

المسندة الوطنية للعلوم الهندسية  
وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE  
DE L'OUED HADJERA  
DANS LA WILAYA DE BOUIRA

Proposé par :  
LA SETHYAL

Etudié par :  
TOUMI Rabah  
DEKHMOCHE Nadjat

Dirigé par :  
Mr L.H. LEANG

PROMOTION : Fevrier 1985



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

المكتبة

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

»O«

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

»O«

PROJET - DE - FIN - D'ETUDES

»O«

(en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état)

**SUJET**

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE  
DE L'OUED HADJERA  
DANS LA WILAYA DE BOUIRA

Proposé par :

LA SETHYAL

Etudié par :

TOUMI Rabah

DEKHMUCHE Nadjet

Dirigé par :

Mr L.H. LEANG

Promotion : Février 1985



E D I C A C E S

---

\* Je dédie ce mémoire

       mes parents

       mes camarades

       Mes amis(es)

T O U M I Rabah

---

\* Je dédie ce mémoire

       ma famille

       mes amis(es)

D E K H M O U C H E Nadjet

---

## Remerciements :

Nous tenons à adresser un vif remerciement à tous ceux qui, soit par leurs directives, soit par leurs conseils, n'ont ménagé aucun effort pour nous permettre l'élaboration de cette étude dans de bonnes conditions.

- A Monsieur Leong et M<sup>elle</sup> Zerfa, respectivement notre promoteur et copromoteur;
- A Monsieur Kethab, chef de département d'hydraulique;
- A tous les professeurs et assistants;
- A Monsieur Kacimi, directeur technique de la S.ET.HY.AL.
- A Monsieur Baslamisli, ingénieur à la S.ET.HY.AL., pour son aide précieuse.

Dekhmouche N. et Toumi R.

## C H A P I T R E I

### 1. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES

#### 1.1. But de l'étude

Cette étude de faisabilité s'insère dans le cadre de la planification et de l'aménagement des ressources hydraulique de l'oued Hadjera, des besoins en eau potable de la ville de Sour-El-Ghozlane et des possibilités de réalisation d'un barrage sur l'oued.

En effet, l'exploitation sans répit des réserves souterraines engendra leur épuisement, ce qui amena le secteur hydraulique à élaborer un programme d'utilisation des eaux superficielles.

Le barrage de Hadjera, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de ce programme, contribuera sans aucun doute à la solution du problème d'eau dans la région concernée.

#### 1.2. Caractéristiques du projet

Site du barrage : Tell Algérien, près de Sour-El-Ghozlane

But du barrage : Alimentation en eau potable de la région

Bassin versant : 24,4 Km<sup>2</sup>

Apport moyen annuel : 2,64 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

Côte du thalweg : 903 m.

Côte du niveau minimum de la retenue

PNE min. : 920,0 m.

Côte du niveau normal de la retenue

PNE normal : 927,2

Côte du niveau maximum de la retenue

PNEH max. 928,66 m.

Côte en crête du barrage : 929,56 m.

Volume mort :  $0,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Volume utile :  $1,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Volume chargé :  $0,33 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Surface minimum de la cuvette :  $1,59 \cdot 10^5 \text{ m}^2$

Surface normale de la cuvette :  $2,22 \cdot 10^5 \text{ m}^2$

Surface maximum de la cuvette :  $2,42 \cdot 10^5 \text{ m}^2$

Variation du niveau d'eau : 8,66 m

dans la cuvette

Hauteur du barrage à partir du thalweg: 27 m.

Hauteur du barrage à partir de la fondation 31 m

Largeur de la crête : 9 m.

Longueur en crête : 370 m.

Volume du noyau barrage 109025  $\text{m}^3$

Volume du remblai hétérogène du barrage 262.565  $\text{m}^3$

Volume des matériaux filtrants : 6525  $\text{m}^3$

Volume du rip-rap : 5320  $\text{m}^3$



Volume total de la digue : 377 425 m<sup>3</sup>

Pente du talus aval: 2,00

Pente du talus amont : 2,50

Type de l'évacuateur : Evacuateur à surface libre

Longueur du canal d'approche : 164 m

Longueur du bassin d'amortissement : 27 m.

Côte de la crête du déversoir : 927,2 m

Type du tunnel de dérivation : galerie

Diamètre intérieur de la galerie : 4,75 m

Capacité d'évacuation de la galerie : 92 m<sup>3</sup>/s

Longueur de la galerie : 160 m

Type du batardeau amont : sans noyau

Côte de la crête du batardeau amont : 911,97

### 1.3. Site étudié

Trois sites de barrages ont été jugés favorables à l'implantation du barrage, dont les emplacements, en coordonnées Lambert, sont les suivants :

Site N°	X	Y
1	587,6	513,6
2	588,9	314,5
3	589,4	314,7

Le site numéro 3, qui se situe actuellement à 3 kilomètres, en amont de la ville de Sour-El-Ghozlane, réunit toutes les conditions à l'emplacement d'un barrage.

Il présente un resserrement des versants l'apport liquide est assez important, ainsi qu'un sol de fondation capable de supporter l'ouvrage.

#### 1.4. Caractéristiques géomorphologiques

Le bassin est caractérisé par un relief montagneux et la végétation est constituée essentiellement par des broussailles et des herbes sauvages.

La production agricole régionale est faite notamment de blé, cultivé en grande partie dans le bassin.

La rive droite est très abrupte, tandis que celle de gauche a une pente plus ou moins douce, en forme de terrasses à gradins.

Les caractéristiques géomorphologiques du bassin sont mentionnées dans le tableau suivant :

TABLEAU 1.4.1. - Caractéristiques géomorphologiques

N°	CARACTERISTIQUES	SYNBOLES	UNITES	SITE 3
1	Coordonnées	X	Lambert	314,7
1		y	Lambert	314,7
2	Superficie	S	Km <sup>2</sup>	24,4
3	Altitudes	Hmin	m	895
		Hmoy	m	1194
		Hmax	m	1810
4	Pente moyenne	3	-	0,1044
5	Longueur du thalweg	L	Km	8
6	Densité de drainage	L/s	Dd/Km <sup>2</sup>	1,3
7	Temps de concentration	ts	heures	2

## 1.5. Seismicité

Basées sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique, des cartes isoaccélération, utilisant un mode bayésien, pour les périodes 1000, 500, et 100 ans, furent établies.

Ces cartes permettent d'obtenir l'accélération de crête, en un lieu donné.

Le site se situe sur la deuxième zone sismique

Différentes méthodes sont utilisées pour la détermination de l'accélération sismique horizontale.

La valeur adoptée est 0,12 g. (~~voir figure 1.6.1. carte de~~  
~~des zones sismiques page suivante~~)

## 1.6. Géologie générale

### 1.6.1. Géologie régionale

#### - Trias:

Apparaît en longues bandes, jalonnant les contacts anormaux. Les contraintes ont transformé le trias en une friction de blocs de cargneulle, d'ophite, de dolomite noir le tout cimenté par une gangue de gypse.

#### - Campanien inférieur et moyen

Se composant de 250 à 300 m. de marne noire, avec des intercalaires de calcaires dolomitiques.

- Campagnien supérieur

Représenté par 40 - 50 m. de calcaire massif, de couleur grise, avec tâches noires en cassure.

- Maetrichtien-Danien

Série à dominante marneuse, dont les affleurements ont une grande extension.

- Intétien inférieur

S'étalant sur 120 m, de calcaire marneux, glauconieux, légèrement phosphaté, silex à la base de pourcentage 20 % d'argile.

- Tutétien supérieur

Débute par 100 m. de marne brune azoïque, coupée de lits de calcaire jaunâtres puis se prolonge de 200 m. de marnes.

1.6.2. Tectonique

La chaîne des Bibans forme un vaste anticlinorium qui s'étale de l'Est à l'Ouest de Sour-El-Ghozlane.

Le falanc Sud est affecté de replis longitudinaux et de failles traverses.

1.6.3. Géologie du site

Sur le site étudié on constate l'existence de marnes datées du crétacé supérieur. Cette formation servira comme fondation pour le barrage.

En rive gauche, les marnes bleu-gris présentent un caractère marneux argileux et parfois marneux calcaireux.

Généralement le pendage des couches est de 5 à 10° vers l'aval, en rive gauche; parfois il est nul.

La rive droite est formée par des marnes gris foncées bleuâtres, quelques endroits se présentent sous un caractère argileux.

A partir du bassin versant, on peut déduire l'existence de couches de calcaires dolomitiques, sur la rive droite.

Les marnes sur la rive droite présentent des caractères plastiques et semi-plastiques, chevauchant vers le Nord et créant un caractère plissé et intensément tectonisé. Vu ce chevauchement, un rallongement de failles inverses Est-Ouest apparaît ainsi que le déplacement et l'installation de marnes grises-foncées, en rive gauche.

Sur la rive droite existe une zone très tectonisée et altérée, sillonnée par des ravins très profonds, creusés par les eaux de pluie.

Dans la partie droite du bassin versant, on peut voir plusieurs glissements, causés par les inconvénients géologiques. Ces glissements ne peuvent en aucun cas être dangereux, pour le barrage.

En rive gauche, de 900 à 960 m et plus, on peut voir une formation de terrasses moyennes reposant sur des marnes d'une épaisseur de 7,5

Jusqu'à une profondeur de 4 m., on trouve l'argile plastique de couleur jaune-grise en surface, à cause des matières organiques.

Jusqu'à 1 m. de celle-ci et au delà de 4 m. on remarque l'existence d'une couche de gravier argileux en blocs.

Dans le lit de l'oued , les graviers en bloc sont assemblés entre eux par de l'argile grise-noirâtre, sur une épaisseur de 3 m., c'est la formation alluvion.

1.7. TOPOGRAPHIE: l'étude topographique a été faite sur carte 1/5000 et 1/1000

1.8. Etude hydrologique

1.8.1. Climat

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide.

L'oued est pratiquement sec pendant l'été.

Aucune station pluviométrique ne se trouve dans le bassin de l'oued.

La température moyenne annuelle, dans le bassin, est de 15°C.

La pluie moyenne annuelle, dans le bassin, est de 580 mm/an.

1.8.2. Stations pluviométriques

Aucune station ne se trouve dans le bassin étudié. Pour notre étude, nous avons utilisé les données des bassins voisins.

TABLEAU N° 1.8.2.1. - Stations pluviométriques

N°	COTE	STATIONS PLUVIOMETRIQUES	ALT	PERIODE D'OBSERV.	NRE D'ANNEES COMPL.	MOYENNE MODULE (mm)
1	09.03.03	Bir-Ghbalou	641	1913/14 55/56 57/68-70/71 (arrêtée)	34	526
2	15.01.01	Sour-El- Ghozlane	705	1900/01-12/13 16/17-47/48 53/54-54/55 67/68-70/71 79/80	34	506
3	15.01.02	Aïn-Bessem	632	1922/23-03/64 70/71-73, 74 (arrêtée)	29	550

### 1.8.3. Pluiosité

Evaluation de la pluviométrie dans le bassin versant.

Pluies moyennes annuelles (module).

Il sera nécessaire d'étudier et de déterminer tout d'abord les caractéristiques pluviométriques et leurs répartitions statistiques, dans le temps, sur le bassin.

Les valeurs des pluies moyennes annuelles, dites modules, aux postes pluviométriques voisins, ont été mentionnées ci-dessus.



Et comme il a été dit, il n'existe aucune station dans le bassin. La station la plus proche, représentative est celle de Sour-El-Ghozlane, qui se situe dans le bassin voisin, à une altitude de 705 m. environ.

La pluie moyenne annuelle  $P_0$  a été déterminée d'après les cartes pluviométriques de Chaumont et Gausсен en l'absence de données disponibles.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau (6) suivant:

TABEAU 8.2.2. - Module dans le bassin

CARTE UTILISEE	HAUTEUR DE LA PLUIE (mm)
Chaumont	670
Gausсен	620

La valeur de la pluie moyenne annuelle est donc de 500 + 10 % d'après les résultats obtenus pour les trois postes pluviométriques dans lesquels, la variabilité de pluviosité a été déterminée.

La dispersion des observations a été traduite synthétiquement, par le coefficient de variation, qui est le rapport de l'écart type  $S$  ; à la moyenne  $\bar{X}$ . Pour ces postes, on a trouvé une variabilité de 0,27 à 0,36 et le coefficient de variation a été pris égal

$$\text{à } C_v = 0,31$$

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}}$$

TABLEAU N° 1.8.2.3. - Calcul du coefficient de variation  $C_v$   
09.03.03-BIR-GHBALOU

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
$\bar{X}$	78,8	61,5	46,4	48,1	36,8	17,2	5,2	10,0	27,5	72,0	60,7	80,8	520,8
S	61,81	51,45	27,35	43,35	36,60	18,07	12,81	14,26	26,88	65,26	34,71	46,11	139,5
$C_v$	0,78	0,84	0,59	0,90	0,99	1,09	2,07	1,45	0,98	0,91	0,57	0,57	0,27

15.01.01 SOUR-EL-GHOZLANE

$\bar{X}$	55,7	57,9	48,72	57,00	33,2	18,4	8,5	9,1	36,4	46,5	47,3	68,3	498,70
S	42,09	48,57	36,84	36,59	24,40	15,40	13,30	12,30	26,85	26,51	27,62	44,61	154,68
$C_v$	0,76	0,84	0,76	0,64	0,64	0,24	1,56	1,35	0,74	0,57	0,58	0,65	0,31

TABLEAU 15.01.02 - AIN BESSEM

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
X	74,6	55,7	49,5	57,3	39,7	10,2	3,5	7,5	28,9	42,1	40,0	80,2	497,2
S	45,80	44,10	37,21	57,27	37,75	12,26	9,61	10,20	27,62	34,45	29,45	62,76	176,58
C <sub>v</sub>	0,61	0,80	0,75	0,99	0,95	1,20	2,14	1,36	0,96	0,82	0,74	0,78	0,36

Par la suite un calcul statistique des paramètres, à savoir la moyenne et les autres caractéristiques, a été fait sur les séries des pluies annuelles. La faible valeur du coefficient  $C_v = .31$  nous a permis d'ajuster les pluies annuelles à la loi normale (Gauss) (graphique 1).

Ayant la moyenne et le coefficient de variation, on peut alors déterminer les quantités des pluies maximales journalières, pour les différentes fréquences. Les hauteurs des pluies annuelles fréquentielles sont présentées dans le tableau 1.8.2.4.

TABLEAU 1.8.2.4. - Pluies annuelles fréquentielles

Fréquences %	0,1	1	5	10	20	50	60	90	95	99
Pluies (mm)	1015	895	780	720	640	506	370	235	230	100

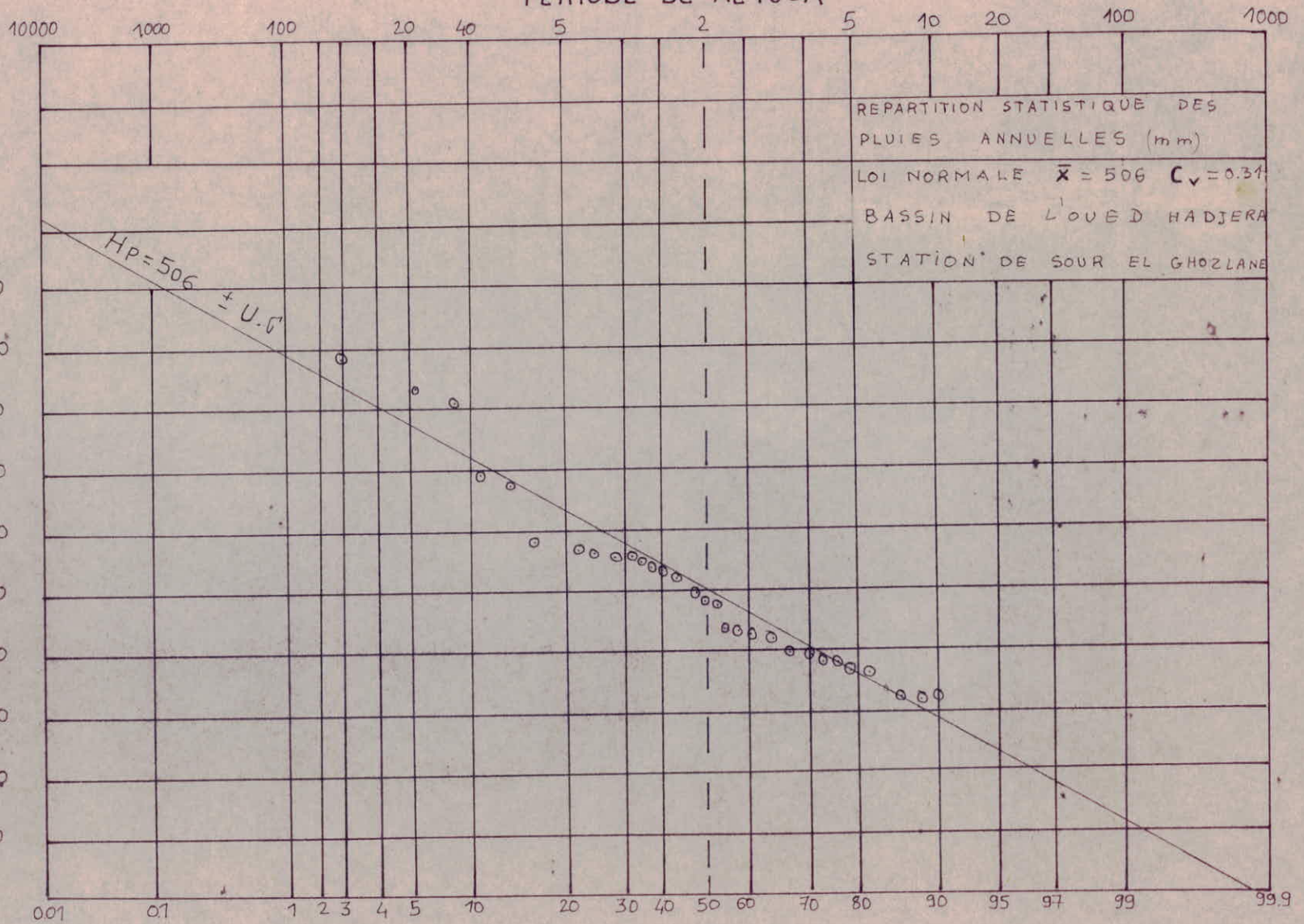
4.1.2. Pluies moyennes mensuelles

La répartition moyenne mensuelle en % des précipitations de la station SEG (15.01.01) a été considérée comme la pluviosité du bassin celle qui est au poste le plus proche et donc la plus représentative du bassin versant. L'évaluation être visualisée dans le tableau 1.8.2.5. et sur le graphe 3.

TABLEAU 1.8.2.5. - Répartition de la pluviosité du bassin

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
P%	13	12	10	10	9	5	2	1	6	7	11	14	100

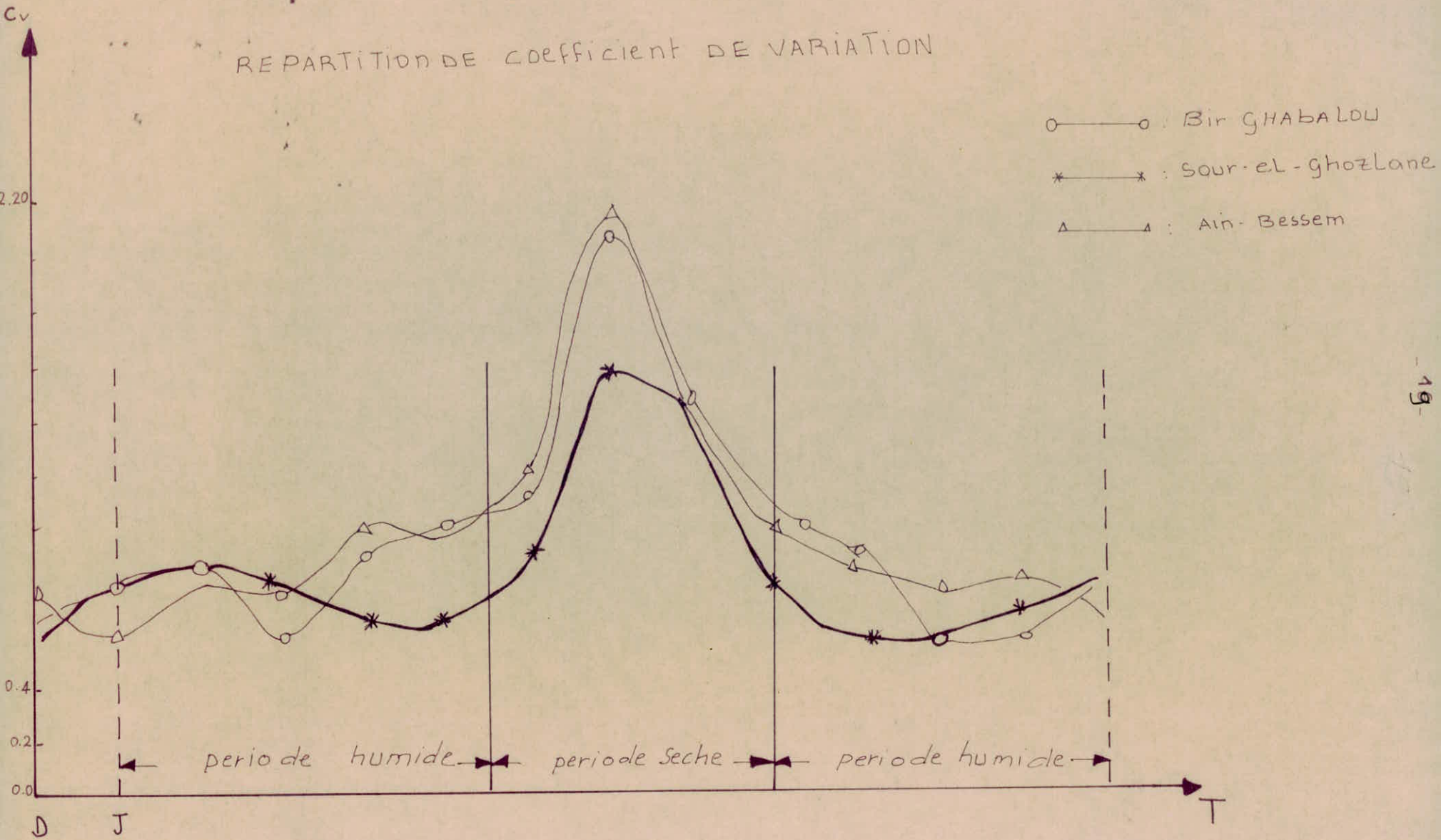
PERIODE DE RETOUR



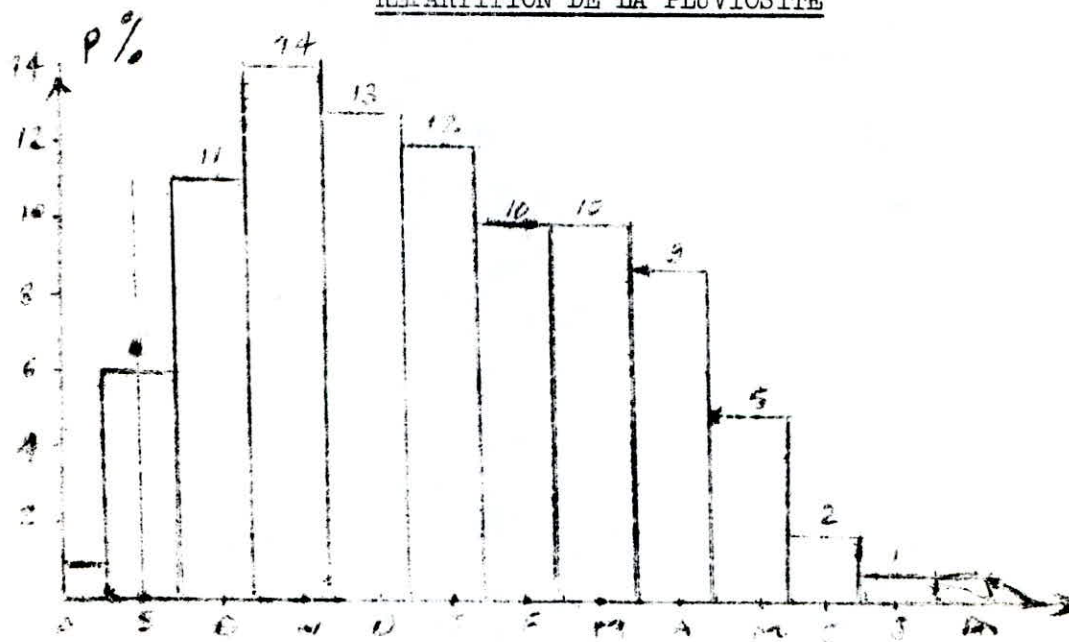
GRAPHE N° 1

# GRAPHE N° 3

REPARTITION DE COEFFICIENT DE VARIATION



REPARTITION DE LA PLUVIOSITE



D'après les données , la répartition des hauteurs des pluies n'est pas tout à fait régulière ; on remarque que 70 % de la quantité des pluies tombe durant la période Novembre - Avril, dite période humide.

Pluies maximales journalières (Pj)

Les données pluviométriques journalières maximales ont été analysées sur la station de Sour-El-Ghozlane (15.01.01), en envisageant le poste de référence pour le bassin versant de l'Oued Hadjera.

Donc la répartition statistique de cette station représentative a été ajustée à une loi Gumbel.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau et sur le graphique (5), avec une moyenne de 39 mm et un coefficient de variation  $C_v = 0,31$ .

TABLEAU

- Précipitations maximales journalières

(Sour-El-Ghozlane)

	Années	Pmax 24	Années	Pmax 24	Année	Pmax 24	Années	Pmax 24
	1907	29,9*	12	56,90	32	46,50	41	24,4*
	1902	33,0	18	46,30	33	34,00	43	33,4*
N = 36 ans	4	57,0	19	58,00	34	47,30	44	17,5*
Pmax24=39,9	5	50,0	23	43,4	35	47,3	73	29,0*
S = 12,55	6	26,0	24	58,6	36	47,4	74	45,0*
$C_v = \frac{S}{\bar{X}} =$	7	76,0	25	40,00	37	42,30	75	30,3*
0,31	8	36,4	26	29,30	38	33,5	76	34,3*
	9	36,0	27	52,0	39	48,0	77	25,4*
	11	41,0	30	31,50	40	25,0	78	24,9*



TABIEAU

- Quantités de la répartition des pluies maximales journalières

Fréquence de probabilité de non-dépassement (Pr%)	99,9	99,5	99	95	90	80	75	50	25	10	5	1	0,5
Fréquence de probabilité de dépassement (I-p <sub>r</sub> )	0,1	0,5	1	5	10	20	25	50	75	90	95	99	99,5
Période de retour (T)ans	0,01	0,005	1,01	1,05	1,11	1,25	1,33	2	4	10	20	100	200
Précipitation(mm)	91	86	80	64	57	50	42	39	32	28	25	21	17

### 1.8.3. Etude hydrologique de l'Oued Nadjera

En raison de l'absence des postes hydrométriques, on ne dispose pas de données relatives au régime hydrologique de l'oued.

Cependant, les stations les plus proches, dans les bassins versants voisins, peuvent être considérées comme stations représentatives ou bien comme référence du bassin étudié.

Le bassin versant de l'Oued Nadjera est situé à proximité de ceux des oueds Zeroua et Lakehal.

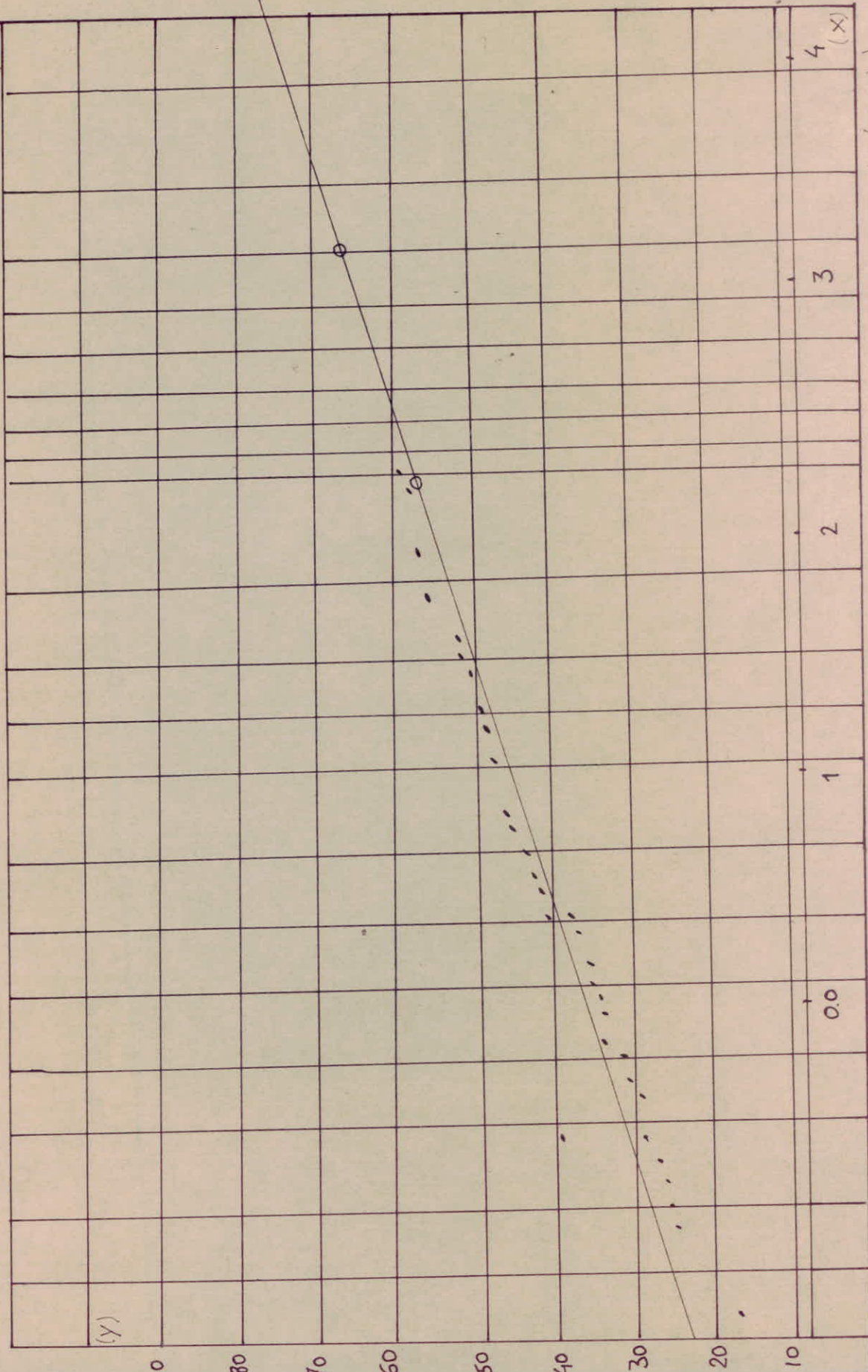
2/3

# PLUIES MAXIMALES JOURNALIÈRES

## GRAPHE N° 2

GRAPHIQUES : REPARTITION DES PLUIES  
MAXIMALES JOURNALIÈRES

STATION DE REF : SOUR-EL-GHIDALANE



PERIODE DE RETOUR (années  $T = (\frac{1}{1-Pr})$ )

Avant de passer à l'exécution de l'étude des apports sur la bassin, il sera nécessaire de faire une comparaison physique entre eux en utilisant les différentes méthodes (voir R. D M R H N° 105); par exemple :

- le facteur de forme
- la formule de Shum
- La méthode des rectangles équivalents etc...

\* Facteur de forme

$$Ff = \frac{L^2}{S}$$

où

L : Longueur du thalweg (Km)

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

Formule de Shum

$$Fs = \frac{D}{L}$$

où

D : Diamètre d'un cercle sur lequel la surface de celui-ci est égale à la superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

L : Longueur maximale du bassin (km)

METHODE DE RECTANGLES EQUIVALENTS

Elle tient compte des caractéristiques relatives à l'écoulement.

Les formules utilisées pour le calcul sont les suivantes:

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

$$P = 2 (L + I) = \frac{K\sqrt{S}}{0,28}$$

$$L \cdot I = S$$

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

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

Où:

L : longueur du rectangle

I : largeur du rectangle

P : Superficie du bassin

K : Coefficient de Gravelins

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant.

Caractéristiques		Bassins		
		Hadjera	Zeroua	Lekhal
Superficie (Km <sup>2</sup> )		24,40	72,00	192,00
Périmètre (Km)		21,0	39,0	63,00
Longueur du thalweg (km)		8,0	11,0	33,0
Longueur max. du bassin (Km)		7,2	11,2	22,5
Longueur du rectangle équivalent (Km)		3,3	5,0	8,4
Longueur du rectangle équivalent (Km)		7,2	14,4	22,9
Facteur de forme (Ff)		2,6	1,7	5,7
Facteur de Shum (Ds)		0,8	0,86	0,7
Coefficient de gravelins		1,2	1,28	1,27
Max.		1810	1810	1810
ALTITUDE (m)	Moy.	1194	1143	930
	Min.	895	820	645

D'après les résultats obtenus, les bassins des oueds Zeroua et Hadjera sont plus analogues que ceux des oueds Lekehal et Hadjera.

En ce qui concerne l'analogie, les données hydrométrique de l'oued Zeroua ont été déjà utilisées en vue de la pluviométrie, climatologie et lithologie, dont les données d'observation du poste hydrométrique DEHMYA de l'Oued, sont représentés dans le tableau suivant (18.3.2.).

APPORT ANNUELS

TABLEAU N° 18.3.2. - Apports dans le bassin Zeroua

Années	APPORT MENSUEL (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )												Apport total (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
1972/73	0,30	1,03	0,40	0,76	4,88	6,95	5,47	2,29	0,62	0,24	0,05	0,04	22,30
1973/74	0,23	0,03	0,04	0,18	0,13	2,02	11,29	3,27	0,83	0,21	0,15	0,05	18,43
1974/75	0,23	0,03	0,27	0,10	0,00	0,82	2,68	0,67	0,35	0,15	0,05	0,05	5,54
1975/76	0,21	0,02	1,08	0,44	0,09	3,38	1,60	1,22	0,49	0,15	2,48	0,14	9,29
1976/77	0,55	0,08	0,20	0,40	0,39	0,74	0,11	0,11	0,54	0,03	0,02	0,04	3,21
1977/78	0,03	0,03	0,12	0,01	0,16	0,32	0,43	1,45	0,32	0,07	0,03	0,02	2,99

APPORT MOYEN ANNUEL .....10,41.10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>

De la même façon, en examinant l'hydraulicité de certains oueds, on peut obtenir l'apport annuel moyen.

En considérant la valeur obtenue sur le bassin de référence, pour l'apport moyen annuel a déjà pris  $2,64.10^6 \text{ m}^3$ , au site du barrage prévu.

Mais il n'est pratiquement pas possible de fixer les règles générales à partir de ces résultats.

