_i$	RCL23	T_i	RCL20	$C \cdot L_i$		
		RCL18	$(P_i \cos \alpha$	$W_{\phi}) \ tg$				

Introduire	γ_{eau}	STO30		STO16	γ_1	STO00
	γ_2	STO01	γ_3	STO02	h_1	STO03
	h_2	STO04	h_3	STO05	b	STO06
	n	STO08	m	STO19	d_i	STO21
	a	STO22	C	STO19		

pour d'autres valeurs du rayon du cercle de glissement, on appuie sur B' et on introduit les données de calculs.

R = 26,4

Fin de Construction Talus Aval

N°	b	h	h ₂	α ₁	α ₂	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	w φ	tg γ	(P _n cos α - w φ) tg γ	l	cl	dn	T _{tan}	T _{tan dn}
- 4	2,7	1,5	1,8	1,7	1,69	15,1	-0,4	0,91	13,83	-6,04	5,3	0,67	4,34	2,94	0,44	23,1	1,2	27,9
- 3	"	3,6	3	"	"	30,21	-0,3	0,95	28,82	-9,06	8,49	"	10,36	2,83	0,43	22,2	2,41	53,65
- 2	"	3,75	3,5	"	"	33,18	-0,2	0,98	32,51	-6,63	9,64	"	11,65	2,75	0,41	22,8	2,65	60,58
- 1	"	4,8	3,9	"	"	39,82	-0,02	0,99	39,63	-3,98	10,58	"	14,8	2,71	0,41	22,2	3,18	70,73
0	"	5,8	3,9	"	"	44,41	0	1	44,41	0	10,53	"	17,27	2,7	0,4	21,9	3,55	77,81
+ 1	"	6,9	3,6	"	"	48,1	0,02	0,99	47,85	4,8	9,76	"	19,4	2,71	0,41	21,3	3,85	81,96
+ 2	"	8	3,3	"	"	51,77	0,2	0,98	50,73	10,35	9,09	"	21,21	2,75	0,41	19,8	4,14	82,01
+ 3	"	9	2,7	"	"	53,63	0,3	0,95	51,15	16,08	7,64	"	22,17	2,83	0,42	19,6	4,29	84,09
+ 4	"	10,05	1,5	"	"	52,83	0,4	0,91	48,42	21,13	4,42	"	22,42	2,94	0,44	18,6	4,22	78,62
+ 5	"	11,25		"	"	51,63	0,5	0,87	44,71	25,81	0	"	22,78	3,11	0,47	17,1	4,13	70,64
+ 6	"	10,5		"	"	47,04	0,6	0,8	37,63	28,22	0	"	19,18	3,37	0,51	15,9	3,76	59,84
+ 7	"	9		"	"	41,31	0,7	0,71	29,5	28,91	0	"	15,03	3,78	0,57	14,1	3,3	46,59
+ 8	2,1	7,5		"	"	34,42	0,8	0,6	29,65	27,54		"	10,52	4,5	0,68	12	2,75	33,04
+ 9	"	3		"	"	10,71	0,9	0,43	4,66	9,63		"	2,38	4,81	0,72	9,3	0,85	7,96

Σ = 146,76

Σ = 213,51

Σ = 6,72

Σ = 835,42

$$K_s = \frac{213,51 + 6,72}{146,76} = 1,5$$

$$K_{ss} = \frac{213,51 + 6,72}{146,76 + 835,42 \cdot \frac{1}{26,4}} = 1,23$$

R = 39,3

N°	b	h ₁	h ₃	α ₁	α ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	wφ	tg φ	(P _n cos α - wφ) tg φ	l	cl	dn	T _{tn}	T _{tn} dn
-1	3	0,9		1,7	—	4,59	-0,09	0,99	4,57	-0,45	0	0,67	2,32	3,01	0,45	38,7	0,36	14,21
0	3,9	2,4	0,3	"	—	17,23	0	1	17,23	0	0,78	"	8,38	3,9	0,58	37,5	1,38	51,69
+1	"	3,9	"	"	—	25,85	0,099	0,99	25,72	2,58	0	"	13,11	3,91	0,59	36,9	2,06	77,57
+2	"	5,1	"	"	—	33,81	0,2	0,98	33,12	6,76	"	"	16,88	3,98	0,6	35,7	2,7	96,56
+3	"	5,7	"	"	—	37,79	0,3	0,95	36,05	11,33	"	"	18,37	4,08	0,61	34,5	3,02	104,3
+4	"	5,7	"	"	—	37,79	0,4	0,91	34,63	15,11	"	"	17,64	4,25	0,64	33	3,02	99,76
+5	"	5,4	"	"	—	35,8	0,5	0,87	31	17,9	"	"	15,80	4,5	0,67	31,2	2,86	89,36
+6	"	4,5	"	"	—	29,83	0,6	0,8	23,87	17,9	"	"	12,16	4,87	0,73	29,1	2,38	69,45
+7	"	2,7	"	"	—	17,9	0,7	0,71	12,78	12,53	"	"	6,51	5,46	0,81	26,4	1,43	37,08

Σ = 83,66

Σ = 111,17

Σ = 5,69

Σ = 637,7

$$k_b = \frac{111,17 + 5,69}{83,66} = 1,40$$

$$k_{os} = \frac{111,17 + 5,69}{83,66 + 637,7 \cdot \frac{1}{39,3}} = 1,17$$

$$R = 32,1$$

Nº	b	h ₁	h ₃	γ ₁	γ ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	Wφ	tg γ	(P _n cos α - Wφ) tg γ	l	cl	dn	T _{en}	T _{en} dn
- 3	2,1	0,5	0,3	1,7	1,63	2,85	-0,3	0,95	2,72	-0,85	0,66	0,67	1,05	2,2	0,33	30,6	0,22	6,98
- 2	3	1,8	0,9	"	"	13,74	-0,2	0,98	13,46	-2,74	2,75	"	5,46	3,06	0,46	30,3	1,09	33,31
- 1	"	3	1,5	"	"	22,9	-0,1	0,99	22,74	-2,29	4,52	"	9,3	3,01	0,45	30	1,83	54,97
0	"	4,2	1,5	"	"	29,02	0	1	29,02	0	4,5	"	12,49	3	0,45	29,5	2,32	68,5
+ 1	"	5,4	1,2	"	"	33,62	0,1	0,99	33,45	3,36	3,62	"	15,2	3,01	0,45	28,5	2,68	76,66
+ 2	"	6,6	0,9	"	"	38,22	0,2	0,98	37,45	7,64	2,75	"	17,67	3,06	0,46	27,9	3,05	85,31
+ 3	"	7,8		"	"	39,78	0,3	0,95	37,94	11,93	0	"	19,33	3,14	0,47	27	3,18	85,92
+ 4	"	8,1		"	"	41,31	0,4	0,91	37,86	16,52	"	"	19,29	3,27	0,49	25,8	3,03	85,26
+ 5	"	8,1		"	"	41,31	0,5	0,87	35,77	20,65	"	"	18,22	3,46	0,51	24,3	3,3	80,3
+ 6	"	7,5		"	"	38,25	0,6	0,8	30,6	22,95	"	"	15,59	3,75	0,56	22,8	3,06	69,76
+ 7	"	6,6		"	"	33,66	0,7	0,71	24,03	23,56	"	"	12,24	4,2	0,63	21,3	2,69	57,35
+ 8	"	4,5		"	"	22,95	0,8	0,6	13,77	18,36	"	"	7,01	5	0,75	19,2	1,83	35,25
+ 9	2,4	2,1		"	"	8,56	0,9	0,43	3,73	7,71	"	"	1,9	5,5	0,82	16,5	0,68	11,3

