

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

23/80  
2EX

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

الدراس والوثائق المتعددة اللغوية  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLES NATIONALES POLYTECHNIQUES

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

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

### SUJET

# ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED BIBETA (W. D'EL-TAREF)

SPLANCHES

Proposé par :

D.H.E.F. D'EL-TAREF

Etudié par :

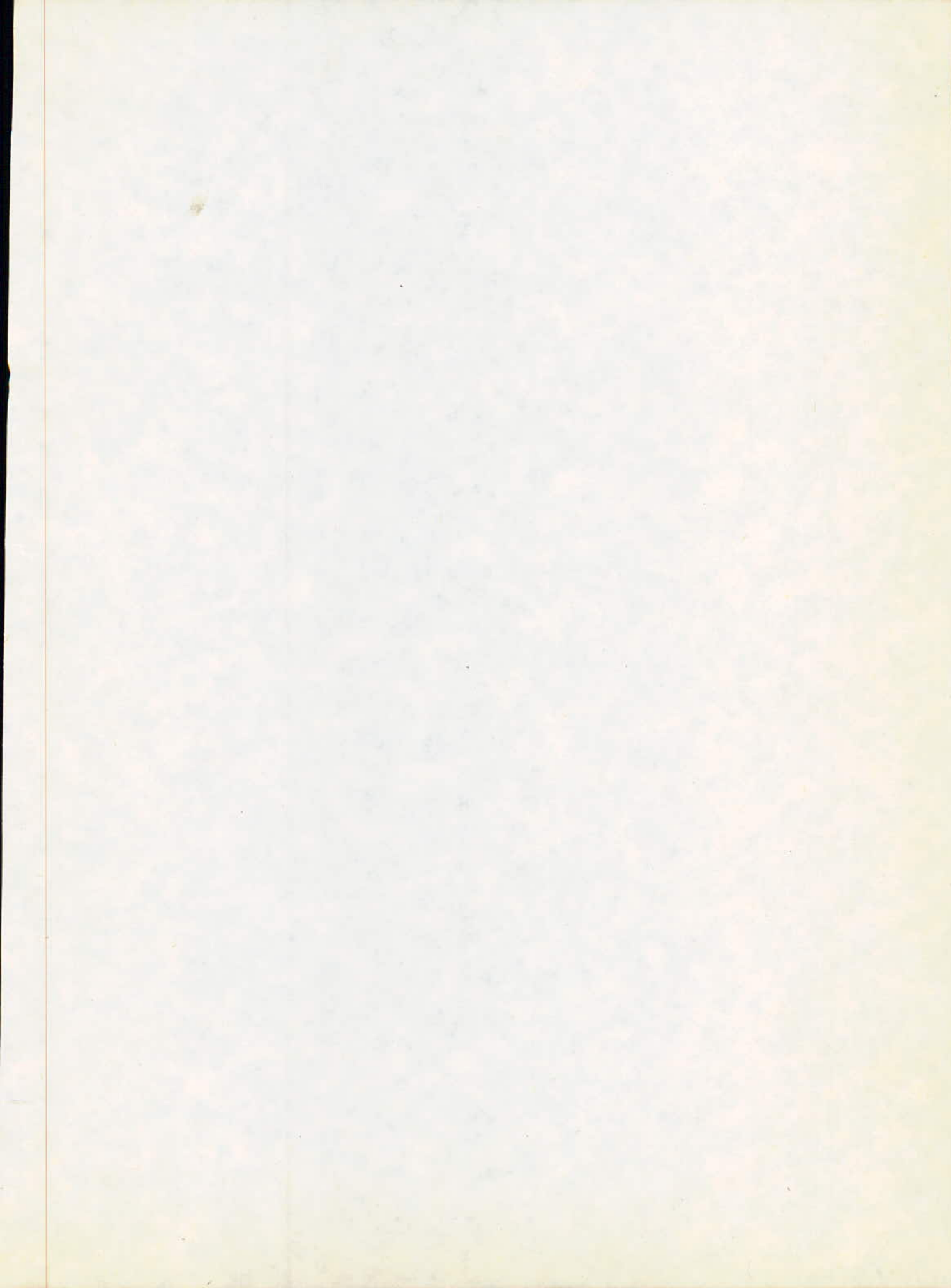
ABDENNOUR M.

TIROUCHE S.

Dirigé par :

Mlle ZERFA F.

PROMOTION : JUIN 1986



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«\*»

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

«\*»

الدراسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

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

### SUJET

# ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED BIBETA (W. D'EL-TAREF)

Proposé par :

D.H.E.F. D'EL-TAREF

Etudié par :

ABDENNOUR M.

TIROUCHE S.

Dirigé par :

Mlle ZERFA F.

PROMOTION : JUIN 1986

-00£00- ل E M E R C I M E N T -00£00-

ل-)u terme de cette modeste étude; nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à ل)elle: ZERFA, notre promoteur pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse.

ل-t à tous les professeurs et responsables qui ont contribué à notre formation et notre entière reconnaissance à nos amis pour leurs aides à l'élaboration de ce mémoire.

ل)لotre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect:

- ) A mes parents.
- ) A mes frères et soeurs.
- ) A tous mes amis.
- ) A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à ma formation.

TIROUCHE. Saïd

Je dédie ce memoire à :

- ) Mes parents.
- ) Mes freres et soeurs.
- ) Mes nièces et neveux.
- ) Mes amis.

ABDENNOUR. MOSTEFA

<u>Chapitre I : PRESENTATION GEOGRAPHIQUE.</u>	Page
-) Situation et relief.....	I
 <u>Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE.</u>	
II.1) Objectifs de l'étude.....	2
II.2.1) Caractéristique du bassin versant.....	2
II.3.1) Données climatologiques.....	3
II.4) Evaluation des apports liquides annuels.....	5
II.5) Estimation des débits maximaux des crues.....	13
II.6) Caractéristique volumétrique de la retenue.....	21
II.7) Estimation du transport solide.....	23
II.8) Bilan Hydrologique.....	24
II.8.5) Laminage de crue.....	27
 <u>Chapitre III : ETUDE GEOLOGIQUE</u>	
III.1) Objet de l'étude.....	31
III.2) Géologie générale du site.....	31
*** Conclusion .....	33
 <u>Chapitre IV : ETUDE HYDROTECHNIQUE DE LA DIGUE</u>	
IV.1) Choix du type de barrage.....	34
IV.2) Dimensionnement de la digue.....	34
IV.3) Réseau d'écoulement.....	37
IV.4) Ligne de saturation.....	37
IV.5) Estimation du débit de fuite.....	38
 <u>Chapitre V : ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE</u>	
V.6) Cas à envisager dans le calcul.....	43
*** Conclusion.....	44
 <u>Chapitre VI : OUVRAGES ANNEXES</u>	
VI.1) Derivation provisoire.....	55
VI.2) Evacuation de crue.....	57
VI.3) Vidange de fond et prise d'eau.....	68
 <u>Chapitre VII : COUT DE PROJET.....</u>	
Conclusion	70

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

L'eau est l'élément vital pour le citoyen, Ressource précieuse, elle constitue aujourd'hui à la fois le facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole et l'élément déterminant pour la croissance du développement socio-économique.

Cependant si l'effectivement des améliorations ont été constatées, principalement dans le domaine de l'alimentation en eau potable (A.E.P.), il n'en demeure pas moins que pour l'agriculture et les zones rurales des efforts importants restent à faire. Vue l'angle de l'effort d'investissement et des programmes mis en oeuvre, les actions engagées ces dernières années ont portées essentiellement sur la réalisation de grands barrages qui exigent de long délais et qui ne peuvent avoir d'impact notable qu'à moyen et long termes et aussi sur les retenues collinaires, ces dernières permettent d'assurer une meilleure mobilisation des capacités de réalisation et de potentialités locales; notamment dans les régions qui offrent des conditions naturelles favorables; en outre ces petits ouvrages sont faciles à réaliser, peu coûteux, et ne nécessitent que des moyens locaux disponibles au niveau des Wilayates.

La D. H. E. F. de Taref nous à proposée de faire l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued BIBETA n'est qu'un travail qui rentre dans le cadre d'un projet de fin d'études.

Elle aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, géologiques et géotechniques existantes. Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normale et une bonne sécurité au barrage.

La retenue collinaire pour but l'irrigation des terres se trouvant en aval de la digue.

CHAPITRE I  
=====

PRESENTATION GEOGRAPHIQUE

I.1. SITUATION ET RELIEF

La région étudiée est située dans le Nord-Est de l'Algérie juste à la frontière Tunisienne.

Le bassin versant de l'oued BIBETA est un sous bassin de l'oued BOU NAMOUSSA en Amont du barrage (CHEFFIA), il est situé près de BOU-HADJAR à quatre km de la ville direction Sud-Ouest.

Cette région appartient au bassin des cotiers constantinois; le bassin versant de la retenue prévue à une surface assez faible; mais ses apports liquides sont considérables. Grâce à la pluviométrie élevée; le bassin à une ascension forte vers le Sud, avec une altitude moyenne de 383 m, au pied d'une montagne plus élevée (ce sont les crêtes de l'Atlas Tellien; avec des pointes de 1000 à 1300 m).

I.2. GEOMORPHOLOGIE ET GEOLOGIE DU SITE

Le site se situe à l'Amont (environ 3 km) de son embouchure dans l'oued Kebir Est; à l'oued du village de BOU HADJAR.

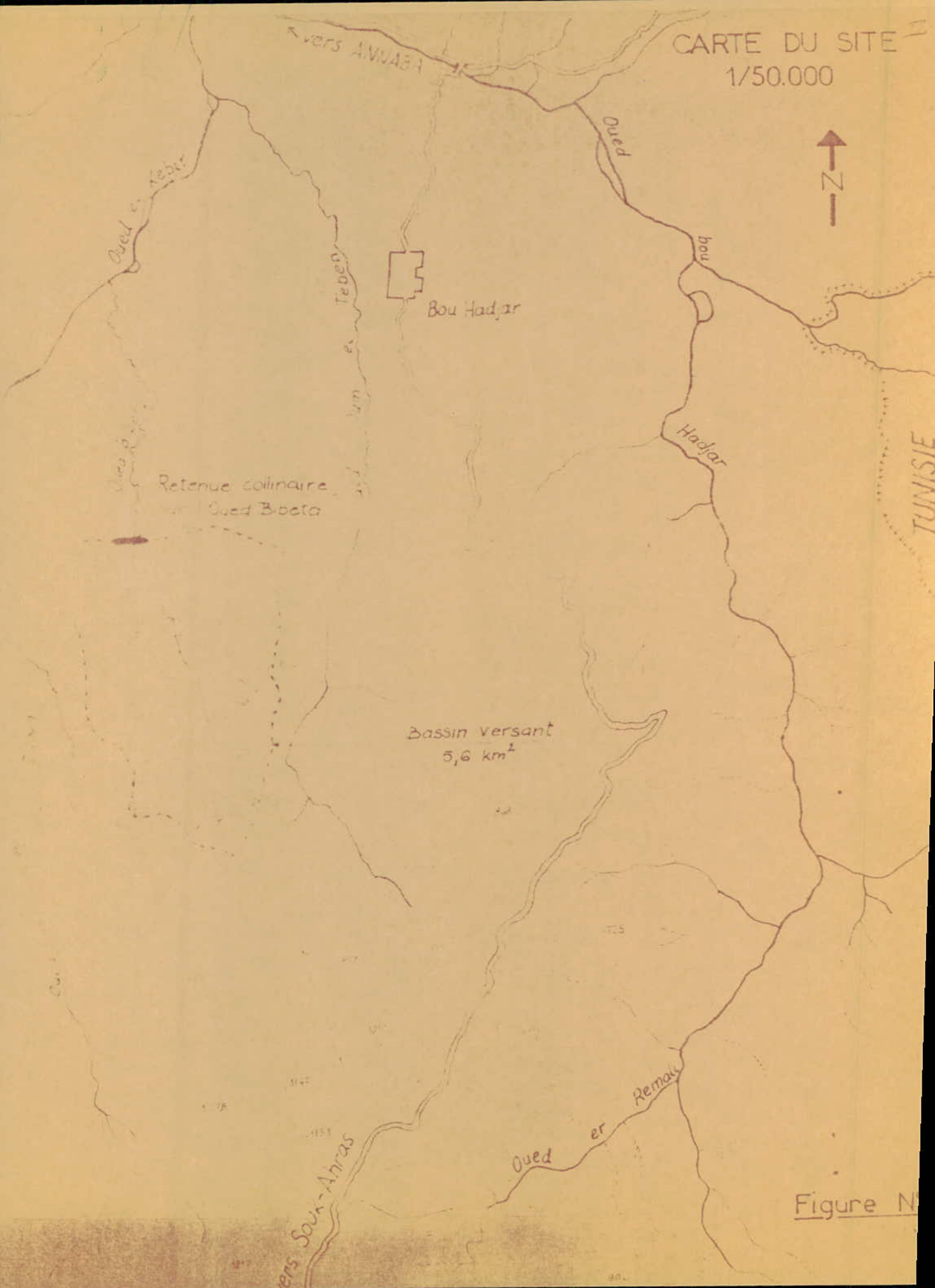
L'oued BIBETA prend sa source près de MPAT-KHAMSA et coule vers le Sud.

Les formations géologiques du bassin versant sont formées par des argiles; Silts, sables facilement érodables de l'aligocène; le bassin versant est entouré de chaînes de montagnes constituées de grès solides de l'aligocène.

Aux environs immédiats du site de la retenue il y a des sédiments marneux du crétacé et à la surface parfois des bancs de calcaire, la couverture est constituée par des cailloux roulés empâtés dans les argiles du pliocènes et par des argiles sableuses; silteuses brunes, le terrain est cultivé et les habitants de cette région s'occupent d'élevage d'animaux. 60% du bassin versant est occupé par la céréaliculture, le reste est constitué de pâturages brossailles et roches.