Dans la présente étude, on a utilisé des formules et des méthodes empiriques, qui sont valables, ici, pour le cas de l'Algérie.

Ces moyens sont basés sur la formule générale :

$$Q = P - D$$

dans laquelle Q P et D signifient respectivement le débit annuel, la pluie moyenne annuelle et la déficit.

Cette dernière grandeur D englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Vu l'absence de données et afin d'avoir une estimation de l'apport annuel, on s'est basé sur les formules empiriques suivantes:

\* FORMULE DE CHAUMONT

$$Y_0 = 0,6 P_0 (1 - 10^x)$$

$$\text{avec } x = -0,36 P_0^2$$

où

$P_0$  : Pluie moyenne annuelle (m)

$Y_0$  : Apport moyen annuel. ( mm )

\* FORMULE DE COUTAGNE

Qui donne directement le déficit hydraulique

$$D = P_o - \lambda P_o^2$$

$$D = P_o - \lambda P_o^2, \left[ \frac{1}{8\lambda} \leq P_o \leq \frac{1}{2\lambda} \right]$$

avec  $\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 T_o}$

où

$T_o$  : température moyenne annuelle ( $^{\circ}\text{C}$ )

= 0,35 pour le bassin étudié

$P_o$  : Pluie moyenne annuelle (m)

$D$  : Déficit d'écoulement

La hauteur de la lame d'eau écoulée (apport annuel moyen) est alors de :

$$V_o = P_o - D = P_o - (P_o - \lambda P_o^2) = \lambda P_o^2$$

\* FORMULE DE DARCI

$$Y_o = 0,915 \cdot P_o^{2,684} \cdot S^{0,812}$$



où :

S : superficie du bassin ( $Km^2$ )

Po : Pluie moyenne annuelle (m)

Yo : Apport moyen annuel (mm)

Formule de NEDINGER

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

en forme linéaire :

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

où :

Po : pluie moyenne annuelle (mm)

Yo : apport moyen annuel (mm)

Formule de SAMET

$$Y_o = 0,784 (P_o - 232)^2$$

Où :

Po : pluie moyenne annuelle (mm)

Yo : apport moyen annuel (mm)

Formule de TURO

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

avec

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

T : température moyenne annuelle (°C)

L : variable thermique

P<sub>o</sub> : pluie moyenne annuelle (mm)

Y<sub>o</sub> : apport moyen annuel (mm)

Tous ces résultats obtenus par ces modèles sont présentés dans le tableau (14) suivant :

TABLEAU 18.3.3. - Apports moyens annuels calculés par les différents modèles.

MODELE	FORMULATION MATHEMATIQUE	MODULE (Moyenne) (mm)	APPORT ( $10^6 \text{ m}^3$ )
CHAMONT	$Y_0 = 0,5 P_0 (1 - 10^{-1})$	84,68	2,07
COUTAGNE	$Y_0 = P_0^2$	117,6	2,87
DERIE	$Y_0 = 0,915 P_0^{2.684} . s^{0.842}$	127,9	3,12
MEDINGER	$Y_0 = 0,75 (P_0 - 400)$	135,0	3,29
SAMIE	$Y_0 = 0,784 (P_0 - 232)^2$	94,9	2,32
TURC	$Y_0 = P_0 - \frac{P_0}{1/0,9 + \frac{P_0^2}{L^2}}$	89,3	2,18
	MOYENNE.....	112,9	2,76

PEUVE MOYENNE ANNUELLE (mm)	MODULE $Y_0$ (mm)	APPORT $W_0$ ( $10^6 \text{ m}^3$ )	DEFIT UNITAIRE $M_0$ (1/s/Km2)
580	112,9	2,76	3,59

On peut finalement prévoir un apport moyen annuel de  $3,0 \times 10^6 \text{ m}^3$   $\pm$  20 % sur le site du barrage.

### 1.3.5.2. Variabilité de l'apport annuel

Pour le calcul des débits d'écoulements fréquents, en plus de l'apport moyen annuel  $M_0$  ( $l/s/Km^2$ ), il est aussi nécessaire de connaître la valeur du coefficient de variation  $C_v$ . Ainsi avec ces deux paramètres statistiques, les apports fréquents peuvent être déterminés.

A ce niveau-là, la répartition statistique des valeurs dans les stations suivantes ont été analysées (voir R-N° 105 D M R H).

TABLEAU 1.3.5.1 - Stations hydrométriques

N°	CODE	STATION
1	09 05 01	LAKEDARIA
2	15 01 06	TILESDIT
3	15 10 01	SIDI AICH

### 5.3. Recherche d'une loi d'ajustement

La répartition des apports annuels a été déterminée par l'ajustement à la loi Log Normale (Galton) d'après le calcul du coefficient de variation  $C_v$  pour les postes considérés, qui est supérieur à 0,5.

En utilisant la même loi de répartition dans le poste DECHMYA situé sur l'Oued Xeroua , on a obtenu une équation de la forme suivante :

$$Y = 2,75 e^u (0,72)$$

Les valeurs des apports des différentes fréquences sont mentionnées ci-dessous :

TABLEAU 1.8.3.5. - Apports annuels fréquentiels

FREQUENCE %	APPORT ANNUEL ( $10^6$ m <sup>3</sup> )
10	6,5
90	1,02

## 6. PREDETERMINATION DES CRUES

Le but de cette partie est de prédéterminer les crues fréquentielles sur l'Oued Hadjera dans le bassin versant. Cette partie de l'étude est la plus importante car elle a une grande utilité pour l'ingénieur chargé de dimensionner les ouvrages hydrauliques.

### 6.1. Pluies de courte durée

Il faut tout d'abord savoir la répartition des pluies instantanées (ou bien pluies des courtes durées) afin de déterminer les crues probables. Pour cela, la répartition statistique des précipitations temporelles a été calculée d'après la formule suivante :

$$P_t = P_{\max_{24}} \left[ \frac{t}{24} \right]^{0,33}$$

où :

t : temps considéré (minutes)

$P_{\max_{24}}$  : pluie maximale journalière correspondant à une fréquence de probabilité Pr (%)

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

Les résultats de la répartition des pluies pour les premières 4 heures sont représentés dans le tableau (17).

TABLEAU 1.8.4.1. - Répartition des pluies de courtes durées

(Pluies temporelles et intensités).

		t (minutes)		30	60	90	120
PÉRIODE DE RETOUR (ANNÉES)	5	0,20	H	53,8	67,7	77,3	85,0
			l	107,6	67,8	51,5	42,5
	10	0,10	H	61,4	77,1	88,2	96,9
			l	122,8	77,1	58,8	48,5
	25	0,04	H	71,0	89,3	102,1	112,3
			l	142,0	89,3	68,1	56,2
	50	0,02	H	78,6	98,8	112,9	124,2
			l	157,2	98,8	75,3	62,1
	100	0,01	H	86,1	108,2	123,7	136,1
			l	172,2	108,2	82,5	68,1
	1000	0,001	H	78,0	123,1	140,8	154,8
			l	196,0	123,1	93,9	77,4

( H : mm      l : mm/s )

Les pluies fréquentielles ont été fournies par le tableau des quantités calculées d'après la répartition statistique précédemment dans le poste de Sou-El-Ghozlane. La durée des pluies fréquentielles qui causent les crues, peut être choisie de 2 heures à 6 heures, en règle générale, pour celle des crues catastrophales. Dans le poste pluviométrique étudié, l'intensité des pluies de durée de 6 heures d'une période de retour centenaire (100) a été calculée à  $I = 32,6 \text{ mm/h}$  en utilisant la même formule (LICITRI) et le graphique.

Dans ces conditions, la hauteur de la pluie catastrophale devient alors :

$$32,6 \times 6 = 195,5 \text{ mm.}$$

#### 1.8.4.2. Méthode synthétique

Cette méthode tient compte des paramètres séparément, qui s'exercent sur les crues les quels on utilise des données mesurées ou corrélées parmi elles. Donc, on trouve souvent de bons résultats qui tombent dans les intervalles de confiance très étroits.

Si on pense à la difficulté de mesure des débits d'un courant, le calcul le plus proche de la réalité de débit des crues aura une grande importance.

La méthode synthétique comprend trois paramètres essentiels :

- . Intensité et la durée de pluie
- . Caractéristiques du sol et la végétation du bassin
- . Caractéristiques topographiques.



Il s'agit là d'une synthèse des renseignements sortis de ces paramètres pour l'application de la méthode considérée.

Règle de calcul

- a)- Choisir la durée des pluies qui causent les crues, en considérant les caractéristiques régionales.
- b)- Calculer les fréquences en utilisant les répartitions statistiques.
- c)- Après avoir déterminé les intensités; les hauteurs des pluies devront être définies.
- d)- Choisir un numéro de courbe qui caractérise bien le bassin avec la considération de la végétation.
- e)- Les hauteurs écoulées (les lames d'eaux) peuvent être déterminées avec les graphiques déjà préparés.
- f)- Calculer L, Lc, S, A et  $\frac{L \cdot LC}{S}$ , et déterminer qp  
(le débit unitaire)
- g)- Le débit de pointe sera alors dans ce cas-là

$$Q_p = A \times q_p \times h_a \times 10^{-3} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

- h)- Déterminer

$V = A \cdot h_a \cdot 10^6$	(m <sup>3</sup> )	(volume de crue)
$T = 3,65 \frac{V}{Q}$		(temps de crue)
$T_p = \frac{T}{5}$		(temps de concentration)

- i)- Dessiner le graphique de l'hydrogramme en utilisant les rapports  $t/T_p$  et  $q/Q_p$ .

Dans le cas où la durée des pluies a été choisie supérieure à 2 heures, les calculs des trois dernières étapes ci-dessus (g, h, i) seront exécutées pour les durées de 2 heures séparément. Après avoir déterminé les coordonnées des hydrogrammes, on peut obtenir les hydrogrammes finales avec leurs superpositions.

#### Crues fréquentielles (Hydrogrammes).

La répartition temporelle de pluies catastrophales est la suivante, en considérant la répartition statistique des pluies de courtes durées.

à la fin de 2 heures	:	136,1 mm	(70 %)
à la fin de 4 heures	:	171,0 mm	(87 %)
à la fin de 6 heures	:	195,5 mm	(100 %)

Le numéro de courbe catastrophale devient 80 tandis que celui des crues est 60, en considérant les caractéristiques du sol et la végétation du bassin versant (Méthode Synthétique, D.S.I. Ankara, Turquie).

#### Les lames d'eau écoulées

En utilisant le graphique "pluie-débit" et celui N° 80 on trouve les hauteurs suivantes :

<u>Période de retour (ans)</u>	<u>Lame d'eau écoulée (mm)</u>	
5.....	40.0	
10.....	49.0	Lames écoulées
25.....	61.0	Pour les crues
50.....	71.0	
100.....	82.0	
1000.....	98.0	

à la fin de 2 heures :	81.0 mm	
à la fin de 4 heures :	114.0 mm	Lames écoulées
à la fin de 6 heures :	135.0 mm	Pour l'évacuateur

Lame écoulée en première période de 2 heures : 31.0 mm)  
Lame écoulée en deuxième période de 2 heures : 33.0 mm) 84%  
Lame écoulée en troisième période de 2 heures: 21.0 mm

Calcul de la pente harmonique de l'Oued

La longueur de l'Oued principal (L) et la distance (Lc) du centre de gravité du bassin et l'axe du barrage sont respectivement :

$$L = 6,5 \text{ Km}$$

$$Lc = 1,0 \text{ Km}$$

La pente harmonique a été calculée sur le tableau suivant

N° Aval - Amont	Côtes h(m)		Si	Si	$1/\sqrt{Si}$
1	895-908	1000	0,013	0,114	8,77
2	908-939	1000	0,031	0,176	5,68
3	939-976	1000	0,037	0,192	0,44
4	976-1000	1000	0,024	0,155	6,45
5	1000-1059	1000	0,050	0,224	4,46
6	1050-1135	1000	0,085	0,292	3,42
$\sum \frac{1}{\sqrt{Si}}$					29,22

$$\sqrt{S} = \left[ \frac{n}{\sum \frac{1}{\sqrt{Si}}} \right]^2 = \left( \frac{6}{29,22} \right)^2 = 0,21$$

$$\frac{L \cdot Lc}{\sqrt{S}} = \frac{6,5 \times 4,0}{0,21} = 124$$

En prenant  $L \cdot Lc / \sqrt{S} = 124$  sur le graphique concerné (D. S. I Ankara - Turquie), pour le débit unitaire, on trouve :

$$q_p = 94 \text{ l/s/Km}^2/\text{mm}$$

Les débits maxima des crues:

$$A \times qp = 24,4 \times 94 \times 10^{-3} = 2,294 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

5 ans	$Q_5$	=	$40,0 \times 2,294$	=	$91,76 \text{ m}^3/\text{s}$
10 ans	$Q_{10}$	=	$49,0 \times 2,294$	=	$112,41 \text{ m}^3/\text{s}$
25 ans	$Q_{25}$	=	$61,0 \times 2,294$	=	$139,93 \text{ m}^3/\text{s}$
50 ans	$Q_{50}$	=	$71,0 \times 2,294$	=	$162,87 \text{ m}^3/\text{s}$
100 ans	$Q_{100}$	=	$82,0 \times 2,294$	=	$188,11 \text{ m}^3/\text{s}$
1000 ans	$Q_{1000}$	=	$98,0 \times 2,294$	=	$224,81 \text{ m}^3/\text{s}$

Les valeurs maximales des hydrogrammes à superposer pour les crues catastrophales seront alors :

$$Q_1 = 81,0 \times 2,294 = 185,81 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 33,0 \times 2,294 = 75,70 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 21,0 \times 2,294 = 48,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

Détermination du temps pour lequel la crue prend la valeur maximale (temps de concentration):

$$\cdot V_1 = 81,0 \times 10^{-3} \times 2,44 \times 10^6 = 1\,976,4 \times 10^3 \text{ m}^3$$

$$\cdot T_2 = 2,65 \frac{V_1}{Q} = 3,65 \frac{1\,976,4 \times 10^3}{185,81} = 38\,923,85 \text{ S.}$$

$$\cdot T_2 = 10,78 \text{ heures}$$

$$\cdot T_p = \frac{T}{5} = \frac{10,78}{5} = 2,16 \text{ heures}$$

Cette valeur de temps correspondant au point maximal de l'hydrogramme reste valable pour toutes les hydrogrammes tracés dans cette région. De même, en utilisant les autres formules empiriques, la valeur de temps a été trouvée près de celle ci-dessus mentionné.

Pluies contennaires de 2 heures

à la fin de 2 heures :  $84 \% \quad 0,84 \times 82,0 = 68,88 \text{ mm}$

à la fin de 4 heures :  $100 \% \quad 1,00 \times 82,0 = 82,00 \text{ mm}$

Sur le graphique n° 60 les lames d'eau écoulées seront :

à la fin de 2 heures :  $h_a = 8 \text{ mm}$

à la fin de 4 heures :  $h_a = 11 \text{ mm}$

Dans la période de 0 - 2 heures : 8 mm

Dans la période de 2 - 4 heures : 3 mm

Les débits dans ces périodes seront alors :

0 - 2 h :  $Q_{100} = 8 \times 2,294 = 18,35 \text{ m}^3/\text{s}$

2 - 4 h :  $Q_{100} = 3 \times 2,294 = 6,88 \text{ m}^3/\text{s}$

Les résultats sont présentés sur les tableaux N° 18, 19 et 20 et, sur les graphique N° . 1. 8. 4. 2, 1. 8. 4. 3.

Tableau 1.8.4.2. : HYDROGRAMMES DES CRUES FREQUENTIELLES

SUR LE SITE

1	2	3	4	5	6	7	8	9
T/T <sub>p</sub>	Q/Q <sub>p</sub>	T <sub>p</sub> ' x $\frac{T}{T_p}$ (2.16)	91.76 $\frac{Q}{Q_p}$ (Q <sub>5</sub> )	112.41 $\frac{Q}{Q_p}$ (Q <sub>10</sub> )	137.03 $\frac{Q}{Q_p}$ (Q <sub>25</sub> )	162.87 $\frac{Q}{Q_p}$ (Q <sub>50</sub> )	188.11 $\frac{Q}{Q_p}$ (Q <sub>100</sub> )	224.81 $\frac{Q}{Q_p}$ (Q <sub>1000</sub> )
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.015	0.216	1.376	1.686	2.099	2.443	2.822	3.372
0.2	0.075	0.432	6.888	8.431	10.495	12.215	14.108	16.861
0.3	0.16	0.648	14.682	17.986	22.389	26.059	30.098	35.970
0.4	0.28	0.864	25.693	31.475	39.180	45.604	52.671	62.947
0.5	0.43	1.08	39.457	48.363	60.170	70.034	80.887	96.668
0.6	0.60	1.296	55.056	67.446	83.958	97.722	112.866	134.886
0.7	0.77	1.512	70.655	86.565	107.746	125.410	144.845	173.104
0.8	0.89	1.728	81.666	100.045	124.538	114.954	167.418	200.081
0.9	0.97	1.944	89.007	109.038	135.732	157.984	182.467	218.066
1.0	1.00	2.16	91.760*	112.410*	139.930*	162.870*	188.110*	224.810*
1.1	0.98	2.376	98.925	110.162	137.131	159.613	184.348	220.314
1.2	0.92	2.592	84.419	103.417	128.736	149.840	173.061	206.825
1.3	0.84	2.808	77.078	94.424	117.541	136.811	158.012	188.840
1.4	0.75	3.024	68.820	84.308	104.948	122.153	141.083	168.608
1.5	0.66	3.24	60.562	74.191	92.354	107.494	124.153	148.375
1.6	0.56	3.456	51.386	62.950	78.361	91.207	105.342	125.894
1.8	0.42	3.888	38.539	47.212	58.771	68.405	79.006	94.420
2.0	0.32	4.32	29.363	35.971	44.777	52.118	60.195	71.939
2.2	0.24	4.752	22.022	26.978	33.583	39.089	45.146	53.954
2.4	0.18	5.184	16.517	20.234	25.187	29.317	33.860	40.466
2.6	0.13	5.616	11.929	14.613	18.171	21.173	24.454	29.225
2.8	0.098	6.048	8.993	11.016	13.713	15.961	18.435	22.031
3.0	0.075	6.48	6.882	8.431	10.495	12.215	14.108	16.861
3.5	0.036	7.56	3.303	4.047	5.038	5.863	6.772	8.073
4.0	0.018	8.64	1.652	2.023	2.519	2.932	3.386	4.047
4.5	0.009	9.72	0.826	1.012	1.259	1.466	1.693	2.023
5.0	0.004	10.80	0.367	0.450	0.560	0.652	0.752	0.899
	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

45

GRAPHIQUE : 4

HYDROGRAMMES FREQUENTIELLES

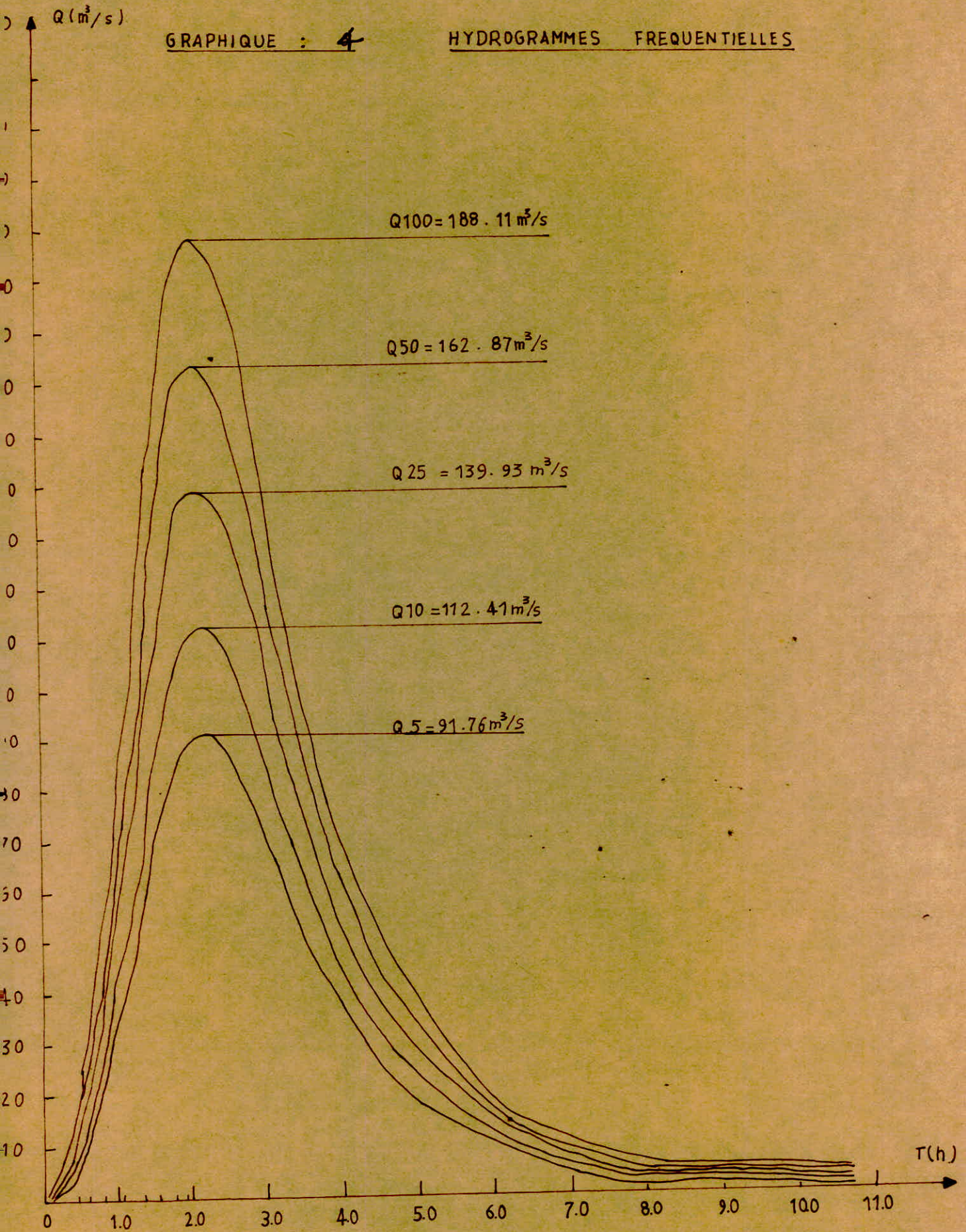




Tableau 1.8.4.3. -- HYDROGRAMMES A SUPERPOSER POUR L'EVACUATEUR

1	2	3	4	5	6	7	8
T/Tp	Q/Qp	$T_p' \frac{T}{T_p}$ (2.16)	(0-2) $18.35 \frac{Q}{Q_p}$	(2-4) $6.88 \frac{Q}{Q_p}$	(0-2)	(2-4)	Superposé
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.000
0.1	0.015	0.216	0.75	0.103	0.275		0.275
0.2	0.075	0.432	1.376	0.526	1.376		1.376
0.3	0.16	0.65	2.936	1.101	2.936		2.936
0.4	0.28	0.86	5.138	1.926	5.138		5.138
0.5	0.43	1.08	7.891	2.958	7.891		7.891
0.6	0.60	1.30	11.010	4.128	11.010	0.000	11.010
0.7	0.77	1.51	14.130	5.298	14.130	0.000	14.130
0.8	0.89	1.73	16.338	6.123	16.338	0.000	16.332
0.9	0.97	1.94	17.780	6.674	17.780	0.000	17.780
1.0	1.00	2.16	18.350	6.880	18.350	0.076	18.426
1.1	0.98	2.38	17.983	6.742	17.983	0.417	18.400
1.2	0.92	2.59	16.882	6.330	16.882	0.940	17.822
1.3	0.84	2.81	15.414	5.779	15.413	1.730	17.444
1.4	0.75	3.02	13.763	5.160	13.763	2.677	16.440
1.5	0.66	3.24	12.111	4.541	12.111	3.809	15.920
1.6	0.56	3.46	10.276	3.853	10.276	5.019	15.295
1.8	0.42	3.89	7.707	2.890	7.707	6.543	14.250
2.0	0.32	4.32	5.872	2.202	5.872	6.780	12.652
2.2	0.24	4.75	4.404	1.651	4.404	5.923	10.327
2.4	0.18	5.18	3.303	1.238	3.303	4.710	8.013
2.6	0.13	5.62	2.386	0.894	2.386	3.495	5.881
2.8	0.098	6.05	1.798	0.674	1.798	2.634	4.432
3.0	0.075	6.48	1.376	0.516	1.376	1.997	3.373
3.5	0.036	7.56	0.661	0.248	0.661	0.641	1.602
4.0	0.018	8.64	0.330	0.124	0.330	0.476	0.806
4.5	0.009	9.72	0.165	0.062	0.165	0.230	0.395
5.0	0.004 0000	10.80	0.073 0.000	0.028 0.000	0.073 0.000	0.115 0.000	0.188 0.000

TABLEAU 1.8.4.4. Hydrogramme catastrophale pour l'évacuation

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T/T <sub>p</sub>	Q/Q <sub>p</sub>	T 2.16 -- T <sub>p</sub>	(0-2) 185.81 $\frac{Q}{Q_p}$	(2-4) 75.7 $\frac{Q}{Q_p}$	(4-6) 48.17 $\frac{Q}{Q_p}$	(0-2)	(2-4)	(4-6)	Super- posé
0.0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000			0.000
0.1	0.015	0.216	2.787	1.136	0.723	2.787			2.787
0.2	0.075	0.432	13.936	5.678	3.613	13.936			13.936
0.3	0.16	0.65	29.730	12.112	7.707	29.703			29.730
0.4	0.18	0.86	52.27	21.196	13.488	52.027			52.027
0.5	0.43	1.08	79.898	32.551	20.713	79.898			79.898
0.6	0.60	1.30	111.486	45.420	28.902	111.486	0.000		111.486
0.7	0.72	1.51	133.783	54.504	34.682	133.783	0.000		133.783
0.8	0.89	1.73	165.371	67.373	42.871	165.371	0.000		165.371
0.9	0.97	1.94	180.236	73.429	46.725	180.236	0.000		180.236
1.0	1.00	2.16	185.810	75.700	48.170	185.810	0.842		186.652
1.1	0.98	2.38	182.094	74.186	47.207	182.094	4.585	0.000	186.679
1.2	0.92	2.59	170.945	69.644	44.316	170.945	10.341	0.000	181.286
1.3	0.84	2.81	156.080	63.588	40.463	156.080	19.033	0.000	175.113
1.4	0.75	3.02	139.358	56.773	36.128	139.358	29.454	0.000	168.812
1.5	0.66	3.24	122.635	49.962	31.792	122.635	41.910	0.000	164.545
1.6	0.56	3.46	104.054	42.392	26.975	104.054	52.341	0.000	156.395
1.8	0.42	3.89	78.040	31.794	20.231	78.040	71.987	0.000	150.027
2.0	0.32	4.32	59.459	24.226	15.414	59.459	74.599	2.115	136.173
2.2	0.24	4.75	44.594	18.168	11.561	44.594	65.240	10.460	120.294
2.4	0.18	5.18	33.446	13.626	8.671	33.446	51.820	24.435	109.701
2.6	0.13	5.62	24.155	9.841	6.262	24.155	38.449	38.777	101.381
2.8	0.098	6.05	18.209	7.419	4.721	18.209	28.977	47.448	94.634
3.0	0.075	6.48	13.936	5.678	3.613	13.936	21.971	45.830	81.737
3.5	0.036	7.56	6.689	2.725	1.734	6.689	10.357	25.407	42.453
4.0	0.018	8.64	3.345	1.363	0.867	3.345	5.241	12.547	21.133
4.5	0.009	9.72	1.672	0.681	0.434	1.672	2.523	5.904	10.099
5.0	0.004	10.80	0.743	0.303	0.193	0.743	1.262	3.057	5.062
	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

On voit d'après les calculs que les débits des pointes de l'hydrogramme fréquentielle des crues centenaire ou catastrophale d'évacuation, en présence, d'une petite valeur de temps de concentration, sont de même ordre de grandeur.

Alors, l'hydrogramme , centenaire (Q 100) peut être utilisée, comme l'hydrogramme, superposée, dite catastrophale, en vue de l'évacuation pendant les crues catastrophales.

18.4.3. Hydrogramme décennale pour le dimensionnement  
des batardaux.

Pluie décennale de 2 heures

à la fin de 2 heures :  $84 \% 0,84 \times 49,0 = 41,16 \text{ mm}$

à la fin de 4 heures :  $100 \% 1,00 \times 49,0 = 49,00 \text{ mm}$

Sur le graphique N° 60 les lammes d'eau écoulées seront :

à la fin de 2 heures :  $h_a = 0,5 \text{ mm}$

à la fin de 4 heures :  $h_a = 1,5 \text{ mm}$

dans la période de 0 - 2 h : 0,5 mm

dans la période de 2 - 4 h : 1,0 mm

Donc, les débits dans ces périodes seront :

0 - 2 h. :  $Q_{10} = 0,5 \times 2,294 = 1,147 \text{ m}^3/\text{s}$

2 - 4 h. :  $Q_{10} = 1,0 \times 2,294 = 2,294 \text{ m}^3/\text{s}$

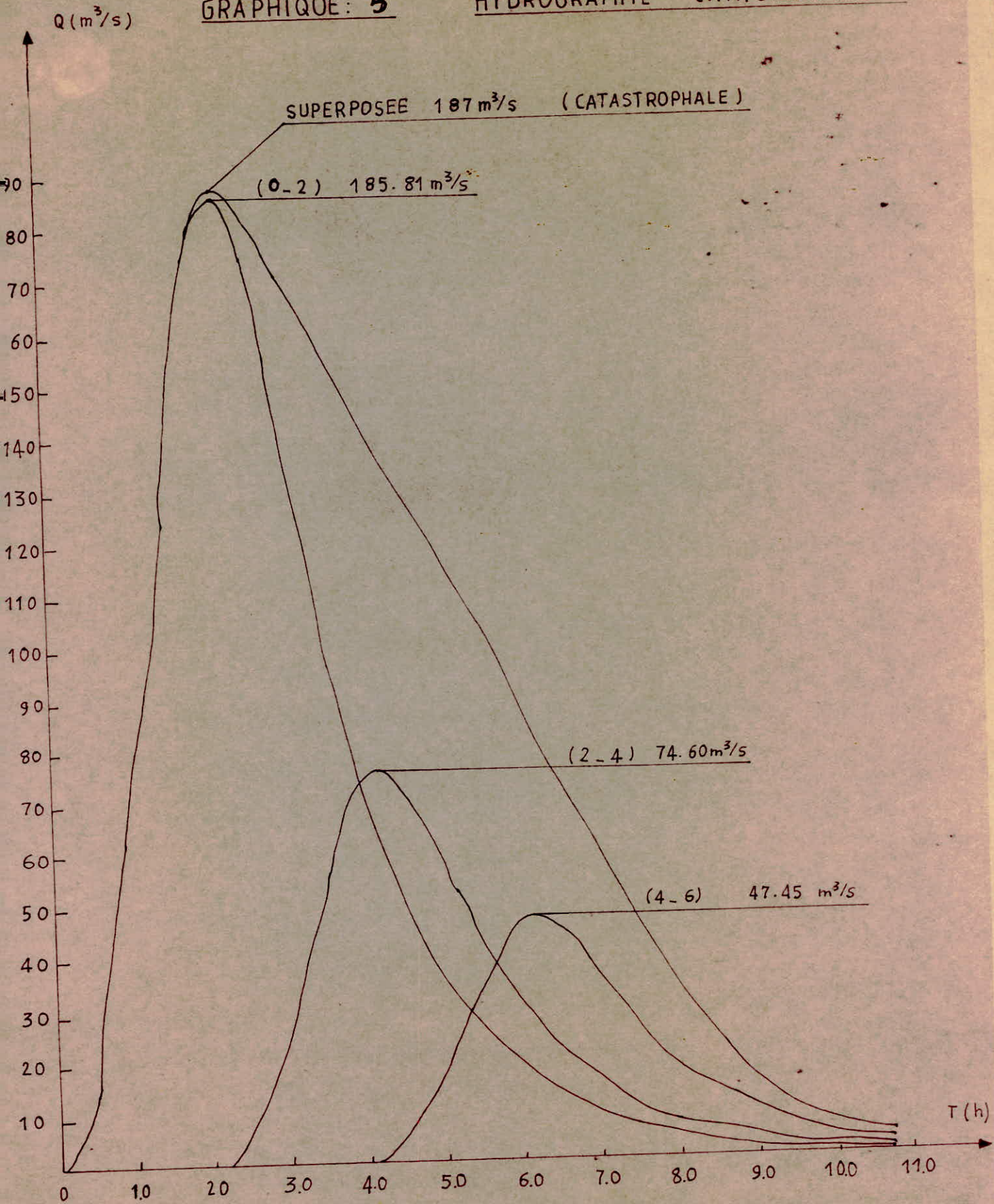
L'intensité des pluies décennales de 6 heures est  
23,22 mm/h et sa hauteur sera alors  $23,22 \times 6 = 139,32 \text{ mm}$ .

La répartition temporelle des pluies décennales est la  
suivante:

à la fin de 2 heures:  $0,70 \times 139,32 = 97,52 \text{ mm}$

à la fin de 4 heures:  $0,87 \times 139,32 = 121,21 \text{ mm}$

à la fin de 6 heures:  $1,00 \times 139,32 = 139,32$

GRAPHIQUE: **5**HYDROGRAMME CATASTROPHALE

Les lames écoulées pour les pluies décennales avec le graphique N° 80

à la fin de 2 heures : 48,0 mm

à la fin de 4 heures : 69,0 mm

à la fin de 6 heures : 86,0 mm

La lame écoulée en première période de 2 heures : 48,0 mm

La lame écoulée en seconde période de 2 heures : 21,0 mm

La lame écoulée en troisième période de 2 heures : 17,0 mm

Les valeurs maximales des hydrogrammes à superposer pour les crues décennales sont :

$$Q_1 = 48,0 \times 2,294 = 110,112 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 21,0 \times 2,294 = 48,174 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 17,0 \times 2,294 = 38,998 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les résultats sont présentés sur les tableaux n° 21 et 22, sur le graphique N° 8.