$$\Sigma = 126,8$$

$$154,75$$

$$I = 6,83$$

$$\Sigma = 750,87$$

$$K_s = \frac{154,75 + 6,83}{126,8} = 1,27$$

$$K_{s+} = \frac{154,75 + 6,83}{126,8 + 750,87 \cdot \frac{1}{32,1}} = 1,08$$

Nº	b	h ₁	h ₃	α ₁	α ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	Wφ	tg γ	(P _n cos α - Wφ) tg γ	l	cl	dn	Ten	Ten dn
- 6	2,1	0,45	0,3	1,7	1,69	2,4	-0,75	0,8	2,13	-1,6	0,78	0,67	0,68	2,62	0,39	23,4	0,21	5
- 5	3,03	1,5	2,4	1,7	1,69	20,01	-0,57	0,87	17,33	-10	8,39	"	4,55	3,5	0,52	24	1,6	38,43
- 4	"	2,4	3,9	1,7	1,69	32,33	-0,4	0,91	29,63	-12,93	12,89	"	8,53	3,3	0,49	24	2,58	62,08
- 3	"	3,3	5,1			43,71	-0,3	0,95	41,12	-12,93	16,2	"	12,7	3,17	0,47	24,3	33,44	83,81
- 2	"	4,35	6			53,13	-0,2	0,98	52,05	-10,62	18,55	"	17,07	3,09	0,46	24,3	4,25	103,28
- 1	"	5,52	6,3			60,69	-0,11	0,99	60,39	-6,67	19,18	"	20,99	3,04	0,45	24	4,85	116,53
0	"	6,6	6,6			67,79	0	1	67,79	0	19,2	"	24,35	3,03	0,45	23,4	5,42	126,91
+ 1	"	7,5	6,3			70,84	0,1	0,99	70,53	7,09	19,18	"	26,16	3,04	0,45	22,8	5,67	129,31
+ 2	"	8,4	6			73,99	0,2	0,98	72,49	14,79	18,55	"	27,48	3,09	0,46	22,2	5,91	131,41
+ 3	"	9,6	5,4			77,1	0,3	0,95	73,55	23,13	17,15		28,73	3,17	0,47	21,3	6,16	131,38
+ 4	"	10,5	4,2			75,59	0,4	0,91	69,28	30,23	13,88		28,22	3,3	0,49	20,4	6,04	123,37
+ 5	"	11,4	2,4			71,01	0,5	0,87	61,49	35,5	8,39		27,05	3,5	0,52	18,9	5,68	107,37
+ 6	"	12,6	0,6			67,97	0,6	0,8	54,38	40,78	2,27		26,55	3,38	0,56	17,7	5,43	96,25
+ 7	"	11,4				58,72	0,7	0,71	41,93	41,1	0		21,36	4,24	0,64	15,6	4,7	73,28
+ 8	"	9				46,36	0,8	0,6	27,81	37,08	"		14,17	5,05	0,75	13,5	3,7	50,05
+ 9	"	4,9				25,23	0,9	0,43	11	22,71	"		5,6	6,95	1,04	10,5	2,02	21,2

Σ = 197,54

Σ = 294,19

Σ = 8,61

Σ = 1399,67

$$R = 33,9$$

N ^o	b	h ₁	h ₃	δ_1	δ_3	P _n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	P _n $\sin \alpha$	P _n $\cos \alpha$	$\sin \phi$	$\cos \phi$	(P $\cos \alpha - W \phi$) $\tan \phi$	l	cl	dn	T _{zn}	T _{zn} dn
- 4	3,6	0,9	1,2	1,7	1,69	12,8	-0,4	0,91	11,74	- 5,12	4,71	0,67	3,58	3,92	0,59	29,7	1,02	30,43
- 3	"	2,1	2,7	"	"	29,28	-0,3	0,95	27,93	- 8,78	10,19	"	9,03	3,77	0,57	30,1	2,34	70,5
- 2	"	3,3	3,6	"	"	42,1	-0,2	0,98	41,24	- 8,41	13,22	"	14,28	3,67	0,55	30,3	3,36	102,04
- 1	"	4,5	4,2	"	"	53,09	-0,1	0,99	52,82	- 5,3	15,19	"	19,17	3,61	0,54	29,8	4,24	126,57
0	"	5,7	4,35	"	"	61,34	0	1	61,34	0	15,19	"	23,51	3,61	0,54	29,1	4,9	142,82
+ 1	"	6,9	4,2	"	"	67,78	0,1	0,99	67,44	6,77	15,19	"	26,62	3,62	0,54	29,1	5,42	157,79
+ 2	"	8,25	3,5	"	"	71,78	0,2	0,98	70,33	14,35	12,86	"	29,28	3,67	0,55	27,6	5,74	158,5
+ 3	"	9,3	2,4	"	"	71,51	0,3	0,95	68,22	21,45	9,06	"	30,14	3,77	0,57	26,4	5,72	151,04
+ 4	"	10,8	0,9	"	"	71,57	0,4	0,91	65,6	28,63	3,53	"	31,62	3,93	0,59	25,1	5,71	143,71
+ 5	"	10,8		"	—	66,1	0,5	0,87	57,24	33,05	0	"	29,17	4,15	0,52	23,4	5,28	123,73
+ 6	"	9,3		"	—	56,91	0,6	0,8	45,53	34,15	"	"	23,2	4,5	0,67	21,3	4,55	96,98
+ 7	"	6,75		"	—	41,31	0,7	0,71	29,5	28,91	"	"	15,03	5,04	0,75	18,9	3,3	62,46
+ 8	"	3		"	—	15,3	0,8	0,6	9,18	12,24	"	"	4,68	5	0,75	15,9	1,22	19,46

$$\Sigma = 151,94$$

$$\Sigma = 258,71$$

$$\Sigma = 7,7$$

$$\Sigma = 1386,03$$

$$K_3 = \frac{258,71 + 7,7}{151,94} = 1,75$$

$$K_{03} = \frac{258,71 + 7,7}{151,94 + 1386,03 \cdot \frac{1}{33,9}} = 1,38$$

R = 26,7

Fonctionnement Normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	α ₁	α ₂	α ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	wφ	tg φ	(P _n cos α - wφ) tg φ	l	cl	dn	T _{en}	T _{en} d _{na}
-4	2,4	0,6		0,6	1,7	2,05	1,69	4,88	-0,4	0,91	4,47	-1,95	1,57	0,67	1,48	2,61	0,39	23,7	0,39	9,25
-3	2,7	1,8		3	"	"	"	2,95	-0,22	0,95	20,93	-6,58	8,49	"	6,34	2,83	0,42	23,9	1,33	31,97
-2	"	3		2,4	"	"	"	24,72	-0,2	0,98	24,22	-4,94	6,61	"	8,97	2,75	0,41	24	1,56	37,46
-1	"	4,2		2,7	"	"	"	31,6	-0,01	0,99	31,43	-3,15	7,32	"	12,29	2,71	0,4	23,25	2,09	48,77
0	"	5,1		3	"	"	"	37,1	0	1	37,1	0	8,1	"	14,77	2,7	0,4	22,65	2,66	60,22
+1	"	6,3		2,7	"	"	"	41,23	0,08	0,99	41,03	3,12	7,32	"	17,17	2,71	0,4	22,2	3,29	73,23
+2	"	7,5		2,4	"	"	"	45,37	0,13	0,98	44,45	6,07	6,61	"	19,28	2,75	0,41	21,45	3,63	77,86
+3	"	5,7	2,4	1,5	"	"	"	46,29	0,23	0,95	44,15	10,88	11,03	"	17,87	2,83	0,42	20,4	3,7	75,54
+4	"	4,8	4,5	0,6	"	"	"	49,67	0,31	0,91	45,52	15,87	15,02	"	16,54	2,94	0,44	19,2	3,97	76,3
+5	"	4,5	5,1		"	"	"	48,88	0,41	0,87	42,33	20,44	15,9	"	14,47	3,11	0,46	15,45	3,9	60,42
+6	"	4,8	3,9		"	"	"	43,62	0,55	0,8	34,89	24,17	13,16	"	11,07	3,37	0,5	18,15	3,48	63,33
+7	"	4,8	3		"	"	"	38,63	0,7	0,71	27,59	27,04	11,34	"	8,28	3,78	0,56	16,5	3,09	51
+8	"	5,1	0,6		"	"	"	26,73	0,77	0,6	16,03	15,38	2,7	"	6,8	4,5	0,67	12,75	2,13	27,2
+9	2,4	2,4			"	"	"	9,79	0,8	0,43	4,27	7,81	0	"	2,17	5,5	0,82	9,9	0,78	7,75