CARTE DU SITE  
1/50.000



Bassin versant  
5,6 km<sup>2</sup>

Retenue collinaire  
sur Qued Bbeta

Bou Hadjar

Hadjar

Qued er Remay

vers Souk-Anras

TUNISIE

Figure N

CHAPITRE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE

- Apprecier l'importance de l'ouvrage
- Ordre de grandeur des quantités d'eau qui peuvent être fournis par la retenue pour satisfaire les besoins
- Volume nécessaire de la retenue, sans tenir compte des limites économiques de l'ouvrage
- Appréciation des données de base pour le dimensionnement des ouvrages.

II.2.1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

L'oued BIBETA est un sous bassin du bassin versant CHEFFIA

- Altitude maximale du bassin versant est de 595 NGA
- Altitude moyenne est de 388 NGA
- Altitude minimale est de 270 NGA
- Superficie du bassin versant  $S = 5,6 \text{ km}^2$
- Périmètre du bassin versant  $P = 10,1 \text{ km}$

II.2.2. CARACTERISTIQUE DE FORME

- Coefficient de compacité (K) : calculé par la formule suivante:

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

où P : Périmètre du bassin versant (km)  
S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

- Rectangle équivalent est calculé par

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

- Indice de pente  $P = \frac{\Delta}{L}$

$$\left[ \Delta = AL 5\% - AL 95\% \right]$$

### II.2.3. CARACTERISTIQUE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

- Densité du drainage

$$Dd = \frac{Li}{Si}$$

Li = longueur de tous les Thalwegs = 3,8 km

S = superficie du B.V.

II.2.4. Paramètres hydrographiques et géomorphologique du B.V.  
de l'oued BIBETA son reproduits sur le tableau dans la page suivante.

### II.3.1. DONNEES CLIMATOLOGIQUES

Il existe deux (2) stations qui sont proches du B.V. de BIBETA ce sont:

- La station de BOU-HADJAR et
- La station de AIN EL KERMA

\* Station BOU-HADJAR (Code 03.15.03. Altitude 300 m)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOU	ANNEE
Pmens (mm)	42	63	75	102	109	98	76	61	51	61	4	13	715 m
N. jours pluies	5	7	11	12	12	11	10	7	6	4	1	2	85

Tableau a:

Paramètres	Unité	Résultats
- Superficie du B.V.	Km <sup>2</sup>	S = 5,5
- Périmètre du B.V.	Km	P = 10,1
- Indice de compacité	-	K = 1,195
- Rect équivalent		
- Longueur	Km	L = 3,41 km
- Largeur	Km	l = 1,64 km
- Altitude		
- maxi.	m	H = 595 m N G A
- moy	m	ho = 270m N G A
- mini	m	h = 383 m N G A
- Derivelé spécifique S = H 5 % - H 95 %	m	Ds = 196 m
- Indice pente global	/	IG = 0,058
- Longueur du thalweg principal	Km	Lp = 3,8 km
- Longueur de tous les thalwegs	Km	Lx = 21,9 km
- Densité de drainage	$\frac{\text{Km}}{\text{Km}^2}$	Dd = 3,9 km/km <sup>2</sup>
- Coefficient de torrentialité	/	CT = 73
- Temps de concentration	heures	Tc = 1,8 heures

\* Station AIN EL KERMA (Code 03.16.04. Altitude 235 m)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Pmens (mm)	42	77	93	141	145	122	93	73	60	22	5	6	879 mm
N. jours de pluie	58	8	10	14	14	12	11	9	7	4	1	1	96

L'origine de ces données est "le climat de l'Algérie" par SELTZER. Selon la carte des isohyètes de la pluviométrie moyenne annuelle (d'après Chaumont) la pluviométrie moyenne sur l'ensemble du bassin de l'ordre de (800 mm).

\* La température

La température moyenne annuelle est similaire à celle de la station de GUELMA ou les valeurs moyennes sont les suivantes:

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T°C	92	10,11	12,2	14,4	18,0	22,4	26,0	26,6	23,9	18,9	14,4	10,5	T =17,2

II.4. EVALUATION DES APPORTS LIQUIDES ANNUELS

II.4.1. ANALYSE DES PLUIES ANNUELLES

Données disponibles:

Séries de mesures des stations pluviométriques (pluies mensuelles et annuelles):

- Station BOU HADJAR (03.15.03)

Période d'observation : 1925 - 1977

Moyenne annuelle de la série: 659,6 mm

- Station AIN EL KERMA

Période d'observation 1914 - 1979

Moyenne annuelle de la série 943,2 mm

Pour déterminer les pluies sur le B.V. de l'oued BIBETA, nous nous sommes référés à la station de BOU-HADJAR, puis qu'elle est très proche à notre bassin.

La station de AIN EL KERMA nous a servi pour compléter quelques lacunes de la première à l'aide des pluies mensuelles de la deuxième.

Il faut noter que les pluies de la station BOU HADJAR sont relativement faibles par rapport à notre bassin, où la pluviométrie moyenne annuelle a été évaluée à 800 mm/an.

Pour avoir une série chronologique pour notre bassin, nous avons transformé les données de la station de référence ( BOU-HADJAR); avec un coefficient de :

$$C = \frac{800 \text{ mm}}{659,6 \text{ mm}} = 1,21$$

Les résultats sont dans le tableau b dans la page suivante.

$$\underline{P \text{ B.V.} = P \text{ BOU-HADJAR} \cdot C}$$

#### II.4.2. ESTIMATION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL

Selon des formules empiriques

#### NOTATIONS

- H : Lamé d'eau écoulée : (m) ou (mm)  
P̄ : Pluviométrie interannuelle (m) ou (mm)  
S : Superficie du B.V. (Km<sup>2</sup>)  
A : Apport annuel (km<sup>3</sup>/an)  
q : Module spécifique (l/s km<sup>2</sup>)  
T : Température moyenne annuelle (°C)  
D : Déficit d'écoulement (m) ou (mm)

#### (1) FORMULE DE M. SAMIE

$$H_{mm} = \bar{P}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) ; (\bar{P} \text{ en mm})$$

Tableau b :

Année	P BOUHADJAR	P B. V	ANNEE	P BOUHADJAR	P B. V
1926/27	823,14	996		519,9	629
	779	943		725,2	877
	696	819		422,4	511
	822	995		845,9	1024
	619	750		1100,8	1332
	644	780		707,5	856
	835	1011		358,7	434
	689	834	1961/62	642,9	778
	531	643	1967/68	730,9	884
	709	858		373,7	452
	481	583		501,7	507
	538	652		551,8	668
	625	757		835,7	1011
	727	881		824,4	998
	787	953		472,7	572
	584	707		522,5	632
	640	775	1976/77	751,8	910
	466	564		P=659,6	$\bar{P}$ =798,7
	613	742			
	583	706			
	722	874			
	955	1156			
	808	978			
	396	480			
	765	926			
	790,7	957			
	642,3	777			
				$\bar{P}$ BOUHADJAR = 659,6 mm	
				$\bar{P}$ BV = 798,7	800 mm

(2) FORMULE "ALGERIENNE"

(Relation apport pluviometrie - superficie)

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

(3) FORMULE DE MALLET - GAUTIER

(Pour les oueds du NORD d'ALGERIE et la TUNISIE)

$$H_m = 0,6 \bar{P} (1 - 10^{-0,36 \bar{P}^2}) ; P (m)$$

(4) FORMULE DE L'I N R H

$$A(\text{hm}^3/\text{an}) = 0,5130 \bar{P}^{-2,683} \times D_d^{0,5} \times S^{0,842} ; P (m)$$

$$H = \frac{A}{S} ; H (m)$$

(5) FORMULE DE M. TURC

$$D_{(\text{mm})} = \bar{P} / (0,9 + P^2 / L^2)^{0,5} ; L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$$

L : Coefficient thermique

$$H = \bar{P} - D ; P (\text{mm})$$

(6) FORMULE DE GOUTAGNE II

$$D_{(m)} = \bar{P} - \lambda \bar{P}^2 ; \lambda = 1 / (0,8 + 0,14 T)$$

limites de l'utilisation

$$(1/8 \lambda < \bar{P} < \frac{1}{2} \lambda)$$

Les équations de transfert sont:

$$H = \bar{P} - D$$

$$q = L/S \cdot \text{Km}^2 = 31,7098 H (m)$$

$$q = 1/s \cdot \text{Km}^2 = 31,7098 A/S$$



Les données de base des calculs sont:

$$S = 5,6 \text{ km}^2$$

$$\bar{P} = 800 \text{ mm}$$

$$Dd = 3,8 \text{ km/km}^2$$

$$T = 17^\circ\text{C}$$

### R E S U L T A T S

Formule	Lame d'eau écoulée (Hmm)	Module spécifique $\text{l/s.Km}^2$	Apport annuel moyen $\text{Al (hm}^3/\text{an}$
1	184,2	5,84	1,03
2	179,6	5,69	1,01
3	197,6	6,27	1,11
4	424,1	13,45	2,37
5	163,4	5,18	0,92
6	201,3	6,38	1,13

L'apport moyen annuel de l'oued BIBETA inférieur à  $1 \text{ hm}^3$  ( $q = 5,18 \text{ L/S.Km}^2$ ) est pessimiste; pour le résultat de la formule (5). Et la valeur où on a  $q = 13,45 \text{ l/s.km}^2$  formule (N° 4) nous semble très surestimée. Alors nous avons rejeté l'application des formules (4) et (5); les (4) formules donnent des résultats pratiquement uniformes; on a établi la conclusions que l'apport moyen annuel de l'oued BIBETA selon les (4) formules est:

$$\bar{A} = 1,07 \pm 0,06 \text{ hm}^3 / \text{an}$$

II.4.3. EVALUATION DE LA SERIE CHRONOLOGIQUE DES APPORTS A PARTIR DE LA PLUVIOMETRIE

Pour la simulation d'une régularisation inter annuelle; nous avons essayé d'établir une série chronologique des apports annuels.

Pour les relations "pluviométrie - apport liquide", nous avons utilisé l'une des formules empiriques dont l'utilisation est acceptable pour le bassin versant, pour déterminer les apports annuels nous avons pris la formule de M. SAMIE  $H_{(mm)} = \bar{P}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S})$  pour (P) nous avons placé la pluviométrie annuelle valable sur l'ensemble du bassin versant au cours de l'année, l'apport sera déterminé pour chaque année.

Les résultats sont sur le tableau c dans la page suivante.

II.4.4. CALCUL DU MODULE DE L'APPORT

$$M_o = \frac{\bar{A}}{T.S}$$

S : superficie du bassin versant en km<sup>2</sup>

T : temps en secondes T = 31,56.10<sup>6</sup> S.

$\bar{A}$  : Apport moyen annuel en litres

M<sub>o</sub> : module de l'apport en (l/s/km<sup>2</sup>)

$$M_o = 6,11 \text{ l/s/km}^2$$

II.4.5. VARIABILITE DE L'APPORT

Les résultats de calcul des coefficients de variation (Cv) et d'assymétrie "Cs" par les formules empiriques sont portés sur le tableau suivant

Méthodes	Formules empiriques	Cv
UKRIVIPROVODKHOZ	$Cv = \frac{0,70}{M_o^{0,125}}$	0,55
PRADOUN	$\frac{0,93}{M_o^{0,32}} \times K$	0,57
SKOLOVSKI-CHEVELLEF	$Cv = 0,78 - 0,291 \log M_o$	0,59

Série chronologique des apports  
et leur classement

Tableau c:

Année Agricole	Apports annuels ( $\text{hm}^3$ )	N°	Apports classés	( $\text{hm}^3$ ) %
1926/27	1,60	1	2,86	1,10
	1,43	2	2,15	3,3
	1,14	3	1,69	5,4
	1,08	4	1,65	7,6
	1,60	5	1,65	9,8
	0,91	6	1,61	12,0
	0,98	7	1,60	14,1
	1,65	8	1,60	16,3
	1,12	9	1,54	18,5
	0,67	10	1,48	20,7
	1,19	11	1,46	22,8
	0,55	12	1,43	25,0
	0,69	13	1,38	27,2
	0,92	14	1,33	19,3
	1,25	15	1,26	31,5
	1,46	16	1,25	33,7
	0,81	17	1,24	35,9
	0,97	18	1,23	38,0
	0,51	19	1,19	40,2
	0,89	20	1,18	42,4
	0,80	21	1,14	55,6
	1,23	22	1,12	46,7
	2,15	23	1,08	48,9
	1,54	24	0,98	51,1
	0,37	25	0,98	53,3
1951/52	1,38	26	0,97	55,4
	1,48	27	0,97	57,6
	0,97	28	0,92	59,8
	0,64	29	0,91	62,0

Année agricole	Apports annuels ( $\text{hm}^3$ )	N°	Apports classés	( $\text{hm}^3$ ) %
	1,24	30	0,89	64,1
	0,42	31	0,81	66,3
	1,09	32	0,80	68,5
	2,86	33	0,72	70,7
	1,18	34	0,69	72,8
	0,30	35	0,67	75,0
	0,98	36	0,64	77,2
	1,33	37	0,64	79,3
	1,26	38	0,59	81,5
	0,33	39	0,58	83,7
	0,59	40	0,55	85,9
	0,72	41	0,53	88,0
	1,65	42	0,51	90,2
	1,61	43	0,42	92,4
	0,58	44	0,37	94,6
	0,53	45	0,33	96,7
1976/77	0,64	46	0,30	98,9 %
			= 50,97	
			$A = \frac{50,97}{46} =$	
			= 1,085	

Nous avons pris la moyenne de la série calculée  $\bar{A} = 1,085 \text{ hm}^3/\text{an}$ ,  
 qui est conforme aux résultats des formules empiriques  
 où  $A = (1,07 \pm 0,06) \text{ hm}^3/\text{an}$

on adopte  $C_v = 0,57$  moyennant les trois formules K : coefficient de réduction  $0,25 \leq K \leq 1$  en fonction de l'apport du bassin.