51

GRAPHIQUE : 6

HYDROGRAMME DECENNALE  
DES BATARDAUX

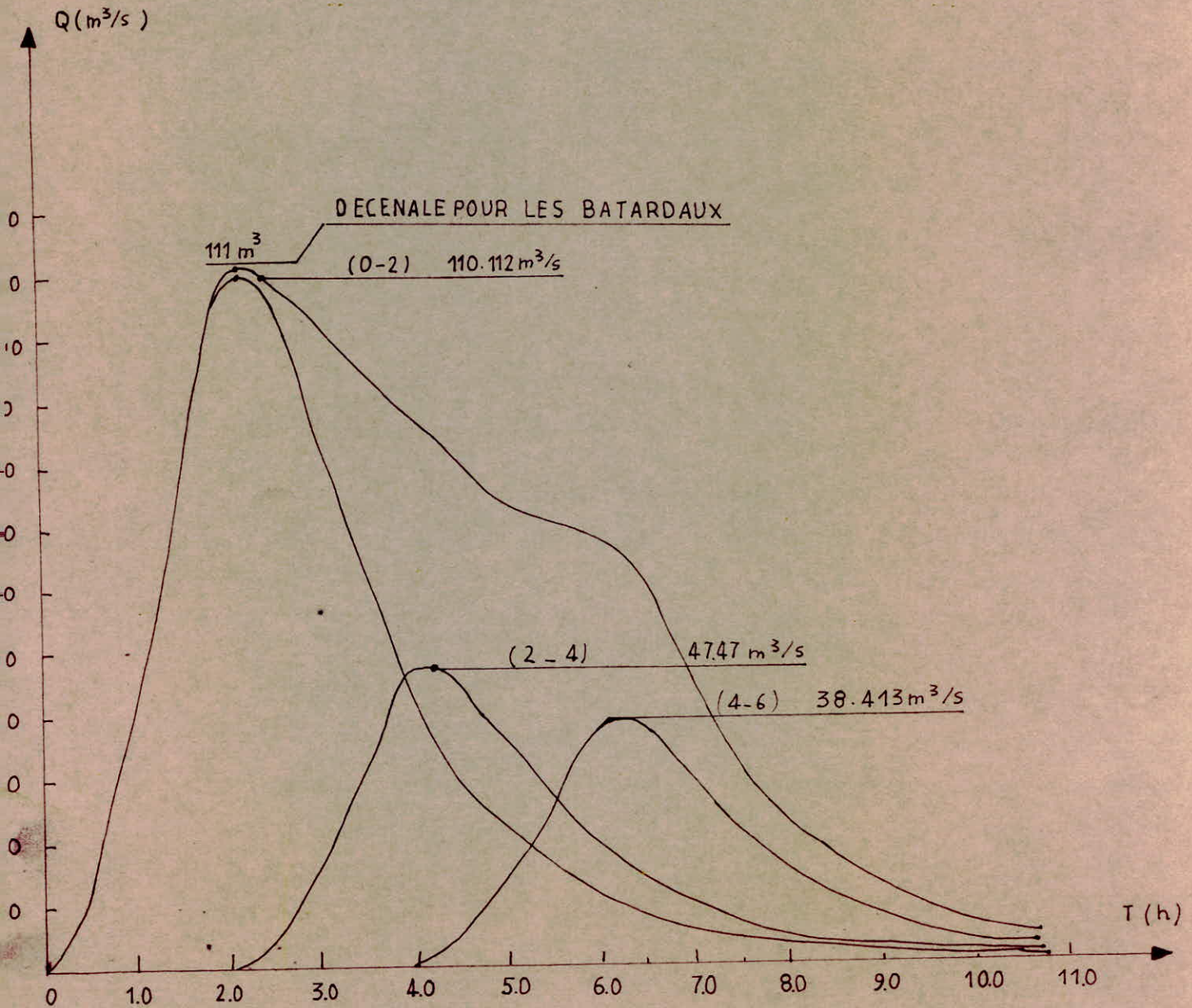


Tableau 1.8.4.5. - HYDROGRAMMES A SUPERPOSER POUR LES  
BATARDEAUX

1	2	3	4	5	6	7	8
T/Tp	Q/Qp	$\frac{T_p'}{(2.16)T_p}$	(0-2) $1.147 \frac{Q}{Q_p}$	(2-4) $2.294 \frac{Q}{Q_p}$	(0-2) $1.147 \frac{Q}{Q_p}$	(2-4) $2.294 \frac{Q}{Q_p}$	Superposé
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.000
0.1	0.015	0.216	0.017	0.034	0.017		0.017
0.2	0.075	0.432	0.096	0.172	0.086		0.086
0.03	0.16	0.65	0.184	0.367	0.184		0.184
0.4	0.28	0.86	0.321	0.642	0.321		0.321
0.5	0.43	1.08	0.493	0.986	0.493	0	0.493
0.6	0.60	1.30	0.688	1.376	1.688	0.000	0.688
0.7	0.77	1.51	0.883	1.766	0.883	0.000	0.883
0.8	0.89	1.73	1.021	2.042	1.021	0.000	1.021
0.9	0.97	1.94	1.113	2.225	1.113	0.000	1.113
1.0	1.00	2.16	1.147	2.294	1.144	0.025	1.172
1.1.	0.98	2.38	1.124	2.248	1.124	0.139	1.263
1.2	0.92	2.59	1.055	2.111	1.055	0.313	1.368
1.3	0.84	2.81	0.964	1.927	0.964	0.577	1.541
1.4	0.75	3.02	0.160	1.721	0.860	0.892	1.752
1.5	0.66	3.24	0.757	1.514	0.755	1.270	2.027
1.6	0.56	3.49	0.542	1.285	0.642	1.673	2.315
1.8	0.42	3.89	0.482	0.964	0.482	2.181	2.663
2.0	0.32	4.32	0.367	0.734	0.367	2.261	2.688
2.2	0.24	4.75	0.275	0.551	0.275	1.977	2.252
2.4	0.18	5.18	0.207	0.413	0.207	1.571	1.578
2.6.	0.13	5.62	0.49	0.298	0.149	1.166	1.315
2.8	0.098	6.05	0.112	0.225	0.112	0.878	0.990
3.0	0.075	6.48	0.086	0.172	0.086	0.666	0.752
3.5	0.036	7.56	0.041	0.083	0.041	0.314	0.357
4.0	0.018	8.64	0.021	0.041	0.081	0.159	0.180
4.5	0.009	9.72	0.010	0.021	0.010	0.077	0.087
5.0	0.004	10.80	0.005	0.009	0.005	0.038	0.043
	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000





1.8.5. Estimation des débits de pointe (Q<sub>max</sub>)  
par les différents modèles empiriques

Formule de MALLET - GAUTHIER

Elle est de la forme suivantes:

$$(Pr \%) Q_{max} = 2 K \text{ Log} (1 + A \cdot P_o) \frac{S}{L} \quad 1 + \text{Log} \frac{T^4}{S}$$

où :

K et A : coefficients dépendants des caractéristiques topographiques du bassin versant, qui prennent respectivement les valeurs de 2 et 25.

P<sub>o</sub> : Pluie moyenne annuelle sur le bassin (m)

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T : Période de retour (ans)

$$Q_{max} = 2 \times 2 \log (1 + 25 \times 0,580) \frac{24,4}{6,5} \quad 1 + \log \frac{100^4}{24,4}$$

$$Q_{max} = 128,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formule de SKOLOVSKI

L'expression de la formule est la suivante :

$$Q_{max} = \frac{0,28 H_t \times \times S}{t_r} \times f$$

$H_t$  : Précipitation pour une averse de la durée T (heures) en mm.

$$\text{Coefficient de la crue} = \frac{\text{Précipitation}}{\text{lame écoulée}} = \frac{136,1}{30,0}$$

S : Superficie (Km<sup>2</sup>)

f : coefficient de forme de l'hydrogramme (= 1,2).

$$Q_{\max} = \frac{0,28 \times 136,1 \times 4,54 \times 24,4}{2,16} \times 1,2$$

$$Q_{\max} = 113,87 \text{ m}^3/\text{s}.$$

#### 1.8.6. Transport solide

Le bassin est caractérisé par un relief montagneux où la couverture végétale est essentiellement constituée de broussailles et d'herbes sauvages. Il n'y avait aucune trace de forte érosion sur laquelle s'installe le lit du cours d'eau.

Le volume de transport solide de l'oued Hadjera n'a été estimé comme ci-dessous, parce que aucune station n'existe pour les données d'observations.

La valeur annuelle de l'apport des matériaux en suspension a été estimé à :

$$V_s = 15 \times 10^3 \text{ m}^3 / \text{an}.$$

C H A P I T R E    I I

2. ACCES ET TELECOMMUNICATIONS

2.1. Accés

2.1.1. Accés routier

2.1.2. Accés ferroviaire

2.1.3. Accés maritime

2.1.4. Accés aérien

2.2. Télécommunications

2.2.1. Ligne téléphonique

2.2.2. Télécommunication par télex

2.2.3. Communication par radio.

## 2. ACCES ET TELECOMMUNICATIONS

### 2.1. Accès

#### 2.1.1. Accès routier

L'accès par la route, le plus court, se fera à partir de Sour-El-Ghozlane, qui est à une distance de 5 Km, dont deux (2) Km sont revêtus; le reste se fera par l'intermédiaire d'une piste.

*L'accès vers le site peut se faire à partir de Boussaada.*  
par la Route Nationale N° 8.

#### 2.1.2. Accès ferroviaire

Une ligne de chemin de fer existe entre la Ville d'Alger et celle de Bouira. Cette ligne pourra être utilisée pour l'acheminement des matériaux de construction.

#### 2.1.3. Accès maritime

Le port d'Alger peut être utilisé aux fins de projet.

#### 2.1.4. Accès aérien

Un aéroport peut être utilisé: c'est celui de Dar-el-Beida (Alger).

### 2.2. Télécommunications

Aucun moyen de télécommunication n'existe sur le site cependant il est possible de relier ce dernier avec l'extérieur par trois moyens.

2.2.1. Ligne téléphonique

Une ligne de téléphone peut facilement être installée entre Sour-El-Ghozlane et le site.

2.2.2. Communication par telex

Une ligne de telex pourra être installée sur le site pour relier le chantier à une localité disposant des moyens de réception.

2.2.3. Communication par radio

Un poste émetteur-récepteur radio pourra être installé pour relier le site à la localité la plus proche, disposant d'un centre de réception.

CHAPITRE III

3. OUVRAGES PRINCIPAUX PREVUS

3.1. Caractéristiques principales du barrage

3.1.1. Généralités

3.1.2. Ouvrages annexes

### 3. OUVRAGES PRINCIPAUX

#### 3.1. Caractéristiques principales du barrage

##### 3.1.1. Généralités

D'après le programme de reconnaissances et les travaux exécutés sur le site, concernant le sondage, les interprétations étant faites plusieurs alternatives ont été envisagées:

Parmi elles, les suivantes :

- \* Barrage en terre avec écran
- \* Barrage en terre avec noyau minimum
- \* Barrage en terre avec noyau maximum

La première alternative a été rejetée, en raison du caractère sismique de la région et du coût des matériaux hétérogènes qui est plus élevé, par rapport à celui de l'argile, ce qui augmentera le coût du barrage. Cette alternative offre l'inconvénient majeur de la constitution de la digue en grande partie de ces matériaux hétérogènes.

Un autre inconvénient est à relever: le débit d'infiltration à travers la digue est difficile à contrôler.

Nous opterons pour la deuxième alternative, vu que les matériaux hétérogènes existent en quantités suffisantes.

##### 3.1.2. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes considérés sont les suivants :

#### - EVACUATEUR DE CRUE

A surface libre, qui a été calculé d'après le débit catastrophal  $Q = 178 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui correspond à la crue maximale probable.

Il se situe sur la rive droite de l'oued, selon les conditions topographiques du site.

L'évacuateur est constitué tout d'abord par un deversoir à surface libre, avec un profil créager; un canal de décharge, avec pente unique enfin par un bassin de dissipation, avant de rejoindre l'oued (voir plan N° 4, 8, 9, 10 et 11).

- DERIVATION PROVISOIRE

- Batardeau : du type en terre sans noyau
- Galerie de dérivation: construite dans une excavation à ciel ouvert

Les deux ouvrages ont été dimensionnés d'après le débit de fréquence quinquennale  $Q_5 = 92 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Prise d'eau et vidange de fond : l'ouvrage a été dimensionné en fonction de la pointe de la demande  $Q_{\text{max.}} = 2371/\text{s}$ .

Elle est constituée par un ouvrage d'entrée, raccordé à l'ancienne galerie de dérivation; par la suite seront placés un bouchon et deux vannes: une de garde, l'autre de réglage.

- Batardeau aval: il a été prévu à l'aval de l'ouvrage pour éviter la remontée du courant d'eau à la restitution.

La hauteur de cet ouvrage sera de 2,5 m. environ.



CHAPITRE IV

4. POTENTIEL D'EAU

4.1. Eaux superficielles

4.2. Stockage du barrage

4.3. Caractéristiques physico-chimiques des eaux

4.3.1. Caractères physiques généraux

4.3.2. Evaluation de l'agressivité

4.3.3. Eaux souterraines

#### 4. POTENTIEL D'EAU

##### 4.1. Eaux superficielles

L'oued Hadjera prend naissance au Djebel Dirah, aux environs de 1 800 mètres d'altitude, au dessus du niveau de la mer.

Il descend vers le Nord-Est et se jette enfin dans l'oued Lakhel, en amont de la Ville de Sour-El-Ghozlane.

Le bassin est constitué de trois (3) affluents, en rive gauche, qui ont une influence peu importante.

##### 4.2. Stockage du barrage

Les cinq (5) paramètres explicatifs ont été déterminés pour le stockage du barrage, qui constituera un point de départ, pour le calcul de remplissage et de détermination des volumes.

Ces paramètres sont les suivants:

- Répartition des pluies mensuelles
- Répartition de l'évaporation mensuelle
- Répartition des apports mensuels
- Infiltrations et pertes mensuelles
- Besoins en eau potable

Le premier paramètre a déjà été cité dans les chapitres précédents.

La répartition des apports moyens mensuels a été déterminée par les méthodes statistiques empiriques dont les résultats sont représentés ci-dessus:

TABLEAU N° 4.2.1.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Apport 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	0,24	0,61	0,91	0,38	0,13	0,04	0,03	0,01	0,07	0,06	0,09	0,08	2,64

La répartition des infiltrations a été prise en considération, comme un pourcentage des pluies mensuelles

TABLEAU 4.2.2.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Infil- tration (mm)	22,64	24,36	23,2	26,1	26,1	15,9 5	11,6	10,1 5	31,3 2	24,3 6	28,71	28,42

En ce qui concerne la consommation, elle sera considérée comme constante toute l'année

Evaporation

Les observations de l'évaporation mensuelle, en mm, sont mentionnés dans le tableau suivant :

EVAPORATION

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Evaporation en mm	43,5	58,0	37,0	101,5	145	188,5	232	217,5	114	101,5	58,0	43,1

Les détails de calcul sont notés dans le chapitre 5.

Les courbes, superficie et volumes, en fonction de la hauteur, présentés dans le tableau N° 4.2.3. , seront considérés pour le calcul de remplissage du barrage et pour la détermination des différents volumes du barrage.

Les surfaces de la cuvette ont été obtenues, par planimétrage sur carte de la cuvette, à l'échelle 1/5 000ème., ce qui nous a permis d'obtenir une courbe des surfaces, en fonction de la hauteur.

Les volumes ont été déterminés, couche par couche, suivant la formule :

$$V_i = \frac{h}{3} \left[ s_i + s_{i+1} + \sqrt{s_i \cdot s_{i+1}} \right]$$

où :

$V_i$  : volume de la couche

$s_i$  : surface de la retenue, en bas de la couche

$s_{i+1}$  : surface de la retenue en haut de la couche

$h$  : hauteur entre les deux couches (voir planche N° 3).

FIGURE N°1

BASSIN VERSANT DE L'OUED HADJERA

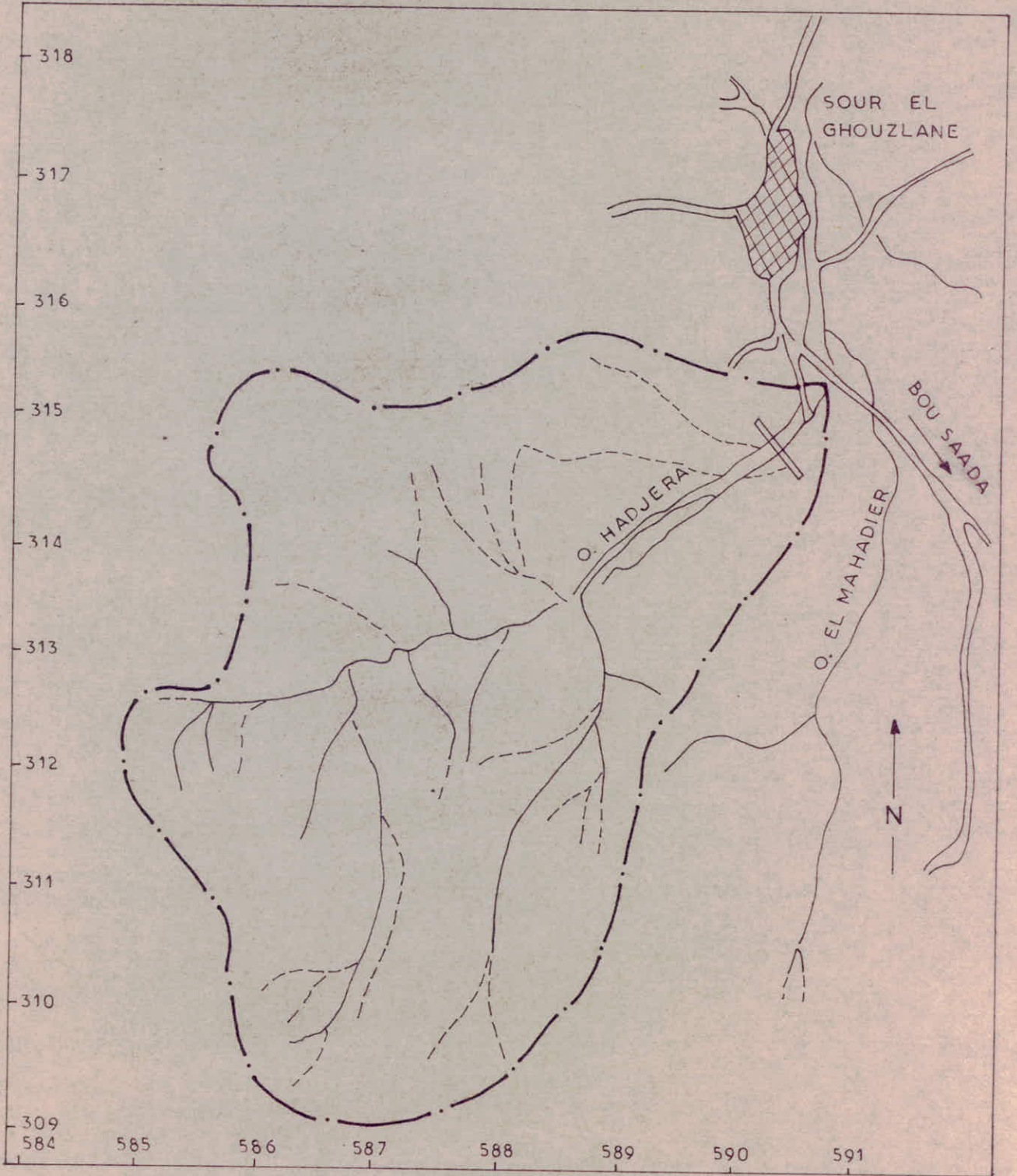


TABLEAU N° 4.2.3. CALCUL DES VOLUMES DU RESERVOIR

COTES (m)	SURFACE S (m <sup>2</sup> )	HAUTEUR h (m)	VOLUMES V (m <sup>3</sup> )	VOLUME TOTAL V (m <sup>3</sup> )
903	0,00	2,00	1183,19	11,83,19
905	1733,33	"	8366	9549,19
907	7266,66	"	29987,9	39537,09
909	24400	"	11623,302	111160,39
911	48600	"	114155,97	225316,36
913	66000	"	148151,17	374073,63
915	83100	"	183500,11	557573,64
917	100700	"	223616,76	781190,4
919	123300	"	268783,21§	1049973,6
921	145600	"	317018,18	1366991,7
923	171600	"	367678,28	1734970
925	196666,66	"	416182,69	2151152,7
927	219733,33	"	464916,06	2916068,8
929	215466,66	"	527695,54	3143764,3
931	283666,66	"	597696,37	3741460,7
933	315333,33	"	657678,48	4399139,2
935	362533,33	"	721415,44	5120554,6
937	379200	"	764776,73	5915331,3
939	415866,66	"	878370,77	6793702,1
941	462933,33	"	964791,52	7758493,6
943	502130,38	"	1055435,5	881392,1
945	553733,33	"	1055435,5	

#### 4.3. Caracteristiques physico chimiques des eaux

Les eaux sont extrêmement dures et fortement minéralisées.

La totalité des sels est constituée par des sulfates de calcium dominant en association avec le bicarbonate de calcium et magnésium.

##### ANALYSE DE L'EAU DE HADJERA

- Couleur : Jaunâtre
  - Odeur : Nulle
  - Saveur : Nulle
  - Matière en suspension : Traces
  - Conductivité à 19°C : 7 744 / Dm
  - pH : 7,92
- L'analyse sommaire est donnée dans le tableau 4.3.1.1.



TABLEAU 4.3.1.1. : ANALYSE SOMMAIRE

CARACTERISTIQUES	SYMBOLES	TENEUR	UNITES
Titre hydrométrique	TH	111	°F
Titre hydrométrique magnésium	TH	67,3	°F
Titre alcalimétrique à la phénol-pltalcine	TA	1,4	°F
Titre alcalimétrique au méthyl-orange	T A C	23,2	°F
Titre en acide forts libres	T A F	0,0	mg/l
Fer évalué en Fe <sup>+2</sup>		traces	mg/l
Acide carbonique		0,88	mg/l
Matière organique		5,04	mg/l
Azotes de nitrates	n° 3	traces	mg/l
Azotes des nitrates	n° 2	0,27	mg/l
Azotes des substances ammoniacales	NH4	0,097	mg/l

4.3.2. Evaluation de l'agressivite

Après contact avec le marbre

pH : 7,1

T A : 0°F

TAC : 22°F

Index de saturation : + 0,82 (incrustante)

#### 4.3.3. Eaux souterraines

Les eaux souterraines dans la région se trouvent à l'intérieur de l'alluvion dont le niveau de la nappe phréatique est 10,5 m.

Des puits de type caisson, recommandés en aval du barrage permettront d'utiliser l'eau de l'oued soit pour les besoins du chantier soit pour le béton ou pour le compactage des matériaux.

CH A P I T R E    V

5.1. Transport solide

5.1.1. Observation

5.1.2. Envasement

5.2. Crue de projet

5.3. Remplissage des volumes

5.3.1. Volume mort

5.3.2. Volume utile

5.3.3. Volume chargé

5.3.3.1. Laménage des crues

5.3.3.2. Revanche et côte en crête

5.3.3.3. Optimisation

### 5.1. Transport solide

Les débits solides ont été estimés en se basant sur l'analyse des données des bassins voisins.

Il existe certaines données d'observations sur le transport solide mais pour de courtes périodes d'observation.

Le rapport entre l'apport des matériaux en suspension et l'apport liquide de l'Oued est admis égal à : 0,8 %.

La valeur annuelle de l'apport solide en suspension est estimée à  $Q_s = 15.10^3$  m<sup>3</sup>/an, en considérant que le débit solide chargé constitue approximativement 20 % des matériaux en suspension, on obtient alors la valeur annuelle.

$$Q_s / t = 15.10^3 + 15.10^3 \times \frac{20}{100} = 18.10^3 \text{ M}^3/\text{an}$$

Avec la considération du poids spécifique des matériaux en suspension et celui en charge respectivement :

$$\rho_s = 0,9 / \text{m}^3 \quad \rho_t = 1,5 \text{ t}/\text{m}^3$$

Le poids du débit représente alors :

$$\rho = 0,9 \times \frac{80}{100} + 1,5 \times \frac{20}{100} = 1 \text{ t} / \text{m}^3$$

Donc l'érosion spécifique sera :

$$Q_p = \frac{Q_s / t}{\rho} = 725 \text{ t} / \text{Km}^2 / \text{an}$$

### 5.1.2. Envasement

Le critère essentiel pour le projet est telque le volume mort a été considéré pour 50 ans, pendant cette période le transport solide sera :

$$18 \times 10^3 \times 50 = 0,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Ce volume correspond sur l'axe considéré, au niveau 920m; ce niveau correspond au niveau minimum d'exploitation de la retenue.

### 5.2. Crue de projet

Les deux crues respectivement catastrophales et quinquenales ont été considérées pour le dimensionnement de l'évacuat~~ion~~ de crue et la galerie de dé~~no~~tion ainsi que pour le ba~~ta~~rdeau.

## CRUES DES DIFFERENTES FREQUENCES

TABLEAU 5.2.1.

Pointe de la crue m <sup>3</sup> /s	Période de retour
92	5
112,5	10
140	25
163	50
188	100

(Voir plan n° 3 - Hydrogramme d'entrée et de sortie de la crue catastrophales). Les débits des crues ont été déterminés précédemment.

### 5.3. Remplissage des volumes

#### 5.3.1. Volume mort

Le volume mort a été déterminé de telle manière que la durée de l'exploitation du barrage soit rentable pendant 50 ans.

Ce volume est de  $0,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , selon la garde d'envasement pendant cette période.

#### 5.3.2. Volume utile

Le volume utile a été déterminé en considérant plusieurs paramètres explicatifs ainsi que le débit à évaluer pour l'A. E. P. de la ville de Sour-El-Ghozlane, but de l'exploitation du barrage d'après les taux de régularisation (60, 65, 70, 80, 85, 90 %).

Les paramètres essentiels à ce niveau sont :

- La répartition mensuelle de l'apport de l'Oued;
- La superficie de la cuvette en fonction de la hauteur;
- La répartition mensuelle de l'infiltration;
- Le débit d'A. E. P.;

Pour l'étude de régularisation l'apport annuel de l'Oued a été utilisé au maximum possible, il est estimé à :  $2,64 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Dans cette phase de l'étude, trois cas ont été abordés, les principes de régularisation sont tels que :

- Le volume total destiné à l'A. E. P. ne doit en aucun cas être supérieur à l'apport annuel de l'Oued.
- Le point de départ pour ce calcul est le début de la période sèche et à la fin du mois le niveau d'eau dans la cuvette doit correspondre au niveau minimum;
- Cette étude a été faite pour une période d'une année et ceci en raison du manque de données;
- Les calculs et détails sont mentionnés dans les tableaux suivants

REGULARISATION

$$\text{Apport moyen annuel} = 2,64 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume mort} = 0,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

TAUX DE REGULARISATION : 60 %

$$\text{Apport utilisable} = 2,64 \cdot 10^6 \times \frac{60}{100} = 1,58 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} = 0,132 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} = 928,2 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} : 924,2 \text{ m}$$

TAUX DE REGULARISATION : 65 %

$$\text{Apport utilisable} = 2,64 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \times 0,65 = 1,716 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} : 0,143 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} = 928 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} = 923,6 \text{ m}$$

TAUX DE REGULARISATION 70 %

$$\text{Apport utilisable} : 2,64 \cdot 10^6 \times 0,7 = 1,85 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} = 0,154 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} = 927,8 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} = 922,8 \text{ m}$$

TAUX DE REGULARISATION : 75 %

$$\text{Apport utilisable} = 2,64 \cdot 10^6 \times 0,75 = 1,98 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} = 0,165 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} = 927,6 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} = 922 \text{ m}$$



TAUX DE REGULARISATION : 80 %

$$\text{Apport utilisable} = 2,64 \cdot 10^6 \times 0,8 = 2,112 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} = 0,176 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} = 927,4 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} : 921,2 \text{ m}$$

TAUX DE REGULARISATION : 85 %

$$\text{Apport utilisable} = 2,64 \cdot 10^6 \times 0,85 = 2,244 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} : 0,187 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} : 927,2 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} : 920,6 \text{ m}$$

TAUX DE REGULARISATION : 90 %

$$\text{Apport utilisable} = 2,64 \cdot 10^6 \times 0,9 = 2,376 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume utilisé pendant 1 mois} = 0,198 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{P N E Normal} = 927,1 \text{ m}$$

$$\text{Côte minimum du réservoir} = 919,5 \text{ m}$$

TAUX DE REGULARISATION

DESIGNATION	UNITE	TAUX DE REGULARISATION						
		60	65	70	75	80	85	90
Apport annuel moyen	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64
Volume Mort	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Débit d'A.E.P.	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
Apport utilisable	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	0,132	0,143	0,154	0,165	0,176	0,187	0,198
Niveau normal	m.N.G.A.	928,2	128,0	927,8	927,6	927,4	927,2	927,1
Niveau minimum du réservoir	m.N.G.A.	924,2	923,6	922,8	922	921,2	920,6	919,5

$V_{0,15}$	Area of protection [ $10^6 m^2$ ]	Surface protection S [ $10^6 m^2$ ]	Exp. rate E mm/year	Substr. Z mm/year	Volume of E $V_E$ [ $10^6 m^3$ ]	Volume of Z $V_Z$ [ $10^6 m^3$ ]	Volume of E+Z $V_{E+Z}$ [ $10^6 m^3$ ]	Volume of E+Z $V_{E+Z}$ [ $10^6 m^3$ ]	$\Delta V$ [ $10^6 m^3$ ]	Volume of E+Z after 12 years [ $10^6 m^3$ ]	to be [ $m^3$ ]
J	0,2416	0,144	43,5	22,62	0,0062	0,0033	0,139	0,1414	0,1002	1,0002	920,8
F	0,5925	0,166	58,0	24,36	0,0096	0,0040	"	0,1456	0,4529	1,4531	923,59
M	0,8076	0,204	87,0	23,2	0,0177	0,0047	"	0,1544	0,7532	2,8063	927,2
A	0,8791	0,232	101,5	26,1	0,0235	0,0060	"	0,1615	0,2176	2,4239	928,2
M	0,1385	0,238	145,0	26,1	0,0345	0,0062	"	0,1727	-0,0402	0,3837	928,0
J	0,0356	0,238	182,5	15,95	0,0437	0,0037	"	0,1764	-0,438	2,2399	927,4
J	0,0327	0,224	222,0	11,60	0,0519	0,0026	"	0,1865	-0,1532	2,0261	927,15
A	0,0143	0,221	217,5	19,15	0,0421	0,0023	"	0,1823	-0,168	1,9181	925,7
S	0,0643	0,204	174	31,32	0,0354	0,0064	"	0,1738	-0,1075	1,8116	925,4
D	0,0626	0,198	101,5	24,36	0,0230	0,0048	"	0,1568	-0,034	1,7176	924,8
N	0,0227	0,192	58	28,71	0,017	0,0055	"	0,1486	-0,0559	1,6577	924,4
D	0,0795	0,188	43,5	28,42	0,0082	0,0053	"	0,1455	-0,066	1,5317	924,2

Regularisation:

$$\% = 0,6$$

Appart annual moyen:  $w = 2,64 \cdot 10^6 m^3$ .

$$Resons = \frac{2,64 \times 0,6}{12} \times 10^6 = 0,132 \cdot 10^6 m^3.$$

TABLEAU (2) 5.3.2.2. 65% DEREGULARISATION

MOIS	Apports mensuels [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Surface moyenne S [10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> ]	Evaporation E mm/mois	Infiltration I mm/mois	Volume d'E VE [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume d'I VI [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Besoins [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume de perte totale EV [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	ΔV	Volume du réservoir en fin de mois	côtes (m)
J	0.2416	0.144	43.5	22.62	0.0063	0.0033	0.143	0.1526	0.089	0.989	920.6
F	0.5985	0.165	58	24.36	0.0095	0.0040	"	0.1529	0.4456	1.4346	923.4
M	0.9076	0.202	87	23.2	0.0175	0.0047	"	0.1652	0.7424	2.177	927.1
A	0.3791	0.232	101.5	26.1	0.023	0.0060	"	0.172	0.2071	2.3841	928
M	0.1325	0.236	145	26.1	0.034	0.0062	"	0.1832	-0.0507	2.3334	927.8
J	0.0356	0.23	188.5	15.95	0.0434	0.0037	"	0.1901	-0.1545	2.178	927.2
J	0.0327	0.224	232	11.6	0.052	0.0026	"	0.1979	-0.1652	2.0128	926.4
A	0.0143	0.212	217.5	10.15	0.0461	0.0022	"	0.1913	-0.177	1.8358	925.6
S	0.0673	0.203	174	21.32	0.0353	0.0064	"	0.1847	-0.1174	1.7184	925
O	0.0626	0.196	101.5	24.36	0.0199	0.0048	"	0.677	-0.1051	1.6133	924.4
N	0.0887	0.186	58	28.71	0.0108	0.0053	"	0.1591	-0.0704	1.5429	924
D	0.0795	0.184	13.5	28.42	0.008	0.0052	"	0.1562	-0.0767	1.4466	923.6