Σ = 114,16

Σ = 157,5

Σ = 6,7

Σ = 700,3

$$K_s = \frac{157,5 + 6,7}{114,16} = 1,44$$

$$K_{60} = \frac{157,5 + 6,7}{114,16 + 700,3 \cdot \frac{1}{26,7}} = 1,17$$

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	α ₁	α ₂	α ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	wφ	tg φ	(P _n cos α - wφ) tg φ	P	cl	dn	T _{tn}	T _{indn}
-4	3	0,9		1,5	1,7	2,05	1,69	12,19	-0,4	0,91	11,17	-4,87	4,9	0,67	3,19	3,27	0,49	24,3	0,97	23,7
-3	"	2,1		2,7	"	"	"	24,4	-0,3	0,95	23,27	-7,31	8,49	"	7,53	3,14	0,47	24,6	1,95	48,02
-2	"	3,3		3,6	"	"	"	35,08	-0,2	0,98	34,37	-7,01	11,02	"	13,89	3,06	0,46	24,45	2,8	68,62
-1	"	4,5		3,9	"	"	"	42,72	-0,02	0,99	42,5	-4,27	11,75	"	16,67	3,01	0,45	24,6	3,05	75,08
0	"	5,7		4,2	"	"	"	50,36	0	1	50,36	0	12,6	"	19,24	3	0,45	23,25	3,56	83,67
+1	"	6,9		3,6	"	"	"	56,48	0,1	0,99	56,2	5,65	12,66	"	23,18	3,01	0,45	22,65	4,34	98,34
+2	"	6	1,8	2,7	"	"	"	59,92	0,2	0,98	58,71	11,98	16,53	"	24,49	3,06	0,46	21,6	4,65	100,54
+3	"	5,1	4,5	1,2	"	"	"	67,37	0,3	0,95	54,27	20,21	22,64	"	23,21	3,14	0,47	20,7	5	103,57
+4	"	4,5	6		"	"	"	65,93	0,4	0,91	60,42	26,37	23,56	"	20,78	3,27	0,49	19,5	5,12	99,85
+5	"	4,5	6,9		"	"	"	65,38	0,5	0,87	56,62	32,69	23,9	"	16,67	3,46	0,52	20,7	4,26	88,27
+6	"	4,8	5,7		"	"	"	59,53	0,6	0,8	47,62	35,72	21,37	"	13,37	3,75	0,56	15,05	4,76	71,88
+7	"	5,4	3,3		"	"	"	47,83	0,7	0,71	34,16	33,48	13,86	"	10,34	4,2	0,63	14,4	3,82	51,1
+8	"	5,4			"	"	"	27,54	0,8	0,6	16,52	22,03	0	"	8,41	5	0,75	11,7	2,2	25,78

Σ = 164,67

Σ = 200,97

Σ = 6,65

Σ = 942,22

$$K_s = \frac{200,97 + 6,65}{164,67} = 1,26$$

$$K_{ss} = \frac{200,97 + 6,65}{164,67 + 942,22 \cdot \frac{1}{28,2}} = 1,05$$

Nº	b	h ₁	h ₂	h ₃	α ₁	α ₂	α ₃	sin α	cos α	P _n	P _n cos α	P _n sin α	ωφ	tg φ	(P _n cos α - ωφ) tg φ	l	cl	dn	T _{en}	T _{en} dn
-2	3,6	1,2		0,6	1,7			-0,2	0,98	10,99	10,77	-2,2	2,2	0,67	4,36	3,67	0,55	37,2	0,87	32,71
-1	"	2,7		1,2	"			-0,06	0,99	23,82	23,7	-1,38	4,34	"	9,87	3,61	0,54	36,4	1,9	69,37
0	"	4,2		1,2	"			0	1	33	33	0	4,32	"	14,61	3,6	0,54	36,15	2,64	95,45
+1	"	5,7		0,9	"			0,02	0,99	40,35	40,15	4,03	3,25	"	18,8	3,61	0,54	35,1	3,22	113,32
+2	"	7,2		0,6	"			0,2	0,98	47,71	46,75	9,54	2,2	"	28,69	3,67	0,55	34,2	3,8	120,54
+3	"	6	1,8		"	2,05		0,3	0,95	50	47,7	15	6,79	"	24,84	3,77	0,57	32,85	4	127,41
+4	"	4,5	3,3		"	"		0,4	0,99	51,89	47,56	20,75	12,96	"	19,62	3,92	0,59	31,8	4,15	132,01
+5	"	4,8	3,3		"	"		0,5	0,87	53,73	46,53	26,87	13,71	"	17,71	4,15	0,62	30,15	4,3	121,59
+6	"	4,8	2,7		"	"		0,6	0,8	49,3	39,44	29,58	12,15	"	13,9	4,5	0,67	28,35	3,94	101,81
+7	"	5,1	0,3		"	"		0,7	0,71	33,42	23,87	23,39	1,51	"	11,39	5,04	0,75	25,95	2,67	69,39
+8	"	3			"	"		0,8	0,6	18,36	11	14,69	0	"	5,61	6	0,9	23,7	1,47	34,81

Σ = 139,27

Σ = 169,4

Σ = 6,82

Σ = 1018,41

$$k_s = \frac{156,4 + 6,82}{139,27} = 1,17$$

$$k_{ss} = \frac{169,4 + 6,82}{139,27 + 1018,41 \cdot \frac{1}{37,2}} = 1,057$$

VIDANGE RAPIDE

R= 29,7

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	δ ₂	δ ₃	P _a	sin α	cos α	P _a cos α	P _a sin α	W ₄	tg γ	(P _a cos α - W ₄) tg γ	ℓ	cl	dn	T _{en}	T _{en} dn
-5	3	/	0,6	1,5	2,05	1,69	12,51	-0,5	0,87	10,83	-6,25	7,27	0,67	2,4	3,46	0,52	24,3	0,62	15,19
-4	"	/	1,8	3	"	"	28,71	-0,4	0,91	26,31	-11,48	15,71	"	7,15	3,27	0,49	24,75	1,43	35,52
-3	"	/	2,4	4,2	"	"	39,45	-0,3	0,95	37,64	-11,83	20,75	"	11,38	3,14	0,47	24,6	1,97	48,53
-2	"	/	3,9	5,1	"	"	53,97	-0,2	0,98	52,88	-10,79	27,55	"	17,08	3,06	0,46	24,75	2,69	66,79
-1	"	/	4,8	5,4	"	"	61,27	-0,02	0,99	60,96	-6,12	30,75	"	20,38	3,01	0,45	24,3	3,06	74,44
0	"	/	5,7	5,7	"	"	68,57	0	1	68,57	0	34,2	"	23,18	3	0,45	23,85	3,42	81,77
+1	"	/	6,9	5,4	"	"	74,18	0,02	0,99	73,81	7,41	37,08	"	24,77	3,01	0,45	23,4	3,7	86,79
+2	"	/	7,8	5,1	"	"	77,95	0,2	0,98	76,38	15,59	39,49	"	24,83	3,06	0,46	22,5	3,89	87,7
+3	"	/	9	4,2	"	"	80,04	0,25	0,95	76,35	20,01	41,51	"	23,5	3,14	0,47	21,45	4	85,84
+4	"	/	9,9	3,3	"	"	80,28	0,36	0,91	73,58	29,11	43,2	"	20,49	3,27	0,49	20,4	4,01	81,89
+5	"	/	10,8	1,5	"	"	75,24	0,42	0,87	65,15	31,62	42,6	"	15,21	3,46	0,52	19,2	3,76	72,23
+6	"	/	11,7	/	"	/	71,95	0,5	0,8	57,56	35,17	43,87	"	9,23	3,75	0,56	17,7	3,59	63,68
+7	"	/	9,9	/	"	/	60,88	0,6	0,71	43,48	36,61	41,58	"	6,27	4,2	0,63	15,75	3,04	47,94
+8	"	/	7,8	/	"	/	47,97	0,67	0,6	28,78	32,37	39	"	1,89	5	0,75	10,65	2,39	25,04
+9	"	3,6	/	/	"	/	19,89	0,9	0,43	8,66	17,9	0	"	5,84	6,88	1,03	10,5	0,99	10,44