#### II.4.6. EVALUATION DE LA REPARTITION MENSUELLE DES APPORTS

Pour le site de la retenue BIBETA, nous avons la répartition mensuelle des apports comme suit:

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	
%	0	1	8	16	25	19	18	10	3	0	0	0	100 %

Ces valeurs sont les moyennes des mesures effectuées pour l'oued BOU-NAMOUSA au barrage CHEFFIA.

#### II.5. ESTIMATION DES DEBITS MAXIMAUX DES CRUES

Pour les crues catastrophiques nous avons supposé que les sols du bassin versant sont plus au moins saturés par des pluies ontécédentes.

##### II.5.1. PRECIPITATION MAXIMALE JOURNALIERE

- Pluie moyenne journalière maximale  $P_j = 60$  mm
- Coefficient de variation  $C_v = 0,57$

En supposant une répartition de Galton, les valeurs des précipitations maximales tombées pendant l'unité de temps pour les fréquences voulues ont été déterminées par la formule suivante:

$$P \% = \frac{P}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot e^{-U \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

- P % : précipitation maximale de fréquence voulue  
 $\bar{P}$  : moyenne de précipitations maximales  
 $C_V$  : coefficient de variation  
U : Variation de Gauss

Les précipitations journalières des différentes fréquences déterminées par la formule précédente sont représentées dans le tableau suivant:

Fréquences en %	Période de retour	$P_{j \text{ max}}$ (mm / jour)
0,1	1000	206,3
1	100	148,2
2	50	132,0
5	20	110,7
10	10	94,8
50	2	54,7

### II.5.2. PLUIES DE COURTE DURÉE

Pour calculer les hauteurs des pluies de courte durée, on utilise la méthode de MONTANARI, la relation entre la durée de la précipitation, et la hauteur de la pluie peut être écrite sous la formule suivante:

$$P_{tc} = P_J \left( \frac{t}{24} \right)^b$$

$P_{tc}$  : hauteur de pluies de durée  $t_c$

$P_J$  : hauteur de pluie de 24 heures

b : exposant climatique évalué à 0,45 (INRH)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

t durée (h)	F R E Q U E N C E S		
	0,1 %	1 %	10 %
1	49	35	23
1,8	64	46	29,5
3	81	58	37
6	111	79	51
12	151	108	69
24	206,3	148,2	94,8

### II.5.3. DEBIT JOURNALIER MAXIMUM

Pour évaluer le débit journalier maximum correspondant à une fréquence voulue, la formule de M. SAMIE a été appliquée:

$$Q_{j \text{ max}} = \frac{P_j \% \cdot r / 100 \cdot S \cdot 10^3 \cdot K_a}{86400} ; \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Ka : coefficient d'amortissement de la crue (Ka = 0,8)

S : surface drainée (S = 5,6 Km<sup>2</sup>)

R : coefficient de ruissellement global pour la crue.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Fréquence	r %	P <sub>j</sub> max (mm)	Q <sub>j</sub> max (m <sup>3</sup> /s)
0,1 %	90	206,3	9,63
1 %	80	148,2	6,15
10 %	70	94,8	3,44

II.5.4. DEBITS INSTANTANES (pointes)

(1) Formule de GIANDOTTI

$$K = \frac{Q_{\text{pointe}}}{Q_{j \text{ max}}} = \frac{P_{tc}}{P_j \%} \cdot \frac{24}{t_c}$$

P t c : pluie de courte durée

Pj : précipitation journalière fréquentielle

t c : temps de concentration t c = 1,8 h

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Fréquence	Ptc (mm)	Pj (mm)	K	Qj m <sup>3</sup> /s	Q pointes m <sup>3</sup> /j
0,1 %	64	206,3	4,14	9,63	39,87
1 %	46	148,2	4,14	6,15	25,46
10 %	29,5	94,8	4,14	3,44	14,24

(2) Formule de TURAZZA (Méthode rationnelle)

$$Q_{\text{pointe}} = 1/3,6 \cdot C_e \cdot I \cdot S = 1/3,6 \cdot C_e \cdot \frac{P_{tc}}{t_c} \cdot S$$

I : intensité moyenne maximale de précipitation

Ce: coefficient de ruissellement instantané

Pour apprécier le coefficient d'écoulement instantané, les coefficients hypothétiques sont les suivants selon la nature des surfaces pour les crues catastrophiques.

A : surface légèrement perméable  
couvert de faible végétation

C e %  
70 - 90

B : surface légèrement perméable  
cultivées (céréales)

40 - 60



C : sol sableux - fonds des vallées)

30 - 50

D'après Richards

(Equipements de génie rural , 1969).

Répartition des surfaces:

A : 30 % ; B : 50 % ; C : 20 %

Ce 0,1 % =  $0,3 \times 90 + 0,5 \cdot 60 + 0,2 \cdot 50 = 67 \%$

Ce 1 % =  $0,3 \cdot 80 + 0,5 \cdot 50 + 0,2 \cdot 40 = 57 \%$

Ce 10 % =  $0,3 \cdot 70 + 0,5 \cdot 40 + 0,2 \cdot 30 = 47 \%$

Fréquence	Ce	Ptc (mm)	Q max m <sup>3</sup> /s
0,1	0,67	64	37,05
1 %	0,57	46	22,66
10 %	0,47	29,5	11,98

Tableau récapitulatif des résultats

Fréquences	Débit moyen journalier	Débit de pointe des formules	Débit de projet
0,1 %	9,63	39,9-37,1	40
1 %	6,15	25,5-24,7	25
10 %	3,44	14,2-12	15

II.5.4. CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME DE CRUE ET  
DETERMINATION DU VOLUME DE CRUE (POINTE)

Pour la détermination de l'hydrogramme type des crues, et en l'absence de données d'observations nous avons utilisé la recommandation de SKOLOVSKI, qui consiste à déterminer l'hydrogramme des crues par les courbes paraboliques d'équations.

- La courbe de concentration de montée peut être exprimée par l'expression:

$$Q(X) = Q_{\max} \% \left( \frac{X}{t_m} \right)^m$$

$Q(X)$  : débit à l'instant  $X$  (en heures) après le début de la crue.

$Q_{\max}$  : temps de montée de la crue (en heures); c'est l'intervalle de temps situé entre le début de la crue et la pointe de l'hydrogramme. On peut considérer avec une certaine approximation que le temps de montée est égal au temps de concentration du bassin:

$$t_m = t_c = 1,8 \text{ heures}$$

$m$  : exposant de la parabole (généralement  $m = 2$ )

- La courbe de d'écruie a pour expression:

$$Q(Z) = Q_{\max} \% \left( \frac{t_d - Z}{t_d} \right)^n$$

$Q(Z)$  : débit à l'instant  $(Z)$  (en heures) après la pointe de la crue.

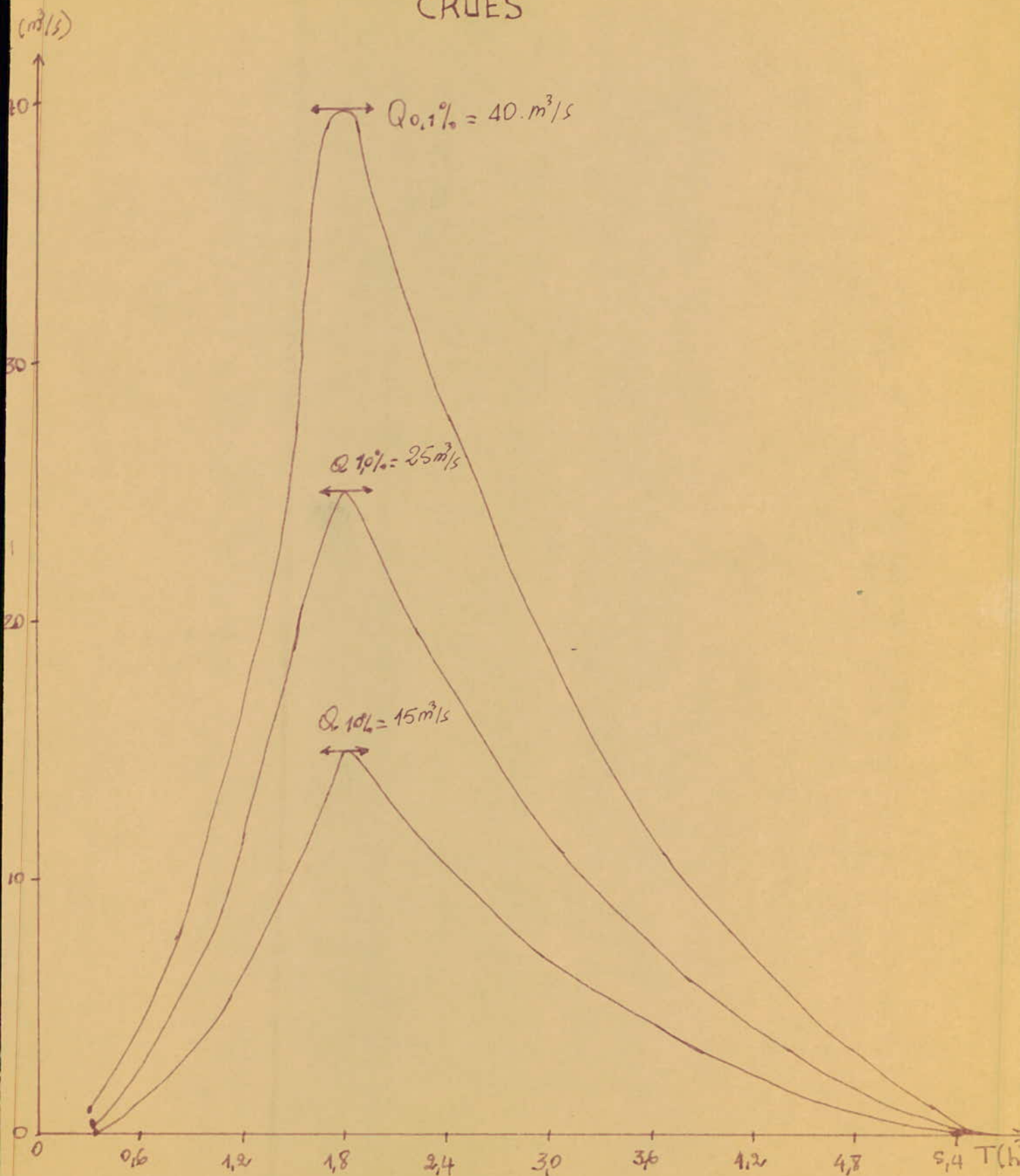
$t_d$  : durée de la décrue; que l'on détermine à partir des plus importants crues réellement observées; où en prenant un certain multiple de temps de montée,  $K = \frac{t_d}{t_m}$  que l'on détermine à partir d'observations réalisées des cours d'eau voisins dont les caractéristiques générales des bassins se rapprochent le plus possible du bassin versant étudié.

Coordonnées des hydrogrammes (voir graphes)

Durée t (h)	$\frac{Q_x}{Q_{max}}$	Q 0,1	Q 1	Q 10
0,3	0,03	1,11	0,75	0,45
0,6	0,11	4,4	2,75	1,65
0,9	0,25	10	6,25	3,75
1,2	0,44	17,7	11	6,6
1,5	0,7	27,7	17,5	5,4
1,8	1	40	25	15
2,1	0,84	33,7	21	12,6
2,4	0,70	28,0	17,5	6,3
2,7	0,58	23,2	14,5	8,7
3,0	0,47	18,8	11,75	7,05
3,3	0,38	15,0	9,5	5,7
3,6	0,30	12	7,5	4,5
3,9	0,23	9,12	5,75	3,45

Durée t(h)	$\frac{Q_x}{Q_{max}}$	Q,0,1	Q 1	Q 10
4,2	0,17	7,0	4,25	2,55
4,5	0,12	5,0	3,0	1,8
4,8	0,08	3,5	2,0	1,2
5,1	0,05	2,35	1,25	0,75
5,4	0,03	1,5	0,75	0,45
5,7	0,02	0,8	0,5	0,3
6,0	0,01	0,44	0,25	0,15
6,3	0,004	0,2	0,1	0,06
6,6	0,001	0,04	0,025	0,015
6,9	0,0001	0,004	0,0025	0,0015
7,2	0,00	0,00	0,00	0,00

# HYDROGRAMMES DES CRUES



Echelle : De Temps 1cm  $\rightarrow$  0.3 heure  
De Debits 1cm  $\rightarrow$  2  $m^3/s$

Selon SKOLOVSKI II, La valeur de K la plus fréquente est 3 où  $t_d = 3 t_m = 3 \cdot 1,8 = 5,4$  h

n : exposant de la parabole de décrues (n = 3).

#### II.5.6. VOLUME DE CRUES FREQUENTIELLES

Pour calculer le volume de crue de l'écoulement, nous nous sommes servi de la recommandation de SKOLOVSKI, pour déterminer la durée de précipitation en fonction du temps de montée.

La durée de précipitation est égale à 1,8 heures (correspondant au temps de concentration).

Les volumes d'écoulement aux différentes fréquences sont calculés par la formule suivante:

$$V = Q_{\max} \times t_m$$

$Q_{\max}$  = débit max journalier en ( $m^3/s$ )

$t_m$  = temps de montée égale au temps de concentration  $t_m = 1,8$

Les résultats sont portés au tableau suivant:

Fréquences	0,1	1	10
Volume $10^6 m^3$	0,259	0,16	0,097

#### II.6. CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

##### Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur

Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par planimétrage :  $\pi$

Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont:

$$S_{e_1} = \frac{2}{3} \cdot P_1$$

$$S_{e_{i+1}} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2}$$

Les volumes élémentaires sont obtenus par:

$$\Delta V_1 = S_{e_1} \cdot \Delta H_1$$

$$\Delta V_{i+1} = S_{e_{i+1}} \cdot \Delta H_{i+1}$$

$\Delta H_i$  = différence de cotes entre deux courbes de niveau, le volume retenue par chaque couche est déterminé par:

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

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau qui suit.