Req = 0.65

Besoins = 0.743 · 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

TABLEAU: 5.3.2.3

70% DE REGULARISATION

mois	A	$\bar{S}$	E	I	VE	VI	Besoins	$\Sigma V$	$\Delta V$	Volume de Reservoir à la fin du mois	côtes [m]
J	0.2416	0.144	43.5	22.62	0.0063	0.0033	0.154	0.1632	0.078	0.978	920.4
F	0.5885	0.163	58	24.36	0.009	0.004	"	0.167	0.4315	1.4095	923.3
M	0.9076	0.201	87	23.2	0.017	0.0047	"	0.1757	0.7319	2.1414	927
A	0.3791	0.23	101.5	26.1	0.233	0.006	"	0.1833	0.1458	2.3372	927.8
M	0.1325	0.234	145	26.1	0.034	0.0061	"	0.1941	-0.0616	2.2756	927.6
J	0.0356	0.227	188.5	15.5	0.0428	0.0036	"	0.2004	-0.1648	2.1108	926.8
J	0.0327	0.222	232	11.6	0.0515	0.0026	"	0.2081	-0.1754	1.9354	926
A	0.0143	0.207	217.5	10.15	0.045	0.0021	"	0.2011	-0.1868	1.7486	925.2
S	0.0673	0.198	174	21.32	0.0345	0.0062	"	0.1947	-0.1274	1.6212	924.4
O	0.0626	0.189	101.5	24.36	0.0192	0.0046	"	0.1778	-0.1152	1.506	923.8
N	0.0887	0.181	58	28.71	0.0105	0.0052	"	0.1697	-0.0810	1.4225	923.4
D	0.0795	0.176	13.5	28.42	0.0077	0.005	"	0.1667	-0.0872	1.3353	922.8

$$Reg = 0.7$$

$$Besoins: 0.154 \cdot 10^6 m^3$$

Mois	Apports mensuels	Surf moy	Evap E mm/mois	Inf I mm/mois	Volume d'E [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume d'I [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Besons [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume de pelle ΣV (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	ΔV	Volume du réservoir	Côtes
J	0,2416	0,144	43,5	22,62	0,0062	0,0032	0,165	0,1744	0,0672	0,9672	920,4
F	0,5985	0,162	58,0	24,36	0,0093	0,0039	"	0,1782	0,4203	1,3875	923,1
M	0,9076	0,199	87,0	23,2	0,0173	0,0046	"	0,1869	0,7207	2,1082	926,8
A	0,3791	0,228	101,5	26,1	0,0231	0,0059	"	0,1940	0,1851	2,2933	927,6
M	0,1325	0,230	145,0	26,1	0,0333	0,0060	"	0,2043	-0,0718	2,2215	927,3
J	0,0356	0,223	188,5	13,95	0,0420	0,0035	"	0,2105	-0,1749	2,0466	926,55
J	0,0327	0,214	232,0	11,6	0,0496	0,0025	"	0,2171	-0,1844	1,8622	926,5
A	0,0143	0,215	217,5	10,15	0,0467	0,0022	"	0,2139	-0,1996	1,6626	924,6
S	0,0673	0,191	174	21,32	0,0332	0,0059	"	0,2041	-0,1368	1,5258	923,85
O	0,0626	0,182	101,5	24,36	0,0184	0,0044	"	0,1878	-0,1252	1,4006	923,2
N	0,0887	0,173	58	28,71	0,0100	0,0049	"	0,1799	-0,0912	1,3094	922,65
D	0,0795	0,166	43,5	28,42	0,0072	0,0047	"	0,1769	-0,0974	1,2120	922,0

$$Req = 0.75$$

$$VB = 0.165 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

TABLEAU 1: 5.2.2.5. 80% de REGULARISATION

	Apports mensuels [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Surface moy S̄ [10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> ]	Evapor E mm/mois	Infiltration ± mm/mois	Volume d'E V <sub>E</sub> [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume I [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Besons V <sub>B</sub> [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Σ V	Δ V	Volume du reservoir	Coltes
J	0,2416	0,144	43,5	22,62	0,0063	0,0033	0,176	0,1856	0,056	0,956	920,4
F	0,5985	0,161	58,0	24,36	0,0093	0,0039	"	0,1892	0,4093	1,3653	923
M	0,9076	0,198	87,0	23,2	0,0172	0,0046	"	0,1978	0,7098	2,0751	926,6
A	0,3791	0,225	101,5	26,1	0,0228	0,0059	"	0,2047	0,1744	2,2495	927,4
M	0,1325	0,228	145,0	26,1	0,0331	0,0059	"	0,215	-0,0825	2,167	927
J	0,0356	0,22	188,5	15,95	0,041	0,0085	"	0,2205	-0,1849	1,9821	926,2
J	0,0327	0,21	232,0	11,6	0,0487	0,0021	"	0,2268	-0,1941	1,7880	925,2
A	0,0143	0,198	217,5	10,15	0,0431	0,002	"	0,2211	-0,2068	1,5812	924,2
S	0,0673	0,189	174	21,32	0,0329	0,0059	"	0,2148	-0,1475	1,4337	923,4
O	0,0626	0,175	101,5	24,36	0,0178	0,0013	"	0,1981	-0,1355	1,2982	922,6
N	0,0887	0,166	58	28,71	0,0096	0,0048	"	0,1904	-0,1017	1,1965	921,9
D	0,0795	0,157	43,5	28,42	0,0068	0,0045	"	0,1873	-0,1078	1,0887	921,2

Req = 0.8

V<sub>B</sub> = 0,176, 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

-84-

NOIS	Volume de travail [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Surface de travail [10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> ]	Altitude E m/m/pied	Temps L m/jours	Volume de travail VE [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume de travail VE [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume de travail VE [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume de travail VE [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	ΔV [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	Volume de travail VE [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	lots [m]
J	0,2416	0,111	43,5	22,62	0,0052	0,0072	0,187	0,1964	+0,0152	0,0452	920,3
F	0,5925	0,181	58,0	24,36	0,0093	0,0039	∕	0,2502	+0,3993	1,3435	922,8
M	0,9076	0,198	87,0	23,2	0,0170	0,0045	∕	0,205	+0,0991	0,0426	926,5
A	0,3791	1,22	101,5	26,1	0,0227	0,0058	∕	0,2155	+0,1336	0,2026	927,2
M	0,1325	0,226	145,0	26,1	0,0327	0,0059	∕	0,2256	-0,0991	0,1131	926,8
J	0,0356	0,217	122,5	15,95	0,0409	0,0034	∕	0,2313	-0,1957	1,9174	925,9
J	0,0327	0,206	232,0	11,6	0,0477	0,0024	∕	0,2371	-0,2041	1,7130	924,8
A	0,0143	0,194	217,5	19,15	0,0082	0,0020	∕	0,1972	-0,1929	1,5301	923,9
S	0,0673	0,183	174	31,32	0,0318	0,0057	∕	0,2245	-0,1572	1,3729	923,0
O	0,0626	0,171	107,5	24,36	0,0173	0,0012	∕	0,2085	-0,1459	1,2270	922,1
N	0,0514	0,160	58	26,71	0,0093	0,0046	∕	0,2009	-0,1122	1,1148	921,4
D	0,0715	0,151	43,5	28,42	0,0065	0,0043	∕	0,1978	-0,1183	0,9965	920,6

Reg : 0,85

$$L.64. \quad 0,85 / 12 = 0,187 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$



TABLEAU. 5.3.2 6 90% DE REGULARISATION

mois	Appats mensuels (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Surface moyenne (10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> )	Evaporation E mm/mois	Infiltration I mm/mois	Volume d'Evapora <sup>t</sup> VE (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume d'Infiltrat VI (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Besoins EP VB (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume de pertes Totals EV (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	ΔV (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume. reussi (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Côtes (m)
J	0.2416	0.144	43.5	22.62	0.0062	0.0032	0.198	0.2074	0.0342	0.9342	920.2
F	0.5985	0.160	58.0	24.36	0.0093	0.0039	"	0.2112	0.3873	1.3215	922.72
M	0.9076	0.195	87.0	23.2	0.0169	0.0025	"	0.2194	0.6882	2.0124	926.4
A	0.3791	0.222	101.5	26.1	0.0225	0.0058	"	0.2263	0.1528	2.1652	927.1
M	0.1325	0.224	145.0	26.1	0.0325	0.0058	"	0.2363	-0.1038	2.0614	926.6
J	0.0356	0.215	188.5	15.95	0.0405	0.0034	"	0.2419	-0.2063	1.8551	925.6
J	0.0327	0.203	232.0	11.6	0.0471	0.0023	"	0.2474	-0.2147	1.6404	924.5
A	0.0143	0.190	217.5	10.15	0.0413	0.0019	"	0.2412	0.2269	1.4135	923.2
S	0.0673	0.174	174	31.32	0.0303	0.0054	"	0.2337	-0.1664	1.2471	922.2
O	0.0626	0.161	101.5	24.36	0.163	0.0039	"	0.2182	-0.1556	1.0015	921.2
N	0.0887	0.149	58	28.71	0.0086	0.0034	"	0.2109	-0.1222	0.9700	920.4
D	0.0795	0.139	43.5	28.42	0.0060	0.0039	"	0.2079	-0.1284	0.8416	919.5

Reg: 0.90

$$V_B = 2.64 \cdot 0.90 / 12 = 0.198 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les tableaux de calcul de régulation nous permettent de tracer la courbe des taux de régularisation, en fonction de la côte de retenue, sur laquelle la régulation optimale sera déterminé.

Ce taux de régulation, dans ce projet, comme il apparait sur la figure est de 85,2 % (voir figure n° 7 ).

L'interprétation de la courbe de régulation, nous permet de définir le taux optimum de régularisation qui est de 85,2 % ce qui nous donne :

- Un apport utilisable :  $2,249 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utilisé pendant un mois de 0,187
- P N E Normal : 927,2
- Côte minimum du réservoir : 920

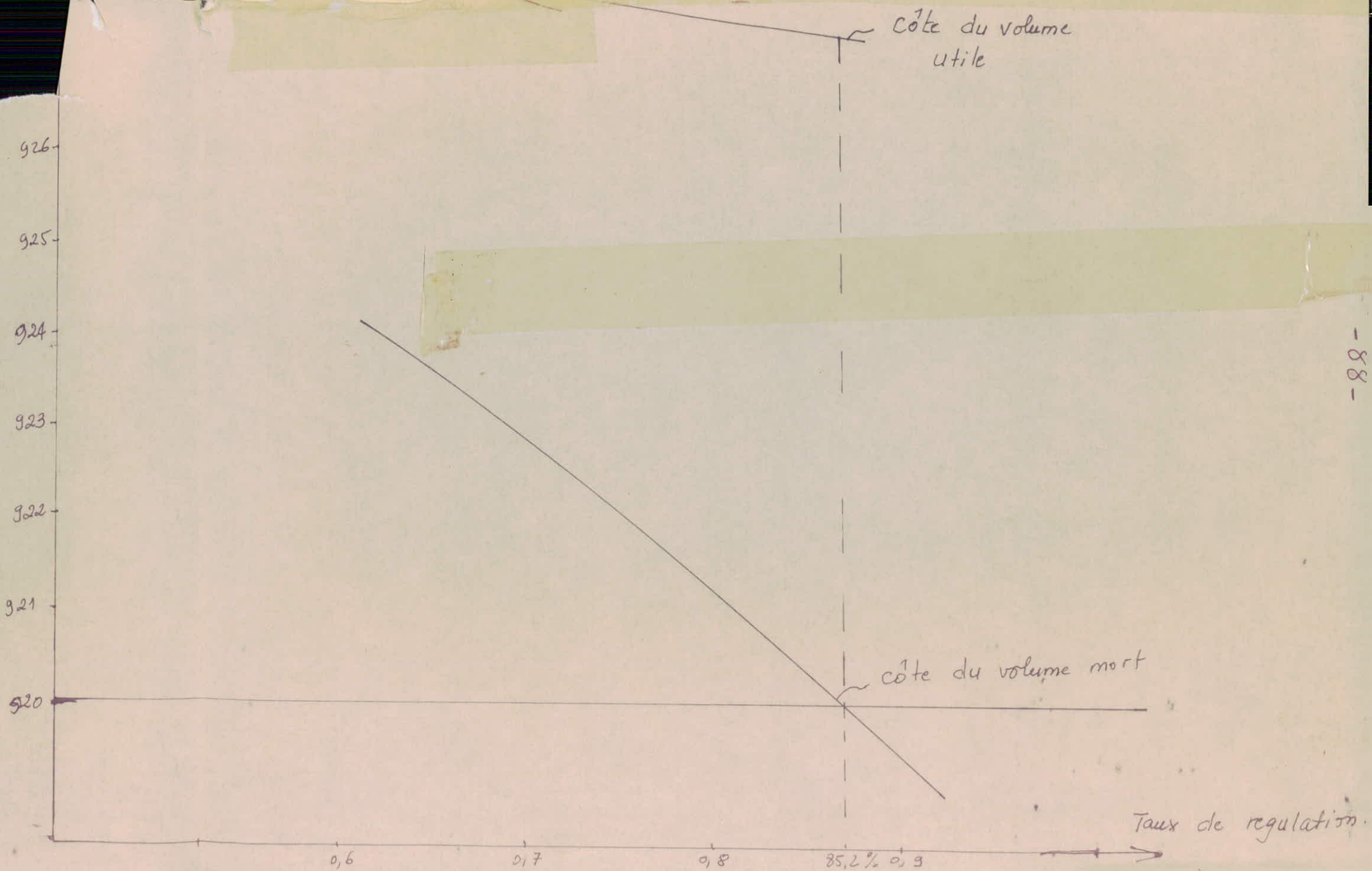
### 5.3.3. Volume charge

C'est le volume compris entre la côte du niveau de la retenue et la côte du niveau maximum; ce volume sera utilisé durant la vague des crues.

#### 5.3.3.1. Laminage de crues

Le volume d'eau affluent pendant les crues, se répartit en un volume stocké, et la seconde partie est évacuée par le déversoir. Ceci est le phénomène de laminage par cet intermédiaire, on détermine l'hydrogramme des débits sortants à partir de :

COURBE DE REGULATION EN FONCTION DE LA COTE  
DU RESERVOIR ET DU TAUX DE REGULATION



INTERVALLE DE TEMPS [H]	I <sub>1</sub> DEBIT ENTRANT AU DEBUT DE L'INTERVALLE [M <sup>3</sup> /S]	I <sub>2</sub> DEBIT ENTRANT A LA FIN DE L'INTERVALLE [M <sup>3</sup> /S]	$\frac{(I_1+I_2)}{2} \times T$ VOLUME STOCKE [MM <sup>3</sup> ]	O <sub>1</sub> DEBIT SORTANT AU DEBUT DE L'INTERVALLE [M <sup>3</sup> /S]	O <sub>2</sub> DEBIT SORTANT A LA FIN DE L'INTERVALLE [M <sup>3</sup> /S]	$\frac{(O_1+O_2)}{2} \times T$ VOLUME DU DEBIT SORTANT [MM <sup>3</sup> ]	STOCKAGE DANS LE DERNIER INTERVALLE [MM <sup>3</sup> ]	STOCKAGE TOTAL [MM <sup>3</sup> ]	NIVEAU D'EAU CALCULE [M]
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0 ~ 0.5	0.00	18.5	0.18500	0.00	4.85	0.09700	0.18500	2.1941	917.51
0.5 ~ 1.0	18.50	69.0	0.43750	4.85	17.05	0.17200	0.08543	2.2605	917.51
1.0 ~ 1.50	69.0	140.0	0.99500	7.85	37.45	0.27650	0.11595	2.3764	917.51
1.50 ~ 2.0	140.0	182.5	0.27025	67.45	78.54	0.8172	0.09079	2.4672	917.51
2.0 ~ 2.5	182.5	183.5	0.93000	133.84	78.54	0.19514	0.09417	2.5613	917.51
2.5 ~ 3.0	183.5	169.3	0.9752	152.00	178.80	0.81787	0.00490	2.5662	917.51
3.0 ~ 3.5	169.3	155.8	0.29609	178.80	168.22	0.82365	-0.04744	2.5187	917.51
3.5 ~ 4.0	155.8	146.8	0.29180	168.22	154.81	0.27478	-0.08178	2.5369	917.51
4.0 ~ 4.5	146.8	129.3	0.21529	154.81	141.76	0.26647	-0.07999	2.4569	917.51
4.5 ~ 5.0	129.3	114.3	0.21900	141.76	126.66	0.24387	-0.02134	2.4355	917.51
5.0 ~ 5.5	114.3	103.3	0.19584	126.66	118.25	0.21628	-0.04088	2.4046	917.51
5.5 ~ 6.0	103.3	95.0	0.2847	118.25	108.14	0.17491	-0.08438	2.3192	917.51
6.0 ~ 6.5	95.0	80.5	0.15750	108.14	92.15	0.15284	-0.07867	2.2462	917.51
6.5 ~ 7.0	80.5	57.2	0.18930	92.15	76.23	0.15164	-0.02770	2.2185	917.51
7.0 ~ 7.5	57.2	43.2	0.09080	76.23	59.16	0.12949	-0.02137	2.1970	917.51
7.5 ~ 8.0	43.2	31.2	0.08960	59.16	43.69	0.07467	-0.02702	2.1693	917.51
8.0 ~ 8.5	31.2	23.0	0.24980	43.69	34.24	0.07374	-0.02379	2.1478	917.51
8.5 ~ 9.0	23.0	17.0	0.20000	34.24	26.28	0.05502	-0.01967	2.1263	917.51
9.0 ~ 9.5	17.0	12.3	0.20370	26.28	20.64	0.04271	-0.06861	2.0577	917.51
9.5 ~ 10	12.3	9.0	0.21970	20.64	13.73	0.07274	-0.06334	2.0000	917.51
10 ~ 10.5	9.0	6.2	0.09610	13.73	12.19	0.02527	-0.01690	1.9831	917.51
10.5 ~ 11.0	6.2	4.6	0.07710	12.19	9.87	0.01946	-0.00963	1.9735	917.51
11.00 ~ 11.50	4.6	3.3	0.07710	9.87	7.27	0.01493	-0.00963	1.9735	917.51
11.50 ~ 12.00	3.3	3.0	0.06650	7.27	3.97	0.01174	-0.00607	1.9735	917.51

89

- La courbe hauteur - capacité;
- La côte du niveau normal;
- L'équation du débit évacué par le déversoir :

$$Q = C L H^{3/2}$$

C = Coefficient du débit (C = 2,11)

L = Longueur du déversoir

H = Charge totale sur le déversoir

Ce calcul s'est effectué pour les cinq (5) premières longueurs du déversoir proposé et le choix a été déterminé, après avoir tracé la courbe d'optimisation, ce qui a montré par extrapolation, que le déversoir de longueur  $L = 47$  m est un optimum.

Les courbes de l'hydrogramme d'entrée et de sortie sont détaillées dans le plan n° 3

#### 5.3.3.2.- Revanche et côte en crête

Après avoir déterminé les hydrogrammes d'entrée et de sortie, pour tous les cas étudiés, les revanches ont été calculés par différentes méthodes et par la même, la côte en crête.

Tous d'abord, il faut déterminer la revanche minimum et la revanche normale. La revanche minimum est la différence entre la côte en crête et le niveau maximum de la retenue.

La revanche normale est la différence entre la côte en crête et le niveau normal de la retenue.

La revanche minimum peut être déterminé par différentes méthodes, telle que le méthode empirique. Cette revanche est composée par les différents paramètres:

a)- Remous du niveau d'eau à cause du vent

$$S = \frac{V^2 F}{63\ 000 D}$$

S : Remous en mètre

F : Longueur du Fetch en Km sur la distance du vent dominant

D : Profondeur moyenne de la cuvette dans cette direction (m)

V : Vitesse du vent dans cette direction en Km/h

Dans ce calcul, nous avons considéré deux vitesses du vent en considérant le Fetch = 1,5 Km et D = 10 m ;  $V_1 = 80$  Km/h et  $V_2 = 120$  Km/h

b)- Hauteur maximum des vagues

Ces hauteurs sont données empiriquement selon les vitesses du vent.

FETCH Km	VITESSE DU VENT en Km/h		
	80	100	125
1,0	0,78	0,82	0,86
1,5	0,81	0,86	0,91
2,0	0,85	0,90	0,95
2,5	0,88	0,94	1,00

c)- Déferlement des vagues

Sur les surfaces verticales, cette revanche peut-être admise à 50 % de la vague. Il existe aussi des méthodes empiriques pour le calcul des revanches.

a.- Formule de STEVENSON :

$$h = 0,34 \sqrt{F}$$

$$\text{Revanche mini} = 0,75 h + \frac{W^2}{2g}$$

$$\text{Revanche max} = R \text{ max.} = 1,5 R \text{ min.}$$

b.- Formule de MOLITOR

$$F = 18 \text{ Km}$$

$$h = 0,763 + 0,032 \sqrt{V.F} - 0,271 \sqrt[4]{F}$$

$$W = 1,5 + 2 h$$

$$R. \text{ min} = 0,75 h + \frac{W^2}{2g}$$

$$R. \text{ max.} = 1,5 R. \text{ min.}$$

Les valeurs adoptées des revanches sont portées dans le tableau récapitulatif.

Alterna- tive	Longueur du déver soir L (m)	Charge sur sur le déver soir Ha (m)	Débit max. évacué Qmax(m <sup>3</sup> /s)	Niveau des plus hautes eaux PNHE	Revanche adoptée (m)	Côte en crête	Hauteur de la digée
1	20	2,44	160	929,64	0,9	930,54	27,54
2	30	1,93	169,5	929,13	0,9	930,03	27,03
3	40	1,62	174	928,82	0,9	929,72	26,72
4	50	1,41	177	928,61	0,9	929,51	26,51
5	60	1,26	179	928,46	0,9	929,36	26,36

- OPTIMISATION

En fonction de la largeur du déversoir, les variations des coûts de diversoir et du massif, ont été calculés.

La courbe superposée des coûts nous donne un point optimum correspondant à une largeur de  $L = 47$  m et une côte en crête du barrage de 929,56.

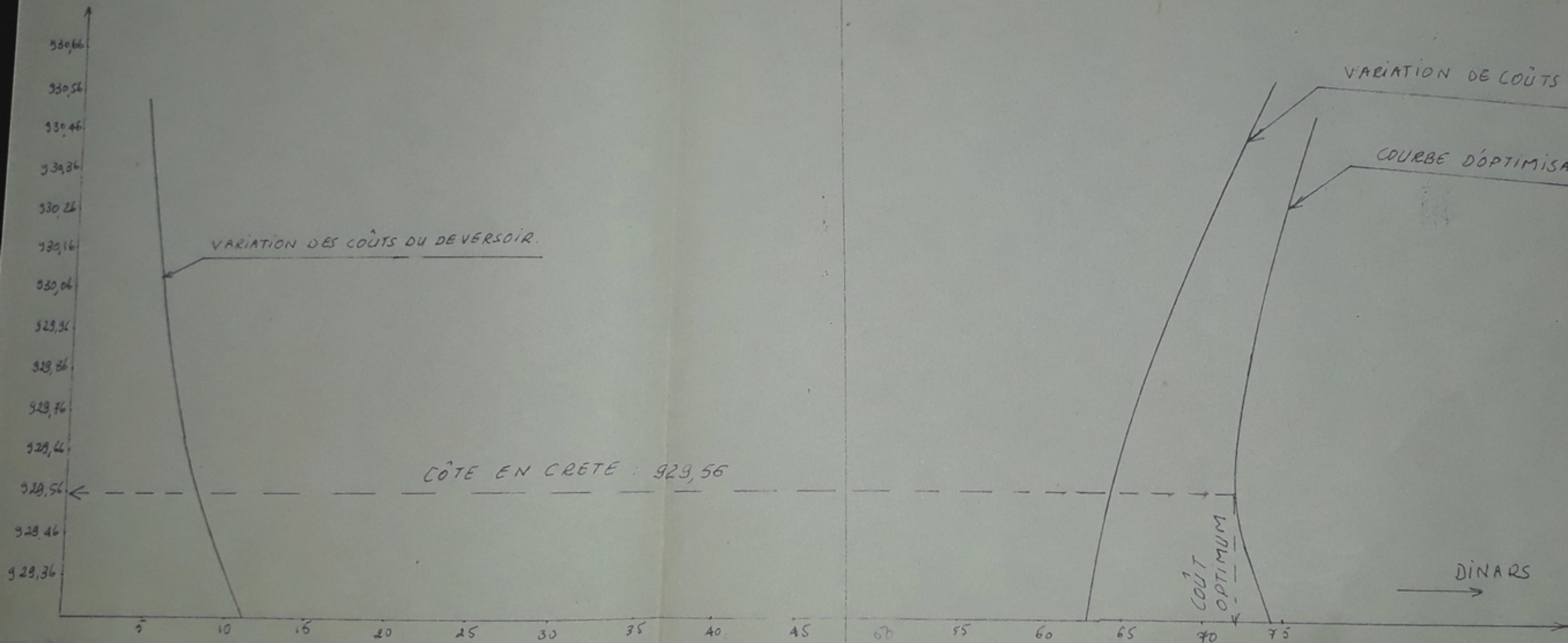
Dans les calculs, nous avons pris en considération seulement les parties qui influent la variation des coûts, soit de la digue, soit du déversoir .

TABLEAU - OPTIMISATION DES COURTS

Longueur du déversoir	Côte en crête	Coût du déversoir en DA $10^6$	Coût du massif $10^6$ DA	Coût total $10^6$ DA
20	930,54	3,75	74,5	78,25
30	930,03	5,5	68,75	74,25
40	929,72	6,87	65,75	72,62
50	929,51	8,5	64,25	72,75
60	929,36	10	63,5	73,5



COURBE D'OPTIMISATION



CHAPITRE VI

PLANIFICATION DES OUVRAGES

- 6.1. Emplacement des ouvrages et situation des routes
- 6.2. Choix du site et rôle de la topographie
- 6.3. Géologie du barrage et des ouvrages annexes
- 6.4. Matériaux de construction
- 6.5. Rôle de la géologie et des matériaux sur le choix  
du type de barrage

## 6. PLANIFICATION DES OUVRAGES

Le futur barrage Hadjera, la deuxième alternative décidée dont les coordonnées sont mentionnées dans le chapitre 1.2. se justifie pleinement.

Du point de vue des travaux, aucun inconvénient tant climatique que topographique ne s'exerce sur le chantier.

### 6.2. Choix du site et rôle de la topographie

Trois (3) sites ont fait l'objet d'études, dont les coordonnées sont indiquées dans le chapitre 1.2.

Le troisième site a été considéré comme le plus convenable.

Le site proposé possède les caractéristiques topographiques suivantes:

- C'est l'endroit le plus étroit de la vallée;
- Il assure la meilleure capacité de la retenue.

### 6.3. Géologie du barrage et des ouvrages annexes

Le massif du barrage repose sur une formation marneuse graduellement variée de calcaire et d'argile. Ces couches ne posent aucun problème du point de vue stabilité de l'ouvrage.

Les glissements secondaires, dans la partie droite, du bassin versant, n'ont pas d'importance et ne constituent pas un danger pour le barrage.

Un seul glissement, distant de 350 mètres, de l'axe du réservoir, peut constituer un problème.

Sur la carte géologique de la cuvette, dans la partie touchée par le glissement, on observe actuellement des glissements superficiels dont une zone d'altération instable, d'une épaisseur de 4 - 5 m, se situant sur la fondation en marne argileuse.

Il est fort possible, pendant la vidange rapide du réservoir que cette zone instable glisse et occupera une partie du volume mort.

De plus ce mouvement provoquera des glissements en chaînes regressives jusqu'au niveau 0,65 m., en destabilisant la partie au dessus de niveau maximum.

#### Géologie de l'évacuateur

La rive droite avec pente douce et des caractéristiques topographiques convenables, convient mieux à l'emplacement de l'évacuateur avec un minimum d'excavations.

Le débit total du déversoir est essentiellement constitué par les grés fins.

Le déblai du coursier est d'un caractère fin d'une épaisseur de 2,5 m.

#### Géologie de la dérivation

L'axe de la galerie de dérivation est envisagé selon l'idée d'obtenir un déblai minimum d'une part et d'éviter les tassements différentiels en le considérant sur une formation uniforme d'autre part.

### Stabilité

Toutes les formations affleurées dans le site étudié ne constituent aucun problème du point de vue de la stabilité.

### Perméabilité

Aucune amélioration de l'étanchéité dans la cuvette n'est recommandée. Il n'y a aucune probabilité de fuite vers les bassins voisins.

## 6.4. Matériaux de construction

En se basant sur l'idée de diminuer la distance de l'exploitation du matériaux et d'éliminer les divers problèmes de l'exploitation du barrage, de ne pas compromettre le terrain irrigable d'augmenter la durée de l'exploitation du barrage et finalement d'obtenir une solution optimale, les recherches des matériaux ont été effectuées dans la cuvette.

Les observations in-situ et diverses caractéristiques nous permettent de considérer quand même les résultats favorables des matériaux fins, de graviers argileux et de graviers.

En résumé, nous avons constaté qu'un volume suffisant et nécessaire de matériaux de construction sera totalement exploité dans le réservoir.

### 6.5. Rôle de la géologie et des matériaux sur le choix du type de barrage

Le but de l'étude est tel que le volume du barrage soit minimum, mais avec un volume maximum de la cuvette, qui est le sens essentiel pour obtenir une solution optimale.

Après avoir fixé l'axe du barrage, le choix du type de barrage a été le sujet suivant les considérations et les critiques détaillées sur les zones des matériaux de construction, ainsi que toutes les caractéristiques géologiques et sismiques.

Le manque de matériaux fins nous a poussé à envisager le noyau minimum.

L'existence de matériaux grossiers permettra la construction des filtres, rayé, graduellement varié, selon le moyen d'utilisation.

De plus, le problème de la protection avale, sera automatiquement résolu avec cette constitution.

En ce qui concerne la partie amont du barrage, la protection sera constituée par le matériau du diamètre  $D_{\text{moyen}} = 0,3 \text{ m.}$ , qui se trouve dans la carrière.

CHAPITRE VII

- 7.1. Alternative choisie
- 7.2. Massif du barrage avec noyau
  - 7.2.1. Caractéristique géotechnique de la fondation et des matériaux de construction
  - 7.2.2. Largeur de la crête du barrage
  - 7.2.3. Talus
    - 7.2.3.1. Protection des talus
  - 7.2.4. Fondation
  - 7.2.5. Infiltration
    - 7.2.5.1. Objectif du calcul
    - 7.2.5.2. Hypothèse de calcul
- 7.3. Filtre
  - 7.3.1. Objectif du filtre
- 7.4. Stabilité du barrage

C H A P I T R E VII

7. ALTERNATIVE CHOISIE

Les conditions topographiques, géologiques et géotechniques du site nous ont obligés à envisager un barrage en terre.

Parmi les trois alternatives suivantes :

- Barrage en terre avec ~~caill~~
- Barrage en terre avec noyau minimum;
- Barrage en terre avec noyau maximum

Nous avons opté pour la seconde alternative qui est moins économique que la dernière et présente des inconvénients du point de vue stabilité car elle nécessite des pentes de talus plus grandes. Cependant nous n'avons pas le choix du fait de l'absence de matériaux fin en quantité suffisante.

7.2. Massif du barrage avec noyau

7.2.1. Caractéristique géotechnique de la fondation et des matériaux de construction et sismique

- Pour le noyau :

Perméabilité  $K = 10^{-7}$  cm/s

Poids spécifique saturé :  $\gamma_{\text{Sat}} = 1,96$  T/m<sup>3</sup>

Poids spécifique solide :  $\gamma_s = 2,7$  T/m<sup>3</sup>

Angle de frottement interne :  $\phi = 24^\circ$



- Matériaux hétérogènes et fondations

Perméabilité :  $K = 10^{-7}$

Poids spécifique saturé :  $\gamma_{\text{Sat.}} = 1,9 \text{ T/m}^3$

Poids spécifique solide :  $2,71 \text{ T/m}^3$

Poids spécifique sec :  $\gamma_{\text{Sec.}} = 1,42$

Angle de frottement interne :  $\phi = 32^\circ$

Cohésion : considérée comme nulle

Toutes les caractéristiques sont mentionnées sur les tableaux suivants:

TABLEAU 7.2.1.1. - Valeurs de C. et  $\phi$  pour le noyau

CLASSE DES MATERIAUX	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE	Tg $\phi$	COHESION Opt. Copt	COHESION SATUREE C. Sat.
C H	24°	0,44	1,4	0,17

TABLEAU 7.2.1.2. - Valeur de C et  $\phi$  pour la fondation

CLASSE DES MATERIAUX	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE	Tg $\phi$	COHESION Opt.Copt	COHESION SATUREE C. SAT
GD.CL	32°	0,62	-	-

TABLEAU 7.2.1.3. - Valeurs de C et  $\phi$  pour matériaux hétérogène

CLASSE DES MATERIAUX	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE $\phi$	$T_g \phi$	COHESION Optimum C. opt.	COHESION SATURÉE C. Sat.
Ge CL	30°	0,58	1,00	0,15
G 10-30	37°	0,75	--	--

- CARACTERISTIQUES SISMIQUES

Le coefficient d'accélération sismique est pris constant pour tous les cas considérés, on le prendra égal à 0,12g soit  $a = 0,12$ .

7.2.2. Largeur de la crête

On peut citer (3) méthodes pour la détermination de la crête :

a) - Formule de Happen

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

b = Hauteur du barrage en m (26,56)

b = Largeur de la crête

b)- Formule de Preece

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

c)- Formule U. S. B. R.

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

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant:

TABLEAU 7.2.2.1. - Tableau récapitulatif

METHODE	KNAPEN	PREECE	US BR	VALEUR MOYENNE	VALEUR ADOPTEE
b(m)	8,5	6,66	8,31	7,8	9

7.2.3. Talus

Nous avons choisi les talus <sup>amont</sup> (et aval arbitrairement).

- Le talus amont a été pris égal à 2,5 par contre le talus aval est pris égal à 2.

### 7.2.3.1. Protection des talus

#### a)- Amont

Nous avons choisi une protection du talus amont trip-rap) avec une épaisseur horizontale de 1 m d'épaisseur horizontale du filtre.

Le rip-rap est prévu de la côte 927 ~~2~~ jusqu'à la crête du barrage. Le diamètre D moyen des enrochements du rip-rap est de 30 cm.

#### b)- Aval

Pour le talus aval nous proposons une protection contre l'érosion la pluie par une simple plantation de gazon.