Σ = 179,32

Σ = 213,65

Σ = 8,2

Σ = 884,29

$$K_s = \frac{213,65 + 8,2}{179,32} = 1,23$$

$$K_{ss} = \frac{213,65 + 8,2}{179,32 + 884,29 \cdot \frac{1}{29,7}} = 1,061$$

R = 26 m

Vidange Rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	α ₁	α ₂	α ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	w φ	tg φ	(P _n cos α - w φ) tg φ	ℓ	cℓ	d _i	T _{ei}	T _{ei} d _i
- 3	3,6		1,2	1,2		2,05	1,69	16,15	-0,29	0,95	15,41	-4,84	9,05	0,67	3,24	3,77	0,57	33	0,8	26,65
- 2	"		2,4	2,1		"	"	30,48	-0,15	0,98	29,87	-6,010	16,5	"	6,8	3,67	0,55	33	1,52	50,3
- 1	"		3,6	2,9		"	"	44,21	-0,099	0,99	43,98	-4,42	23,51	"	10,43	3,62	0,54	32,4	2,21	71,62
0	"		4,8	3		"	"	53,67	0	1	53,67	0	28,08	"	13,04	3,6	0,54	31,5	2,68	84,54
+ 1	"		6,0	2,9		"	"	61,92	0,099	0,99	61,61	6,19	32,2	"	15	3,62	0,54	31,2	3,09	96,6
+ 2	"		7,2	2,4		"	"	67,73	0,15	0,98	66,37	10,54	35,27	"	19,84	3,67	0,55	30,3	3,38	102,62
+ 3	"		8,4	1,5		"	"	71,11	0,20	0,95	67,84	14,33	37,36	"	19,53	3,77	0,57	30,6	3,55	108,81
+ 4	"		9,6			"		70,85	0,25	0,91	64,93	18,33	37,7	"	17,87	3,92	0,59	28,05	3,54	99,36
+ 5	"		9			"		66,12	0,35	0,87	57,52	23,21	37,41	"	13,24	4,15	0,62	26,4	3,32	87,67
+ 6	"		8,1			"		59,77	0,43	0,8	47,82	25,86	36,45	"	9,79	4,5	0,68	24,75	2,98	73,97
+ 7	"		6			"		44,28	0,54	0,71	31,62	23,99	30,24	"	8,7	5,04	0,76	22,8	2,21	50,48
+ 8	"	3,6			1,7			22,03	0,43	0,6	13,21	9,62	0	"	6,73	6	0,9	19,8	1,1	21,81

Σ = 116,71

Σ = 114,21

Σ = 7,41

Σ = 874,43

$$K_s = \frac{114,21 + 7,41}{116,71} = 1,29$$

$$K_{ss} = \frac{114,21 + 7,41}{116,71 + 874,43 \cdot \frac{1}{36}} = 1,075$$

R = 40,5

Vidange Rapide

N°	b	h ₂	h ₃	δ ₂	δ ₃	P _n	sin α	cos α	P _n cos α	P _n sin α	Wφ	Eg ₄	(P _n cos α - Wφ) Eg ₄	ℓ	cl	dn	T _{2n}	T _{2n} dn
- 2	4,2	0,8	0,6	2,05	1,69	11,14	- 0,28	0,98	10,92	- 3,2	6	0,67	2,5	4,28	0,64	39,15	0,55	21,81
- 1	"	2,55	1,35	"	"	31,53	- 0,16	0,99	31,37	- 5,15	16,46	"	8,6	4,22	0,63	38,4	1,57	60,55
0	"	3,9	1,56	"	"	44,67	0	1	44,67	0	22,93	"	12,07	4,2	0,63	38,1	1,97	75,06
+ 1	"	5,4	1,41	"	"	56,21	0,12	0,99	56,21	5,65	28,74	"	15	4,22	0,63	37,2	2,28	85,09
+ 2	"	7,75	0,75	"	"	70,59	0,14	0,98	70,59	10,41	36,43	"	20,4	4,28	0,64	36	3,06	110,69
+ 3	"	7,8		"		64,06	0,22	0,95	64,06	14,14	34,34	"	18,14	4,4	0,66	35,1	2,95	102,86
+ 4	"	7,5		"		59,18	0,31	0,91	59,18	18,83	34,36	"	14,64	4,58	0,68	33,1	2,92	97,51
+ 5	"	6,9		"		51,44	0,48	0,87	51,44	24,7	33,46	"	13,16	4,84	0,73	31,5	2,87	90,56
+ 6	"	5,4		"		37,19	0,48	0,8	37,19	17,89	28,35	"	5,5	5,25	0,78	29,1	2,32	67,65
+ 7	"	3		"		18,44	0,43	0,71	18,44	8,08	17,64	"	0,41	5,88	0,88	27	1,29	34,87

Σ = 91,35

Σ = 6,9

Σ = 746,65

$$K_s = \frac{106,42 + 6,9}{91,35} = 1,24$$

$$K_{s5} = \frac{110,42 + 6,9}{91,35 + 746,65 \cdot \frac{1}{40,5}}$$

IV. ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES :

IV.1. Dérivation provisoire :

La réalisation du barrage sur l'oued Hamada est prévue pendant la période estivale, car l'oued sera à sec.

Pour cette raison, la construction de cette dérivation est inutile mais pour évacuer les petites cuves susceptibles de se produire durant la mise en œuvre des travaux. On peut réaliser en amont un petit batardeau.

IV.2. Ouvrage de prise et de vidange :

Comme nous avons un petit barrage, alors on peut ancrer la conduite de prise et de vidange dans l'axe de la vallée, sous la digue. Pour ce, on creuse dans le terrain en place, préalablement décapé de la couche végétale, une tranchée de 0,6 à 0,8 m de large et de 1 m environ de profondeur. Perpendiculairement à cette fouille, on amorce de petites tranchées latérales 0,3 m de large et distantes de 6 m environ l'une de l'autre (voir planche n°). Dans celles-ci prendront place des masques d'étanchéité en béton qui assureront l'ancrage de la conduite et feront obstacle aux infiltrations préférentielles, le long du tuyau de prise.

La conduite de prise en acier est ensuite calée dans la tranchée principale et uniformément enrobée de béton coulé en plein fouille.

L'extrémité amont de la conduite de prise est équipé d'une vanne commandée à partir d'une passerelle placée à la crête du barrage. Le diamètre de la conduite est choisi de telle façon à assurer la vidange rapide de la réserve, pris égal à 400 mm.

IV.2.1. Calcul hydraulique de la vidange de fond :

Le volume vidangé est fixé à 20 % du volume utile du réservoir pendant un délai d'une semaine.

$$V_{\text{vid.}} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \cdot 721,3 \cdot 10^3 = 144,26 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

le débit correspondant est de : $Q_{vid.} = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$

le calcul de la vitesse dans la conduite de prise et de vidange :

$$V = \frac{Q_{vid.}}{A} = \frac{Q_{vid.}}{\pi \frac{D^2}{4}} = 1,91 \text{ m/s}$$

$$V_{admis.} = 0,2 + 3 \text{ m/s.}$$

IV.3. L'évacuateur de crues :

IV.3.1. But :

Un évacuateur de crues est destiné à permettre le passage des débits de crue au droit du barrage, sans que cet ouvrage ou ses fondations risquent d'être endommagés par submersion ou par affouillement et sans que le niveau du plan d'eau amont, en période de crue, dépasse le niveau de retenue exceptionnelle.

IV.3.2. Conception et choix de l'évacuateur de crue :

La conception de l'évacuateur de crue dépend de l'importance des débits à évacuer ainsi que de la dénivellation entre la côte des plus hautes eaux et celle du fond de la vallée au point où seront rejetées les eaux. Elle sera fonction également de la nature des terrains traversés par le canal évacuateur et des matériaux dont on dispose.

Parmi les dispositifs connus, le plus simple est l'évacuateur latéral calibré pour un débit correspondant aux crues exceptionnelles (centenaires ou millénaire).

Outre les évacuateurs de surface, il existe des évacuateurs en conduites enterrées, mais il faut alors redouter les infiltrations privilégiées le long de la conduite, et l'obstruction éventuelle par les corps flottant, charriés au moment des crues. Parmi ces types, l'évacuateur en puits présente l'avantage de pouvoir être combiné avec la vidange de fond et la prise d'eau. Là aussi, il est recommandé de ne pas traverser sous la digue mais dans une tranchée latérale creusée dans la berge.

Les évacuateurs en conduites sont malheureusement souvent plus coûteux qu'un évacuateur de surface simplement conçu. D'autre part, ils ont une marge de sécurité beaucoup moins grande, la variation du débit en fonction de la charge est beaucoup moins élevée pour des ouvrages en charge que pour des ouvrages de surfaces.

Après la critique qui vient d'être faite, notre choix se porte sur un évacuateur latéral qui répond bien aux conditions topographiques du site, il comprend essentiellement :

- 1.- un canal d'amenée;
2. - un déversoir;
3. - un canal évacuateur;
- 4.- un bassin dissipateur d'énergie.