Côtes(m)	Hauteur (m)	Surface de la cuvette		Volume $10^6 \text{ m}^3$	
		$S_p(\text{Km}^2)$	$S_e$	$\Delta V$	$V_r$
270	0,00	0,00	0,011	0,055	0,00
275	5,00	0,016	0,031	0,155	0,055
280	5,00	0,047	0,065	0,325	0,21
285	5,00	0,083	0,107	0,535	0,535
290	5,00	0,13	0,159	0,850	1,07
195	5,00	0,187	0,222	1,11	1,92
300	5,00	0,297			3,03

Courbe De Volume Et De Superficie

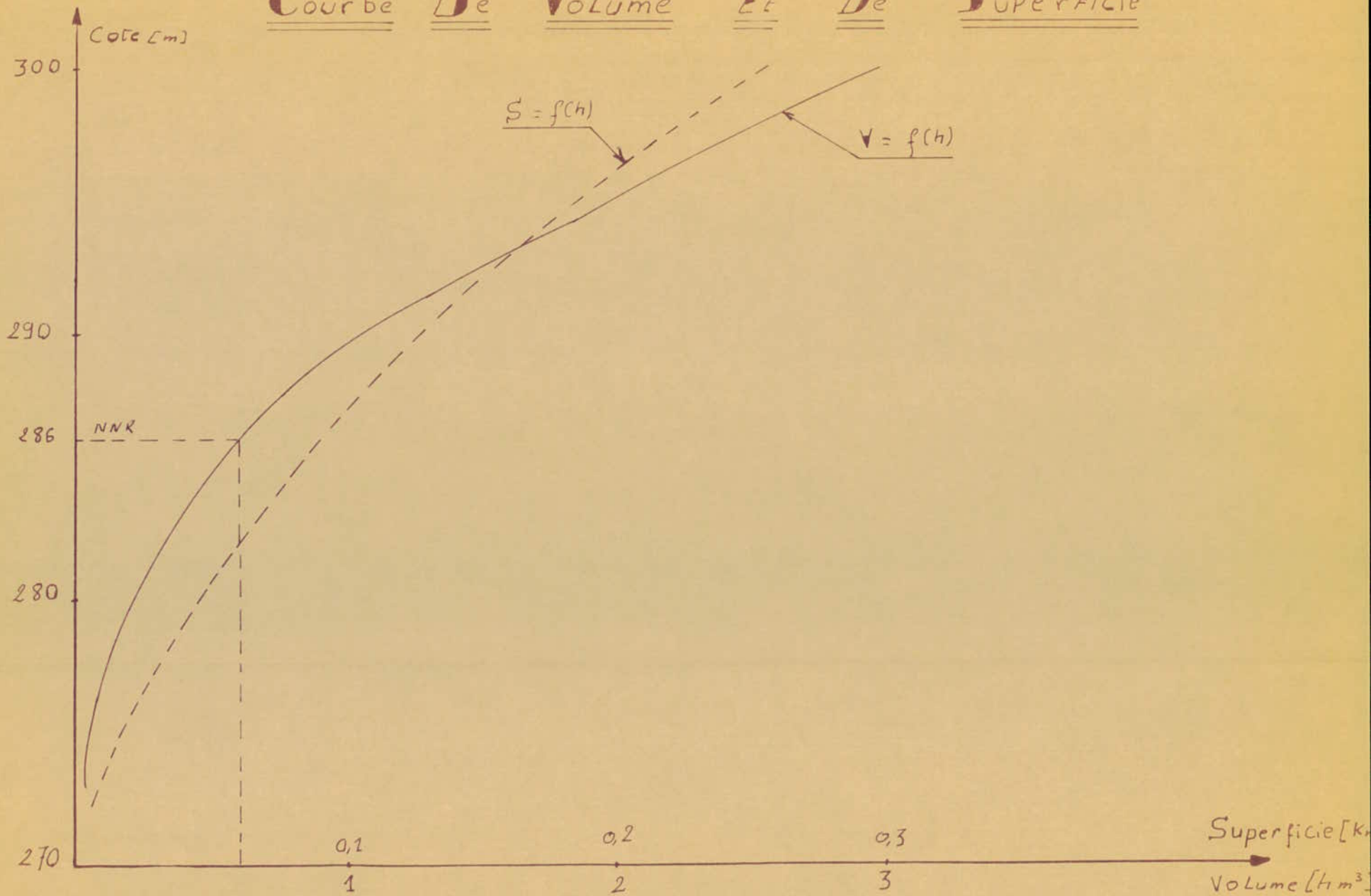


fig (1)



## II.7. ESTIMATION DU TRANSPORT SOLIDE

Pour le bassin de BOU-NAMOUSA à la CHEFFIA (BV = 575 km<sup>2</sup>), la dégradation spécifique est à peine supérieure à 300 tonnes par an et par km<sup>2</sup>.

Pour le bassin de l'oued BIBETA le coefficient de torrentialité est relativement élevé, ce qui fait supposer une érosion plus marquante. C'est pourquoi nous avons adapté une valeur du taux d'abrasion égale à 600 t/km<sup>2</sup>/an.

Calcul du volume envasé pendant une période de 30 ans (volume mort).

$$V_M = \frac{T a X S X 30}{\gamma_{\text{alluvion}}}$$

T'a : taux d'abrasion = 600 t/km<sup>2</sup>/an

$\gamma$  : Poids volumique des alluvions dans la retenue

$$\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$$

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

On note que notre couverture forestière n'est pas importante. Ce qui explique la forte dégradation spécifique.

Le volume mort sera :

$$V_M = \frac{600 \cdot 5,6 \cdot 30}{1,6} = 63\ 000 \text{ m}^3 = 0,06 \text{ hm}^3$$

Ce qui correspond à une côte de (275,00 m) (N.G.A.)

d'après la courbe capacité - hauteur.

## II.8. BILAN HYDROLOGIQUE

Il consiste à évaluer les possibilités de remplissage de la retenue et comparaison apports-besoins. Son but est de déterminer la capacité de la retenue et les débits régularisables en fonction de la capacité.

Le calcul de régularisation est effectué sur la base des données suivantes:

- Distribution des eaux pour satisfaire les besoins agricoles
- Evaporation à la surface de la retenue
- Pertes par infiltration
- Déversements après le remplissage

### II.8.1. BESOINS A SATISFAIRE

Le but d'utilisation de la retenue est de satisfaire les besoins agricoles. En ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord d'Algérie.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Pourcentage de la consommation	15	0	0	0	0	0	0	5	15	20	25	20	100

### II.8.2. PERTES D'EVAPORATION

Le volume évaporé de la retenue BIBETA est représenté dans le tableau suivant:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
mm	133	76	41	34	33	43	59	74	110	152	199	196	1150 mm
%	1,66	6,6	3,6	3,0	2,9	3,7	5,1	6,4	9,6	13,3	17,3	17,0	100 %

II.8.3. EVALUATION D'UNE SERIE CHRONOLOGIQUE DES APPORTS LIQUIDES ANNUELS

Pour les calculs de régularisations, il est indispensable d'évaluer la modulation interannuelle des apports liquides afin d'estimer les apports annuels des différentes probabilités qui est la base de la régularisation saisonnière. (voir chapitre (P. (A A) ).

II.8.4. REGULARISATION

L'étude de la régularisation a pour but de définir le rapport entre le volume demandé et celui que nous pourrions stocker dans la retenue, nécessaire pour satisfaire la demande; ce dernier est appelé volume régularisé.

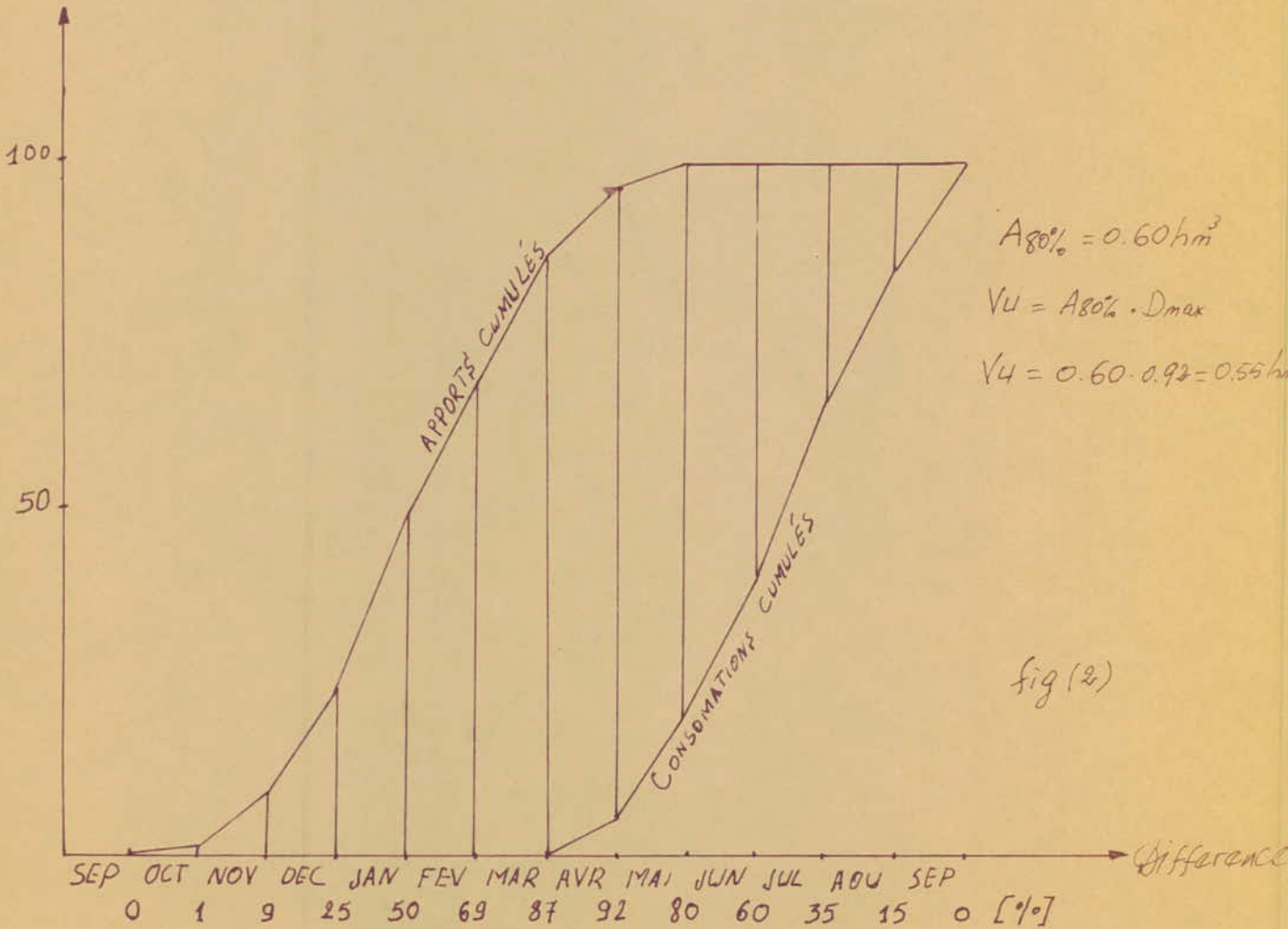
Dans notre cas le volume retenu est destiné uniquement à l'irrigation. En ce cas la retenue est dimensionnée pour un apport annuel de fréquence 80 %. C'est à dire 8 années sur 10, les apports sont supérieurs à cette valeur et le surplus est généralement perdu par le déversement. Cet apport est de  $0,6 \text{ hm}^3/\text{an}$ .

Pour apprécier les écarts entre l'apport de 80 % et les consommations, nous avons représenté les répartitions des apports mensuels voir (Fig. 2).

Afin de déterminer le volume utile de la retenue; nous présentons dans le tableau suivant les résultats de la régularisation.

# COURBES APPORT - CONSOMMATIONS CUMULES.

Retenue Collinaire de BETA  
Regularisation Saisonniere



Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
(mm)	133	76	41	34	33	43	59	74	110	152	199	196	133
(%)		1	9	25	50	69	87	92	80	60	35	15	0
(hm <sup>3</sup> ) A 80 %		0,01	0,05	0,15	0,30	0,41	0,52	0,55	0,48	0,36	0,21	0,09	
= V mort		0,07	0,11	0,21	0,36	0,47	0,58	0,61	0,54	0,62	0,27	0,15	0,06
(Km <sup>2</sup> )		0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,08	0,07	0,06	0,04	0,03
E(10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ) EXS		2,28	1,64	1,70	10,8	3,01	4,72	6,66	8,80	10,64	11,94	7,84	3,99

Avec : +  $\sum PE$  (Oct. Sept) = 65,210<sup>3</sup> m<sup>3</sup> perte par évaporation  
+ Volume utilisable = A 80 % - PE = 0,600 - 0,065 = 0,54 hm<sup>3</sup>  
+ Volume total = Vmort + Dmax. A 80 % = 0,06 + 0,92 X 0,6  
= 0,61 hm<sup>3</sup>

S : surface de la retenue correspondant au volume évaporé;  
déterminée à l'aide de la fig (1).