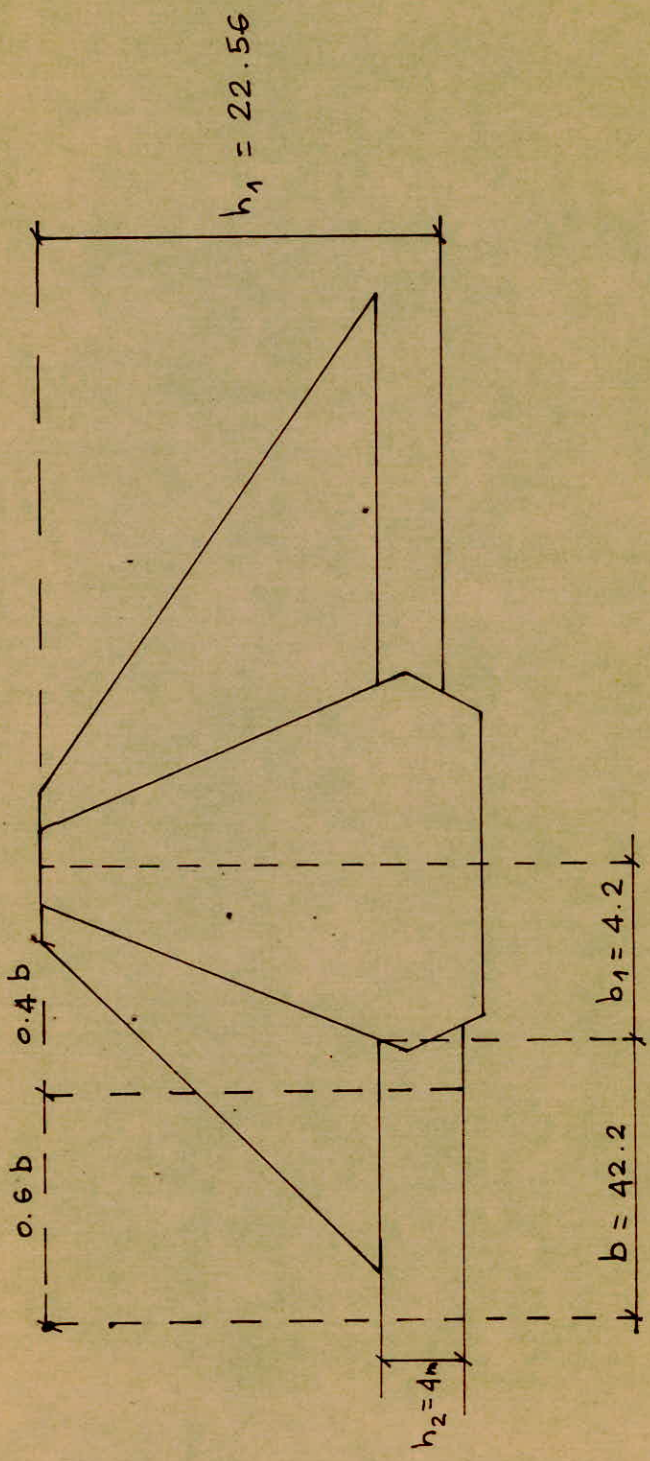
### 7.2.4. Fondation

Le calcul de stabilité de la fondation de l'ouvrage a pour but de déterminer si le sol de fondation supportera la charge due au poids du massif en terre. Ce calcul se vérifie pour la section critique qui se situe à 60 % du talus amant à partir du pied du barrage

### DONNEES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX

Les données utilisées sont indiquées sur la coupe critique du massif. Charge que supporte le sol de fondation par mètre linéaire suit la loi:

$$S = \frac{\bar{\gamma}}{2} \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\bar{\phi}}{2} \right)$$



Tel que  $\bar{\gamma}$  est le poids spécifique saturé équivalent et  $\phi$  est l'angle de frottement interne équivalent

$$h_1 = 22,56 \quad h_2 = 4 \text{ m} \quad b = 46,4 \quad b_1 = 4,2$$

$$\begin{aligned} \bar{\gamma} &= \frac{(b - b_1) \gamma_{R \text{ sat}} + b_1 \gamma_{n \text{ Sat}}}{b} \\ &= \frac{(46,4 - 4,2) \times 1,89 + 4,2 \times 1,96}{46,4} = 1,9 \end{aligned}$$

Pour le noyau

$$\begin{aligned} \text{tg}' \phi I &= \frac{C + \gamma_{n \text{ Sat}} \times hI \times \text{tg} \phi n}{\gamma_{n \text{ Sat}} \times hI} \\ &= \frac{1,7 + 1,96 \times 22,56 \times \text{tg} 24}{1,96 \times 22,56} = 0,48 \\ \phi I &= 25,81^\circ \end{aligned}$$

$\phi I = 25,81^\circ$  est pris pour noyau; angle de frottement équivalent pour toute la digue

$$\begin{aligned} \bar{\phi} &= \frac{(b - b_1) \phi I + b_1 \phi_2}{b} \\ &= \frac{(46,4 - 4,2) 30^\circ + 4,2 \times 25,81^\circ}{46,4} = 29,62 \end{aligned}$$

Pour toute la digue

Charge totale

$$S = 1,9 \frac{(22,56)^2 - 4^2,00 \text{ tg}^2}{2} \left( \frac{45 - 29,62}{2} \right)$$

$$S. \text{ totale} = 158,51^2$$

Charge moyenne sur la fondation

$$S_a = \frac{Stot}{b} \quad S_a = \frac{158,51}{46,4} = 3,42 \text{ T/m}^2$$

Charge maximale

$$S_a \text{ max.} = 1,4 S_a$$

$$S_a \text{ max.} = 4,78$$



Facteur de sécurité

$$S_{a \max.} = C_0 + \gamma_2 h \operatorname{tg} \phi_2$$

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{1,89 \times 11,4 + 0,9 \times 4}{15,14} = 1,63$$

$$\gamma_2 = 1,63$$

$$\phi_2 = \frac{30^\circ \times 11,4 + 32^\circ \times 4}{15,14} = 30,53$$

$$S. \max = 1,5 + 15,14 \times 1,63 \operatorname{tg} 30,53$$
$$= 16,05$$

$$F_3 = \frac{16,05}{4,78} = 3,36 > 1,5$$

Le facteur de sécurité de la fondation est largement supérieur au facteur de sécurité admissible, donc la fondation supportera le poids de la digue sans tassement probable, il est inutile donc d'augmenter la valeur des talus du barrage.

7.2.5. Infiltration

7.2.5.1. Objectif du calcul de l'infiltration

L'objet de cette partie est de déterminer :

- la zone submergée du corps du barrage;
- les pressions intersticielles;
- le tracé de la ~~digue~~ phréatique
- le débit de fuite à travers la digue

7.2.5.2. Hypothèse de calcul

Il s'agit de déterminer en premier lieu la ligne phréatique dont le calcul suppose les hypothèses suivantes:

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est égale à la perméabilité verticale;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY;
- Le calcul se fera pour la section critique du barrage

La parabole de KOZENY est donnée par :

$$y_0 = \sqrt{\frac{H^2}{2} + d^2} - d, \quad x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0}$$

$$b_0 = \frac{1}{2} y_0$$

En tenant compte de l'hypothèse de casagrande, le tracé de la ligne phréatique ne se confond pas avec la parabole de KOZENY ; Les formules suivantes nous permettent de déterminer son tracé réel.

$$C = \frac{a}{a + \Delta a} \quad \text{et} \quad \frac{hs}{c} = m \quad (\times) \quad f = a + \Delta a$$

du graphe (Fig. 124 - SCHNEPPELI) on tire  $a$  et  $\Delta a$ , soit  $a = 8,37$  et  $\Delta a = 4,59$ .

Les coordonnées de la parabole de KOZENY sont présentées dans le tableau suivant :

TABLEAU n° 7.2.5.2.1. - Parabole de KOZENY

y	X	COTES
3,73	1,5	914,13
8,02	11,5	919,02
10,71	21,5	921,71
12,84	31,5	923,84
14,68	41,5	925,62
16,3	51,5	927,3

Pour le tracé de la ligne phréatique (voir plan n° 4)

Débit de fuite :

Il est estimé pour un mètre linéaire de la digue suivant la relation :

$$Q = K y_0 = K \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

$$Q = 10^{-7} 2,52 86 400$$

$$Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{J}$$

$$Q = 0,0014 \text{ m}^3/\text{J}/\text{m}^2$$

Ce débit de fuite est **nettement** admissible

### 7.3. Filtre

#### 7.3.1. Objectif des filtres

Le rôle essentiel des filtres est de protéger le noyau.

Il constitue une zone de transition entre le remblai perméable et le noyau imperméable, afin d'éviter les risques de renard.

Le filtre aura une épaisseur horizontale de 1,5 m.

### 7.4. Stabilité du barrage

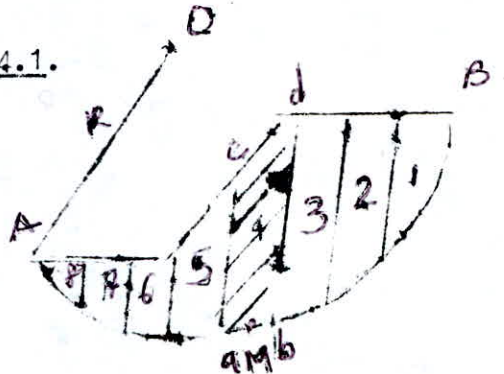
Un barrage en terre est un massif assez étendu qu'il n'est pas nécessaire, de vérifier sa stabilité contre le renversement ni contre le glissement,, cependant, il est nécessaire de vérifier la stabilité des talus de la digue.

Nous avons utilisé pour notre calcul la méthode des tranches de Fellenius.

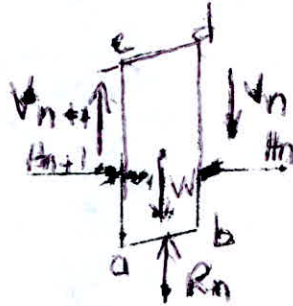
#### - Principe :

Considérons un cercle tracé au hasard dans le talus en passant par une partie de la fondation et découpons le en tranches, considérons maintenant une tranche quelconque.

Figure 7.4.1.



des forces agissant sur cette tranche Fig. 7.6.2. sont:



- son poids W
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc ab
- Les réactions sur les faces verticales bd et ac que l'on peut décomposer en réactions horizontales.  $H_n$  et  $H_n + I$  et réactions verticales  $V_u$  et  $V_n + I$ , il s'agit de forces internes au massif étudié.

On définit par rapport au centre O

- Le moment moteur comme celui du poids des terre W (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement;
- Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

Le coefficient de sécurité K est défini comme le rapport :

$$K = \frac{\sum A B \text{ des moments résistants}}{\sum K B \text{ des moments moteurs}}$$

Follenuis a fait l'hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc ab étant le poids W, à l'exception des forces internes ceci signifie que :

$$\begin{aligned} V_n - V_{n+1} + I &= 0 \\ \text{et } H_u - H_n + I &= 0 \end{aligned}$$

En décomposant le poids  $W$  en une force normale à  $ab$ , soit  $N$  et une force tangentielle à  $ab$  soit  $T$ .

Le moment résistant aura l'expression suivante, sachant que d'après la loi de caulomb la composante tangentielle s'écrit  $(R_n)_t = C_{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i$ ; et la somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{i=1}^m R \times (C_{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i)$$

$m$  = nombre de tranches

$C_i$  et  $\varphi_i$  : caractéristiques mécaniques

d'autre le moment moteur est égal à  $T \times R$

$$\text{d'où } K = \frac{\sum_{i=1}^m (C_{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_{i=1}^m T}$$

### Prise en compte de l'écoulement

Dans le cas de l'écoulement l'expression de la force résistante est :

$$C_i = C' + (N - U) \operatorname{tg} \varphi_i$$

$U = p \, dl$  : pression intersticielle

### STABILITE DES TALUS

Les principaux cas à étudier sont les suivants :

- I - Stabilité en fin de construction
- II - Stabilité en cours de fonctionnement  
Retenue pleine, régime permanent (talus aval)
- III - Vidange rapide (talus amont)

Les calculs se feront avec et sans séismes les coefficients de sécurités minimums sont inscrits au tableau suivant :

TABLEAU 7.4.1.

C A S	I	II	III
Avec séisme	1,0	1,0	1,0
Sans séisme	1,5	1,5	1,25

Les calculs de stabilité sont réunis dans les tableaux suivants.

TABLEAU N° 7.4.2

TALUS AMONT  
CERCLE DE GLISSEMENT

VIDANGE RAPIDE

$R_1 = 36.7$

$b = 3.67$

$K_c = 1.27$

N° des tranches	$b$ (m)	$h'_n$ (m)	$h''_n$ (m)	$h'''_n$ (m)	$\delta_1$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\delta_2$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\delta_3$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$W_n = [\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n + h'''_n] b$	$T = W_n \sin \alpha$	$(N - PDL) = (\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n + h'''_n) b \cos \alpha + [(83-1) h'''_n] b \cos \alpha$	$(N - PDL) \operatorname{Tg} \varphi$	$L_i = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$C_i L_i$	$d_i$
9	3,67	3,8	-	-	1,42	-	-	0,9	0,44	19,8	17,82	8,71	5,05	8,34	0,58	83,4	34,3
8	"	4	3,7	-	1,42	1,89	-	0,8	0,6	46,51	37,2	19,76	11,45	6,11	0,58	9,16	39,9
7	"	-	10,45	-	-	"	-	0,7	0,71	72,48	50,74	24,23	14,05	5,17	0,58	7,75	32,3
6	"	-	11,8	-	-	"	-	0,6	0,8	81,81	49,11	30,83	17,88	4,59	0,58	6,88	32,5
5	"	-	12,4	-	-	"	-	0,5	0,86	86,01	43	34,83	20,2	4,26	0,58	6,39	31,5
4	"	-	12	1	-	"	1,9	0,4	0,92	90,21	36,08	39,1	24,24	3,99	0,62	-	30,3
3	"	-	10,5	2,5	-	"	1,9	0,3	0,95	90,26	27,08	40,42	25,06	3,86	0,62	-	30,7
2	"	-	8,8	3,2	-	"	1,9	0,2	0,98	83,35	16,67	38,52	23,88	3,74	0,62	-	32,1
1	"	-	7,4	3,5	-	"	1,9	0,1	0,99	75,73	7,57	35,37	21,93	3,71	0,62	-	32,3
0	"	-	5,8	3,6	-	"	1,9	0	1	65,33	0	30,83	19,11	3,67	0,62	-	31,7
-1	"	-	4,5	3,5	-	"	1,9	-0,1	0,99	55,62	-5,56	26,00	16,11	3,71	0,62	-	32,5
-2	"	-	3,1	3	-	"	1,9	-0,2	0,98	42,42	-8,48	19,63	12,17	3,74	0,62	-	33,9
-3	"	-	1,6	1,8	-	"	1,9	-0,3	0,95	23,65	-7,09	10,61	6,58	3,86	0,62	-	34,7
-4	"	-	0,4	0,8	-	"	1,9	-0,4	0,92	8,35	-3,34	3,63	2,25	3,99	0,62	-	35,7



$h_2 = 35.6$

TABLEAU N° 7.4.3.

$Kc = 1,44$

N° des tranches	$b [m]$	$h_h [m]$	$h_n'' [m]$	$h_n''' [m]$	$\gamma_1 [t/m^3]$	$\gamma_2 [t/m^3]$	$\gamma_3 [t/m^3]$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{nL}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	$W_h = (\delta_1 h_n' + \delta_2 h_n'' + \delta_3 h_n''') b$	$T = W_n \sin \alpha$	$(N - Pd e) = (\delta_1 h_n' + (\delta_2 - 1) h_n'' + (\delta_3 - 1) h_n''') b \cos \alpha_n$	$(N - Pd e) \tan \phi$	$L_i = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\tan \phi$	$C_i L_i$	
9	3,56	2,5	-	-	1,42	-	-	0,9	0,44	12,69	11,37	5,56	3,22	8,09	0,58	80,9	34
8	"	4	2,2	-	1,42	1,89	-	0,8	0,6	35,02	28,02	16,31	9,46	5,93	0,58	8,89	35
7	"	1,3	8,5	-	1,42	"	-	0,7	0,71	63,76	44,63	23,78	13,79	5,01	0,58	7,51	32
6	"	-	11	-	-	"	-	0,6	0,8	74	44,41	27,88	16,17	4,45	0,58	6,67	31
5	"	-	12,1	-	-	"	-	0,5	0,86	81,41	40,71	32,97	19,12	4,14	0,58	6,21	30
4	"	-	12,1	0,6	-	"	1,9	0,4	0,92	85,47	34,19	37,04	22,96	3,87	0,62	-	29
3	"	-	10,7	2	-	"	"	0,3	0,95	85,52	25,66	38,29	23,74	3,75	0,62	-	29
2	"	-	9,2	3,1	-	"	"	0,2	0,98	82,87	16,57	38,3	23,74	3,63	0,62	-	28
1	"	-	7,7	3,6	-	"	"	0,1	0,99	76,16	7,61	35,57	22,05	3,6	0,62	-	28
0	"	-	6,6	3,6	-	"	"	0	1	68,76	0	32,44	20,11	3,56	0,62	-	30
-1	"	-	5	3,6	-	"	"	-0,1	0,99	57,99	-5,8	27,29	16,79	3,6	0,62	-	31
-2	"	-	3,4	3	-	"	"	-0,2	0,98	43,77	-8,63	19,97	12,38	3,63	0,62	-	32
-3	"	-	2,1	2,2	-	"	"	-0,3	0,95	29,01	-8,7	13,01	8,07	3,75	0,62	-	33
-4	"	-	0,8	1	-	"	"	-0,4	0,92	12,15	-4,86	5,27	3,25	3,87	0,62	-	34

118

R<sub>3</sub> = 39

TALUS AMONT VIDANGE RAPIDE  
TABLEAU N° 7.4.4.

K<sub>c</sub> = 1,48

N° des tranches	b [m]	h <sub>n</sub> [m]	h <sub>n</sub> <sup>II</sup> [m]	h <sub>n</sub> <sup>III</sup> [m]	γ <sub>1</sub> [t/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>2</sub> [t/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>3</sub> [t/m <sup>3</sup> ]	sin α <sub>n</sub> = $\frac{n}{nt}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	W <sub>n</sub> = (γ <sub>2</sub> h <sub>n</sub> <sup>I</sup> + γ <sub>2</sub> h <sub>n</sub> <sup>II</sup> + γ <sub>3</sub> h <sub>n</sub> <sup>III</sup> ) b	T = W <sub>n</sub> sin α <sub>n</sub>	(N - P d e) (γ <sub>1</sub> h + (γ <sub>2</sub> - 1)h <sub>n</sub> <sup>I</sup> + (γ <sub>3</sub> - 1)h <sub>n</sub> <sup>II</sup> ) / cos α <sub>n</sub>	(N - P d e) - tg φ	L <sub>i</sub> = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	tg φ	C <sub>i</sub> L <sub>i</sub>
8	3.9	3.3	-	-	1.42	-	-	0.8	0.6	18.27	14.62	10.96	6.36	6.5	0.58	65
7	3.9	-	5.2	-	-	1.89	-	0.7	0.71	38.33	26.83	12.81	7.43	5.49	0.58	8.23
6	"	-	9.4	-	-	"	-	0.6	0.8	69.29	41.57	26.1	15.14	4.87	0.58	7.3
5	"	-	10.5	-	-	"	-	0.5	0.86	77.39	38.7	31.34	18.18	4.53	0.58	6.79
4	"	-	10.8	-	-	"	-	0.4	0.92	79.61	31.84	34.49	20.00	4.24	0.58	6.36
3	"	-	9.4	1.7	-	"	1.9	0.3	0.95	81.88	24.56	36.66	22.73	4.1	0.62	-
2	"	-	7.8	2.8	-	"	1.9	0.2	0.98	78.24	15.65	36.16	22.42	3.98	0.62	-
1	"	-	6	3.4	-	"	1.9	0.1	0.99	69.42	6.94	32.43	20.11	3.94	0.62	-
0	"	-	4.8	3.6	-	"	"	0	1	62.06	0	29.30	18.16	3.9	0.62	-
-1	"	-	2.8	3.5	-	"	"	-0.1	0.99	46.57	-4.66	21.78	13.5	3.94	0.62	-
-2	"	-	1.4	2.8	-	"	"	-0.2	0.98	31.07	-6.21	14.4	8.93	4.00	0.62	-
-3	"	-	-	1.8	-	"	"	-0.3	0.95	13.34	-4.00	6.00	3.72	4.1	0.62	-
-4	"	-	-	0.8	-	"	"	-0.4	0.92	5.93	-2.37	2.58	1.6	4.24	0.62	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

119

30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38

TABLEAU : N° 7.4.5

$R_1 = 28.75$

$K_c = 1.74$

TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL

No des Tranches	b	$h_n^I$	$h_n^{II}$	$h_n^{III}$	$h_n^{IV}$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	$\gamma_4$	$W_n$	Sind	cos $\alpha$	W SIND	W cos $\alpha$	$L_i$	PdL	tg $\beta$	$S_n$	$C_i$	$C_i L$
-4	2.5	-	-	-	0.50	2	1.76	1.68	1.42	1.77	-0.285	0.960	-0.504	1.70	2.604	1.302	0.6248	0.2486	0	0
-3	2.87	1.15	-	-	1.55	"	"	"	"	12.92	-0.214	0.977	-2.765	12.623	2.937	4.552	"	5.0427	0	0
-2	"	2.60	-	-	2.25	"	"	"	"	24.09	-0.143	0.990	-3.445	23.850	2.900	6.525	"	10.8247	0	0
-1	"	3.97	-	-	2.75	"	"	"	"	33.99	-0.071	0.997	-2.413	33.890	2.878	7.914	"	16.2298	0	0
0	"	4.85	-	0.50	2.80	"	"	"	"	41.66	0.000	1.000	0.000	41.660	2.870	9.471	"	20.1117	0	0
1	"	4.27	-	2.50	2.67	"	"	"	"	47.44	0.071	0.997	3.368	47.298	2.878	14.879	"	20.2554	0	0
2	"	3.85	-	4.37	2.25	"	"	"	"	52.34	0.143	0.990	7.484	51.817	2.900	19.198	"	20.3803	0	0
3	"	3.37	-	6.25	1.50	"	"	"	"	55.59	0.214	0.977	11.896	54.311	2.937	22.761	"	19.7124	0	0
4	"	2.87	0.42	7.75	0.35	"	"	"	"	57.39	0.285	0.960	16.356	55.094	2.990	24.219	"	19.2907	0	0
5	"	2.35	1.12	7.87	-	"	"	"	"	57.09	0.357	0.933	20.381	53.264	3.076	24.208	"	18.1542	1.5	4.61
6	"	1.87	2.10	6.82	-	"	"	"	"	54.22	0.428	0.903	23.206	48.960	3.178	21.674	"	17.0483	1.5	4.76
7	"	1.42	3.32	4.9	-	"	"	"	"	48.54	0.500	0.866	24.270	42.035	3.314	16.238	"	16.1179	1.5	4.97
8	"	0.90	4.62	2.25	-	"	"	"	"	39.35	0.571	0.822	22.469	32.345	3.491	7.855	"	15.3013	1.5	5.23
9	"	0.50	4.17	-	-	"	"	"	"	23.93	0.643	0.770	15.387	18.426	3.727	-	"	11.5125	1.7	6.33

- 120 -

# TALUS AVAL

TABLEAU N° 7.4.6

$R_2 = 31.75$

Fonctionnement NORMAL

$$K_c = \frac{\sum S_n + \sum c_i L_n}{\sum W \sin \alpha} = 1.69$$

N° des Tranches	b	$h_n^I$	$h_n^{II}$	$h_n^{III}$	$h_n^{IV}$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	$\gamma_4$	$W_h$	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$W \sin \alpha$	$W \cos \alpha$	$L_i$	Pdl	tg $\varphi$	$S_n$	$c_i$	$c_i L_i$
-4	2.37	-	-	-	0.50	2	1.76	1.68	1.42	1.68	-0.285	0.960	-0.479	1.613	2.469	1.234	0.6248	0.2368	0	0
-3	3.17	0.75	-	-	1.50	"	"	"	"	11.51	-0.214	0.977	-2.463	11.245	3.244	4.866	"	3.9856	0	0
-2	"	2.25	-	-	2.37	"	"	"	"	24.93	-0.143	0.990	-3.565	24.681	3.202	7.588	"	10.6791	0	0
-1	"	3.75	-	-	2.87	"	"	"	"	36.69	-0.071	0.997	-2.605	36.580	3.179	9.124	"	17.1545	0	0
0	"	4.82	-	0.60	3.00	"	"	"	"	47.26	0.000	1.000	0.000	47.260	3.170	11.412	"	22.3978	0	0
1	"	4.25	-	2.75	2.87	"	"	"	"	54.51	0.071	0.997	3.870	54.346	3.179	17.866	"	22.793	0	0
2	"	3.67	-	4.87	2.42	"	"	"	"	60.10	0.143	0.990	8.594	59.500	3.202	23.342	"	22.591	0	0
3	"	3.25	0.12	6.95	1.50	"	"	"	"	65.04	0.214	0.977	13.918	63.544	3.244	27.412	"	22.575	0	0
4	"	2.70	0.70	8.42	0.87	"	"	"	"	67.53	0.285	0.960	19.246	64.829	3.302	29.024	"	22.370	0	0
5	"	2.20	1.65	8.25	-	"	"	"	"	67.09	0.357	0.933	23.951	62.595	3.397	28.025	"	21.599	1.5	5.095
6	"	1.62	2.95	7.12	-	"	"	"	"	64.65	0.428	0.903	27.670	58.379	3.510	24.991	"	20.861	1.5	5.265
7	"	1.00	4.37	5.00	-	"	"	"	"	57.35	0.500	0.866	28.675	49.665	3.660	18.300	"	19.597	1.5	5.490
8	"	0.50	5.75	2.07	-	"	"	"	"	46.27	0.571	0.822	26.420	38.034	3.856	7.982	"	18.776	1.5	5.784
9	3.12	-	3.50	-	-	"	"	"	"	19.22	0.643	0.770	12.358	14.80	4.052	-	"	9.247	1.7	6.888

-121-

$R_3 = 31.87$

$K_c = 1.63$

N° des Tranchées	b	$h_n^I$	$h_n^{II}$	$h_n^{III}$	$h_n^{IV}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$W_n$	Sind	cosd	w sind	w cosd	Li	Pdl	tg $\varphi$	$S_n$	$C_i$	$C_i L_i$
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)															
-4	3.18	-	-	-	1.47	2	1.76	1.68	1.42	6.64	0.285	0.960	-1.892	6.374	3.312	4.868	0.6248	0.941	0	0
-3	"	0.15	-	-	2.25	"	"	"	"	11.11	-0.214	0.977	-2.377	10.854	3.255	73.24	"	2.205	0	0
-2	"	1.7	-	-	3.55	"	"	"	"	26.84	-0.143	0.990	-3.838	26.571	3.212	11.402	"	9.477	0	0
-1	"	3.25	-	-	3.57	"	"	"	"	36.79	-0.071	0.997	-2.612	36.680	3.189	11.385	"	15.804	0	0
0	"	4.87	-	-	3.75	"	"	"	"	47.90	0.000	1.000	0.000	47.900	3.18	11.925	"	22.477	0	0
1	"	4.50	-	2	3.67	"	"	"	"	55.88	0.071	0.997	3.967	55.712	3.189	18.082	"	23.551	0	0
2	"	4.00	-	4	3.20	"	"	"	"	61.26	0.143	0.990	8.760	60.647	3.212	23.126	"	23.443	0	0
3	"	3.50	-	6.2	2.42	"	"	"	"	66.31	0.214	0.977	14.190	64.785	3.255	28.058	"	22.947	0	0
4	"	3.00	0.37	7.87	1.10	"	"	"	"	68.16	0.285	0.960	19.425	65.433	3.312	29.708	"	22.321	0	0
5	"	2.50	1.25	8.70	-	"	"	"	"	69.37	0.357	0.933	24.765	64.722	3.408	29.650	"	21.913	1.5	5.112
6	"	1.90	2.50	7.50	-	"	"	"	"	66.14	0.428	0.903	28.308	59.724	3.521	26.407	"	20.816	1.5	5.281
7	"	1.37	3.87	5.50	-	"	"	"	"	59.75	0.500	0.866	29.875	51.743	3.672	20.196	"	19.710	1.5	5.508
8	"	0.95	5.2	2.67	-	"	"	"	"	49.41	0.571	0.822	28.213	40.615	3.868	10.327	"	18.924	1.5	5.802
9	"	-	4.5	-	-	"	"	"	"	25.18	0.643	0.770	16.191	19.388	4.130	-	0	12.113	1.7	7.021

-122-

TABLEAU N° 7.4.8

TALUS AVAL  
FIN DE CONSTRUCTION

N° des Tranches	b	h' <sub>n</sub>	h'' <sub>n</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	W <sub>h</sub>	T	N	N tg φ	L <sub>i</sub>	c <sub>i</sub> L <sub>i</sub>
9	3,74	-	1,6	-	1,42	8,5	7,65	3,74	2,17	8,5	12,75
8	3,74	1,2	5,6	2	1,42	38,72	30,98	23,23	13,47	6,23	9,34
7	"	1,9	7,5	2	"	54,04	37,83	38,37	22,25	5,27	7,9
6	"	2,6	8	2	"	61,93	37,16	49,54	28,73	4,67	7,00
5	"	3,3	7,8	2	"	66,11	33,05	56,85	32,97	4,35	6,52
4	"	4	7,2	2	"	68,16	27,26	62,71	38,88	4,06	-
3	"	4,8	6	2	"	67,77	20,33	64,38	39,92	3,94	-
2	"	5,6	4,2	2	"	64,19	12,84	62,91	39,06	3,82	-
1	"	5,1	3,4	2	"	56,2	5,62	55,64	34,5	3,78	-
0	"	3,5	3,6	2	"	45,30	0	45,3	28,09	3,74	-
-1	"	1,6	3,5	2	"	30,55	-3,05	30,24	18,75	3,78	-
-2	"	-	3	-	"	15,93	-3,17	15,61	9,68	3,82	-
-3	"	-	2,2	-	"	11,68	-3,5	11,1	6,88	3,94	-
-4	"	-	0,8	-	"	4,25	-1,7	3,91	2,42	4,06	-

$$\Sigma = 201,3$$

$$\Sigma = 317,71$$

$$\Sigma = 43,51$$

$$K_c = \frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varphi + \Sigma c_i L_i}{\Sigma T} = 1,79$$

$$R_1 = 37,4$$

TABLEAU N° 7.4.9.

N° des Tranchées	b	$h'_n$	$h''_n$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$w_n$	$T = w \sin \alpha$	$N = w \cos \alpha$	$N \tan \varphi$	$c_i L_i$	$L_i$
9	3,57	-	1,4	-	1,42	7,14	6,43	3,14	1,82	12,16	8,11
8	3,57	0,4	5,2	2,00	"	29,20	23,36	17,52	10,16	8,92	5,95
7	3,57	1,2	6,4	2,00	"	41,02	28,71	29,12	16,89	7,54	5,03
6	3,57	2,4	7,2	"	"	53,62	32,17	42,90	24,88	6,69	4,46
5	3,57	3,2	7	"	"	58,33	29,17	50,16	29,09	6,22	4,15
4	3,57	3,8	6,3	"	"	59,08	23,63	54,35	33,7	-	3,88
3	3,57	4,6	5,1	"	"	58,69	17,61	55,75	34,56	-	3,76
2	3,57	5,2	3,6	"	"	55,37	11,07	54,26	33,64	-	3,64
1	3,57	6	1,5	"	"	50,44	5,04	49,93	30,96	-	3,6
0	3,57	4,2	1,4	"	"	37,09	-	37,09	22,99	-	3,57
-1	3,57	2,6	1,2	"	"	24,63	-2,46	24,38	15,11	-	3,6
-2	3,57	0,9	0,6	"	"	9,46	-1,89	9,27	5,74	-	3,64
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

$$\Sigma = 172,84$$

$$\Sigma = 259,24 \quad \Sigma = 41,53$$

$$K_E = 1,74$$

$$R_2 = 35,7$$

TABLEAU N° 7.4 10

N° des Tranches	b	$h'_n$	$h''_n$	$\delta_1$	$\delta_2$	$W_n$	W	T	N	N tg $\varphi$	$c; L_i$	$L_i$
9	3,93	0,3	3,5	2,00	1,42	5,57	21,89	19,7	9,63	5,58	13,39	8,93
8	"	1,3	5,7	"	"	10,69	42,01	33,61	25,2	14,62	9,82	6,55
7	"	2,1	7	"	"	14,14	55,57	38,9	39,45	22,88	3,29	5,53
6	"	2,8	7,5	"	"	16,25	63,86	38,32	51,09	29,63	7,36	4,91
5	"	3,5	7,2	"	"	17,22	67,67	33,84	58,20	33,76	6,85	4,57
4	"	4,3	6,2	"	"	17,4	68,38	27,35	62,91	39,0	-	4,27
3	"	5,2	5,2	"	"	17,78	69,87	20,96	66,38	41,16	-	4,14
2	"	5,9	3,5	"	"	16,77	65,91	13,18	64,59	40,05	-	4,01
1	"	4,5	3,6	"	"	14,11	55,45	5,54	54,89	34,03	-	3,97
0	"	2,6	3,8	"	"	10,60	41,66	0	41,66	25,83	-	3,93
-1	"	0,7	3,6	"	"	6,51	25,58	-2,56	25,32	15,7	-	3,97
-2	"	-	3,1	"	"	4,4	17,29	-3,45	16,94	10,50	-	4,01
-3	"	-	2,1	"	"	2,98	11,71	-3,51	11,12	6,89	-	4,14
-4	"	-	1	"	"	1,42	5,58	-2,23	5,13	3,18	-	4,27

$\Sigma = 219.65$        $\Sigma = 322.81$        $\Sigma 45,71$

$K_c = 1.67$

$R_3 = 39.3$



TABLEAU N° 7.4.11

TALUS AMONT : FIN DE CONSTRUCTION

$R_1 = 38.4$

$K_0 = 1.9$

N° des Tranches	b (m)	$h'_n$ (m)	$\delta$	$W_n$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	T	N	$N \operatorname{tg} \varphi$	$L_i$	$C_i L_i$
9	3.84	1.6	1.42	8.72	0.9	0.44	7.85	3.84	2.22	8.73	13.09
8	"	5.2	"	28.35	0.8	0.60	22.68	17.01	9.86	6.40	9.6
7	"	7.5	"	40.90	0.7	0.71	28.63	29.04	16.84	5.41	8.11
6	"	9.6	"	52.35	0.6	0.80	31.41	41.88	24.29	4.80	7.2
5	"	10.4	"	56.71	0.5	0.86	28.35	48.77	28.29	4.46	6.69
4	"	10.8	"	58.89	0.4	0.92	23.56	54.18	31.42	4.17	6.26
3	"	10.6	"	57.80	0.3	0.95	17.34	54.91	34.04	4.04	—
2	"	10	"	54.53	0.2	0.98	10.90	53.44	33.13	3.92	—
1	"	8.8	"	47.98	0.1	0.99	4.80	47.50	29.45	3.88	—
0	"	7.2	"	39.26	0	1	0	39.26	24.34	3.84	—
-1	"	5.6	"	30.54	-0.1	0.99	-3.05	30.23	18.74	3.88	—
-2	"	3.6	"	19.63	-0.2	0.98	-3.93	19.24	11.93	3.92	—
-3	"	1.6	"	5.45	-0.3	0.95	-1.63	5.18	3.21	4.04	—

$\Sigma = 166.91$

$\Sigma = 267.78$

$\Sigma = 50.96$

126-

TABLEAU N° 7.4.12

TALUS AMONT : FIN DE CONSTRUCTION

$R_2 = 40$

$K_c = 1.94$

N° des Tranches	b (m)	b <sub>n</sub> <sup>l</sup> (m)	δ	W <sub>n</sub>	sin α	cos α	T	N	N tg φ	L <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> L <sub>i</sub>
9	4.0	1.2	1.42	6.82	0.9	0.44	6.13	2.99	1.74	9.09	13.63
8	"	5.0	"	28.4	0.8	0.60	22.72	17.04	9.88	6.66	9.99
7	"	8.0	"	45.44	0.7	0.71	31.81	32.26	18.71	5.63	8.45
6	"	10	"	56.80	0.6	0.80	34.08	45.44	26.35	5.00	7.5
5	"	10.8	"	61.34	0.5	0.86	30.67	52.75	30.60	4.65	—
4	"	11.2	"	63.62	0.4	0.92	25.45	58.53	33.94	4.35	—
3	"	11	"	62.48	0.3	0.95	18.74	59.36	36.80	4.21	—
2	"	10.4	"	59.07	0.2	0.98	11.81	57.89	35.89	4.08	—
1	"	9.4	"	53.39	0.1	0.99	5.33	52.86	32.77	4.04	—
0	"	7.8	"	43.53	0	1	0	43.52	26.98	4.02	—
-1	"	6	"	34.08	-0.1	0.99	-3.41	33.74	20.92	4.04	—
-2	"	3.6	"	20.45	-0.2	0.98	-4.09	20.04	12.42	4.08	—
-3	"	1.2	"	6.82	-0.3	0.95	-2.04	6.47	4.01	4.21	—