IV.3.3. L'emplacement de l'évacuateur de crue :

L'étude topographique, hydrologique et géologique de la cuvette du site nous a conduit à implanter l'évacuateur de crue sur la rive gauche en raison du fait que cette zone présente une dépression et, de plus la quantité du déblai est moins importante.

L'évacuateur de crue est consolidé avec deux murs encastrés dans la semelle de fondation. Ces deux murs assurent la stabilité de l'ouvrage évacuateur et, protègent la rive qui risque d'être endommagée par submersion ou par affouillement.

IV.3.4. Profil type du déversoir :

Le déversoir envisagé est à profil pratique type CREAGER. Ce type de déversoir a un grand rendement hydraulique et s'adapte mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle-ci ne puisse se décoller.

Le déversoir a une largeur en crête de 30 m et son parement amont est vertical.

Le profil type correspondant à la charge $H_1 = 1$ m étant déterminé, et le profil du coursier correspondant à la charge H sera déduit par l'application de loi de similitude de RECH-FROUDE et, pour cela nous admettons que les forces d'inertie et de pesanteurs sont prépondérantes devant les forces de viscosité.

Le rapport des dimensions linéaires constant alors :

$$\lambda = \frac{H}{H_1} = \frac{X}{X_1} \implies X_1 \cdot H = H_1 \cdot X$$

or : $H_1 = 1$ d'où $X = X_1 \cdot H$

$$\lambda = \frac{H}{H_1} = \frac{Y}{Y_1} \implies H_1 \cdot Y = H \cdot Y_1$$

or : $H_1 = 1$ m d'où $Y = H_1 \cdot Y_1$

En se servant des coordonnées (X_1, Y_1) de la charge $H_1 = 1$ m, on peut déterminer les coordonnées de la charge $H = 1,8$ m, qui vont nous permettre le tracé du profil point par point.

Tableau n° 27 :

Profil $H = 1,0$ m		Profil $H = 1,8$ m	
X_1	Y_1	X	Y
0,0	0,126	0,000	0,227
0,1	0,036	0,18	0,065
0,2	0,007	0,36	0,013
0,3	0,000	0,54	0,000
0,4	0,006	0,72	0,011
0,5	0,027	0,9	0,049
0,6	0,06	1,08	0,108
0,7	0,100	1,26	0,18

suite à la page ci-après

0,8	0,146	1,44	0,263
0,9	0,198	1,62	0,356
1,0	0,256	1,8	0,461
1,1	0,321	1,98	0,578
1,22	0,394	2,16	0,709
1,3	0,475	2,340	0,855
1,4	0,564	2,52	1,015
1,5	0,661	2,70	1,190
1,6	0,764	2,88	1,375
1,7	0,873	3,06	1,571
1,8	0,987	3,24	1,777
1,9	1,108	3,42	1,994
2,0	1,235	3,6	2,223
2,1	1,369	3,78	2,464
2,2	1,508	3,960	2,714
2,3	1,653	4,140	2,975
2,4	1,804	4,320	3,247
2,5	1,980	4,50	3,564
2,6	2,122	4,680	3,819
2,7	2,289	4,860	4,120

suite à la page ci-après

2,8	2,462	5,040	4,432
2,9	2,640	5,220	4,752
3,0	2,824	5,40	5,083

IV.3.5. Stabilité du déversoir :

Durant l'exploitation du barrage l'évacuateur de crues est soumis à plusieurs sollicitations et c'est pour cela, nous prévoyons son comportement pour plusieurs cas de charges, mais dans la présente étude, nous vérifierons seulement la stabilité contre le glissement, le renversement et le soulèvement.

IV.3.5.1. Stabilité contre le glissement :

Le coefficient de sécurité contre le glissement est par définition :

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

d'où :

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

avec : f : coefficient de frottement $f = (0,65 + 0,75)$

G : poids de l'ouvrage

$$G = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot b \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 11 \cdot 7,6 = 100,32 \text{ t/ml}$$

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$$

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

$$h = 7,6 \text{ m}$$

γ_b : poids spécifique du béton

b : la base de l'ouvrage

h : hauteur au niveau du seuil

W_ϕ : poussée due à la pression de l'eau

$$W_\phi = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 7,6 \cdot 11 = 31,35 \text{ t/ml}$$

α : coefficient de réduction des sous pressions $\alpha = 0,5 + 1$

γ : poids spécifique de l'eau

P : poussée de l'eau sur le parement amont

$$P = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 = 28,88 \text{ t/ml}$$

$$\text{en fin } K_g = \frac{0,7 (100,32 - 31,35)}{28,88} = 1,67$$

IV.3.5.2. Stabilité contre le renversement :

$$K_r = \frac{\sum \text{moments des forces retenantes}}{\sum \text{moments des forces renversantes}}$$

$$= \frac{2/3 \cdot b \cdot (G - W_\phi)}{1/3 \cdot P \cdot h} = \frac{2/3 \cdot 11 (100,32 - 31,35)}{1/3 \cdot 28,88 \cdot 7,6}$$

IV.3.5.3. Stabilité contre le soulèvement :

$$K_s = \frac{\sum \text{forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{force provoquant le soulèvement}}$$

$$= \frac{G + P_1}{W_\phi} = \frac{100,32 + 10,64}{31,35} = 3,53$$

où : P_1 : poids de l'eau sur la consol à la base du déversoir

$$P_1 = b_1 \cdot h \cdot \gamma = 1,4 \cdot 7,6 \cdot 1 = 10,64 \text{ t}$$

où : b_1 : largeur de la console à la base

en aucun cas, la stabilité de l'ouvrage n'est menacée et par conséquent, nous ne lui apportons aucune modification.

IV.3.5.4. Stabilité des murs :

$$K_{gm} = \frac{f_m (G_m - W_{\phi m})}{P_m}$$

où : $f_m = 0,8$

$$G_m = \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot h_m \cdot b_m = \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 3,3 \cdot 2 = 7,92 \text{ t/ml}$$

$$W_{\phi m} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \alpha \cdot h_{m1} \cdot r = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 2,3 \cdot 2 = 1,84 \text{ t/ml}$$

$$P_m = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_{m1}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (2,3)^2 = 2,64 \text{ t/ml}$$

$$K_{gm} = \frac{0,8 \cdot (7,92 - 1,84)}{2,64} = 1,84$$

$$K_{rm} = \frac{\frac{2}{3} b_m (G_m - W_{\phi m})}{\frac{1}{3} \cdot P_m \cdot h_{mm1}} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 2 \cdot (7,92 - 1,84)}{\frac{1}{3} \cdot 2,64 \cdot 2,3} = 4$$

$$K_{sm} = \frac{G_m}{W_{\phi m}} = \frac{7,92}{1,84} = 4,3$$

IV.3.6. Calcul hydraulique :

Le débit de la crue millinaire $Q_d = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ occasionne une montée du plan d'eau $h_d = 1,8 \text{ m}$ et, par conséquent la charge au pied du déversoir sera :