### II.8.5. LAMINAGE DE CRUE

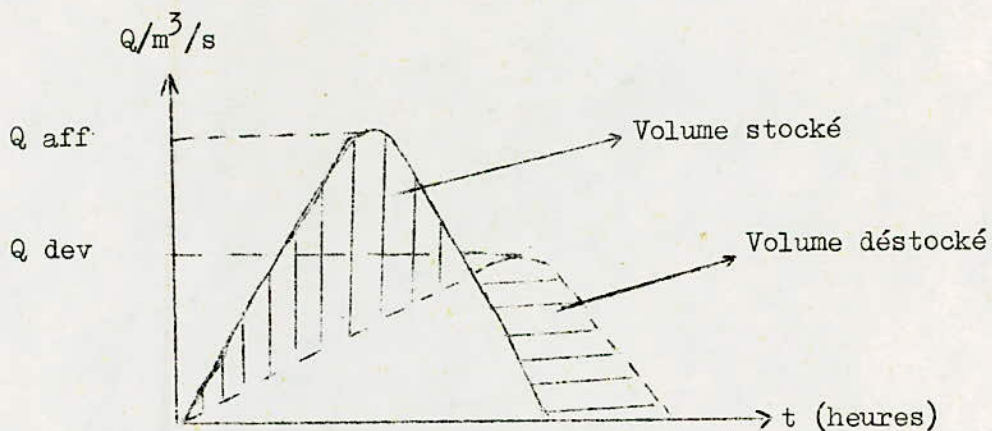
Le laminage de crue joue un rôle primordial tout en permettant de déterminer éventuellement:

- Les dimensions de l'évacuateur de crue afin d'éviter son surdimensionnement qui peut entraîner un coût excessivement chère.
- La cote maximale du plan d'eau.

L'étude du dimensionnement de la digue et de l'évacuateur de crue obéit à deux impératifs à savoir: économie et sécurité; en général les difficultés proviennent du fait que les débits de pointe sont d'une évaluation délicate.

Une crue de pointe contribuera à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur  $Z$ ; qu'il est indispensable de la déterminer tel est le but du laminage de crue.

Nous présentons ci-dessous une schématisation de l'hydrogramme de crue qui traduit sous forme de courbe la variation du plan d'eau dans la retenue



L'équation différentielle ci-dessous traduit rigoureusement le mécanisme du laminage.

$$Q \text{ aff } (t) \cdot dt = Q \text{ dév } (t) \cdot dt + A (Z) dz$$

où :  $Q \text{ aff}$  : débit de crue entrant dans la retenue.

$Q \text{ dév}$  : débit de crue sortant de la retenue par l'évacuateur de crue.

$Z$  : hauteur maximale du plan d'eau.

$dt$  : intervalle de temps considéré.

$A (Z)$  : surface du plan d'eau à la hauteur  $Z$ .

$Q \text{ aff } (t) \cdot dt$  : volume entrant à l'instant  $t$ .

$Q \text{ dév } (t) \cdot dt$  : volume sortant à l'instant  $t$ .

#### Méthode utilisée (voir Planche N° 1)

La méthode utilisée pour le laminage de crue est la méthode de CREAGER (méthode graphique). Elle consiste à faire le bilan des volumes entrants et les volumes évacués de la retenue pendant la durée de crue.

Soit: -  $Q_i$  : le débit entrant à l'instant  $t_i$

-  $Q_{i+1}$  : le débit entrant à l'instant  $t_i + 1$ .

Le débit entrant moyen entre  $t_i$  et  $t_{i+1}$  est égal à la moyenne arithmétique des deux débits correspondants

$$Q_{i, i+1} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$$

L'apport en volume de la crue entre l'instant  $t_i$  et  $t_i + 1$  sera donc:

$$V_c = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$$

Principe de la méthode graphique

Elle consiste à :

- Tracer la courbe  $V = f(H)$  à partir de la côte de la retenue normale
- Tracer la courbe  $V + \frac{\Delta V \text{ dév.}}{2}$
- Tracer la courbe  $V - \frac{\Delta V \text{ dév.}}{2}$

Et chaque volume partiel déversé ( $V$ ) on fait correspondre par intersection avec la courbe :

$$V + \frac{\Delta V \text{ dév.}}{2}$$

une hauteur et un débit déversé laminé.

Le débit évacué par le déversoir est donné par l'équation:

$$Q = m L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad [ \text{m}^3 / \text{s} ]$$

$m$  : coefficient de correction du débit  $m = 0,4 \div 0,5$   
( $m = 0,47$ )

$L$  : longueur du déversoir ( $m$ ) ( $L = 28 \text{ m}$  choisis)

$H_d$ : Hauteur de la lame déversante (charge sur le déversoir)

$Q$  : débit évacué (débit sortant)

En application de cette méthode on obtient :

- la lame d'eau déversante  $Z = H \text{ dév} = 0,40 \text{ m}$
- débit maximum ( $Q_{\text{max dév}}$ ) =  $30 \text{ m}^3/\text{s}$



Temps (h)	Qaff m <sup>3</sup> /s	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2 \times 10}$ m <sup>3</sup>	Charge H(m)	Qsort m <sup>3</sup> /s
0,3	1,11	0,003	0,02	1,0
0,6	4,4	0,008	0,075	2,5
0,9	10	0,01	0,125	4,0
1,2	17,7	0,025	0,28	10,0
1,5	27,7	0,037	0,48	19,0
1,8	40	0,040	0,62	28,0
2,1	33,7	0,033	0,7	30,0
2,4	28,00	0,028	0,60	27,0
2,7	23,2	0,023	0,555	23,5
3,0	18,8	0,018	0,50	20,0
3,3	15,0	0,015	0,44	17,0
3,6	12,0	0,011	0,37	13,5
3,9	9,12	0,009	0,305	11,0
4,2	7,0	0,007	0,25	8,5
4,5	5,0	0,005	0,195	6,5
4,8	3,5	0,003	0,145	5,0
5,1	2,35	0,002	0,105	3,5
5,4	1,48	0,001	0,07	2,5
5,7	0,8	0,0007	0,035	1,5
6,00	0,44	0,0004	/	/
6,3	0,2	0,00013	/	/
6,6	0,04	0,00002	/	/
6,9	0,004	0,000002	/	/

CHAPITRE III

ETUDE GEOLOGIQUE

III.1. OBJECT DE L'ETUDE

L'étude géologique porte l'examen des conditions géologiques du site du barrage ainsi que les matériaux constituant les recharges de l'ouvrage pour prévoir leur comportement futur.

III.2. GEOLOGIE GENERALE DU SITE

III.2.1. BASSIN VERSANT

Pour élaborer l'étude géologique sommaire, la carte géologique a été faite selon les observations sur terrain, selon les examens des roches superficielles et selon la connaissance topographique et géomorphologiques.

La formation géologiques du site de la cuvette ont été présentées sur le plan (2.4).

La formation la plus agée du bassin versant est formée de calcaires, marno-calcaires; au dessus des calcaires il y a des marnes, des marnes argileuses feuilletées, qui peuvent être trouvées sur la surface au milieu de l'oued BIBETA.

Sur la partie Sud du bassin versant, le terrain de fond est constitué par des sédiments argileux, silteux, sableux de l'oligocène, dans lesquels il y a parfois des couches de grés de 5 à 20 cm d'épaisseur.

Les matériaux de la chaîne de montagnes formant le bassin d'Est et Sud-Est sont des grés solides de l'oligocène.

La couverture des collines est des argiles, des argiles à débris, parfois grises, elles peuvent être trouvées aux environs du village de (BOU-HADJAR) et partout sur le bassin versant, l'épaisseur de cette couche est de 4 - 6 m.

### III.2.2. LE SITE DE LA RETENUE III.2.2.

La formation la plus agée du site de la retenue est des calcaires, marno calcaires, se trouvant à 400 m en amont du barrage.

Sur la rive gauche se trouvent des marno-calcaires gris, à une profondeur de 0,5 m. La plus part du terrain de fond de la retenue et du site de la digue est constituée par des marnes, et des marnes argileuses, gris-vertes, gris-bleues, effritées feuilletées, stratifiées. On peut trouver parfois des couches marno-calcaires plus solides.

Elles se trouvent sur la superficie dans les entrailles de l'oued, dans les fossés d'érosion.

Sur la rive gauche dans l'axe de la digue des marnes bien consolidées ont été observées à une profondeur de 0,8 m et de 3,6 m.

Dans l'axe de la digue elles peuvent être trouvées à la surface dans l'entraille du lit de l'oued, et sur la rive droite au dessous des couches argileuses à une profondeur de 5-6 m.

Sur la rive droite les argiles ont une profondeur d'environ 4,5 m; ces argiles sont brunes foncées et bien plastiques.

### III.3. ZONES D'EMPRUNT

Les matériaux de construction argileux peuvent être exploités du côté gauche de la cuvette et éventuellement de l'aval du barrage.

Les cailloux roulés, graviers, sables peuvent être exploités, du site de l'oued Kebir Est en amont de l'embouchure de l'oued BIBETA.

Les matériaux rocheux (calcaires) peuvent être exploités à 400 m à l'amont de la digue, dans une gorge de l'oued. Une carrière en exploitation se trouve à 10 km environ du barrage vers le Nord de BOU-HADJAR, à côté du pont de la route N° 9.

C O N C L U S I O N

Selon les coupes géologiques du site de la digue le terrain de fond est constitué de marnes argileuses dans lesquelles il y a des couches de marno-calcaires plus solides. Les marnes ont une grande capacité de charge; sont imperméables et au point de vue fondation, sont convenables .

La couverture argileuse de 5 à 6 m d'épaisseur de la rive droite est imperméable, sur laquelle la digue peut être fondée.

A cause des cailloux roulés au fond de la vallée le noyau étanche doit être aucré à une profondeur de 4 m dans les marnes.

La digue sera élevée sur la couverture argileuse du fond de la digue.

Sur la rive gauche de la digue peut être fondée sur la couverture argileuses de 1 à 1,5 m d'épaisseur, après avoir découpé le terrain végétal.

Donc selon les résultats de l'étude le site est morphologiquement et géologiquement convenable pour la construction d'une retenue collinaire.

CH A P I T R E IV

ETUDE HYDROTECHNIQUE DE LA DIGUE

IV.1. CHOIX DU TYPE DU BARRAGE

Le choix du type du barrage dépend des études telles que: géologiques, topographiques, géotechniques et les reconnaissances de détails: puits, sondages....

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs proches du site de la retenue est un objectif de premier importance.

En égard aux matériaux de construction disponibles près du site, la retenue de l'oued BIBETA sera réalisée en terre homogène qui est l'argile, qui aura une hauteur de 19 m au dessus de thalweg.

La digue en terre est moins sensible aux différences d'affaissement, et la structure de la digue est capable de supporter les effets d'affaissement sans déformation ni fissuration.

IV.2. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

La hauteur de la retenue sera prise égale à la hauteur correspondante aux plus hautes eaux (niveau max) augmentée d'une revanche prise dans le sens d'une sécurité absolue.

IV.2.1. LA REVANCHE

La revanche constitue une sécurité en cas de la montée exceptionnelle du plan d'eau au dessus de la cote des plus hautes eaux par suite de l'erreur de l'estimation des crues.

Elle est déterminée par les formules suivantes:

a)- Formule de STEVENSEN

$$R_{min} = 0,75 h_v + \frac{W^2}{2g} \quad \text{en (m)}$$

où  $R_{max} = 1,5 R_{min}$  en (m)

$h_v = 0,34 \quad F$  : hauteur des vagues en (m)  
 $F =$  longueur du plan d'eau en (km)  $F = 0,5 \text{ km}$   
 $W = 1,5 + 2 h_v$  : vitesse de propagation des vagues en (m/s)

$$R_{\max} = 1,5 \quad R_{\min} = 0,6 \text{ (m)}$$

$$\text{b)- } R = 1,1 + 0,3 \sqrt{F}$$

$f =$  Fetch du plan d'eau = 0,5 km

$$R = 1,31 \text{ (m)}$$

Valeur retenue dans notre étude est  $R = 1,50 \text{ (m)}$

#### IV.2.2. La hauteur de la digue sera:

$$H_b = H_{\max} + H_d + R$$

$H_{\max} =$  hauteur des plus hautes eaux :  $H_{\max} = H_{\text{dev}} + \text{NNR}$

$H_{\max} = 16,8$  ce qui correspond à un niveau 286,8 (N.G.A.)  
d'après la courbe capacités - hauteur

$H_d =$  hauteur de décapage :  $H_d = 0,5 \text{ m}$

$R =$  Revanche :  $R = 1,50 \text{ m}$

$H_b = 19\text{m}$  correspondant à un niveau 288,3 (N.G.A.)

#### IV.2.3. LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE

La largeur de la crête du barrage sera déterminé par les formules empiriques suivantes:

a)- Formule de PRUCE

$$bc = 1,0 + 1,1 \sqrt{H_b} = 5,79 \text{ (m)}$$

b)- Formule de KNAPPEN

$$bc = 1,65 \sqrt{H_b} = 7,09 \text{ (m)}$$

nous estimons que la largeur en crête du barrage  $bc = 6,0 \text{ m}$  serait suffisante.

#### IV.2.4. RISBERMES

Dans le but de la sécurité de l'ouvrage du point de vue stabilité on envisage (02) bermes sur le talus aval et amont disposés à la côte 278,5 et 275 respectivement ces dernières peuvent aussi servir de piste d'accès, pour éventuels travaux de maintenances et augmenter la stabilité des talus, on adopte une largeur de 3,0 m.

#### IV.2.5. PENTES DES TALUS

Suivant les caractéristiques géotechniques des matériaux de recharge, et la hauteur du barrage, nous adoptons les valeurs suivantes:

Valeurs, que nous tiendrons si toute fois la stabilité est assurée

- talus amont : 1/3
- talus aval : 1/2,5

##### IV.2.5.1. PROTECTION DES TALUS

Les talus doivent être protégés contre l'érosion provoquée par les vagues et le ruissellement des eaux de pluie.