$\sum = 181.99$

$\sum = 294.04$

$\sum = 39.57$

TABLEAU N° 7.413

$R_3 = 34$

$K_c = 1.87$

N° des Tranches	b (m)	$h'_n$ (m)	$\delta$	$W_n$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	T	N	$N \operatorname{tg} \varphi$	Li	Cl Li
9	3.4	3.0	1.42	14.48	0.9	0.44	13.03	6.37	3.69	7.72	11.59
8	"	7.6	"	36.69	0.8	0.60	29.35	22.01	12.77	5.67	8.5
7	"	9.0	"	43.45	0.7	0.71	30.42	30.85	17.89	4.79	7.18
6	"	10.4	"	50.21	0.6	0.80	30.13	40.17	23.30	4.25	6.37
5	"	11.2	"	54.07	0.5	0.86	27.03	46.50	26.97	3.95	5.93
4	"	11.6	"	56.00	0.4	0.92	22.40	51.52	31.94	3.69	—
3	"	11.4	"	55.04	0.3	0.95	16.51	52.29	32.42	3.58	—
2	"	10.8	"	52.14	0.2	0.98	10.43	51.10	31.68	3.47	—
1	"	10.2	"	49.25	0.1	0.99	4.92	48.75	30.23	3.43	—
0	"	8.8	"	42.49	0	1	0	42.49	26.34	3.40	—
-1	"	7.0	"	33.79	-0.1	0.99	-3.38	33.46	20.74	3.43	—
-2	"	5.2	"	25.11	-0.2	0.98	-5.02	24.60	15.25	3.47	—
-3	"	2.8	"	13.52	-0.3	0.95	-4.06	12.84	7.96	3.58	—

$\sum = 171.78$

$\sum = 281.20$

$\sum = 39.58$

128

$R_1 = 36.7, K_s = 1,01$

N° des Tranches	w <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> d <sub>i</sub>
9	19.80	15.10	2.37	35.7870
8	46.51	19.80	5.58	109.9260
7	72.48	22.9	8.70	199.2300
6	81.81	26	9.82	255.3200
5	86.01	27.1	10.32	279.6720
4	90.21	27.9	10.82	301.878
3	90.26	29.2	10.83	316.236
2	83.35	31.5	10.00	315.000
1	75.73	32.0	9.09	290.880
0	65.33	31.7	7.84	248.528
-1	55.62	32.2	6.67	214.7740
-2	42.42	33.2	5.09	168.988
-3	23.65	33	2.84	93.7200
-4	8.35	34	1.00	34.000

$R_2 = 35.6, K_s = 1,1$

N° des Tranches	w <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> d <sub>i</sub>
9	12.64	15.3	1.52	23.256
8	35.02	20.5	4.26	86.100
7	63.76	23.1	7.65	176.715
6	74.00	25.3	8.88	224.664
5	81.41	26.5	9.78	259.170
4	85.47	27.2	10.25	278.800
3	35.52	27.9	4.26	118.854
2	82.87	27.7	9.94	275.338
1	76.16	28.0	9.14	255.920
0	68.76	30.6	8.25	252.450
-1	57.99	31.1	6.96	216.456
-2	43.17	31.9	5.18	165.24
-3	29.01	31.9	3.48	111.0120
-4	12.15	31.8	1.46	46.428

$R_3 = 39, K_s = 1,09$

N° des Tranches	w <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> d <sub>i</sub>
8	18.27	22.7	2.1924	49.7675
7	38.33	25.8	4.5996	118.6597
6	69.29	28.0	8.3148	232.8144
5	77.39	29.8	9.2868	276.7466
4	79.61	31.5	9.5532	300.922
3	81.88	32.3	8.8256	317.367
2	78.24	32.9	9.3888	308.8915
1	69.42	33.5	8.3304	279.0684
0	62.06	34.8	7.4472	259.1625
-1	46.57	34.7	5.5884	193.9175
-2	31.07	35.3	3.7284	131.6125
-3	13.34	35.1	1.6008	56.1881
-4	5.93	34.8	0.7116	24.7631

TABEAU N° 7.4.15

TALUS A MONT: FIN DE CONSTRUCTION

$R_1 = 34$

No des Tranches	$w_i$	$d_i$	$F_i$	$F_i d_i$
9	14.48	14	1.74	24.36
8	36.69	17	4.40	74.80
7	43.45	19.8	5.21	103.16
6	50.21	22	6.02	132.44
5	54.07	23.8	6.49	154.46
4	56.00	25	6.72	168.00
3	55.04	26.6	6.60	175.56
2	52.14	27.8	6.26	174.03
1	49.24	28.8	5.91	170.21
0	42.50	29.4	5.10	149.94
-1	33.80	30.4	4.05	123.12
-2	25.11	30.6	3.01	92.10
-3	13.52	31	1.62	50.22

$\Sigma = 1592.4$

$K_S = 1.46$

$R_2 = 38.4$

No des Tranches	$w_i$	$d_i$	$F_i$	$F_i d_i$
9	8.72	18.4	1.05	19.32
8	28.35	20.4	3.4	69.36
7	40.89	23.4	4.91	114.89
6	52.35	26.2	6.28	164.54
5	56.71	28.2	6.8	191.76
4	58.89	29.8	7.07	210.68
3	57.80	31.4	6.94	217.92
2	54.53	32.6	6.54	213.20
1	47.98	33.6	5.75	193.20
0	39.26	34.4	5.71	162.02
-1	30.53	35.4	3.66	129.56
-2	19.63	35.8	2.35	84.13
-3	5.45	36	0.65	23.4

$\Sigma = 1793.98$

$K_S = 1.49$

$R_3 = 40$

No des Tranches	$w_i$	$d_i$	$F_i$	$F_i d_i$
9	6.82	19.4	0.82	15.91
8	28.4	20	3.41	68.2
7	45.44	24.6	5.45	134.07
6	56.80	27	6.82	184.14
5	61.34	29	7.36	213.44
4	63.62	31	7.63	236.53
3	62.48	32.4	7.49	242.67
2	58.07	33.8	7.09	239.64
1	53.39	35	6.41	224.35
0	43.52	36	5.22	187.92
-1	34.08	36.8	4.09	150.51
-2	20.45	37.4	2.45	91.63
-3	6.82	37.6	0.82	30.83

$\Sigma = 2019.84$

$K_S = 1.43$

-130-

TABLEAU N° 7.4.15

$R_1 = 28.75, K_s = 1,3$

N° des Tranches	w <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>idi</sub>
-4	1.77	26.25	0.2124	5.5755
-3	12.92	26.00	1.5504	40.3104
-2	24.09	25.75	2.8800	74.1600
-1	33.99	25.25	4.0788	102.989
0	41.66	24.50	4.9992	122.4804
1	47.44	23.82	5.6928	135.6025
2	52.34	22.87	6.2808	143.3279
3	55.59	21.75	6.6708	145.0899
4	57.39	20.50	6.8868	141.1794
5	57.09	19.00	6.8508	130.1652
6	54.22	17.25	6.5064	112.2354
7	48.54	15.37	5.8248	89.5272
8	39.35	12.87	4.7220	60.7721
9	23.93	8.30	2.8716	23.8343

$\Sigma = 1327.25$

TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL

$R_2 = 31.75, K_s = 1,26$

N° des Tranches	w <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>idi</sub>
-4	1.68	29.25	0.2016	5.8968
-3	11.51	29.12	1.3812	40.2205
-2	24.93	28.75	2.9916	86.0085
-1	36.69	28.25	4.4028	124.3791
0	47.26	27.75	5.6712	157.3758
1	54.51	26.75	6.5412	174.8771
2	60.10	25.50	7.2120	183.9060
3	65.04	24.25	7.8480	190.3140
4	67.53	23.00	8.1036	186.3828
5	67.09	21.25	8.0508	171.0795
6	64.65	19.37	7.7580	150.2725
7	57.36	17.12	6.8832	117.8404
8	46.27	14.25	5.5524	79.1217
9	19.22	11.25	2.3064	25.9470

$\Sigma = 1693.62$

$R_3 = 31.87, K_s = 1,27$

N° des Tranches	w <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>idi</sub>
-4	6.64	29.25	0.1968	23.3064
-3	11.11	29.00	1.3332	38.6628
-2	26.84	28.62	3.2208	92.1793
-1	36.79	28.37	4.4148	125.2479
0	47.90	27.50	5.1480	158.0700
1	55.88	26.75	6.7056	179.3748
2	61.26	25.62	7.3512	188.3377
3	66.31	24.50	7.9572	194.9514
4	68.16	23.10	8.1792	188.9385
5	69.37	21.62	8.3244	179.9735
6	66.14	19.50	7.9368	154.7676
7	59.75	17.37	7.1700	124.5429
8	49.41	14.75	5.9292	87.4557
9	25.18	11.00	3.0216	33.2376

$\Sigma = 1759$

-131-

$R_1 = 37.4$ ,  $K_s = 1,4$

$R_2 = 35.7$ ,  $K_s = 1,38$

$R_3 = 39.3$ ,  $K_s = 1,33$

N° des Tranches	$w_i$	$d_i$	$F_i$	$Fidi$
9	8.5	16.1	1.0200	16.4220
8	38.72	21.4	4.6464	99.4336
7	54.04	24.7	6.4848	160.1146
6	61.93	26.9	7.4316	199.9100
5	66.11	28.2	7.9332	223.7162
4	68.16	29.8	8.1792	243.7402
3	67.77	30.6	8.1324	248.8514
2	64.19	31.7	7.7028	244.1788
1	56.2	32.8	6.7440	221.2032
0	45.3	34	5.4360	184.8240
-1	30.55	32.7	3.6660	119.8782
-2	15.93	35.1	1.9116	67.0972
-3	11.68	34.4	1.4016	48.2150
-4	4.25	34.	0.5100	17.3400

N° des Tranches	$w_i$	$d_i$	$F_i$	$Fidi$
9	7.14	15.5	0.8568	13.2804
8	29.2	20.2	3.5040	70.7808
7	41.02	23.2	4.9224	114.1997
6	53.62	25.5	6.4344	164.0712
5	58.33	26.8	6.9996	187.5893
4	59.08	28.2	7.0896	199.9261
3	58.69	29.2	7.0428	205.6498
2	55.37	30.6	6.6444	203.3886
1	50.44	31.2	6.0528	188.8474
0	37.09	32.7	4.4508	145.5412
-1	24.63	32.8	2.9556	96.9437
-2	9.46	33.6	1.1352	38.1427
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

N° des Tranches	$w_i$	$d_i$	$F_i$	$Fidi$
9	21.89	16.8	2.6268	44.1302
8	42.01	22.2	5.0412	111.9146
7	55.57	25.6	6.6684	170.7110
6	63.86	28.2	7.6632	216.1022
5	67.67	29.8	8.1204	241.9879
4	68.38	31.6	8.2056	259.2970
3	69.87	33	8.3844	276.6850
2	65.91	34.4	7.9092	272.0765
1	55.45	34.9	6.6540	232.2246
0	41.66	36.9	4.9992	184.4705
-1	25.58	36.9	3.0696	78.5204
-2	17.29	37.1	2.0748	76.9751
-3	11.71	36.4	1.4052	51.1493
-4	5.58	35.8	0.6696	23.9717

$\Sigma = 2094.98$

$\Sigma = 1628.297$

$\Sigma = 2240.2$

-132-

C H A P I T R E VIII

8. EVACUATEUR DE CRUES

8.1. Généralités

8.2. Hydrogramme d'entrée et de sortie

8.3. Type et caractéristiques

8.4. Convergent

8.5. Canal de décharge

8.6. Bassin d'amortissement

8.6.1. Caractéristiques

8.6.2. Calcul hydraulique

8.6.3. Dimensionnement du bassin de dissipation

8.7. Courbe de remous

8.8. Problèmes constructifs



## 8. EVACUATEUR DE CRUES

### 8.1. Généralités

Les conditions topographique nous ont obligé de projeter un évacuateur de crue à surface libre, en rive droite.

L'évacuateur est constitué des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche
- Un seuil déversant
- Un convergent
- Un canal de décharge
- Un bassin de dissipation

Les calculs hydrauliques ont été faits sur l'hydrogramme d'entrée et de sortie correspondant à la crue catastrophale (crue maximale probable).

### 8.2. Hydrogramme d'entrée et de sortie

L'hydrogramme de sortie a été déterminé en fonction de la crue maximale probable et des caractéristiques de la cuvette.

Le débit d'évacuation du déversoir a été calculé suivant la formule :

$$Q = CL H^{3/2}$$

où

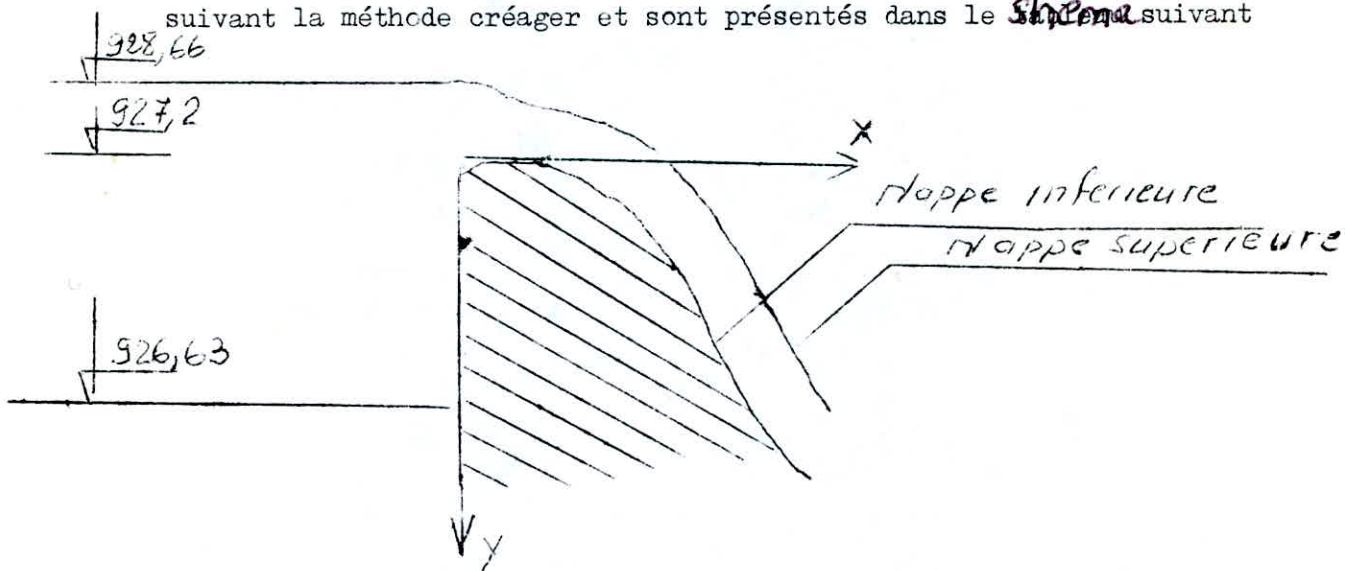
C : coefficient du débit

L : largeur du déversoir en m

H : charge hydraulique sur le déversoir en m.

### 8.3. Type et caractéristiques du déversoir

Le déversoir est du type ogée (seuil Greager) et le profil du déversoir et de la nappe d'eau supérieure ont été déterminés suivant la méthode créager et sont présentés dans le ~~schéma~~ schéma suivant



Les caractéristiques du déversoir sont présentés ci-dessous:

- Type greager
- $P = 0,57$  hauteur du seuil
- $L = 47$  m. largeur du déversoir
- $C = 2,11$  coefficient du débit
- $Q_{max.} = 175,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit de pointe évacué)
- $H_{max.} = 1,61$  m. (charge hydraulique mx. totale)
- Côte en crête du déversoir :  $927,2$  m. (PNE normal)
- Longueur du canal d'approche =  $L' = 164$  m.

#### 8.4. Convergent

Le déversoir d'une forme ogée a été relié par un convergent au canal de décharge, dont les caractéristiques sont les suivants:

- ( $L_1$ ) : largeur d'entrée du convergent = 47 m.
- ( $L_2$ ) : largeur finale du convergent = 10,0 m.
- Pente du convergent :  $J = 0,12284$

La courbe de décharge du déversoir a été déterminée d'après les caractéristiques  $C$ ,  $L$  et  $Q_{max}$ . selon la formule

$$Q = C.L.H^{3/2}$$

Cette courbe a été représentée dans le plan concerné.

#### 3.5. Canal de décharge

Cette partie de l'organe d'évacuation fait la jonction entre le déversoir et le bassin d'amortissement; ce canal a été projeté avec une pente unique, suivant les caractéristiques topographiques qui sont :

$$J = 0,12284 \text{ (voir plans N° 9.10.11).}$$

Les vitesses d'écoulement au niveau des différentes sections de cet ouvrage sont assez élevées, mais restent toujours inférieures à la limite d'amissibilité.

La largeur du canal a été fixé à = 10 m.

Enfin le canal de décharge rejoint le bassin de dissipation par un petit coursier d'une pente  $J = 0,35$

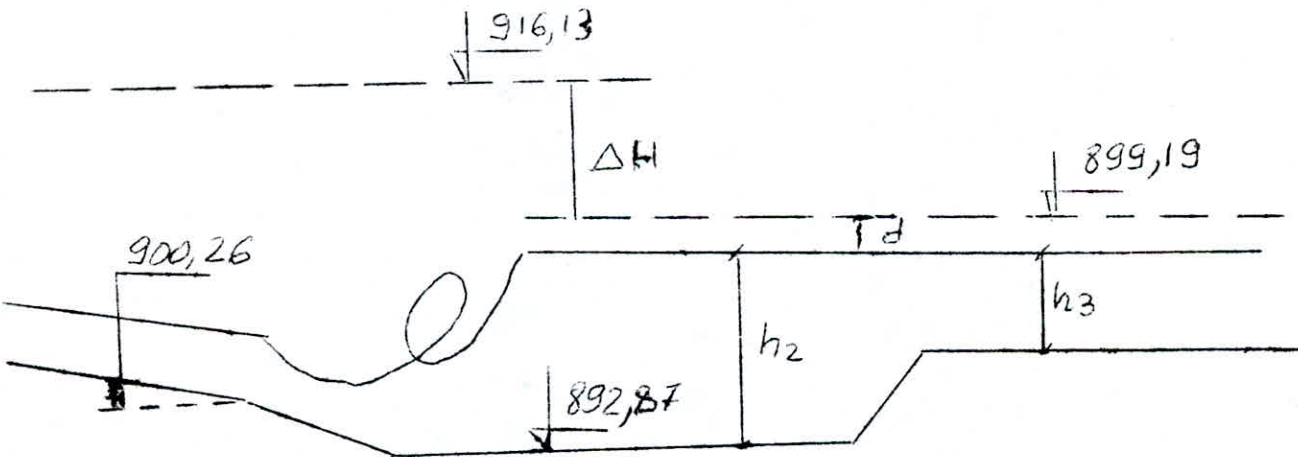
### 8.6. Bassin d'amortissement

#### 8.6.1. Caractéristiques

Un bassin de dissipation d'énergie a été prévu à partir du P.K. (0 + 210 m.) avec une longueur de 27 m.

Les calculs hydrauliques ont été faits suivant les hypothèses et les principes de l'US~~SK~~<sup>(1)</sup>; de ce critère ont été déterminées les caractéristiques du bassin d'amortissement.

#### 8.6.2. Calcul hydraulique



D'après la courbe caractéristique de l'oued, le tirant d'eau est :  $h_3 = 3$  m, ce qui fait que la vitesse correspondante  $V_3$

(1) United States bureau of reclamation

est égale :

$$V_3 = \frac{Q_{\max}}{h_3(b+nh_3)} = \frac{175,5}{3(26+1,53)} = 1,92$$

$$V_3 = 1,92$$

$Q_{\max}$ . : débit maximal évacué

$b$  : largeur du bassin

$h_3$  : tirant d'eau de la sortie du bassin

$$d = \frac{V_3^2}{2g} = 0,19$$

La côte du niveau d'énergie devient à la sortie du bassin

$$896 + 3 + 0,19 = 899,19$$

La charge dissipée, dans le bassin d'amortissement  
est :

$$\Delta H = 16,94$$

La hauteur critique dans cette section :

$$K = \frac{\sqrt[3]{(Q/b)^2}}{g} = \frac{\sqrt[3]{(8,77)^2}}{9,81} = 1,98 \text{ m.}$$

Les caractéristiques principales et la détermination du type de bassin ont été obtenues en fonction  $d_2$ ,  $\Delta H$  et  $K$ , en utilisant les tableaux de l'USBR.

$$\frac{\Delta H}{K} = \frac{16,7}{1,98} = 8,43 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_2}{h_1} = 14,25 \\ \frac{h_1}{K} = 0,21 \end{array} \right.$$

Finalement on obtient :

$$h_1 = 0,21 \times 1,98 = 0,41$$

$$h_2 = 14,25 \times 0,21 = 5,84$$

De ces paramètres, on détermine les caractéristiques du bassin.

$$899 - \sqrt{h_2} = 899 - 1,05 h_2 = 892,87$$

Profondeur du bassin :

$$\sqrt{h_2} - h_3 = 3,13$$

Le nombre de Froude est de :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} \quad \text{avec } V_1 = \frac{9}{h_1} = \frac{175,5/20}{0,41} = 20,8 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{20.8}{\sqrt{0.41 \times 9.81}} = 10,37$$

Avec ces deux derniers paramètres,  $V_1 = 20,8$  m/s et  $Fr = 10,37$ , le bassin d'amortissement est du type 3 et sa longueur a été fixée à  $L = 27,00$  m.

Toutes les caractéristiques et tous les détails sont indiqués dans le ~~Supplément~~ <sup>Annexe</sup> N° 6.2.1

#### 8.7. Courbe de remous

La courbe de remous a été déterminée seulement pour le débit maximal évacué.

$$(Q_{max.} = 175,5 \text{ l/s})$$

Les calculs du remous sont mentionnés dans le tableau 8.7.1.

#### 8.8. Problèmes constructifs

Les revanches ont été calculées sur l'ensemble de l'organe d'évacuation à l'aide de la formule empirique.

$$F = 2,00 + 0,025 V \cdot \sqrt[3]{\frac{69}{h}} \quad /20$$

où

V : est la vitesse d'écoulement en foot/s

h : le tirant d'eau en foot

La revanche de F est obtenue en foot.

Dans le bassin de dissipation, la revanche a été fixée à 2,7 m. et la côte supérieure des murs de soutènement à 901,7 m.

Tableau n° 8.7.1

N°	Pk	hi(m)	V (m/s)	Fr	L contrôlé	cotes du fond du can	Niveau d'eau max.
1	164	0,57	-	-	0,00	926,07	926,64
2	174	0,52	7,86	3,37	10	924,84	925,36
3	184	0,52	8,81	3,90	20	923,61	924,13
4	194	0,54	9,56	4,15	30	922,38	922,92
5	204	0,58	10,19	4,27	40	921,15	921,73
6	214	0,64	10,76	4,27	50	919,93	920,57
7	224	0,74	11,29	4,18	60	918,70	919,44
8	234	0,90	11,76	3,96	70	907,47	918,37
9	244	1,17	12,22	3,59	80	916,24	917,42
10	249	1,41	12,39	3,27	85	915,62	917,04
11	259	1,33	13,11	3,61	95	914,40	915,74
12	269	1,27	13,73	3,88	105	913,17	914,45
13	279	1,22	14,28	4,11	116	911,94	913,17
14	289	1,18	14,77	4,32	125	910,71	911,190
15	299	1,18	14,77	4,32	3	909,48	910,67
16	309	1,15	15,20	4,51	145	908,26	909,41
17	319	1,12	15,58	4,62	155	907,03	908,16
18	329	1,10	15,72	4,85	165	905,80	906,90
19	339	1,08	16,23	4,98	175	904,57	905,65
20	349	1,06	16,51	5,11	185	903,33	904,40
21	359	1,04	16,75	5,22	195	902,11	903,16
22	369	1,03	16,97	5,33	205	900,88	901,91
23	374	1,02	17,07	5,38	210	900,26	901,29



CHAPITRE IX

9. DERIVATION PROVISOIRE

9.1. Généralités

9.2. Conditions géologiques et choix du tracé de la galerie

9.3. Dimensionnement des ouvrages

9.3.1. Calcul hydraulique

9.3.2. Laminage de crue de chantier

9.3.3. Choix de la hauteur du batardeau

9.3.4. Dimensionnement des ouvrages annexes

9.3.4.1. Galerie

9.3.4.2. Bassin d'amortissement

9.3.4.3. Canal de décharge

9.4. Batardeaux amont et aval

9.4.1. Batardeau amont

9.4.2. Batardeau aval

9.5. Problèmes constructifs

## 9.1. GENERALITES

### 9.1.1. Dérivation provisoire

Pour la construction d'un barrage, il est nécessaire de dériver le cours de l'oued, afin de pouvoir édifier l'ouvrage, à l'abri de l'eau.

Le choix du type de dérivation s'est effectué en considérant les paramètres géologiques et économiques.

Dans ce sens deux types d'ouvrages ont fait l'objet de notre étude :

- Tunnel creusé dans la roche
- Galerie construite à ciel ouvert

Cette étude a mis en évidence que la galerie construite à ciel ouvert est beaucoup plus économique que le tunnel, d'après les conditions du site.

Le dimensionnement des ouvrages de dérivation s'est fait en considérant la crue quinquennale ( $Q_5$  max. = 92 m<sup>3</sup>/s).

D'après les conditions climatiques, le choix de la crue a fait l'objet d'une étude.

La dérivation de l'oued Hadjera se fera grâce aux ouvrages suivants :

- \* Entrée en galerie
- \* Galerie
- \* Bassin d'amortissement
- \* Canal de décharge
- \* Batardeau amon
- \* Batardeau aval

## 9.2. Conditions géologiques et choix du tracé de la galerie

Trois (3) tracés ont fait l'objet d'une étude.

Pour éviter tout tassement éventuel, ou gonflement du sol en dessous de la galerie projetée, la seconde variante a été retenue en raison du fait que l'ouvrage passera dans la roche mère, constituée de calcaire marneux, ce qui constitue des conditions géologiques de fondation homogène.

La solution retenue constitue par la-même, un optimum des cas étudiés, car son tracé nécessite un minimum d'excavations dans les alluvions et la roche.

## 9.3. Dimensionnement des ouvrages

### 9.3.1. Calcul hydraulique

Selon le niveau d'eau, dans le réservoir, deux types d'écoulement ont lieu dans la galerie de dérivation provisoire.

a)- Ecoulement libre

b)- Ecoulement en charge

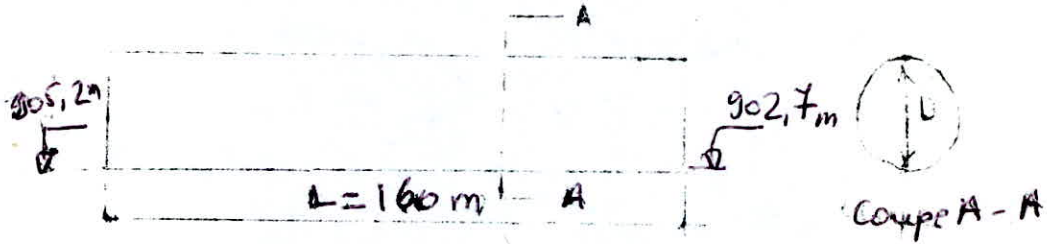
Dans le premier cas, la section de contrôle de l'écoulement se situe juste à l'entrée en galerie.

Dans le second cas, l'écoulement est contrôlé par la sortie de la galerie.

A partir de cette base, nous avons effectué les calculs pour différents diamètres de la galerie ( 4 - 4 , 75 - 5,5 ).

a) - Ecoulement a surface libre

Schéma 9.3. Profil de la galerie



Dans ce cas, on considère que l'écoulement est critique c'est à dire :

$$J_c = J = \frac{2,5}{160} = 0,01563$$

Le paramètre suivant est calculé :

$$\frac{J_c}{n^2 / D^{1/3}}$$

où :

- $J_c$  : pente critique
- $n$  : coefficient de Manning = 0,014
- $D$  : diamètre de la galerie (Di-variable)

La section de contrôle est déterminée à partir de la valeur  $\frac{h}{D}$  qui doit être inférieure à  $\frac{K}{D}$  .

- $K$  : hauteur de remplissage
- $D$  : Diamètre de la galerie

En utilisant les graphes, on tire pour chaque valeur de  $\frac{h}{D}$ , les valeurs de h et Q correspondantes.

TABLEAU N° 9.3.1.1. - Tableau récapitulatif

Diamètre (m) Paramètre	4	4,75	5,5
$\frac{Jc}{n^2 / D^2 / 3}$	127,00	134	136
$\frac{K}{D}$	0,97	0,97	0,98

Pour tous les diamètres étudiés, la section de contrôle est la section amont :

Les côtes sont calculées ainsi qu'il suit :

$$E = Z + n + \frac{v^2}{2g} + \Delta he$$

$\Delta he$  : pertes de charges d'entrée

$$\Delta he = 0,22 \frac{v^2}{2g}$$

Z : côte à l'entrée

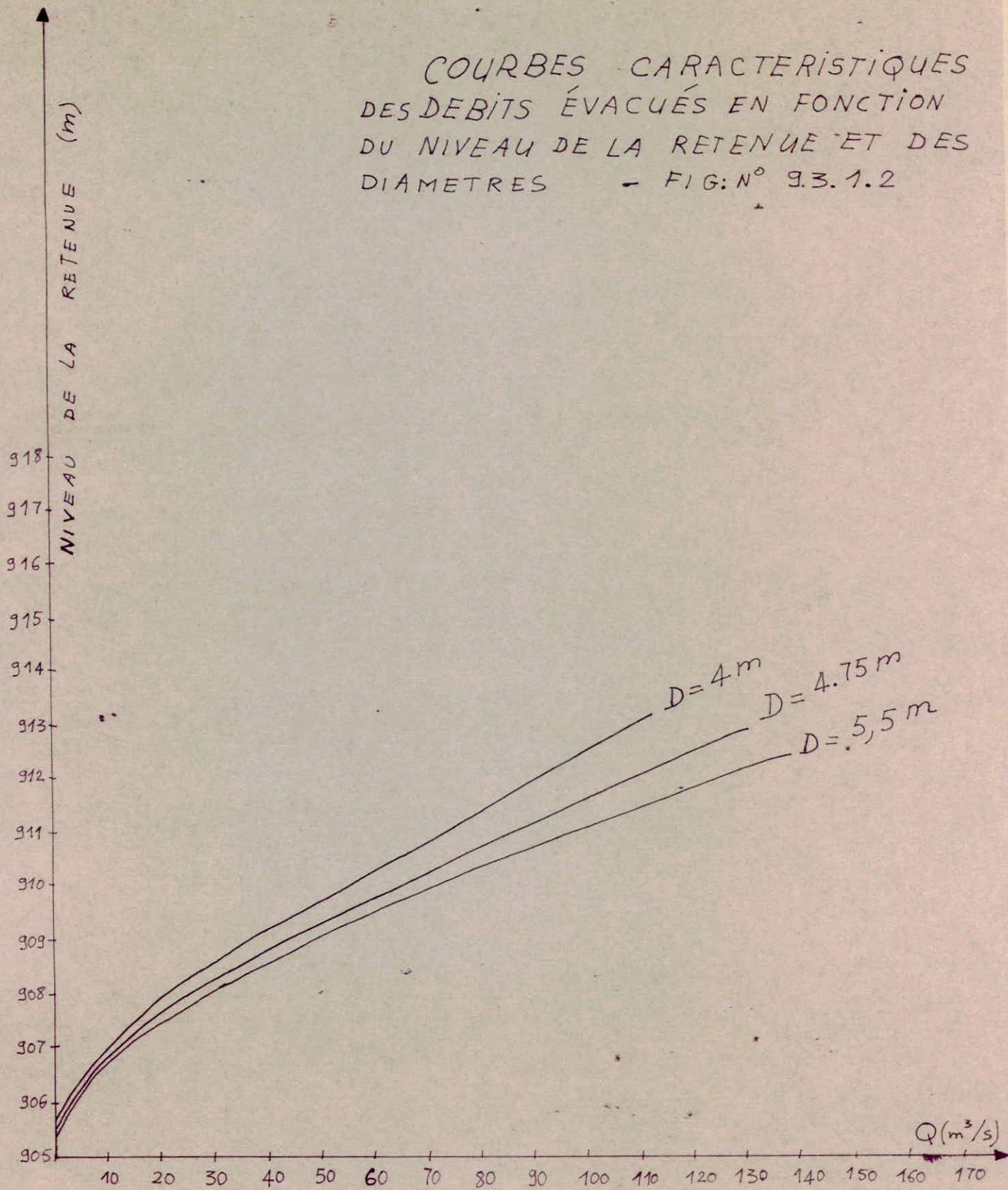
$$\frac{v^2}{2g} : \text{Energie cinétique par unité de masse}$$

TABLEAU N° 9.3.1.2.

h/d	Côte du réservoir D = 4 m	Côte du réservoir D = 4,75 m.	Côte du réservoir D = 5,5 m.
1	2	3	4
0,1	905,77	905,86	905,98
0,2	906,34	906,55	906,76
0,3	906,92	901,24	907,51
0,4	907,53	907,97	908,4
0,5	908,16	908,7	909,27
0,6	908,82	909,5	910,18
0,7	909,56	910,37	911,2
0,8	910,45	911,44	912,42
0,97	914,64	916,42	-
0,98	-	-	919,96

Les résultats de ce type d'écoulement sont représentés graphiquement dans la figure 9.3.1.2.

COURBES CARACTERISTIQUES  
DES DEBITS ÉVACUÉS EN FONCTION  
DU NIVEAU DE LA RETENUE ET DES  
DIAMETRES - FIG: N° 9.3.1.2



### 9.3.2. Laminage de la crue de chantier

En vue d'obtenir la côte en crête du batardeau amont pendant la dérivation provisoire de l'oued, on considère l'équilibre qui existe entre le volume affluant à la cuvette d'une part et le volume évacué et celui stocké d'autre part.

Ce dernier correspond au niveau d'eau dans le réservoir; en ajoutant une revanche à ce niveau on obtient la côte en crête du batardeau.

Si l'on considère la pointe de l'hydrogramme comme étant la pointe du débit évacué, la côte du batardeau sera surestimée par rapport à celle obtenue par laminage et par conséquent plus chère.

Le laminage de la crue de chantier (quinquennale) a été réalisé par rapport à la capacité d'évacuation de chaque galerie.

$$D = ( 4 - 4,75 - 5,5)$$

Les courbes de l'hydrogramme des débits entrants et sortants sont mentionnés dans la figure N° 9.3.2.2.

D'après cette étude, les côtes en crête du batardeau ont été déterminées pour chaque galerie.

TABLEAU N° 9.3.2.1. Détermination de la côte en crête du batardeau

DIAMETRE DE LA GALERIE	COTE DU RESERVOIR ESTIME PAR LAMINA-GE (m)	REVANCHE (m)	COTE EN CRETE DU BATARDEAU (m)
4,00	911,44	1,00	912,44
4,75	910,97	1,00	911,97
5,5	910,57	1,00	911,57



TABLEAU N° 9.3.2.2. - Niveau du réservoir en fonction du diamètre

INTERVALLE DES TEMPS	NIVEAU D'EAU ESTIME PAR LAMINAGE D = 4 m	NIVEAU D'EAU ESTIME PAR LAMINAGE D = 4,75 m	NIVEAU D'EAU ESTIME PAR LAMINAGE D = 5 m
0-0,5	906,4	906,4	906,4
0,5-1	907,7	907,7	907,66
1-1,5	909,22	909,1	908,92
1,5-2	910,64	910,36	910,01
2-2,5	911,26	910,97	910,55
2,5-3	911,33	910,75	910,36
3-3,5	910,92	-	-

9.3.3. Choix de la hauteur du batardeau

Pour avoir un coût minimum des ouvrages, de dérivation qui sont constitués de batardeau amont et aval, d'un ouvrages d'entrée et de sortie, d'une galerie, ainsi que d'un canal de décharge en tenant compte de tous les paramètres prévus, une étude économique comparative a été réalisée, en évaluant:

- 1 - Le prix des excavations et bétonnages de chaque galerie
- 2 - Le prix des excavations, remblais de chaque batardeau correspondant.