$$H = h_t + \frac{V_t^2}{2g} = H_k + (C_s - C_r)$$

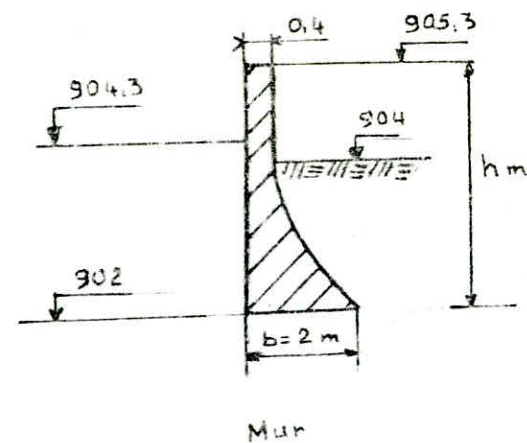
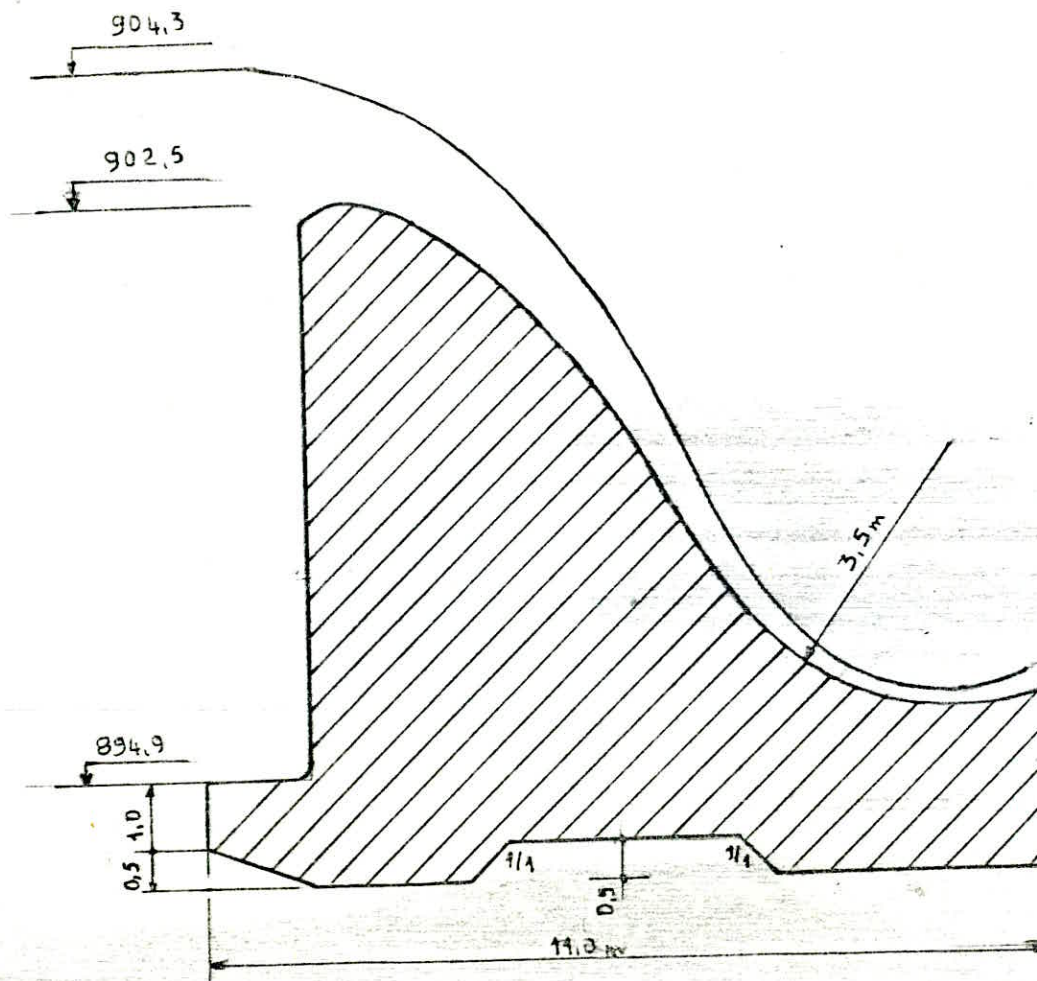
où : h_t : profondeur d'eau au pied du déversoir

V_t : vitesse d'écoulement au pied du déversoir

H_k : la charge critique

$$H_k = \frac{3}{2} \cdot K$$

PROFIL DE L'EVACUATEUR DES CRUES



où : $K = (q^2/g)^{1/3}$ avec : $q = \frac{Q_d}{b} = \frac{120}{30} = 4 \text{ m}^2/\text{s}$

q : débit unitaire

$$K = \left(\frac{16}{9,81}\right)^{1/3} = 1,18 \text{ m}$$

$$H_k = \frac{3}{2} \cdot 1,18 = 1,77 \text{ m}$$

C_s : cote du seuil; C_r : cote du radier.

$$H = 1,77 + (902,5 - 894,9) = 9,37$$

$$H_+ = \frac{H}{K} = \frac{9,37}{1,18} = 7,94$$

en utilisant l'abaque 18, on déduit la valeur de h_{t+} :

$$H_+ = 7,94 \xrightarrow{\text{ab 18}} h_{t+} = 0,25$$

et h_t sera : $h_t = K h_{t+} = 1,18 \cdot 0,25 = 0,29$

IV.4. Le canal évacuateur :

Le canal évacuateur sert à véhiculer le débit déversé vers un vallon se trouvant à gauche de l'ouvrage qui rejoint l'oued à l'aval du barrage. La longueur du canal et sa pente sont déterminées directement de la carte topographique d'échelle 1/1000.

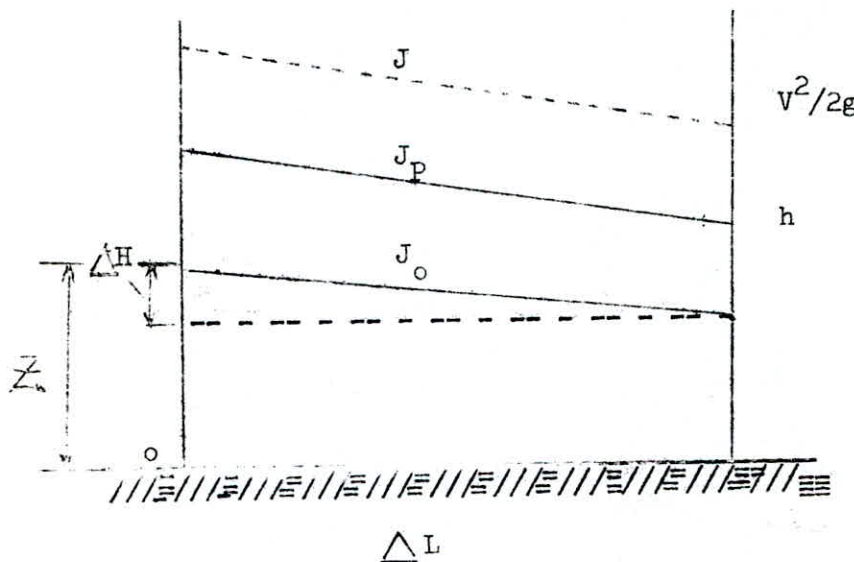
$$L = 210 \text{ m}, \quad i = (900,37 - 890,96) / 210 = 4,5 \%$$

il est de forme trapézoïdale et linéairement convergent.

IV.4.1. Etude de l'écoulement dans le canal :

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

On définit un remous dans une section donnée par la différence entre la profondeur réelle h du courant et la profondeur normale h_n qui correspond à un régime uniforme pour un débit considéré.



IV.4.2. Equation différentielle du mouvement graduellement varié :

Si ΔL tend vers zéro, la variation de la charge totale par unité de longueur va se confondre avec le gradient J de la perte de charge.

$$J = - \frac{d}{dl} \left(\frac{v^2}{2g} + z_0 - J_0 \cdot L + h \right) \quad (1)$$

où : z_0 : la côte du fond du canal à la section qui correspond à $L = 0$

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

Connaissons l'équation de continuité pour un écoulement permanent :

$$V \cdot S = Q = \text{Cste} \quad (3)$$

d'où :
$$S \cdot \frac{dV}{dl} + V \frac{dS}{dl} = 0 \quad (4)$$

posons : $ds = e \cdot dh$

avec e : la largeur du plan d'eau et on aura :

$$\frac{dV}{dl} = - \frac{V \cdot e}{S} \cdot \frac{dh}{dl} = - \frac{Q \cdot e}{S^2} \cdot - \frac{dh}{dl} \quad (5)$$

Eliminons $\frac{dV}{dl}$ entre (2) et (5), on obtient :

$$\frac{Q^2 \cdot e}{g \cdot S^3} \cdot \frac{dh}{dl} + J_o - \frac{dh}{dl} = J \quad (6)$$

et en fin :
$$dl = \frac{1 - Q^2 \cdot e / g \cdot S^3}{J_o - J} \cdot dh \quad (7)$$

L'expression (7) est l'équation différentielle du mouvement graduellement varié. On désigne par :

ΔL : la longueur entre 2 sections consécutives

Q : débit véhiculé (m^3/s)

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

S : la section mouillée (m^2)

J_o : pente géométrique du canal

J : gradient de perte de charge

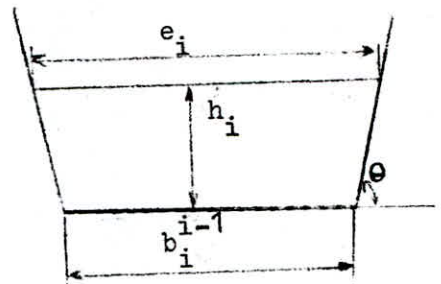
dh : différence de profondeurs d'eau des 2 sections (m).