##### - Talus amont

Une protection contre le batillage des vagues est indispensable sera assurée par des enrochements (RIP-RAP) d'épaisseur de 50 cm, de diamètre allant de 100 à 300 mm, ceux-ci reposent sur une couche de transition constituée par des alluvions où par des matériaux rocheux, cette couche aura une épaisseur de 20 cm.

##### - Talus aval

La protection du talus aval sera assurée par le gazonnement qui serait réalisé au fur et à mesure que les travaux avancent cet enherbement contribuera à la consolidation rapide des terres.

#### IV.3. RESEAU D'ECOULEMENT

##### IV.3.1. LES INFILTRATIONS

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

##### IV.3.2. PROTECTION CONTRE L'INFILTRATION A TRAVERS LE MASSIF DE LA DIGUE

Pour empêcher le glissement du talus aval, ains d'éviter le risque de renard causé par la saturation des dispositifs spéciaux de drainage sont à envisager (tapis filtrant, drains de pieds) ces dispositifs ayant pour rôle d'abaisser la valeur des sous pressions et drainer le sol de fondation et de maintenir la ligne de saturation; à l'intérieur du massif pour notre cas on propose un tapis filtrant inverse, qui sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation des éléments<sup>les</sup> plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre. Cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

#### IV.4. LIGNE DE SATURATION

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

##### IV.4.1. TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION

La ligne phréatique sera tracé à partir de la parabole théorique de KOZENY et de l'hypothèse de CASAGRANDE, la parabole de KOZENY est donné par:

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 Y_0}$$

X et Y étant des coordonnées



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

d : la largeur en base du barrage diminué de 0,7 m

m : étant la projection horizontale de la partie mouillé du parement amont.

- Coordonnées pour tracer la parabole théorique de KOZENY

X	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	52,3
X	2,43	5,49	7,34	8,85	10,15	11,29	12,32	13,27	14,115	14,97	15,77	16

d et m sont déterminées graphiquement (voir planche II)

$d = 52,3$  (m)

$m = 51$  (m)

$0,3m = 15,3$  (m)

$Y_0 = 2,43$

IV.5. ESTIMATION DU DEBIT DE FUITE

IV.5.1. DEBIT DE FUITE A TRAVERS LE CORPS DU BARRAGE

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

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

K : Perméabilité du matériaux constituant le corps du barrage:

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

d : Projection horizontal :  $d = 52,3$  m

H : hauteur de la retenue normale :  $H = 16$  m

$q = 2,42 \cdot 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s

Ce débit est admissible.

CHAPITRE V

ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE

V.1. GENERALITES

La retenue collinaire en remblai est un massif assez étendu qu'il n'y a pas de raison de vérifier sa stabilité contre le déplacement, ni contre le renversement, cependant il est indispensable de vérifier la stabilité au glissement des talus amont et aval.

V.2. EXPOSE DU PROBLEME

Le glissement du terrain s'exprime d'une manière très varié, <sup>se</sup> il produit soudainement durant des mois, des années.

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

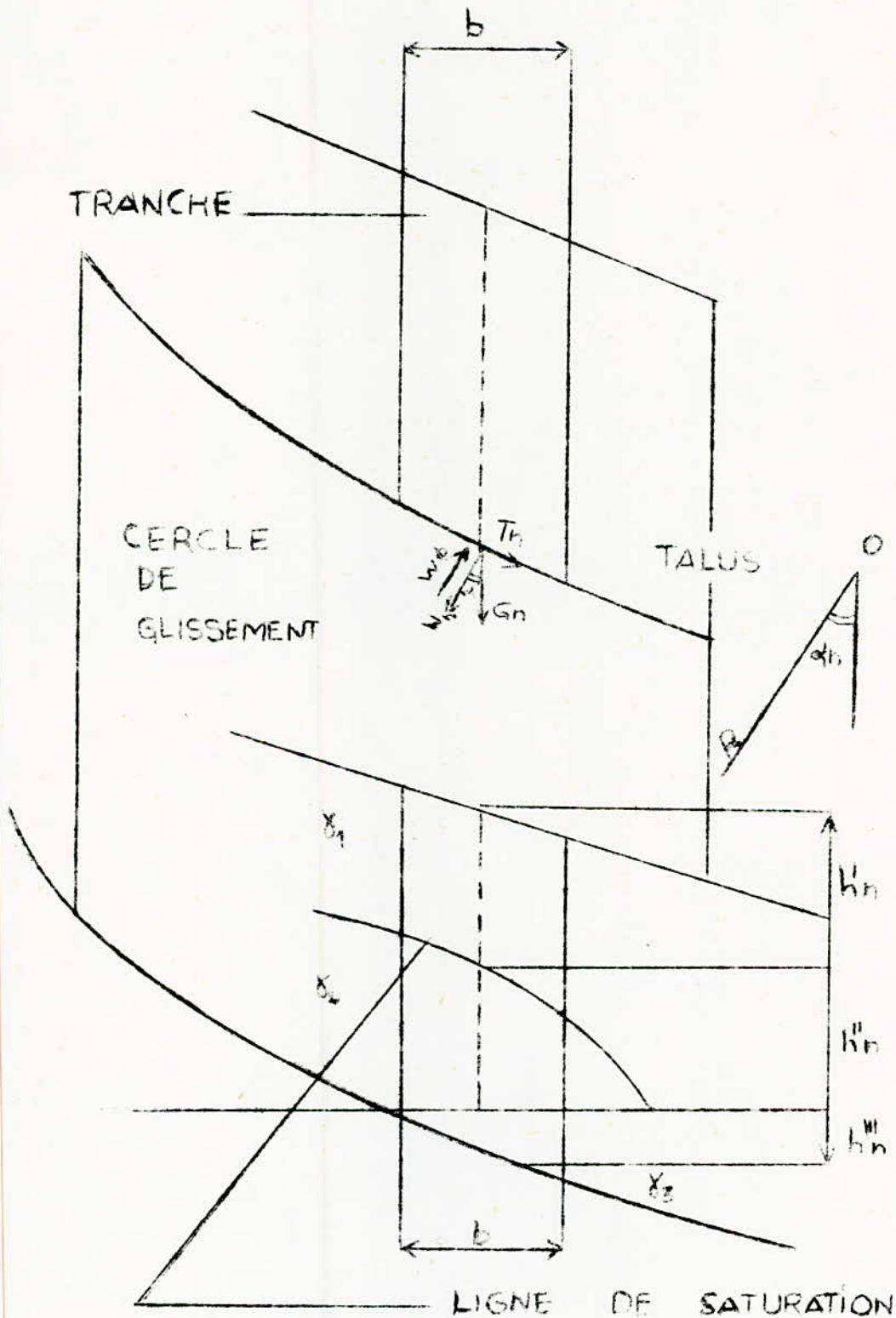
Pour<sup>s</sup>assurer de la stabilité amont et aval des talus dans les cas les plus défavorables on introduit les hypothèses suivantes:

- 1)- Quand le réservoir est plein le talus amont est en danger sous l'effet des forces d'infiltration.
- 2)- Quand le réservoir est vide les eaux de pluies s'infiltrent dans le massif et réapparaissent dans la partie basse des talus amont et aval et cela nuit la stabilité du corps du barrage
- 3)- Le vidange du réservoir provoque toujours un danger sur le talus amont lors de l'effet des vitesses d'écoulement très important qui provoque l'érosion sur ce dernier. Ces vitesses d'infiltration peuvent provoquer les effets suivants:
  - a)- Phénomène de renard
  - b)- effet des sous-pressions

V.3. METHODE UTILISEE

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

SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE  
PAR LA METHODE DE FELLENIUS



La méthode dite TELLENIUS suppose également une rupture instantanée et simultanée le long de la surface de glissement appelée aussi cercle de glissement; c'est, cette méthode que nous utilisons dans la présente étude.

Pour celà, il nous faut envisager plusieurs cas, afin d'obtenir le cercle donnant un coefficient de stabilité minimum.

Considérons la tranche d'ordre (n) qui est soumise:

- à la surface de la pesanteur  $G_n$  ayant comme composantes normale et tangentielle  $N_n$  et  $T_n$ .

- à la force de pression hydrodynamique  $W \phi n$ .

La force tangentielle  $T_n$  est motrice et à tendance à entraîner le glissement.

Les forces stabilisatrices s'opposant au glissement sont:

- La force de frottement

$$S_n = (N_n - W\phi n) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

où  $\varphi$  : angle de frottement interne du sol

- La force de cohésion :  $C = C l_n$

avec  $C$  : cohésion du sol en ( $t^f/m^2$ )

$l_n$ : longueur de l'arc de glissement dans les limites de la tranche "n" considérée.

- La largeur des tranches est :  $b = \frac{R}{m}$

où  $m = 10; 20 \dots$  (soyant  $m = 1, 10$  )

Le coefficient de sécurité s'exprime par le rapport de la somme des moments des forces stabilisatrices par la somme des moments des forces motrices par rapport au centre du cercle de glissement.

$$K S = \frac{\sum S_n R + \sum C_n \cdot R}{\sum T_n \cdot R}$$

où R : Rayon du cercle de glissement

$$K S = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n}$$

Précédons au numérotage des tranches, la verticale issue du centre (O) du cercle de glissement coupe la tranche d'ordre 0 (zéro) en son milieu.

Les tranches situées à gauche de la centrale sont numérotées négativement et celle de droite positivement pour le talus aval et inversement pour le talus amont.

Le poids  $G_n$  de la tranche d'ordre "n" est:

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

$\gamma_1$  : poids volumique du massif à l'état naturel en ( $t/m^3$ )

$\gamma_2$  : poids volumique du massif à l'état saturé en ( $t/m^3$ )

$\gamma_3$  : poids volumique du sol de fondation en ( $t/m^3$ )

$h'_n$  : hauteur moyenne de la partie sèche de la  $n^{\text{ème}}$  tranche (m)

$h''_n$  : hauteur moyenne de la partie saturée de  $n^{\text{ème}}$  tranche (m)

$h'''_n$  : hauteur moyenne de la partie d'assise de la  $n^{\text{ème}}$  tranche (m)

- La composante normale  $N_n$  est :

$$N_n = G_n \cos \alpha_n$$

- La composante tangentielle  $T_n$  est :

$$T_n = G_n \sin \alpha_n$$

avec  $\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$  d'où :  $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$

$n$  = numéro d'ordre

- La force de pression hydrodynamique est:

$$W \phi_n = \gamma_e h_p l_n \quad \text{en (t/m)}$$

où  $\gamma_e$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma_{\text{eau}} = 1 \text{ t/m}^3$ )

$h_p$  : hauteur piézométrique de la tranche considérée prise approximativement égale à la hauteur de l'eau d'infiltration sur les courbe de glissement

$$h_p = h''_n \quad \text{en (m)}$$

$$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n} \quad \text{en (m)}$$

La formule donnant  $K_s$  s'écrit alors:

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma_e h_n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$C_i$  et  $\phi_i$  sont fonction de l'état de la zone de la tranche.

#### V.4. CHOIX DU CERCLE DE GLISSEMENT

La retenue reposant sur une base non rocheuse celle-ci susceptible de glisser avec le massif.

La zone du cercle de glissement est déterminé en divisant le talus en deux (02) parties et en menant une droite de  $80^\circ$  à  $90^\circ$  alors la droite verticale limitée par les deux (02) rayons R1 et R2 qui sont pris à partir d'un tableau en fonction de la hauteur de la digue, pour notre cas: ( $R1 = h_p$  ;  $R2 = 2,3 h_p$ ).

#### V.5. SOLLICITATION DUES AU SEISME

Le site de la retenue sur l'oued BIBETA, se situe dans la zone II, il nous faut alors tenir compte des effets séismiques dans l'étude de la stabilité des talus.

Nous appliquons au centre de gravité de chaque tranche une force due à l'accélération

$$\delta = a \cdot g$$

où: a - coefficient d'intensité sismique de la zone (a = 0,15)

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

L'expression du coefficient de sécurité devient:

$$KS = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - h_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \phi + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \operatorname{du}}$$

avec :  $T_{tn} = a \cdot G_n$  force due au séisme en (t/m)

$dn$  = bras de levier en (m)

#### V.6. CAS A ENVISAGER DANS LE CALCUL

Il faut s'assurer de la stabilité des talus amont et aval, dans les cas les plus défavorables correspondant aux hypothèses suivantes:

1)- Le réservoir est vide (fin de construction)

Les eaux de pluies s'infiltrent dans le massif et réapparaissent vers les parties basses des talus amont et aval.

Amont : KS = 2,1 sans séisme

KS = 1,43 avec séisme

Aval: KS = 1,94 sans séisme

KS = 1,69 avec séisme

2)- Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

C'est le talus aval qui est en danger sous l'effet des forces d'infiltration; car il y a un écoulement continu à travers la digue.

Aval : KS = 1,66 sans séisme

KS = 1,16 avec séisme

3)- Le réservoir étant plein, il est vidangé rapidement.

C'est le talus amont qui est en danger.

Dans ce cas le cercle de glissement passe par le N.N.R.

$KS = 1,57$  sans seisme

$K'S = 1,12$  avec séisme

- Données géotechniques

$$\gamma_1 = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_3 = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$C = 1,5 \text{ t/m}^2 \text{ assise}$$

$$\varphi = 27^\circ$$

$$C = 2,0 \text{ remblai}$$

Les calculs de la stabilité de la digue, sont représentés dans les tableaux suivants.

CONCLUSION

D'après les résultats obtenus du coefficient de stabilité, nous constatons que notre ouvrage est stable, par conséquent nous gardons les pentes prises au préalable.