D'après les estimations des coûts des ouvrages nous avons choisi une galerie de 4,75 m. de diamètre.

#### 9.3.4. Dimensionnement des ouvrages annexes

##### 9.3.4.1. Galerie

La galerie de dérivation provisoire a été dimensionnée pour un diamètre  $D = 4,75$  m., comme précisé dans le chapitre précédent.

##### 9.3.4.2. Bassin d'amortissement

Les vitesses de sortie de l'eau à l'aval de la galerie sont supérieures à 3 m/s.

Pour cela, un bassin d'amortissement a été projeté, juste à la sortie de la galerie.

Le dimensionnement de cet ouvrage a été fait à partir des critères de l'USBR.

Ce bassin est du deuxième type, c'est à dire que le nombre de Froud est compris entre 1,7 et 2,5 ( $Fr = 2,161$ ).

#### CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BASSIN

- largeur du bassin :  $b = 20$  m.
- longueur du bassin :  $L = 9$  m.
- profondeur du bassin  $d = 0,96$  m.

(voir plan N° 7).

##### 9.3.4.3. Canal de décharge

Un canal non revêtu, de décharge, à ciel ouvert (profil trapézoïdal) reliera le bassin d'amortissement à la restitution de l'oued.

### CARACTERISTIQUES PRINCIPALES

- Largeur  $b = 20$  m.
- Longueur  $L = 54$  m.
- Hauteur du plan d'eau max. = 902,62
- Coefficient de Manning  $n = 0,03$
- Pente du canal  $J_0 = 0,0008$

Une protection en enrochements est prévue sur une longueur de 10 mètres, juste à la sortie du bassin, pour éviter les affouillements.

#### 9.4. Batardeaux amont

##### 9.4.1. Batardeau amont

Pour éviter la venue des eaux, sur le chantier, de l'ouvrage un batardeau amont a été projeté.

Le choix des pentes des talus s'est effectué en tenant compte des caractéristiques géotechniques des sols, ainsi que des questions relatives à la facilité de construction.

Les caractéristiques principales, sont données ci-dessous :

- Pente de talus amont  $m = 2$
- Pente du talus aval  $m = 1,5$
- Largeur en crête  $b = 5$  m.
- Côte en crête = 911,97 m.

#### 9.4.2. Batardeau aval

Un batardeau aval, en terre, est prévu à l'aval du barrage. Ses pertes sont identiques à celui de l'amont. Sa côte en crête est de 905,2 m.

#### 9.5. Problèmes constructifs

- 1.- L'exécution de la galerie de dérivation provisoire se fera à ciel ouvert.

L'excavation du sol tout au long du tracé, ne posera aucun problème et se fera au moyen de l'engins mécaniques conventionnels.

2. Pour l'excavation de la galerie, des joints de dilatation sont prévus, tous les dix (10) mètres pour éviter les fissurations.

Des parafouilles, en anneau, sont prévus tous les dix (10) mètres, tout le long de la galerie.

Ces parafouilles augmenteront la stabilité de l'ouvrage et diminueront les sous-pressions.

C H A P I T R E X

VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

10.1. Généralités

10.2. Calculs hydrauliques

10.2.1. Détermination des pertes de charge

10.3. Dimensionnement des ouvrages

10.3.1. Niveau d'utilisation

10.3.2. Tour de prise

10.3.3. Bouchons d'étanchéité

10.3.4. Appareillage hydromécanique

## VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

### 10.1. Généralités

Etant donné que le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable, il a été estimé préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de la prise d'eau.

C'est donc un ouvrage qui a pour but de puiser l'eau du réservoir jusqu'au niveau minimum, afin d'assurer les besoins en eau à l'aval, dont la pointe est de ~~0,07~~ 1 m<sup>3</sup>/s.

De plus, cet ouvrage pourra être utilisé pour vidanger le lac de retenue, en cas de danger exceptionnel, ou en vue d'une réparation.

Pour des raisons pratiques et économiques, le tracé de la vidange de fond empruntera la galerie de dérivation provisoire.

### 10.2. Calculs hydrauliques

Ce calcul a pour but d'étudier l'écoulement de l'eau tout au long de l'ouvrage et de vérifier le fonctionnement hydraulique des différents organes.

#### a)- Détermination des pertes de charges

\* Perte de charge à l'entrée de la vidange (due à la grille)

$$2r^2 = 3 \times 3,14 = 9,425$$

$$S = \pi s^2 = 8 \times 0,3 = 2,4$$

$$2r^2 - s = 9,425 - 2,4 = 7,02 \text{ m.}$$

A = superficie de la grille

$$A_1 = 7,02 \times 0,75 = 5,265 \text{ m}^2$$

D = 2,25 diamètre intérieur

$$A_2^b = 3,14 (2,25)^2 / 4 = 3,98 \text{ m}^2$$

$$A_b = A_1^b + A_2^b = 5,26 + 3,98 = 9,24 \text{ m}^2$$

La perte de charge sera donnée par :

$$\Delta H_g = \gamma_g \frac{v^2}{2g}, \quad \gamma_g = 8$$

$$v = \frac{Q}{A_b} = \frac{10}{9,24} = 1,083$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0,0598$$

d'où

$$\Delta H_g = 8 \frac{v^2}{2g} = 0,478$$

\* Perte de charge locale à l'entrée

$$A = 3,14 \frac{1,5^2}{4} = 1,767$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{10}{1,767} = 5,659$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{10}{1,767} = 5,659$$

$$\frac{v^2}{2g} = 1,632 \text{ m.}$$

$$\Delta H_e = \gamma \frac{v^2}{2g} = 0,05 \cdot 1,632 = 0,0816 \text{ m.}$$

\* Perte de charge à l'écoulement (linéaire) dans le puits

$$L = 14,8 \text{ m.} \quad R = \frac{D}{4}$$

$$J = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} = \frac{5,659^2 \cdot 0,014^2}{(0,375)^{4/3}} = 0,0232$$

$$\Delta H_L = LJ = 14,8 \times 0,0232 = 0,343 \text{ m.}$$

-- n : coefficient de Manning  $n = 0,014$

- L : hauteur du puits

- V : vitesse d'écoulement

-- R : rayon hydraulique

\* Perte de charge dans le coude circulaire

$$\Delta H_c = \frac{V^2}{2g} \cdot K, \quad R = 3,12$$

$$D_{\text{moy.}} = \frac{D_1 + D_2}{2}, \quad D_1 = 1,5, \quad D_2 = 4,75$$

$$D_{\text{moy.}} = 3,125 \text{ m.}$$

$$A = \frac{K D^2}{4} = 3,14 \frac{(3,125)^2}{4} = 7,666$$



$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10}{7,666} = 1,3, \quad \frac{v^2}{2g} = 0,086$$

d'où

$$\Delta H_c = \gamma_c \frac{v^2}{2g} = 0,0225 \cdot 0,086 = 1,95 \cdot 10^{-2} = 0,0195 \text{ m.}$$

\* Perte de charge due à la conicité

$$\Delta H_{ep} = \gamma_{cl} \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g}$$

$$D_1 = 1,5, \quad \frac{v_1^2}{2g} = 1,632$$

$$A_2 = \frac{D^2}{4} = \frac{(3,14 \cdot (4,75)^2)}{4} = 17,71$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{10}{17,71} = 0,56 \text{ m/s}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = 0,0162 \quad \Delta H_l = 0,566 (1,632 - 0,0162)$$

$$\Delta H_{cl} = 0,91 \text{ m.}$$

\* Perte de charge linéaire dans le coude

$$\frac{1}{4} \cdot 2 \pi r = \frac{1}{4} \cdot 2 \times 3,14 \times 3,12 = 4,90$$

$$L = 4,9$$

$$J = \frac{V^2 n^2}{R^{1,3333}}, \quad D = 3,12, \quad V = 1,3$$

$$R = \frac{D}{4} = 0,78, \quad J = \frac{(1,3^2) \times (0,014)^2}{(0,78) \times 1,333} = 0,00046$$

$$\Delta H_L = 0,00046 \times 4,9 = 0,0022 \text{ m.}$$

\* Perte de charge linéaire en tunnel

$$L = 56 \text{ m.} \quad D = 4,75 \quad V = 0,56 \text{ m/s}$$

$$J = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} = \frac{(0,56)^2 (0,014)^2}{(1,19)^{1,333}} = 4,87 \cdot 10^{-5}$$

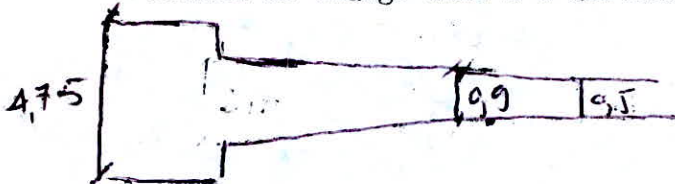
$$J = 0,000049$$

$$\Delta H_L = 0,000049 \times 56 = 0,0027 \text{ m.}$$

BILAN DES PERTES DE CHARGES

$$H_i = 1,8348$$

\* Pertes de charge dues à l'abstruction



\* Pertes de charge dues à la contraction

$$D_1 = 4,75 \text{ m} \quad \frac{v_1^2}{2g} = 0,016$$

$$D_2 = 2,00 \text{ m} \quad \frac{v_2^2}{2g} = 0,516$$

$$D_1/D_2 = 2,37 \quad \text{Tableau} \quad \gamma_c = 0,3$$

$$\Delta H_{cm} = \gamma_c \left( \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) = 0,3 (0,516 - 0,016) = 0,15 \text{ m.}$$

\* Perte de charge due à la conicité

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0,516 \quad (D = 2,00)$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = 12,594 \quad (D = 0,9)$$

$$\Delta \left( \frac{v^2}{2g} \right) = 12,077 \text{ m.}$$

$$\alpha = 11^\circ 42'$$

$$\gamma_{ret} = 0,119$$

$$\begin{aligned} \Delta H_{ret} &= \gamma_{ret} \Delta \left( \frac{v^2}{2g} \right) = 0,119 \times 12,077 \text{ m.} \\ &= 1,437 \text{ m.} \end{aligned}$$

\* Perte de charge linéaire dans la zone conique

$$D_{moy} = \frac{D_i + D_{i+1}}{2} = \frac{2 + 0,9}{2} = 1,45 \text{ m.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = 6,055 \text{ m/s.}$$

$$= \frac{(0,014)^2 \cdot (6,055)^2}{(0,3625) \cdot 1,3333} = 5,5 \times 0,0278$$

$$\Delta H_e = 0,1529$$

\* Perte de charge linéaire dans la conduite

En  $\phi$  90

$$D = 0,9, \quad V = 15,719 \text{ m/s} \quad L = 1,00 \text{ m.}$$

$$\eta = 0,012$$

$$\bar{J} = \frac{(0,012)^2 \cdot 15,719^2}{0,225 \cdot 1,333}$$

$$J = 0,259$$

$$\Delta H_e = 0,259 \cdot 1 = 0,259 \text{ m.}$$

\* Perte de charge dans la conduite forcée métallique

+ perte de charge due à la conicité

$$D_1 = 0,9, \quad V_1^2 = 12,593$$

$$D_2 = 0,55, \quad \frac{V_2^2}{2g} = 90,296$$

$$V = 42,09$$

$$\Delta \left( \frac{V^2}{2g} \right) = 77,03 \text{ m.}, \quad \alpha = 8^\circ,00 \quad \gamma_{\text{ret}} = 0,088$$

$$\Delta H_{\text{ret}} = 77,703 \cdot 0,088 = 6,838$$

\* Perte de charge linéaire dans la zone conique

$$D_{\text{moy}} = \frac{0,9 + 0,55}{2} = 0,725 \text{ m.} \quad V = 24,22 \text{ m.}$$

$$h = 0,012, \quad J = 0,8237 \quad L = 1,5$$

$$\Delta H_e = L \cdot J = 1,5 \times 0,8237 = 1,2355$$

\* Perte de charge à la vanne papillon

$$D = 0,55 \quad \frac{v^2}{2g} = 90,296, \quad Y_V = 0,17$$

$$\Delta H_V = 0,17 \cdot 90,296 = 15,350$$

\* Perte de charge linéaire dans la conduite forcée métallique

$$D = 0,55 \quad R = 0,1375 \quad n = 0,012$$

$$V = 42,09 \quad J = 3,5945$$

$$\Delta H_e = 3,5945 \times 92,55 = 332,67$$

\* Perte de charge due au robinet vanne à lunette

$$D = 0,5 \text{ m}, \quad V = 50,929 \text{ m/s} \quad \frac{v^2}{2g} = 132,2 \text{ m}$$

$$\cancel{K} = 1,42, \quad \Delta H_R = 1,42 \times 132,2 = 187,724$$

\* Perte de charge linéaire

$$L = 2,5$$

$$J = 6,02$$

$$\Delta H_e = 6,02 \times 1,45 = 8,729 \text{ m.}$$

BILAN DES PERTES DE CHARGES

$$\Sigma \Delta H = 556,3802$$

Nombre de Froude

$$D = 0,5$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{Q}{A \sqrt{gD}} = 2,3002 Q$$

$$\Delta H = \frac{\Delta H_{10}}{100} Q^2 = 5,5638 Q^2$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{A^2 2g} = 1,3227 Q^2$$

$$\Sigma \Delta H = 8,829 Q^2$$

Les calculs ont été réalisés pour un débit fictif de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ .

TABLEAU N° 10.2.1. - Tableau récapitulatif

DEBIT $m^3/s$	Nbre DE FROOD Fr		D (m)	$\Sigma \Delta H$ (m)	Côtes E (m)
0,2	0,460	0,980	0,490	0,353	903,543
0,4	0,920	0,925	0,462	1,410	904,572
0,5	1,150	0,715	0,357	2,210	205,267
0,8	1,840	0,550	0,275	5,650	908,625
1,0	2,30	0,495	0,247	8,829	911,776
1,2	2,760	0,460	0,230	12,714	915,644
1,4	3,220	0,445	0,222	17,300	920,22
1,6	3,680	0,400	0,200	22,600	925,500
1,8	4,140	0,400	0,200	28,600	931,500

COTE : Z + D +  $\Sigma \Delta H$



### 10.3. Dimensionnement des ouvrages

#### 10.3.1. Niveau d'utilisation

L'entrée de la prise devra être calculée à la cote minimum du réservoir (920) correspondant à une cote d'envasement de 50 ans.

Cependant, pour une meilleure exploitation de l'ouvrage, il est proposé de caler l'entrée de la tour à la cote correspondant à une garde d'envasement de 25 ans.

La tour pourra être surélevée à la cote 920, après envasement.

#### 10.3.2. Tour de prise

La teneur sera constituée d'une entrée en vidange cylindrique de 3 mètres de diamètre et de 0,75 mètres de hauteur.

Cette entrée sera constituée de huit (8) barreaux de 0,3 mètre d'épaisseur chacun, faisant ainsi grille d'entrée.

Un raccordement reliera l'entrée en vidange cylindrique au puits de la tour.

La hauteur du puits est de 14,8 mètres, son diamètre nominal est de 1,5 mètre.

Un second raccordement reliera le puits vertical à l'ancienne galerie de dérivation provisoire, par un coude de 90°

#### 10.3.3. Bouchons d'étanchéité

Un premier bouchon d'étanchéité en béton, sera exécuté juste à l'entrée de la galerie de dérivation à 6,5 m., à l'amont de l'axe du puits.

Un second bouchon de 5,5 m. sera exécuté à l'intérieur de la galerie afin d'assurer l'étanchéité entre le raccordement galerie-conduite en acier.

Ce bouchon se situera à une distance de 13,5 m., par rapport à l'axe du barrage et à une distance de 10,0 m. par rapport à la première vanne.

#### 10.3.4. Appareillage hydromécanique

L'appareillage hydromécanique nécessaire au fonctionnement de l'ouvrage de la prise d'eau sera constitué de :

- Un raccordement conique en acier

$D_1 = 2,0$  m diamètre d'entrée

$D_2 = 0,9$  m diamètre de sortie

$L = 5,5$  m. longueur

- Une conduite en acier

$D = 0,9$  m. diamètre nominal

$L = 1,0$  m. longueur

- Un raccordement conique en acier

$D_1 = 0,9$  m. diamètre d'entrée

$D_2 = 0,55$  m. diamètre de sortie

$L = 1,5$  m. longueur

- Une tuyauterie de la conduite chargée en acier

Diamètre nominal =  $D = 0,5$  m.

Longueur de la tuyauterie = 66 mètres

Epaisseur de la conduite  $e = 4,5$  mm.

-- Une vanne de garde type "papillon"

Diamètre : 0,5 m.

Située à 3,5 m. à l'amont de l'axe du barrage et à une distance de 72,25 m. à l'aval de l'axe de la tour de prise.

-- Une vanne de réglage du type "lunette"

Diamètre ; 0,5 m.

Sitée à la sortie de la galerie, à une distance de 92,55 m. par rapport à l'axe de la tour de prise.

-- Un coude pour la tour de prise

Diamètre : 0,5 m.

= 32°

R = 30 m.

L = 16,25 m.

REMARQUE:

\* Les conduites et raccords en acier doivent faire l'objet d'une protection intérieure et extérieure.

\* Le choix de l'acier, pour les vannes, devra tenir compte de la composition chimique des eaux de la retenue.

\* Tout appareillage hydromécanique devra résister à une pression d'essais de 6 bars au minimum.

C H A P I T R E 13

II. COUT DES OUVRAGES

13.1. Prix estimatif

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction des régions en Algérie.

Ils sont moins chers dans l'Algérois et augmentent aussi avec l'éloignement de la capitale ou de la Zone Nord, en raison du coût du transport.

Dans ce sens, les informations sur les prix ont été réunies.

Les calculs estimatifs sont résumés dans les tableaux 13.1.1 et 13.1.2.

TABLEAU N° 13.1.1

Prof. p	Distances (m)	Deblais alluvions (m <sup>2</sup> )	Excavation roche (m <sup>3</sup> )	MATERIAUX GROSSIERS (m <sup>2</sup> )	NOYAU (m <sup>2</sup> )	Enrochement (m <sup>2</sup> )	Filtre (m <sup>2</sup> )	Rip-Rap (m <sup>2</sup> )	Deblais (m <sup>3</sup> )	EXCAVATIONS (m <sup>3</sup> )	MATERIAUX GROSSIERS (m <sup>3</sup> )	Enrochement (m <sup>3</sup> )	NOYAU (m <sup>3</sup> )	Filtre (m <sup>3</sup> )	Rip-Rap (m <sup>3</sup> )	
0	50	40	20	224	101	35	12	16	2000	1000	11200	1750	5050	600	800	
1	50	27	19	445	247	50	17	15	1350	950	22250	2500	12350	850	750	
2	50	30	18	722	373	65	18	17	1500	900	36100	3250	18650	900	850	
3	50	32	23	763	306	75	22	15	1600	1150	38150	3750	15300	1100	750	
4	50	25	30	1055	513	263	24	15	1250	480	52750	13150	25650	1200	750	
5	50	35	16	904	429	160	24	14	1750	800	45200	8000	21450	1200	700	
6	45	45	28	457	235	99	15	16	2025	1260	20565	4455	10575	675	720	
									Σ =	11475	6540	226215	36855	109025	6525	5320

- 17B -

ESTIMATION DU CÔÛT

TABLEAU N° 13.1.2

DESIGNATIONS	UNITE	PRIX UNITAIRE	QUANTITES	MONTANT M.D.A
DEBLAIS	m <sup>3</sup>	160	5060	0.4
BETON	m <sup>3</sup>	3500	1091	3.82
			TOTAL DERIVATION	4.22
DESIGNATIONS	UNITE	PRIX UNITAIRE	QUANTITES	MONTANT M.D.A
DEBLAIS	m <sup>3</sup>	85	11 475	0.97
EXCAVATION	m <sup>3</sup>	200	6 540	1.31
MATERIAUX GROSSIERS	m <sup>3</sup>	150	226 215	33.93
ENROCHEMENTS	m <sup>3</sup>	150	36 855	5.53
NOYAU	m <sup>3</sup>	140	109 025	15.26
FILTRE	m <sup>3</sup>	410	6 525	2.67
RIP. RAP	m <sup>3</sup>	160	5 320	8.51
			TOTAL DIGUE	68.18
DESIGNATION	UNITE	PRIX UNITAIRE	QUANTITES	MONTANT M.D.A
MATERIAUX GROSSIERS	m <sup>3</sup>	150	9123	1.36
			TOTAL BATARDEAU	1.36
DESIGNATION	UNITE	PRIX UNITAIRE	QUANTITES	MONTANT M.D.A
DEBLAIS	m <sup>3</sup>		8636	1.72
BETON	m <sup>3</sup>		2793	6.45
			TOTAL EVAC. oue	8.
DESIGNATION	UNITE	PRIX UNITAIRE	QUANTITE	MONTANT M.D.A
APPAREILLAGE HYDRO-mecanique	-	-	-	1.5

CÔÛT TOTAL : 83 430 000 DA

# ANNEXE PLANNING DES TRAVAUX

DESIGNATION DES TRAVAUX	ANNEES																																								
	1 <sup>ere</sup> ANNEE												2 <sup>eme</sup> ANNEE												3 <sup>eme</sup> ANNEE																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
1 Mobilisation et installation du chantier	■																																								
2 voie d'accès	■																																								
3 Excavation pour dérivation provisoire			■																																						
4 Bétonnage pour dérivation Provisoire				■			■																																		
5 Préparation de la zone d'emprunt			■																																						
6 Batardeau (amont et aval)				■			■																																		
7 Déblai assise et excavation de la fondation				■			■																																		
8 Remblai du Barrage											■																														
9 Excavation pour l'évacuateur de crue								■																																	
10 Bétonnage de l'évacuateur de crue											■																														
11 conversion de la dérivation en ouvrage de prise																■						■																			
12 Installation de l'équipement Hydro-mécanique																						■																			
13 Retrait du chantier																									■																

172

P L A N

C H A P I T R E I

- CARACTERISTIQUES PHYSICO-GEOGRAPHIQUES.....	4
- BUT DE L'ETUDE.....	4
- CARACTERISTIQUES DU PROJET.....	4
- SITE ETUDIE.....	7
- SEISMICITE.....	9
- GEOLOGIE.....	9
- TOPOGRAPHIE.....	12
- ETUDE HYDROLOGIQUE.....	12

C H A P I T R E II

- ACCES ET TELECOMMUNICATIONS	
. ACCES.....	57
. TELECOMMUNICATION.....	57

C H A P I T R E III - OUVRAGES PRINCIPAUX PREVUS

- CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE.....	60
--	----

C H A P I T R E IV - POTENTIEL D'EAU

. EAUX SUPERFICIELLES.....	63
. STOCKAGE DU BARRAGE.....	63
. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUE DES EAUX.....	69
. EAUX SOUTERRAINES.....	71

C H A P I T R E V

- TRANSPORT SOLIDE.....	73
- CRUE DE PROJET.....	74
- REMPLISSAGE DES VOLUMES.....	75



## C H A P I T R E VI -- PLANIFICATION DES OUVRAGES

- EMPLACEMENT DES OUVRAGES.....	96
ET SITUATION DES ROUTES	
- CHOIX DU SITE ET ROLE DE LA TOPOGRAPHIE.....	96
- GEOLOGIE DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNES.....	96
- MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	98
- ROLE DE LA GEOLOGIE ET DES MATERIAUX SUR LE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE.....	99

## C H A P I T R E VII

-- Alternative choisie.....	101
- MASSIF DU BARRAGE AVEC NOYAU.....	101
- FILTRE.....	113
- STABILITE DU BARRAGE.....	113

## C H A P I T R E VIII -- EVACUATEUR DE CRUE

-- GENERALITES.....	134
- HYDROGRAMME D'ENTREE ET DE SORTIE.....	134
-- TYPE ET CARACTERISTIQUES.....	135
- CONVERGENT.....	136
-- CANAL DE DECHERGE.....	136
-- BASSIN D'AMORTISSEMENT.....	137
-- COURBE DE REMOUS.....	140
- PROBLEME CONSTRUCTIFS.....	140

C H A P I T R E IX DERIVATION PROVISOIRE

- GENERALITES.....	143
- CONDITIONS GEOLOGIQUES ET CHOIX DU TRACE DE LA GALERIE.....	144
-- DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES.....	144
- BATARDEAUX AMONT ET AVAL.....	152
- PROBLEMES CONSTRUCTIFS.....	153

C H A P I T R E X -- VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

- GENERALITES.....	155
- CALCULS HYDRAULIQUES.....	155
-- DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES.....	166

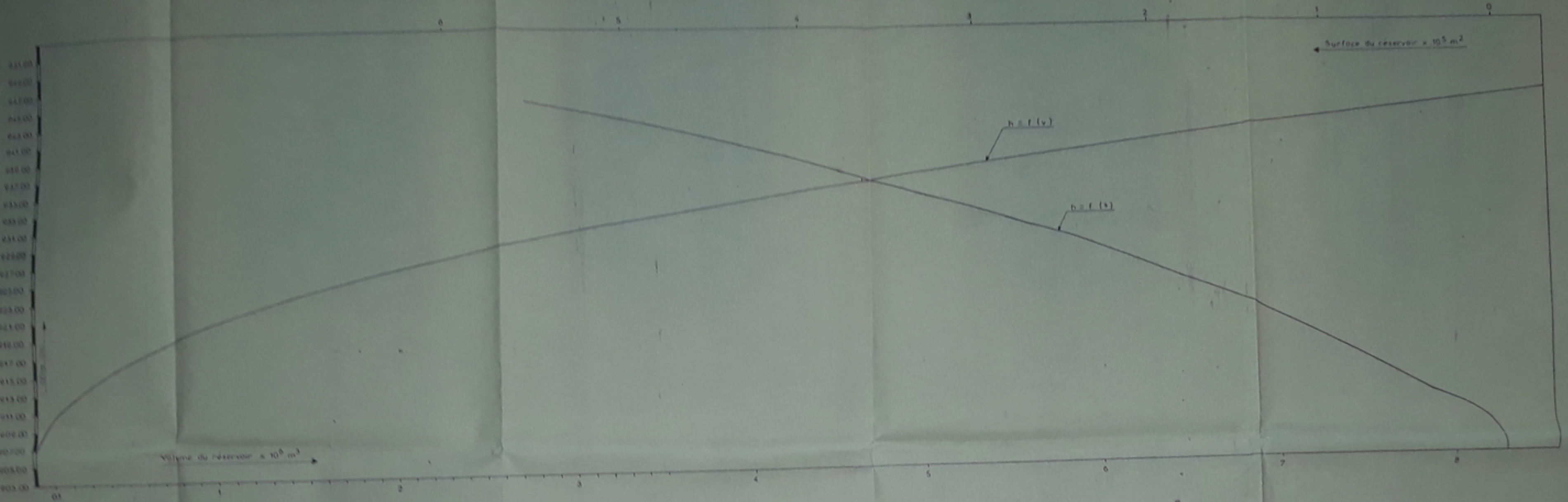
C H A P I T R E XI -- COUT DU PROJET

- PRIS ESTIMATIFS.....	169
------------------------	-----

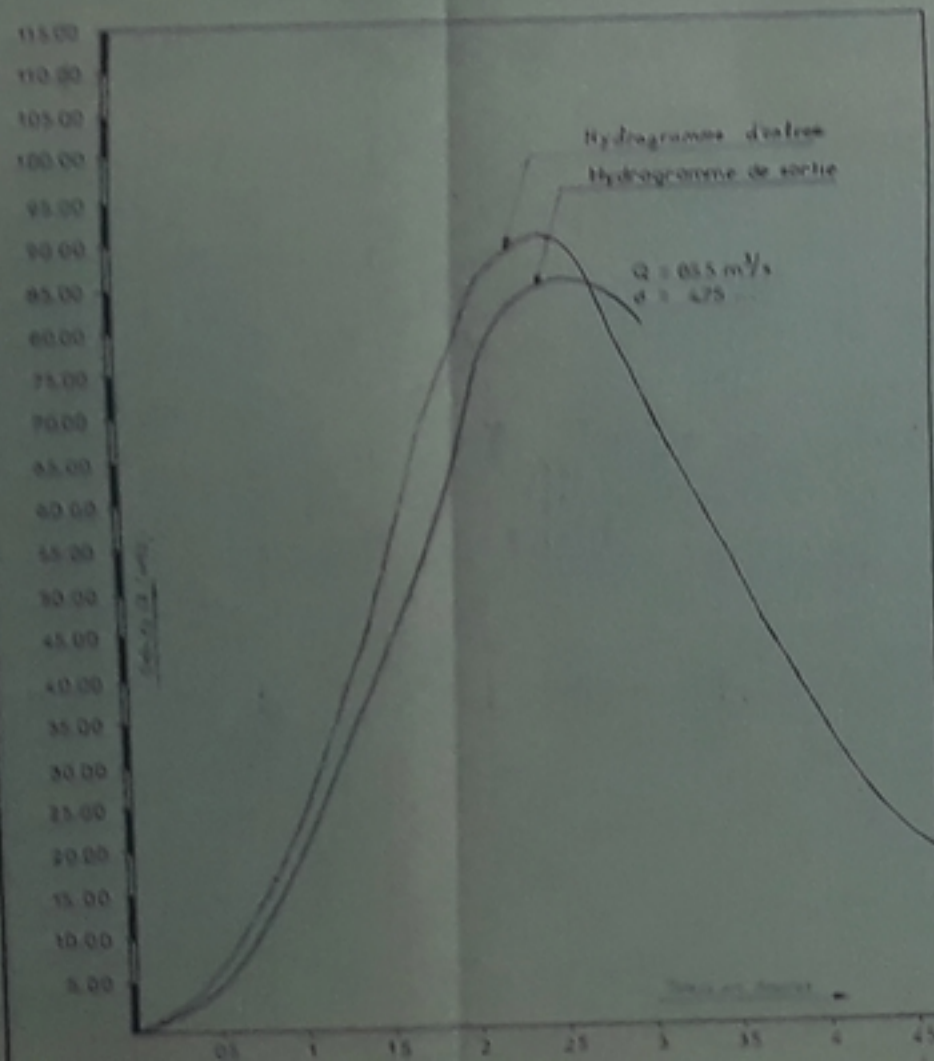
## B I B L I O G R A P H I E

- G. LAPRAY                    Cours hydraulique et hydrodynamique E.N.P.A
- G. REMENIERAS              Hydrologie de l'Ingénieur (EYROLES)
- G. SCHNEEBILI              Hydraulique souterraine (EYROLLES)
- M. CARLIER                  Hydraulique générale (EYROLES)
- MALLET ET PAQUANT        Barrage en terre (EYROLLES)
- BUREAU DE RECLAMATION    Design of small dams
- G. PHILIPPONAT              Fondation des ouvrages en terre (EYROLLES)
- U.S.B.R.
- H. VARLET                    Barrages réservoirs (EYROLES)
- Usine de dérivation (EYROLES)
- Usine de retenue (EYROLES)
- N. KREMPNETSRI             Hydraulique

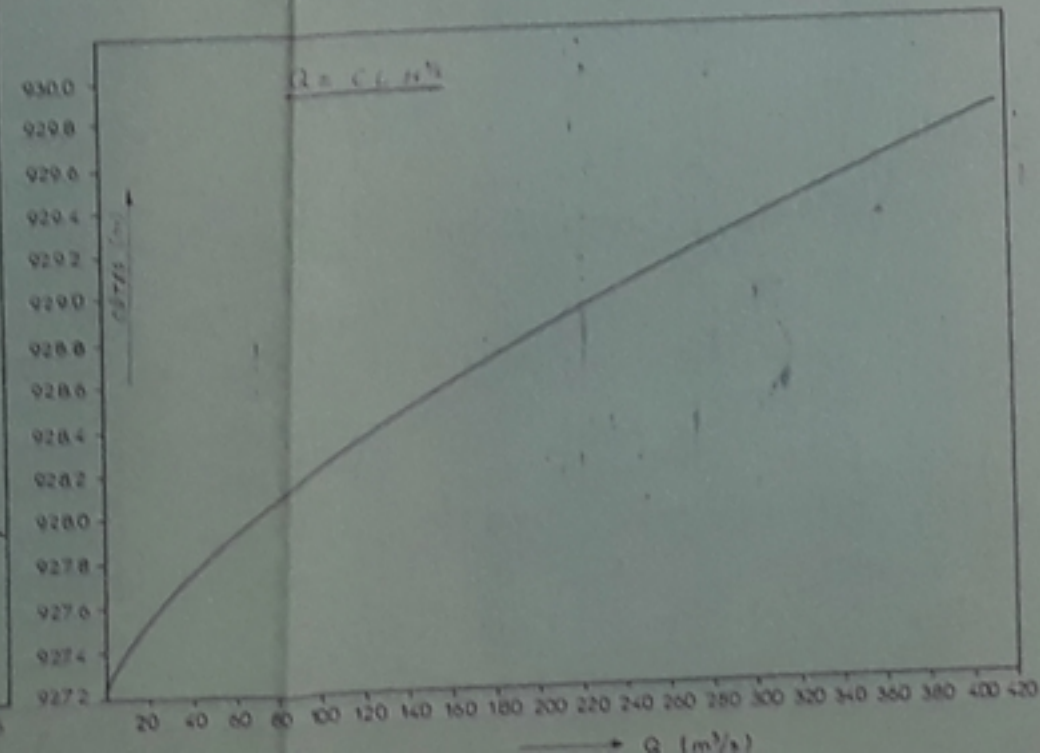
# COURBES CARACTERISANT LE VOLUME ET LA SURFACE DU RESEVOIR D'EL-HADJERA



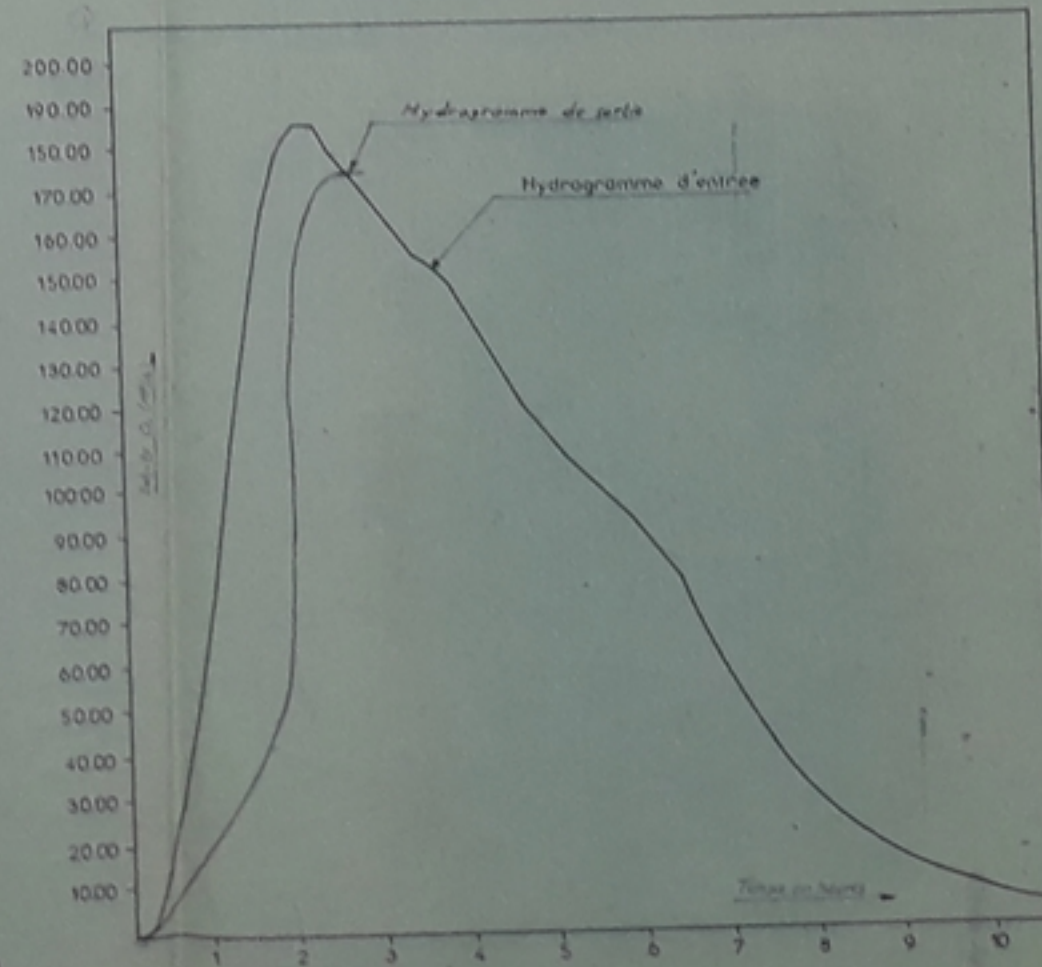
## LAMINAGE DE CRUE PAR LA GALERIE



## COURBE DE DECHARGE DU DEVERSOIR



## LAMINAGE DE CRUE PAR LE DEVERSOIR



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE

ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN BARRAGE SUR L'OUED  
D'EL-HADJERA