IV.4.3. Profil transversal de l'écoulement :

- Formules de bases :

$$b_i^{i-1} = b_o + \frac{b_n + b_o}{L_n} (L_i + \frac{\Delta L}{2})$$

$$A_i = (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \cdot [b_i^{i-1} + 2 (h_i + \frac{\Delta h_i}{2})] \quad (m^2)$$



$$P_i = b_i^{i-1} + X \left(h_i = \frac{\Delta h_i}{2} \right)$$

$$X = 2 \sqrt{1 + I^2}$$

$$I = \cotg \theta$$

où : I : l'inclinaison des talus

P_i : périmètre mouillé moyen des tronçons

Δh_i : décroissement du plan d'eau entre la section finale et initiale du tronçon considéré

X : paramètre des talus

A_i : section mouillée moyenne des tronçons (m^2)

h_i : profondeur d'eau au début du tronçon (m)

b_o : largeur initiale du canal (m)

b_n : largeur finale du canal (m)

L_n : longueur du canal (m)

b_i^{i-1} : largeur moyenne du tronçon (m).

On calcule le coefficient de frottement par la formule de NIKURADZE, en admettant que le régime est turbulent rugueux.

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

où : ϵ : coefficient de rugosité

D_h : diamètre hydraulique

$$D_h = 4 \frac{A_i}{P_i}$$

On calcule le gradient de perte de charge par la formule de WEISBACH :

$$J = \frac{f_r \cdot Q^2}{D_h \cdot A^2 \cdot 2g}$$

La profondeur normale h_u :

$$h_u = 1,606$$

$$\frac{q}{(\sqrt{J})_0} = 18,856$$

$$\frac{8 b}{\quad} = 0,65$$

$$\epsilon = 0,005$$

$$h_u = 0,65^{1,606} = 0,5 \text{ m.}$$

Les calculs récapitulés dans les tableaux suivants ont été faits sur une calculatrice programmable TI 59. Le programme a été établi par Monsieur GESA LAPRAY (ex. Maître de Conférences à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger).

IV.5. Le dissipateur d'énergie :

Pour protéger le pied de l'ouvrage évacuateur contre les affouillements nous utilisons un déflecteur en "Saut de Ski".

Le déflecteur en "Saut de Ski" est disposé à la partie inférieure du coursier avec :

- l'extrémité inférieure de coursier à concavité tournée vers le haut;
- le déflecteur (cuillère) qui redresse vers le haut la lame liquide.

La dissipation d'énergie est produite par frottement de l'eau sur l'air et par le choc de la lame sur le matelas d'eau à l'aval de l'évacuateur.

Programme donnant le profil en long de la surface libre,
remous en canal trapézoïdal linéairement convergent :

$$\begin{aligned} \text{LBN } 2^{\text{nd}} \text{ LBLA} \quad & \text{RCL05 } X^2 + 1 = \sqrt{X} \times 2 = \text{ST009 RCL08} + \text{RCL17} + 2 = \text{ST007 R/S} \\ 2^{\text{nd}} \text{ LBLB} \quad & \text{RCL } 15 \text{ ST014} + 2 + \text{RCL06} = + \text{RCL20} \times (\text{RCL16} - \text{RCL18}) + \\ & \text{RCL18} = \text{ST004} \times \text{RCL07} + \text{RCL05} \times \text{RCL07 } X^2 = \text{ST010} \times 4 + \\ & (\text{RCL04} + \text{RCL09} \times \text{RCL07}) = \text{ST011 } 1/X \times \text{RCL02} = \text{ST029 } \ln X \times \\ & 86 - 1,14 = X^2 \ 1/X \text{ ST0121} - \text{RCL01 } X^2 \times (\text{RCL04} + 2 \times \text{RCL05} \times \\ & \text{RCL07}) + 9,8 + \text{RCL10 } Y^X \ 3 = \text{ST013} + (\text{RCL03} - \text{RCL12} \times (\text{RCL01} \\ & + \text{RCL10}) X^2 + \text{RCL11} + 19,6) \times \text{RCL17} = \text{ST015} - \text{RCL14} = \\ & 2^{\text{nd}} \text{ IXI } 2^{\text{nd}} X _ + \text{BTCL } 15 \ 2^{\text{nd}} \text{ IXI SUM06 RCL17 SUM08 RCL08} + \\ & \text{RCL17} + 2 = \text{ST007} - \text{RCL01} - \text{RCL10} \times \text{RCL11} + \text{RCL00} = \text{ST019} \\ & \text{RCL06 R/S} \end{aligned}$$

Allure de la profondeur critique hypothétique.

$$\begin{aligned} 2^{\text{nd}} \text{ LBLC} \quad & \text{RCL04} + 2 \times \text{RCL05} \times \text{RCL27} = \text{ST031 RCL04} + \text{RCL05} \times \text{RCL } 27 = \\ & X \text{ RCL27} = \text{ST030 } 1/X \ Y^X \cdot 3 \times \text{RCL31} \times \text{RCL01 } X^2 + 9,8 = \text{ST028 } Y^X \cdot \\ & 3 \times \text{RCL27} = \text{ST027 RCL } 28 - 1 = 2^{\text{nd}} \text{ IXI } 2^{\text{nd}} X _ + C \text{ RCL09} \times \\ & \text{RCL27} + \text{RCL04} = \text{ST026 } 1/X \times \text{RCL30} \times 4 = \text{ST023 } 1/X \times \text{RCL02} = \\ & \text{ST021 } \ln X \times 86 - 1,14 = X^2 \ 1/X \text{ ST024} + \text{RCL23} \times \text{RCL01 } X^2 + \\ & \text{RCL30 } X^2 + 19,6 = \text{ST022} + \text{RCL03} = 1/X \text{ ST025 RCL27 R/S} \end{aligned}$$

Allure de la profondeur normale hypothétique.

$$\begin{aligned} 2^{\text{nd}} \text{ LBLD} \quad & \text{RCL04} + \text{RCL05} \times \text{RCL37} = X \text{ RCL37} = \text{ST040 RCL04} + \text{RCL37} \times \text{RCL09} = \\ & \text{ST036 } 1/X \times 4 \times \text{RCL40} = \text{ST033} + \text{RCL02} = 1/X \text{ ST039 } \ln X \times 86 - \\ & 1,14 = X^2 \ 1/X \text{ ST035} - \text{RCL33} \times \text{RCL01 } X^2 + \text{RCL40 } X^2 + 19,6 = \\ & \text{ST032} + \text{RCL03} = Y^X \cdot 3 \times \text{RCL37} = \text{ST037 RCL32-RCL03} = 2^{\text{nd}} \text{ IXI} \\ & 2^{\text{nd}} X _ + D \text{ RCL01} - \text{RCL40} \text{ ST034} \times \text{RCL33} + \text{RCL00} = \text{ST038 RCL37} \\ & \text{R/S} \end{aligned}$$

Introduire :

$$\begin{aligned} I &= 10^{-6} & \text{ST000} & Q = 120 \text{ m}^3/\text{s} & \text{ST001} \\ (- &= 5 \cdot 10^{-3} & \text{ST02} & J_0 = 0,045 & \text{ST003} & I = 10^{-6} & \text{ST005} \end{aligned}$$

$L_o = 0$	ST006	$H_o = 0,29$	ST008	$b_n = 8$	ST006
$b_o = 30$	ST018	$L_u = 210$	ST020	$\angle L = 5$	ST015
$K_o = 1,18$	ST027	$h_{uo} = 0,5$	ST037	$0,001 \times \equiv t$	

$\angle H$: varie

Appuyer sur A $h_u + \frac{\angle h}{2}$ STO 07

RCL05 X

B L_{o-1} STO 06

RCL08 $h_i =$

RCL04 $b_i =$

RCL09 $\frac{C}{D_h}$

RCL19 IR

RCL12 $f = f_r$

C $K_1 =$ STO 27

D h_u STO 37

Pour remplir les tableaux qui suivent, on appuie uniquement sur B, C et D tant que $L_i - L_n$.