45

No de tranchée	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>n</sub> <sup>  </sup> (m)	γ <sub>1</sub>	γ <sub>3</sub>	G <sub>n</sub>	S <sub>indn</sub>	C <sub>indn</sub>	G <sub>n</sub> S <sub>indn</sub>	G <sub>n</sub> C <sub>indn</sub>	L <sub>n</sub> (m)	C <sub>ln</sub>	T <sub>ln</sub>	G <sub>n</sub> C <sub>ln</sub> kg	dn	T <sub>ln</sub> ·dn	
-4	4	1.4	0.4	1.6	1.9	12.0	0.39	0.91	-4.78	11.00	5.0	7.51	1.80	5.502	35.4	63.72	
-3	"	2.8	2.0	"	"	33.12	0.30	0.95	-9.93	31.58	4.0	6.60	4.96	15.793	35.6	176.57	
-2	"	4.0	3.2	"	"	49.92	0.19	0.95	-9.94	48.91	4.0	6.60	7.48	24.458	35.6	266.28	
-1	"	5.4	3.8	"	"	63.44	0.10	0.99	-6.40	63.11	4.0	6.60	9.51	31.555	35.2	334.96	
0	"	7.7	4.0	"	"	79.68	0.0	1.0	0.0	79.68	4.0	6.60	11.95	39.820	35.05	418.84	
1	"	8.0	3.8	"	"	80.08	0.10	0.99	8.22	79.655	4.0	6.60	12.01	44.525	33.9	406.00	
2	"	10.4	3.2	"	"	90.88	0.19	0.97	18.11	89.05	4.2	6.30	13.63	40.627	33.4	456.20	
3	"	10.7	2.2	"	"	85.2	0.30	0.95	25.61	81.25	4.2	6.30	12.78	37.654	31.75	405.76	
4	"	12.0	0.7	"	"	82.12	0.39	0.91	32.74	75.30	4.4	6.60	12.31	33.254	30.35	373.60	
5	"	12.0	0.	"	"	76.8	0.50	0.86	38.4	66.50	4.6	6.90	11.52	26.750	28.75	330.05	
6	"	10.4	0.	"	"	66.56	0.59	0.80	39.58	53.50	5.2	7.80	9.98	20.538	28.8	267.46	
7	"	8.6	0.	"	"	55.04	0.69	0.71	38.40	41.07	5.7	8.55	8.25	10.206	24.3	200.62	
8	"	5.3	0.	"	"	33.92	0.79	0.60	27.08	20.41	6.8	10.20	5.07	2.171	21.35	108.24	
9	"	1.4	0.	"	"	8.96	0.87	0.48	7.83	4.34	4.8	7.20	1.34	2.11	18.4	24.656	
									Σ=2049				Σ=97.95			Σ=332.80	Σ=3831.96

$$k_s = \frac{332.80 + 97.95}{204.93} = 2,1 \quad ;$$

$$k_{ss} = \frac{332.80 + 97.95}{204.93 + \frac{1}{40}(3831,96)} = 1,43$$

46

No. de Tranchée	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>n</sub> <sup>'''</sup> (m)	γ <sub>1</sub>	γ <sub>3</sub>	G <sub>n</sub>	Sin α <sub>n</sub>	Cos α <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin α <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Cos α <sub>n</sub>	L <sub>n</sub> (m)	G <sub>n</sub> Cos α <sub>n</sub> γ <sub>3</sub>	C <sub>1</sub> h <sub>n</sub>	T <sub>en</sub>	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>en</sub> .d <sub>n</sub>
-4	4	1.0	0.3	1.6	1.6	8.32	0.39	0.920	-3.24	7.65	4.0	3.82	6.0	1.24	34.65	43.24
-3	"	2.2	1.4	1.6	"	23.04	0.30	0.95	-7.119	21.88	4.2	10.90	6.3	3.45	34.6	119.57
-2	"	3.8	2.4	"	"	39.68	0.20	0.97	-8.249	38.80	4.2	19.40	6.3	5.95	34.3	204.15
-1	"	5.4	3.0	"	"	53.76	0.10	0.99	-5.617	53.46	4.5	28.73	6.75	8.06	33.8	272.56
0	"	7.0	3.0	"	"	64.0	0.00	1.00	0.00	64.00	4.0	32.00	6.0	9.60	32.0	307.2
1	"	8.6	3.0	"	"	74.24	0.10	0.99	7.758	73.79	4.0	36.89	6.0	11.34	31.6	358.57
2	"	9.0	2.2	"	"	71.68	0.20	0.97	14.902	70.10	4.2	35.05	6.3	11.25	30.2	339.76
3	"	10.6	1.0	"	"	74.24	0.29	0.95	22.012	70.89	4.3	35.44	6.45	11.75	28.6	336.30
4	"	11.6	0.0	"	"	74.24	0.41	0.90	30.779	67.55	4.3	33.77	6.45	11.92	26.7	318.48
5	"	11.0	0.0	"	"	70.4	0.52	0.85	36.822	59.95	4.4	29.97	6.6	11.50	24.5	281.952
6	"	9.8	0.0	"	"	62.72	0.62	0.77	39.469	48.733	5.0	24.36	7.5	10.62	21.7	230.49
7	"	7.5	0.0	"	"	48.0	0.73	0.68	35.102	32.731	6.0	16.36	9.0	8.24	19.4	156.60
8	"	4.0	0.0	"	"	26.60	0.83	0.54	21.21	13.941	7.6	6.97	11.4	3.83	18.4	70.65
"	"	"	0.0	"	"				Σ=183,8			Σ=311,68	Σ=91,105			Σ=3039,2

$$K_s = \frac{211,68 + 91,105}{183,80} = 2,19$$

;

$$K_{SS} = \frac{311,68 + 91,105}{183,80 \cdot \frac{1}{38} (3039,2)} = 1,526$$

N <sup>o</sup> de Tranchées	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>n</sub> <sup>'''</sup> (m)	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	G <sub>n</sub>	Sindu	Cosdu	G <sub>n</sub> Sindu	G <sub>n</sub> Cosdu	L <sub>n</sub> (m)	G <sub>n</sub> Cosdu <sup>pp</sup>	Ci <sub>n</sub>	Tendu	d <sub>n</sub> (m)	Tendu	
-4	4	0.4	1.0	1,6	1,6	8.96	0.37	0.92	-3.356	8.30	1,6	4.150	2.4	1.344	35.4	87.36	
-3	"	1.4	1.2	"	"	16.64	0.30	0.95	-5.141	15.82	4.0	7.912	6.0	2.496	35.0	208.915	
-2	"	3.0	3.2	"	"	39.68	0.20	0.97	-8.249	38.81	4.0	19.405	6.0	5.952	35.1	279.014	
-1	"	4.6	3.8	"	"	53.76	0.10	0.99	-5.617	5.61	4.0	2.808	6.0	8.064	34.6	331.90	
0	"	6.2	4.0	"	"	65.28	0.00	1.00	0.00	65.28	4.0	32.640	6.0	9.792	33.9	367.48	
1	"	7.8	3.8	"	"	74.24	0.10	0.97	7.758	73.83	4.0	36.915	6.0	11.136	33.0	413.107	
2	"	9.0	4.2	"	"	84.48	0.20	0.95	17.563	82.62	4.2	41.314	6.3	12.670	32.6	352.30	
3	"	9.8	2.0	"	"	75.52	0.30	0.91	23.335	71.81	4.0	35.909	6.0	11.328	31.1	340.992	
4	"	11.4	0.6	"	"	76.80	0.40	0.85	31.23	70.15	4.4	35.078	6.6	11.520	29.6	303.148	
5	"	11.4	0.0	"	"	72.96	0,51	0.78	37.46	62.59	4.8	31.295	7.2	10.940	27,7	255.59	
6	"	10.4	0.0	"	"	66.56	0.61	0.78	40.97	52.45	5.2	26.224	7.8	9.984	25.6	176.64	
7	"	8.0	0.0	"	"	51.20	0.65	0.57	33.5	38.69	6.0	19.348	9.0	7.680	23	94.56	
8	"	5.0	0.0	"	"	32.0	0.81	0.45	26.29	18.35	7.4	9.175	11.1	4.80	19.7	94.56	
9	"	1.2	0.0	"	"	7.68	0.89	0.42	6.842	3.48	3.4	1.742	5.1	1.152	16.6	19.123	
									Σ=203.65				Σ=303.91	Σ=91.5			Σ=3230.13

$$K_s = \frac{303.91 + 91.5}{203.65} = 1.94$$

$$K_{ss} = \frac{303.91 + 91.5}{203.65 + \frac{1}{39}(3230.13)} = 1.69$$

43

N° de Tranche	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>n</sub> <sup>'''</sup> (m)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>3</sub>	G <sub>n</sub>	Sin α <sub>n</sub>	cos α <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sin α <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> cos α <sub>n</sub>	L <sub>n</sub> (m)	G <sub>n</sub> cos α <sub>n</sub> x δ <sub>n</sub>	C <sub>ln</sub>	T <sub>ln</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>endn</sub>	
-4	4	0.8	0.0	1.6	1.6	5.12	0.364	0.931	-1.867	4.766	2.0	2.749	3.0	0.767	36.4	27.95	
-3	4	2.2	0.5	"	"	17.28	0.292	0.956	-5.045	16.519	4.2	9.526	6.3	2.591	37.15	96.29	
-2	4	3.8	1.4	"	"	33.28	0.199	0.979	-6.622	32.610	4.0	18.815	6.0	4.991	36.8	188.70	
-1	4	5.4	2.0	"	"	47.36	0.102	0.994	-4.863	47.108	4.0	27.176	6.0	7.103	36.3	257.87	
0	4	7.0	2.0	"	"	57.60	0.00	1.00	0.00	57.600	4.0	33.230	6.0	8.640	35.5	306.72	
1	4	8.6	1.8	"	"	66.56	0.104	0.994	6.955	66.160	4.0	38.170	6.0	9.983	34.6	345.44	
2	4	9.0	1.0	"	"	64.00	0.199	0.979	12.755	62.713	4.0	36.180	6.0	9.600	34.0	326.40	
3	4	10.6	0.0	"	"	67.84	0.309	0.951	20.962	64.519	4.2	37.220	6.3	10.175	32.7	332.75	
4	4	10.4	0.0	"	"	66.56	0.406	0.913	27.069	60.802	4.5	35.080	6.7	9.983	31.0	309.50	
5	4	9.8	0.0	"	"	62.72	0.507	0.861	31.830	54.039	4.7	31.175	7.0	9.407	29.1	273.77	
6	4	8.6	0.0	"	"	55.04	0.608	0.793	33.502	43.660	5.0	25.19	7.5	8.255	26.9	222.08	
7	4	6.6	0.0	"	"	42.24	0.707	0.707	29.863	29.860	6.0	17.22	9.0	6.335	24.3	153.96	
8	4	3.0	0.0	"	"	19.20	0.809	0.587	15.532	11.223	7.6	6.508	11.4	2.88	20.9	60.192	
									161.600				Σ=318.059	Σ=87.3			Σ=2896.64

$$k_s = \frac{318.059 + 87.3}{161.600} = 2,5;$$

$$k_{ss} = \frac{318.059 + 87.3}{161.60 + \frac{1}{40}(2896.64)} = 1,73$$

N°	b	h'	h''	h'''	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> sinα	G <sub>n</sub> cosα	Wφ	ln	G <sub>n</sub> ( $\frac{G_{n1}-W\phi}{189}$ )	Ciln	T <sub>en</sub>	dn	T <sub>en</sub> dn	
-4	3.7	1.2	0.0	0.2	1.6	1.9	1.9	8.51	-3.19	7.83	0.72	3.6	3.64	5.4	1.276	34.5	44.03	
-3	3.8	2.7	0.0	1.5	"	"	"	27.25	-7.73	26.13	8.70	5.8	8.87	8.7	4.087	34.5	141.01	
-2	3.8	4.2	0.0	2.4	"	"	"	42.86	-8.18	42.08	8.88	3.6	16.89	5.5	6.429	34.2	219.87	
-1	3.8	5.6	0.0	2.9	"	"	"	54.98	-5.27	54.70	11.02	3.8	22.23	5.7	8.247	33.6	277.51	
0	3.8	7.0	0.0	3.0	"	"	"	64.22	0.0	64.22	11.4	3.8	26.88	5.7	9.633	33.0	317.88	
1	3.8	8.5	0.0	2.9	"	"	"	72.62	6.97	72.25	11.02	3.8	31.16	5.7	10.893	32.2	350.75	
2	3.8	9.0	0.0	2.4	"	"	"	72.05	13.76	70.75	9.12	3.8	31.36	5.7	10.807	31.7	342.59	
3	"	7.7	2.2	1.4	"	"	"	72.81	20.68	75.92	14.04	3.86	31.49	5.8	10.921	30.4	332.55	
4	"	6.9	4.8	0.2	"	"	"	78.05	28.27	72.35	19.50	3.86	26.90	5.8	11.707	29.3	343.61	
5	"	7.0	4.7	0.0	"	"	"	76.49	35.87	67.54	18.80	4.0	24.25	6.0	11.473	27.8	319.53	
6	"	6.9	3.7	0.0	"	"	"	68.66	38.59	56.78	17.02	4.6	20.23	6.9	10.299	26.9	266.74	
7	"	7.2	2.0	0.0	"	"	"	58.22	38.31	44.01	10.00	5.0	17.31	7.5	8.733	23.8	207.84	
8	"	7.2	0.0	0.0	"	"	"	43.77	33.00	28.71	0.00	5.6	14.61	8.4	6.565	21.2	139.18	
9	"	3.8	0.0	0.0	"	"	"	22.49	19.07	11.91	0.00	7.4	6.06	11.5	3.373	18.1	61.06	
									Σ=211.5				Σ=294.49	Σ=93.9				Σ=3364.22