COURBES CARACTERISANT LE VOLUME ET LA  
SURFACE DU RESEVOIR D'EL-HADJERA

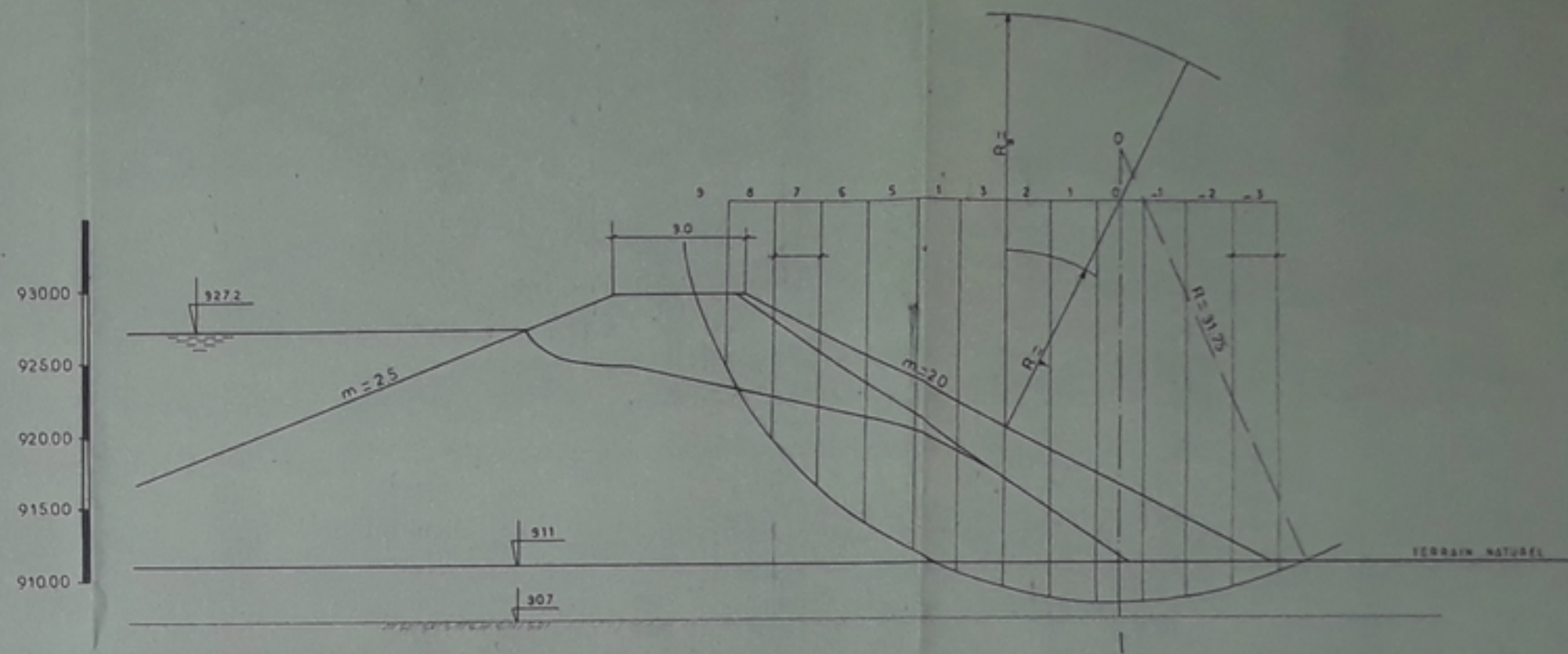
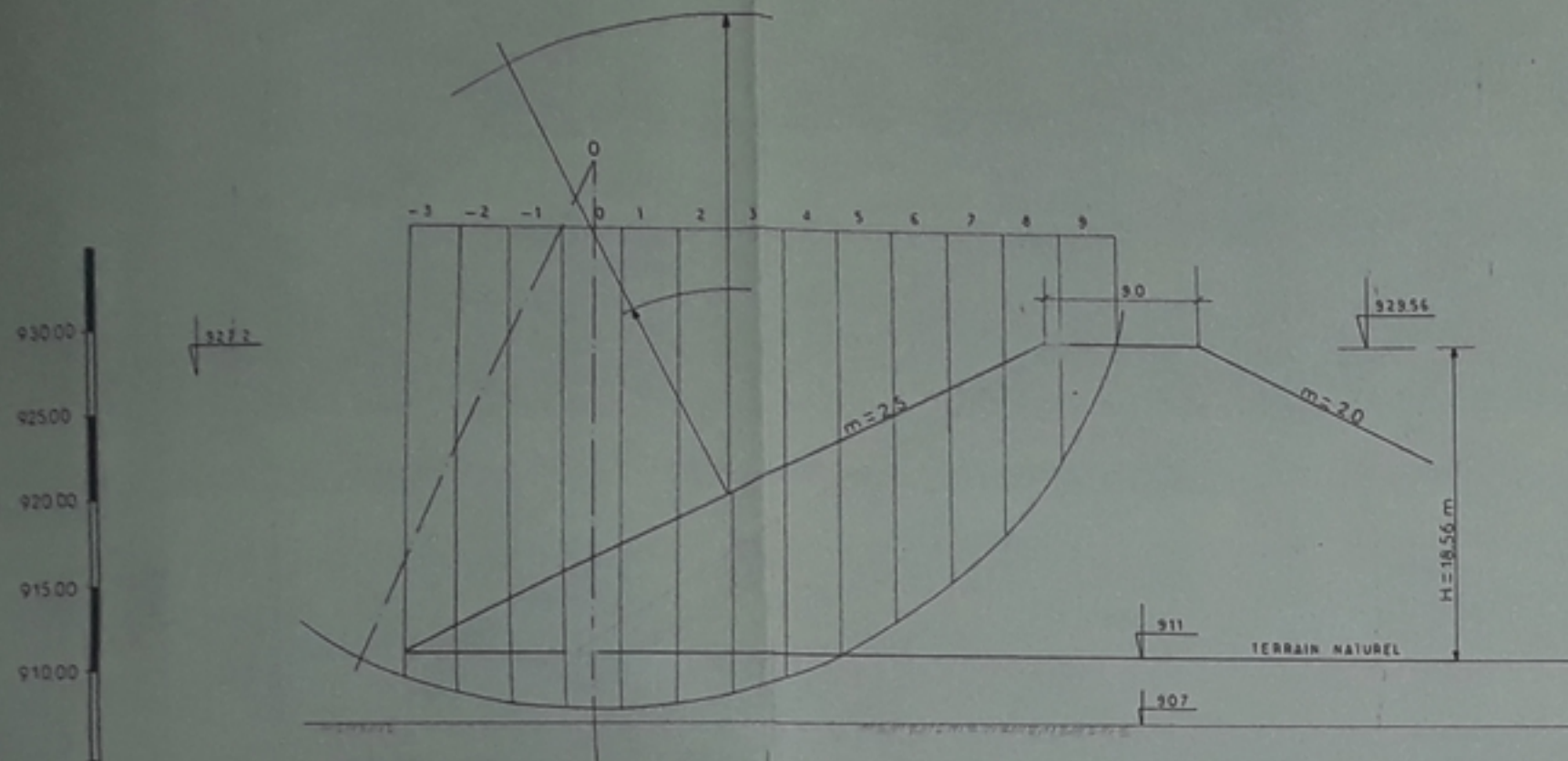
Échelle

Travaux par: M. LOUM, R. et M. H. DEKHOUDJ

Travaux par: M. LEBA

PLAN N°3

PH 011 / 85



DETERMINATION DU TRACE DE LA LIGNE PHREATIQUE  
ET ESTIMATION DU DEBIT DE FUITE

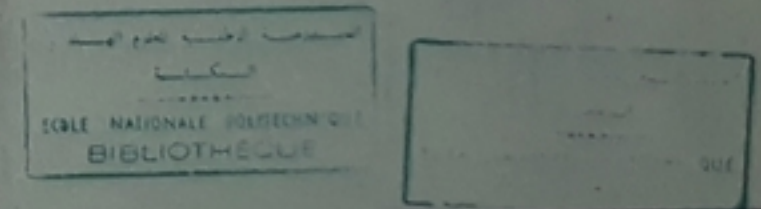
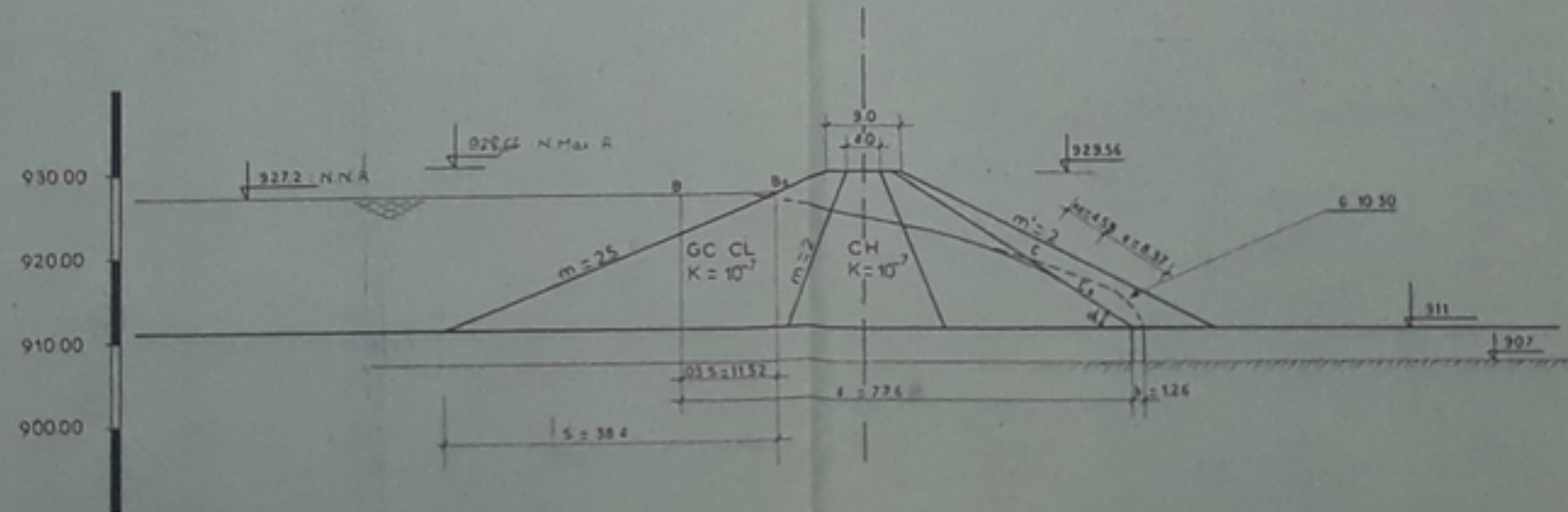
CALCUL DE LA LIGNE DE SATURATION

$H = 16.2$   
 $S = 38.4$   
 $OS = 11.52$   
 $d = 50.72$   
 $30^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \quad \alpha = 37^\circ$   
 $\frac{d \cdot \alpha}{\alpha + 60} = 0.36 \quad \frac{h_s}{y_1} = 2 \quad h_s = 50.4$   
 $\alpha = \frac{h_s}{S \cdot K} = 8.37 \quad a \cdot \alpha = 4.59$

Y	X	COTES
3.73	1.5	914.73
8.02	11.5	919.02
10.71	21.5	921.71
12.84	31.5	923.84
14.68	41.5	925.68
16.3	51.5	927.3

Estimation du débit de fuite

$Q = K_{yt} = K(\sqrt{H^2 + d^2} - d)$   
 $Q = 10^7 \cdot 252 \cdot 80400$   
 $Q = 0.022$   
 $Q = 0.0016 \text{ m}^3/\text{jour/m}^2 < 0.5 \text{ m}^3/\text{jour/m}^2$



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE  
 ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR L'OUED D'EL-HADJERA  
 ETUDES DES STABILITES-LIGNE PHREATIQUE  
 Dessiné par: MR TOUMI R et Melle OUKMOUCHE N  
 Contrôlé par: MR LEANO  
 PLAN N°4  
 04011/85

COUPE B<sub>1</sub>-B<sub>1</sub>

COUPE B<sub>2</sub>-B<sub>2</sub>

COUPE B<sub>3</sub>-B<sub>3</sub>

COUPE B<sub>4</sub>-B<sub>4</sub>

LEGENDE

ROCHERS

VEGETATION

EAU

COUPE B<sub>5</sub>-B<sub>5</sub>

COUPE B<sub>6</sub>-B<sub>6</sub>

COUPE B<sub>7</sub>-B<sub>7</sub>

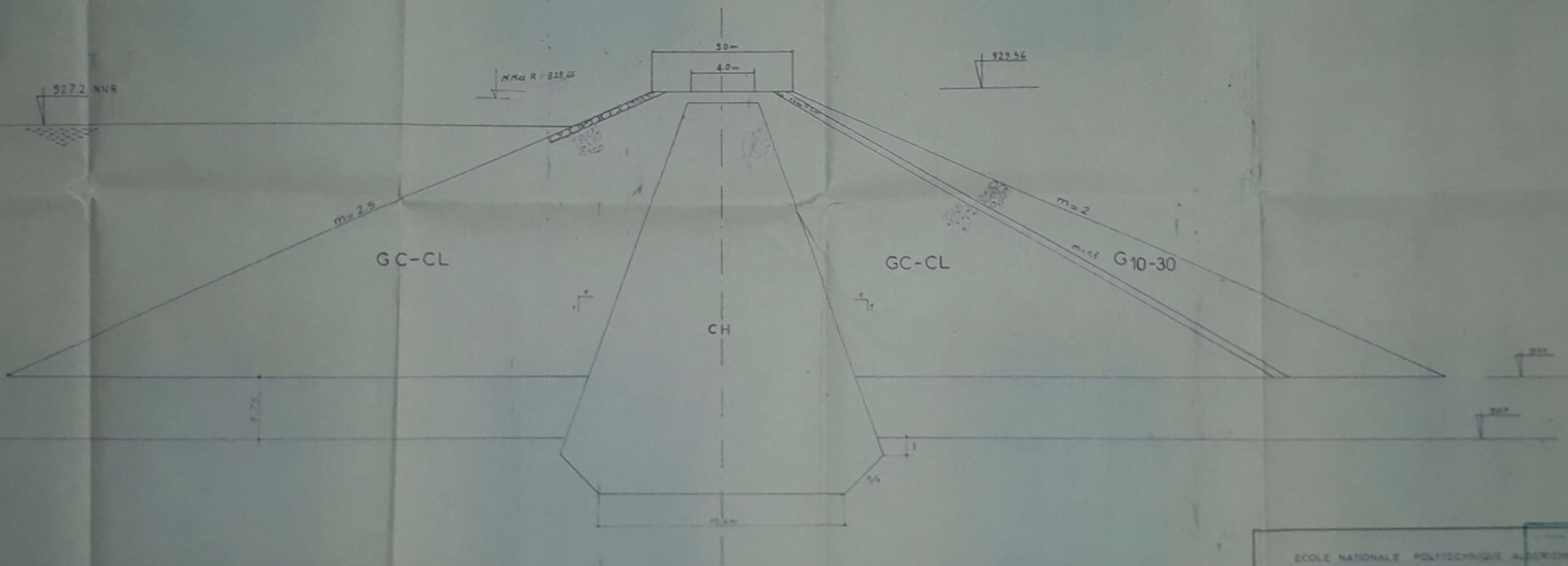
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

INSTITUT NATIONAL  
ÉLECTROTECHNIQUE

ÉTUDE DE L'AMÉNAGEMENT D'UN BARRAGE  
SUR L'OUESSA (SÉNÉGAL)

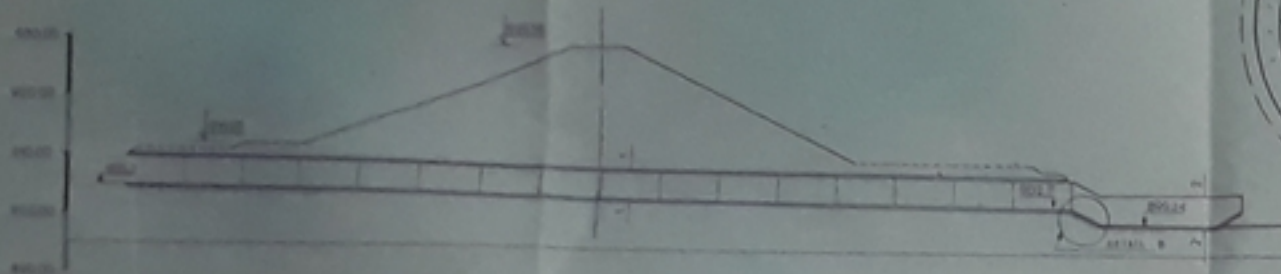
COUPES DU BARRAGE

PLAN N° 5

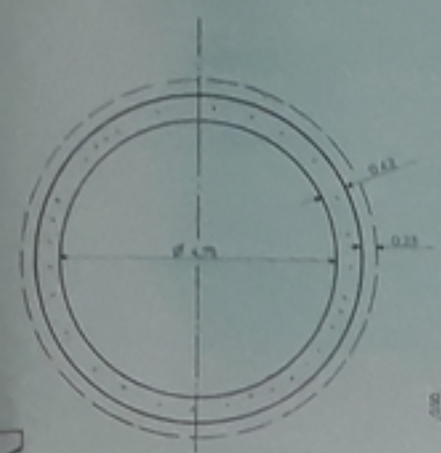


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR L'OUED DEL-MADJERA		
Dessiné par M. YOUNIS B. EL HACHEM	Vérifié par M. L. AND	PLAN N°6 04/04/95

DERIVATION PROVISOIRE

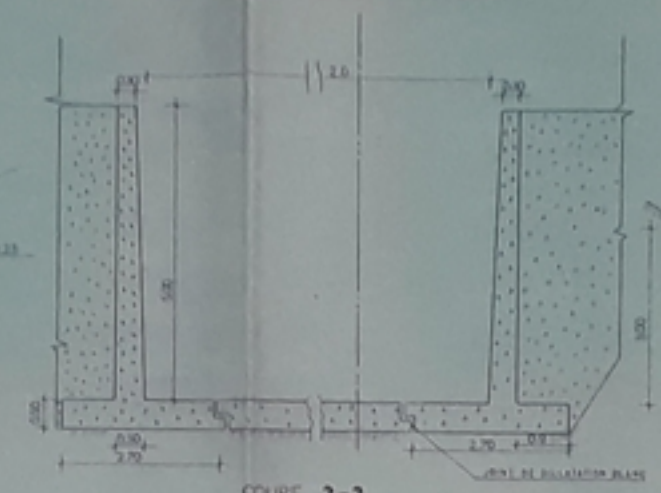


GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE



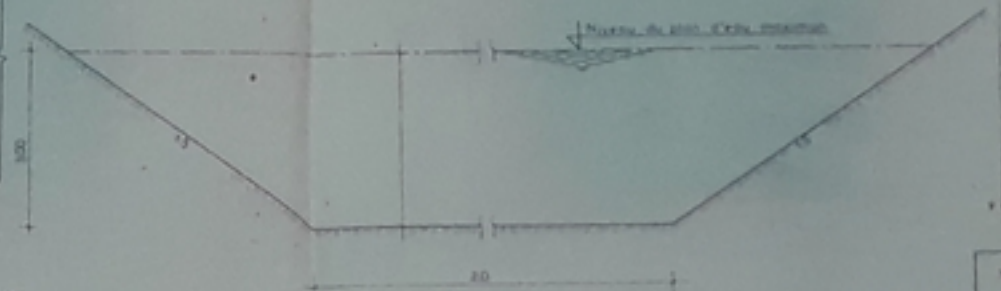
**COUPE 1-1**  
Echelle 1/50

COUPE DU BASSIN D'AMORTISSEMENT



**COUPE 2-2**  
Echelle 1/50

CANAL TRAPEZOÏDAL



**COUPE 3-3**  
Echelle 1/50

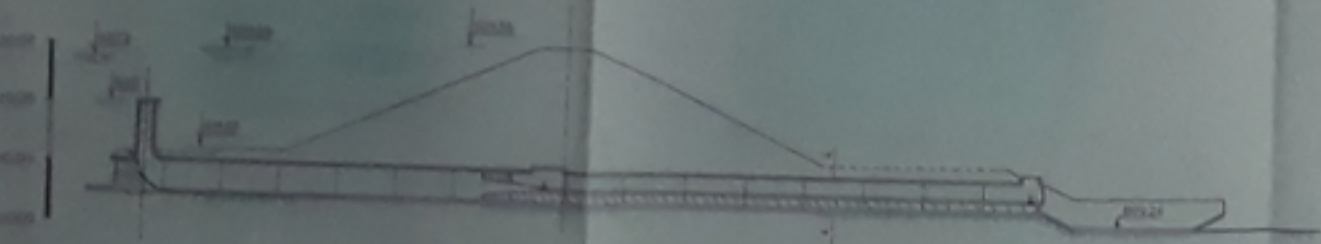
-LEGENDE-

- Béton armé
- Béton en blocs
- Endossement
- Terrain naturel
- Terrain de fondation
- Axe de barrage
- Vase

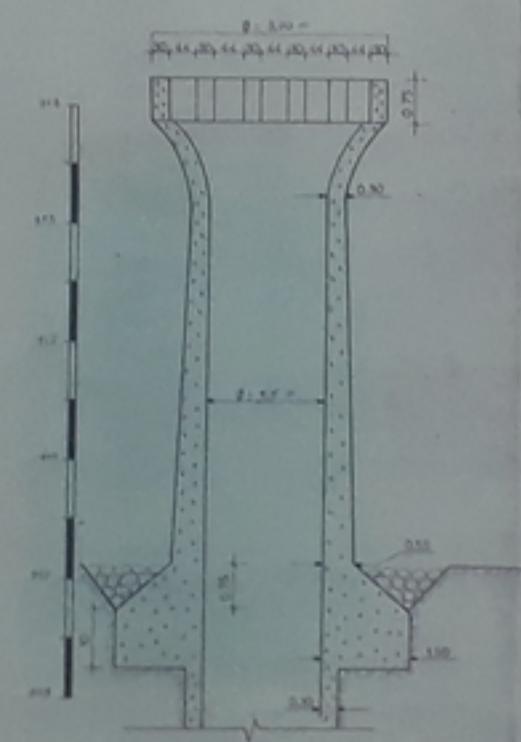
1	15	20	30	40	50
1	500	550	675	1000	1200

**DETAIL B**  
Echelle 1/50

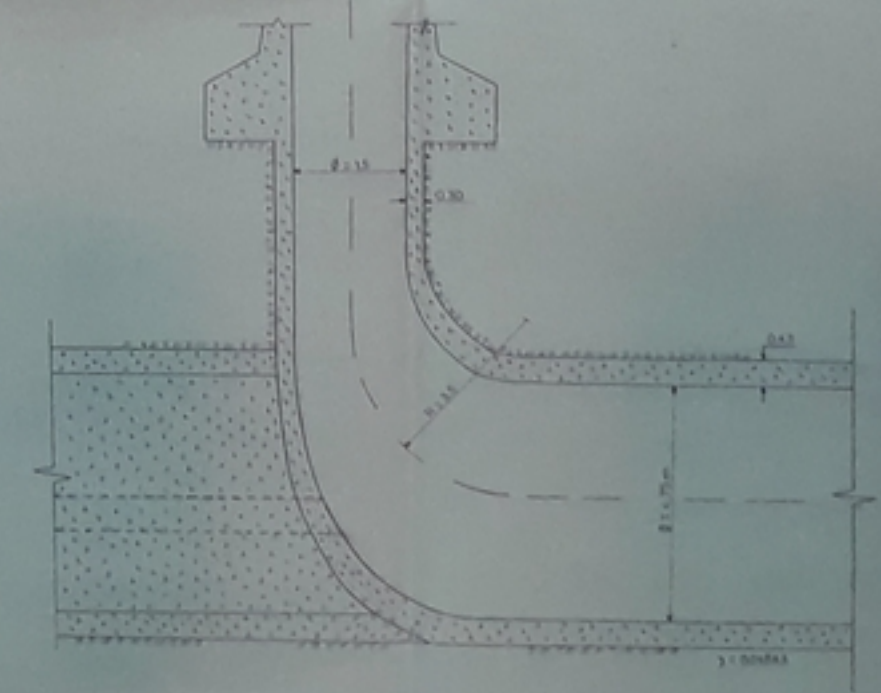
VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU



**COUPE 4-4**  
Echelle 1/50



**DETAIL DE LA TOUR DE PRISE  
ET VIDANGE DE FOND**  
Echelle 1/50



**DETAIL RACCORDEMENT  
TOUR-GALERIE**  
Echelle 1/50

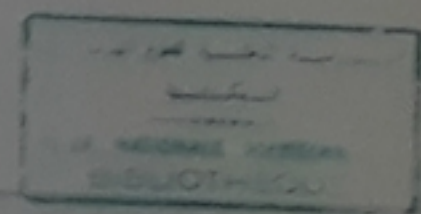
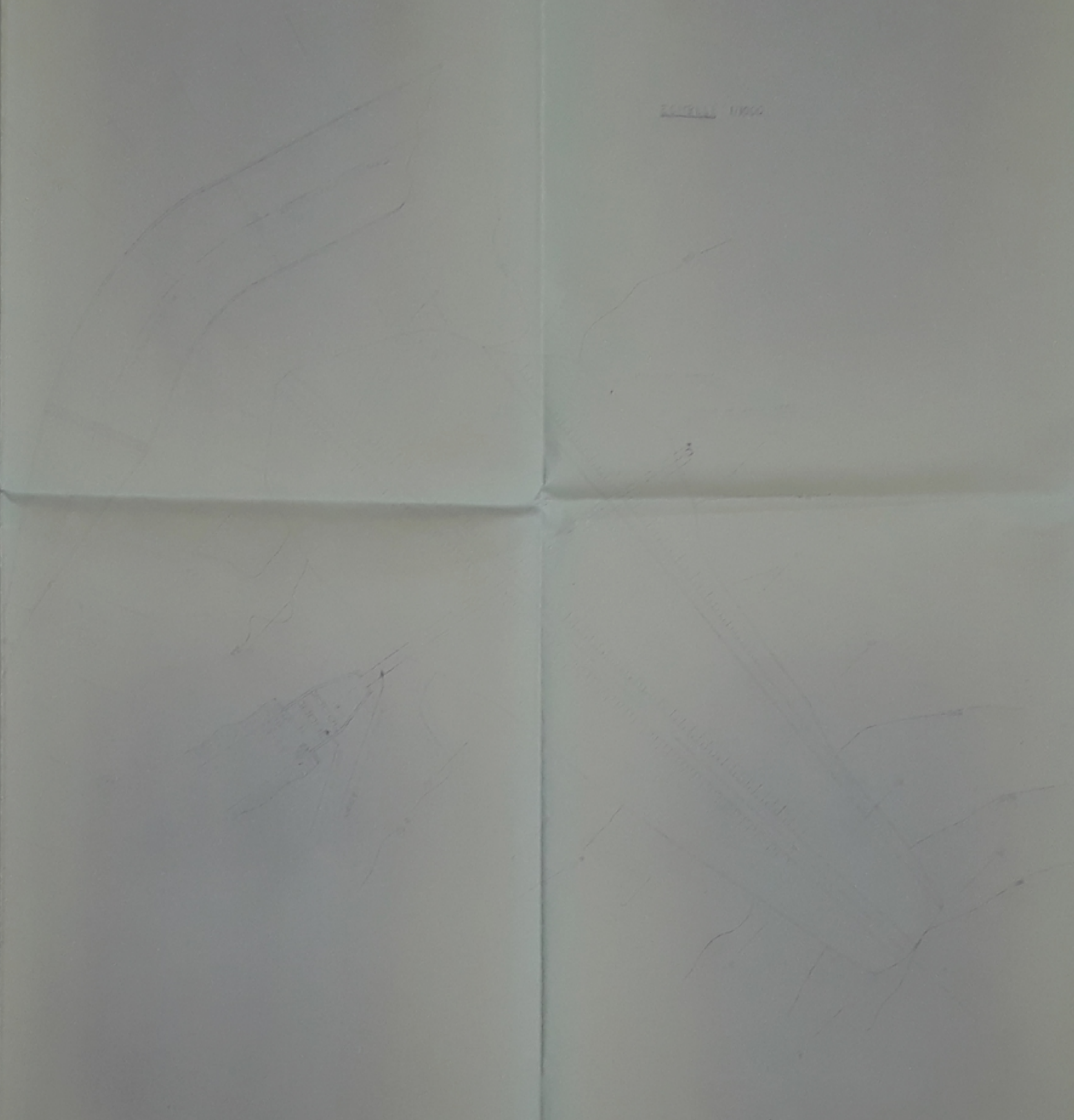
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENS		
CHOIX DE FABRICITE SUR BARRAGE SUR L'OUED D'EL MACHRA		
DERIVATION PROVISOIRE VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU		
ÉCHÉLON	M. BOUKR. & M. BOUKR. & M. BOUKR.	CLASSE 7
ANNÉE	M. 1924	10 277 51



BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES

DE DRAÏE

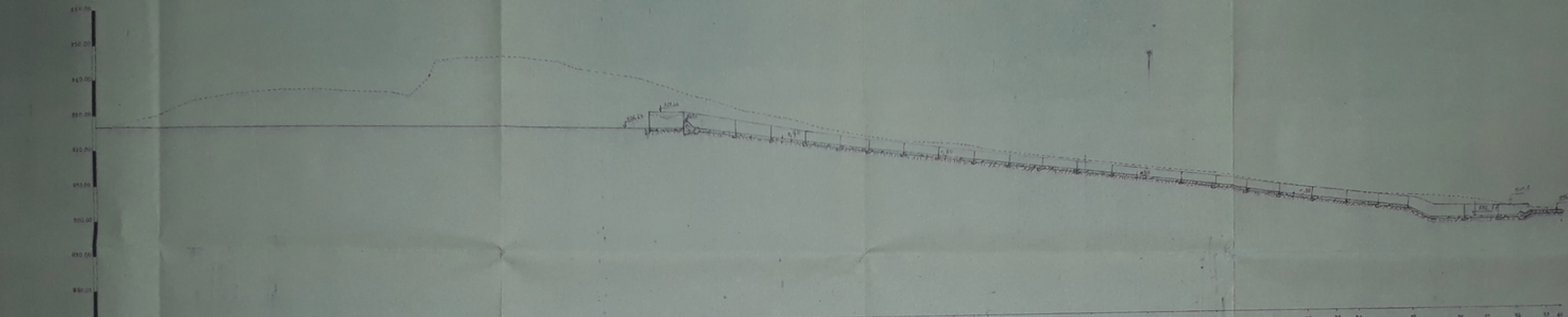
ESCALE 1/5000



ÉCOLE NATIONALE D'INGÉNIEURS AGRICULTEURS

ÉTUDE DE FAÇONNEMENT D'UN BARRAGE  
SUR LE RUISseau DE DRAÏE

ÉTUDE DE	ÉTUDE DE FAÇONNEMENT D'UN BARRAGE	PLANS N° 11
ÉTUDE DE	ÉTUDE DE FAÇONNEMENT D'UN BARRAGE	PH 011/85



NUMÉROS DES PIÈRES	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38					
COTES DU TERRAIN NATUREL	927.00	928.00	934.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00	937.00			
DISTANCES PARTIELLES		12.00	10.50	12.50	13.00	18.00	6.00	14.46	5.23	5.14	7.81	7.33	16.76	10.47	5.74	14.66	8.16	14.78	2.88	8.50	5.50	5.50	6.50	10.50	12.00	10.00	16.00	30.00	6.00	4.00	30.00	46.00	20.00	28.00	14.00	8.50	6.50	16.00	14.00	5.00	9.00	9.00	4.00	1.00
DISTANCES COMPLÈTES	0.00	12.00	22.50	35.00	53.00	71.00	85.46	100.22	105.45	110.59	118.40	125.73	142.49	152.96	158.70	173.36	181.52	196.30	199.18	207.68	213.18	218.68	229.18	240.00	250.00	260.00	290.00	296.00	300.00	346.00	392.00	412.00	468.00	553.00	618.00	683.00	727.00	787.00	847.00	907.00	951.00	985.00	1000.00	

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE  
 ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE  
 SUR L'OUED D'EL-HADJERA  
 PROFIL EN LONG DU DEVERSOIR  
 Dessiné par Mr TOUMI R. et Melle DEKHMOCHE N. PLAN N° 9  
 Contrôlé par Mr LEANG PH011/85