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}	Δh
3,12	0,28		1,17	0,32	-0,04
6,15	0,27	30,16	1,18	0,322	
9,08	0,26	29,83	1,19	0,326	
11,92	0,25	29,50	1,199	0,33	
14,68	0,24	29,19	1,20	0,339	
17,38	0,23	28,89	1,21	0,337	
20,01	0,22	28,60	1,22	0,34	
22,57	0,21	28,31	1,23	0,343	
25,08	0,20	28,03	1,239	0,348	
27,53	0,19	27,76	1,24	0,35	
29,93	0,18	27,50	1,25	0,355	
32,27	0,17	27,24	1,26	0,358	
34,56	0,16	26,98	1,27	0,36	
36,80	0,15	26,73	1,279	0,365	
38,98	0,14	26,44	1,28	0,369	
41,11	0,13	26,25	1,29	0,37	
43,18	0,12	26,02	1,30	0,378	
45,19	0,11	25,80	1,309	0,379	
47,13	0,10	25,58	1,31	0,38	
49,01	0,09	25,36	1,32	0,385	
50,82	0,08	25,16	1,33	0,388	
52,54	0,07	24,95	1,338	0,39	
		24,76			

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}	Δh
54,18	0,06		1,34	0,394	
55,72	0,05	24,58	1,35	0,398	
57,13	0,04	24,40	1,35	0,40	
58,41	0,03	24,23	1,36	0,403	
59,51	0,02	24,08	1,36	0,405	
60,37	0,01	23,93	1,373	0,408	
60,43	0,009	23,8	1,378	0,41	-0,001
60,50	0,008	23,67	1,3789	0,411	
60,55	0,007	23,67	1,379	0,411	
60,61	0,006	23,66	1,3794	0,412	
60,61	0,0059	23,65	1,3797	0,412	-0,0001
60,62	0,0058	23,65	1,3798	0,412	
60,62	0,00579	23,64	1,3798	0,412	-0,00001
60,62	0,00578	23,64	1,3798	0,412	
60,62	0,00577	23,65	1,3798	0,412	
60,62	0,00578	23,64	1,3798	0,412	+0,00001
60,62	0,00579	23,64	1,3799	0,412	
60,62	0,00578	23,64	1,3798	0,412	0,0001
60,63	0,006	23,64	1,3798	0,412	
60,63	0,0061	23,64	1,3799	0,412	
60,64	0,0062	23,64	1,3799	0,412	
60,64	0,0063	23,64	1,3799	0,412	
		23,64			

L_i	h_i	b_i	k_i	$h u_i$	Δh
60,70	0,007		1,38	0,4126	0,001
		23,64			
60,76	0,008		1,38	0,4127	
		23,63			
60,82	0,009		1,3808	0,4128	
		23,63			
60,89	0,01		1,3811	0,4129	
		23,62			
60,96	0,011		1,3814	0,4131	
		23,61			
61,03	0,012		1,3816	0,4132	
		23,60			
61,11	0,013		1,382	0,4133	
		23,60			
61,2	0,014		1,3824	0,4135	
		23,59			
61,28	0,015		1,3827	0,4136	
		23,58			
61,37	0,016		1,3847	0,4138	
		23,57			
61,85	0,021		1,3855	0,4144	
		23,52			
62,06	0,023		1,3884	0,4149	
		23,50			
62,73	0,029		1,3893	0,4159	
		23,43			
62,97	0,031		1,3897	0,4166	
		23,40			
63,10	0,032		1,3921	0,4169	
		23,39			
63,73	0,037		1,3935	0,4179	
		23,32			
64	0,039		1,3958	0,4186	
		23,30			
64,55	0,043		1,3976	0,4195	
		23,24			
64,97	0,046		1,3982	0,420	
		23,20			
65,12	0,047		1,40	0,421	
		23,18			
65,7	0,051		1,402	0,4218	
		23,12			
66,01	0,053		1,4052	0,4225	
		23,09			
66,78	0,058		1,4069	0,4237	
		23,01			
67,09	0,060		1,406	0,4246	
		22,97			

L_i	h_i	b_i	k_i	$h u_i$	Δh
67,90	0,065		1,41	0,426	
		22,89			
68,06	0,066		1,411	0,4267	
		22,87			
70,24	0,079		1,416	0,428	0,01
		22,72			
72,04	0,089		1,42	0,43	
		22,54			
73,91	0,099		1,43	0,435	
		22,35			
75,85	0,109		1,44	0,44	
		22,15			
77,85	0,119		1,45	0,445	
		21,94			
79,90	0,129		1,46	0,449	
		21,73			
82,01	0,139		1,47	0,45	
		21,51			
84,18	0,149		1,49	0,459	
		21,29			
86,39	0,159		1,50	0,46	
		21,06			
88,64	0,169		1,51	0,467	
		20,83			
90,95	0,179		1,52	0,48	
		20,59			
93,29	0,189		1,53	0,48	
		20,34			
95,68	0,199		1,55	0,49	
		20,10			
98,11	0,209		1,56	0,503	
		19,84			
100,58	0,219		1,57	0,508	
		19,59			
103,09	0,229		1,59	0,51	
		19,33			
105,63	0,239		1,60	0,52	
		19,06			
108,23	0,249		1,62	0,53	
		18,78			
110,83	0,259		1,64		
		18,52		0,54	
113,51	0,269		1,65		
		18,24			
116,21	0,279		1,67	0,54	
		17,96			
118,4	0,289		1,675	0,55	
		17,68			

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}	Δh
121,71	0,29		1,69	0,56	
		17,39			
124,51	0,30		1,71	0,57	
		17,10			
127,34	0,31		1,73	0,58	
		16,8			
130,21	0,32		1,75	0,60	
		16,5			
133,11	0,33		1,77	0,61	
		16,2			
136,05	0,34		1,79	0,62	
		15,9			
139,01	0,35		1,82	0,63	
		15,5			
142	0,36		1,84	0,65	
		15,2			
145,0	0,37		1,87	0,66	
		14,9			
148,0	0,38		1,89	0,68	
		14,6			
151,14	0,39		1,92	0,70	
		14,3			
154,24	0,40		1,95	0,71	
		14,0			
157,36	0,41		1,98	0,73	
		13,67			
160,49	0,42		2,02	0,75	
		13,35			
163,65	0,43		2,05	0,77	
		13,02			
166,82	0,44		2,08	0,79	
		12,68			
170	0,45		2,12	0,82	
		12,35			
173,2	0,46		2,16	0,84	
		12,02			
176,4	0,47		2,20	0,87	
		11,68			
179,6	0,48		2,25	0,90	
		11,35			
182,8	0,49		2,29	0,93	
		11,0			
186,0	0,50		2,34	0,96	
		10,67			
189,2	0,51		2,39	0,99	
		10,34			
192,4	0,52	10,01	2,44	1,03	

L_i	k_i	b_i	k_i	h_{ui}	Δh
195,6	0,53		2,5	1,02	
		9,67			
198,7	0,54		2,56	1,11	
		9,33			
201,9	0,55		2,62	1,16	
		9,0			
205,0	0,56		2,7	1,21	
		8,67			
208,2	0,57		2,76	1,26	
		8,35			
211,3	0,58	8,02	2,83	1,32	

CONCLUSION GENERALE :

Dans notre étude de faisabilité du barrage sur l'oued Hamada, nous avons abordé les principales étapes nécessaires telles que, l'étude hydrologique, géologique dont les données ont été délivrées par SETHAL, ainsi que l'étude de la stabilité et des ouvrages annexes, et d'après nos résultats on peut conclure que du point de vue hydrologique, les apports assurent le débit demandé à l'irrigation pendant la période sèche.

Du point de vue géologie, la cuvette repose sur un sol marneux, d'où les pertes par infiltration sont négligeables.

Enfin, nous estimons que le barrage est techniquement faisable et nous souhaitons une étude géologique plus poussée pour que le barrage contribue à la mise en valeur des terres.

BIBLIOGRAPHIE

- R. GENOCCHIO L'énergie hydraulique.
Ed. Eyrolles, Paris 1978.
- J. COSTEL et G. SANGLERAT Cours pratique de mécanique des sols.
Calcul des ouvrages. Tome 2, 2^{ème} édition dunod.
- ALBERT CAQUOT et JEAN KERISEL Traité de mécanique des sols.
Paris, Gautier - Villars.
- G. SCHENEBOLD Hydraulique souterraine.
Ed. Eyrolles, Paris 1966.
- G. LAPRAY Cours, Feb 199 (ENP).
- Retenues collinaires Documentation française; Ministère de l'Agriculture
Direction du Génie Rural et de l'Hydraulique.
- E.N.P.A. Thèse de fin d'étude.