$$k_s = \frac{294.49 + 93.9}{211.5} = 1.83$$

$$k_{ss} = \frac{294.49 + 93.9}{211.5 + \frac{1}{38}(3364.22)} = 1.30$$

64

50

N°	b	h'	H'	h''	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	G <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> sinα <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> cosα <sub>n</sub>	WQ	ln	(G <sub>n</sub> cosα <sub>n</sub> - WQ) / 39	G <sub>en</sub>	T <sub>en</sub>	dn	T <sub>endn</sub>	
-4	1.0	0.3	0.0	0.2	1.6	1.9	1.9	0.86	-0.320	0.794	0.28	1.4	0.261	2.1	0.129	35.8	4.624	
-3	3.9	1.4	0.0	1.2	"	"	"	17.63	-5.148	16.85	5.04	4.2	6.01	6.3	2.644	35.9	94.937	
-2	3.9	3.0	0.0	2.2	"	"	"	35.02	-7.284	34.25	9.02	4.1	12.84	6.15	5.253	35.6	187.00	
-1	3.9	4.6	0.0	2.8	"	"	"	49.45	-5.19	49.20	11.2	4.0	19.34	6.0	7.417	35.1	260.35	
0	"	6.2	0.0	3.8	"	"	"	60.92	0.0	60.92	11.7	3.9	25.05	5.85	9.138	34.4	314.347	
1	"	7.8	0.0	2.8	"	"	"	67.64	7.64	67.23	11.2	4.0	28.52	6.0	10.146	33.5	339.89	
2	"	9.0	0.0	2.2	"	"	"	72.46	14.42	70.94	9.24	4.2	31.40	6.3	10.869	32.6	354.329	
3	"	8.8	1.0	1.0	"	"	"	69.73	21.42	66.38	8.40	4.2	29.51	6.3	10.459	31.6	330.52	
4	"	7.0	4.0	0.0	"	"	"	73.32	29.84	66.94	17.6	4.4	25.11	6.6	10.998	30.1	331.039	
5	"	6.8	3.6	0.0	"	"	"	69.11	35.04	59.57	17.28	4.8	21.52	7.2	10.366	28.2	292.335	
6	"	7.0	2.0	0.0	"	"	"	58.50	35.57	46.39	10.2	5.1	18.42	7.65	8.775	25.9	227.27	
7	"	7.2	0.0	0.0	"	"	"	44.93	31.77	31.77	0.0	6.0	16.17	9.0	6.739	23.4	157.704	
8	"	4.0	0.0	0.0	"	"	"	24.96	20.44	14.33	0.0	7.0	7.29	10.5	3.744	20.2	75.62	
9	1	1.0	0.0	0.0	"	"	"	1.60	1.41	0.74	0.0	2.2	0.37	33.0	0.24	17.7	4.248	
								Σ=179.58					Σ=241.82	89.25	Σ=2974.21			

$$K_s = \frac{241.82 + 89.25}{179.58} = 1.84 ;$$

$$K_{ss} = \frac{241.82 + 89.25}{179.58 + \frac{1}{39}(2974.21)} = 1.29$$

FONCTIONNEMENT NORMAL

TALUS AVAL

R = 40.0m

№ de tranchée	b (m)	h (m)	h' (m)	h'' (m)	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	G <sub>n</sub>	G <sub>util</sub>	G <sub>util</sub> h	Wφ	ln	(G <sub>n</sub> cos α - Wφ) / γ <sub>3</sub>	c <sub>il</sub> h	T <sub>en</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>en</sub> d <sub>n</sub>	
4	2.0	0.5	0.0	1.0	1.6	1.9	1.9	5.40	-2.04	5.00	2.7	2.7	1.17	4.05	0.81	26.25	29.36	
3	4.0	1.5	0.0	2.1	"	"	"	27.18	-8.27	26.90	8.82	4.2	9.20	6.3	4.07	36.15	147.38	
-2	"	3.4	0.0	2.2	"	"	"	38.48	-7.65	37.67	9.24	4.2	14.47	6.3	5.77	38.4	204.32	
-1	"	5.0	0.0	3.8	"	"	"	60.88	-6.03	60.57	15.2	4.0	23.09	6.0	9.13	33.5	305.92	
0	"	6.7	0.0	4.0	"	"	"	73.28	0.00	73.28	16.0	4.0	29.16	6.0	10.99	34.75	381.97	
1	"	8.2	0.0	3.8	"	"	"	81.36	7.81	80.95	15.2	4.0	33.47	6.0	12.20	33.8	412.49	
2	"	9.0	2.4	3.2	"	"	"	81.92	16.30	80.20	12.8	4.0	34.31	6.0	12.28	33.1	406.73	
3	"	7.8	5.0	2.0	"	"	"	83.36	25.09	79.53	18.04	4.1	31.08	6.15	12.50	31.9	398.87	
4	"	6.8	5.0	0.6	"	"	"	86.08	33.92	79.11	23.52	4.2	28.29	6.3	12.91	30.6	395.107	
5	"	6.8	4.0	0.0	"	"	"	81.52	40.11	70.92	21.0	4.2	25.41	6.3	12.22	28.5	348.498	
6	"	7.0	1.5	0.0	"	"	"	75.20	44.74	60.46	20.0	5.0	20.59	7.5	11.28	26.5	298.92	
7	"	7.6	0.0	0.0	"	"	"	60.04	41.73	43.17	7.80	5.2	18.00	7.8	9.00	23.95	215.693	
8	"	6.0	0.0	0.0	"	"	"	38.40	30.60	23.12	0.0	6.2	11.76	9.3	5.76	20.8	119.80	
9	2.0	2.9	0.0	0.0	"	"	"	9.28	8.12	4.50	0.0	4.4	2.29	6.6	1.39	18.45	25.68	
								Σ=224.42					Σ=282.29	Σ=90.6				

51

$$K_s = \frac{282.29 + 90.6}{224.42} = 1.66$$

;

$$K_{ss} = \frac{282.29 + 90.6}{224.42 + \frac{1}{40}(3838.06)} = 1.16$$

N	b	H <sup>1</sup>	γ <sub>2</sub>	G <sub>n</sub>	Coax	Sind	G <sub>n</sub> Sind	G <sub>n</sub> Coax	ln	Wφ	(G <sub>n</sub> Coax - Wφ) + γφ	G <sub>1</sub> ln	T <sub>1</sub> ln	d <sub>n</sub>	T <sub>1</sub> d <sub>n</sub>
-3	3	1.4	1.9	7.98	0.95	0.30	-2.39	7.61	4.0	5.6	1.373	6.0	1.19	28.1	33.635
-2	"	3.2	"	18.24	0.97	0.199	-3.63	17.87	3.3	10.56	4.431	4.95	2.73	28.0	76.608
-1	"	4.6	"	26.22	0.99	0.104	-2.73	26.06	3.0	13.80	7.166	4.50	3.93	27.8	109.337
0	"	5.7	"	32.49	1.00	0.00	0.00	32.49	3.0	17.10	8.880	4.50	4.83	27.85	133.29
1	"	6.7	"	38.19	0.99	0.09	3.78	37.99	3.0	20.10	10.437	4.50	5.72	26.75	0.959
2	"	7.0	"	39.90	0.98	0.19	7.74	39.10	3.1	21.70	10.501	4.65	5.98	26.00	155.61
3	"	8.3	"	47.31	0.97	0.20	9.79	46.26	3.1	25.73	12.450	4.65	7.09	24.55	195.508
4	"	7.0	"	39.91	0.95	0.29	11.77	38.11	3.3	23.10	9.690	4.95	5.98	24.0	143.64
5	"	6.6	"	37.62	0.86	0.50	18.81	32.57	3.4	22.40	8.780	5.1	5.64	22.8	128.66
6	"	5.6	"	31.92	0.80	0.59	18.96	25.65	4.0	22.40	5.493	6.0	4.78	21.2	101.505
7	"	4.0	"	22.8	0.71	0.70	15.96	16.26	4.2	16.80	3.462	6.3	3.42	19.4	66.348
8	"	1.6	"	9.12	0.60	0.79	7.28	5.48	6.0	9.60	-0.2769	9.0	1.36	17.2	23.529
			"				Σ = 85.403				Σ = 82.35	Σ = 64.9			Σ = 1168.52

$$K_s = \frac{82.35 + 64.9}{85.403} = 1.72 \quad j$$

$$K_{ss} = \frac{82.35 + 64.9}{85.403 + \frac{1}{30}(1168.52)} = 1.18$$

52



N°	b	h'	γ <sub>2</sub>	G <sub>n</sub>	Cosα <sub>n</sub>	Sinα <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Sinα <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Cosα <sub>n</sub>	ln	Wφ	(G <sub>n</sub> Cosα <sub>n</sub> - Wφ) / γ <sub>2</sub>	C <sub>ln</sub>	T <sub>en</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>n</sub> d <sub>n</sub>	
-2	4	1.2	1.9	9.12	0.97	0.20	-1.89	8.91	4.3	5.16	2.16	6.45	1.368	36.7	50.20	
-1	"	2.3	"	17.48	0.99	0.10	-1.81	17.37	4.0	9.20	4.76	6.00	2.622	35.8	93.99	
0	"	5.0	"	38.0	1.00	0.00	0.0	38.0	4.0	20.0	10.39	6.00	5.70	36.0	205.20	
1	"	6.0	"	45.6	0.99	0.10	4.74	45.32	4.0	24.0	21.32	6.00	6.84	35.1	240.08	
2	"	6.7	"	50.92	0.97	0.20	10.59	49.79	4.0	28.80	13.28	6.00	7.63	33.4	255.26	
3	"	6.8	"	51.68	0.95	0.30	15.96	49.14	4.3	29.24	11.55	6.45	7.75	32.9	265.04	
4	"	6.6	"	50.16	0.90	0.41	4.21	45.59	4.3	28.38	9.94	6.45	7.52	31.4	236.25	
5	"	5.6	"	42.56	0.85	0.51	21.91	36.47	4.6	25.76	6.18	6.90	6.38	29.5	187.32	
6	"	4.2	"	31.92	0.78	0.62	19.88	24.99	5.1	21.42	2.07	7.65	4.78	27.6	132.14	
7	"	1.8	"	13.68	0.68	0.72	9.91	9.41	6.6	11.88	-1.37	9.9	2.05	25.1	51.50	
							Σ=88.46					Σ=80.33	Σ=67.75			

$$K_s = \frac{80.33 + 67.75}{83.46} = 1.77$$

$$K_{ss} = \frac{148.08}{83.46 + \frac{1}{38}(1708)} = 1.15$$

53

54

N <sup>o</sup>	b	H'	γ <sub>2</sub>	G <sub>m</sub>	Coef	Sind	G <sub>m</sub> Sind	G <sub>m</sub> Coef	ln	Wφ	(G <sub>m</sub> Coef - Wφ) 180	G <sub>m</sub>	T <sub>en</sub>	dn	T <sub>endn</sub>	
-3	1.4	0.4	1.9	1.064	0.96	0.26	-0.284	1.025	1.6	0.64	0.244	2.4	0.159	38.0	6.064	
-2	4.0	2.0	"	15.2	0.97	0.19	-3.024	14.89	4.0	8.0	4.154	6.0	2.28	37.4	85.242	
-1	"	3.8	"	28.8	0.99	0.101	-2.916	28.70	4.0	15.2	7.893	6.0	4.532	36.0	155.95	
0	"	5.4	"	41.04	1.0	0.00	0.00	41.04	4.0	21.6	11.216	6.0	6.156	34.6	212.99	
1	"	6.5	"	49.4	0.99	0.10	4.989	49.10	4.0	26.0	13.501	6.0	7.41	33.3	246.75	
2	"	7.3	"	55.48	0.97	0.19	11.04	54.31	4.2	30.66	14.321	6.3	8.322	32.0	266.30	
3	"	7.6	"	57.76	0.95	0.29	17.154	55.14	4.3	32.68	14.471	6.45	8.664	30.6	265.11	
4	"	7.4	"	56.24	0.91	0.39	22.383	51.57	4.4	32.56	13.663	6.6	8.436	29.3	247.17	
5	"	6.8	"	51.68	0.86	0.50	25.84	44.75	4.6	31.28	11.770	6.9	7.752	28.0	217.05	
6	"	5.3	"	40.28	0.800	0.59	24.127	32.22	5.0	26.50	7.951	20.0	6.042	28.6	160.71	
7	"	3.0	"	22.8	0.71	0.69	15.823	16.79	5.6	16.80	3.462	8.4	3.420	25.4	86.868	
8	2.0	1.0	"	7.6	0.63	0.77	5.859	4.83	3.6	3.60	2.308	5.4	1.140	24.4	27.810	
							Σ = 121.44						Σ = 104.95	Σ = 86.45		

$$K_s = \frac{104.956 + 86.45}{121.44} = 1.576$$

$$j \quad K_{ss} = \frac{104.956 + 86.45}{121.44 + \frac{1}{40}(1978.06)} = 1.12$$

CHAPITRE VI

O U V R A G E     A N N E X E S

V.I. DERIVATION PROVISOIRE

V.1.1. BUT

La dérivation à pour but d'abdir les difficultés qui peuvent s'imposer au cours de la réalisation de l'ouvrage.

Cette dérivation est assurée par une galerie souterraine qui sera creusée sur le flanc droit de l'oued. Elle servira aussi à la fin de construction de la retenue collinaire pour la vidange de fond, la prise d'eau et à l'évacuation des crues exceptionnelles.

Un batardeau amont est nécessaire pour barrer. La rivière et entonner les eaux dans la galerie.

V.1.2. DETERMINATION DE LA HAUTEUR DU BATARDEAU

HYPOTHESES DE CALCUL

- Ecoulement en charge dans la galerie
- dans la hauteur du batardeau est exclue la revanche
- écoulement permanent

En application de l'équation de Bernoulli entre les sections (1) et (2) nous avons:

$$H_{\text{bat}} + J.L - H_2 = \frac{v^2}{2g} \left( \sum Y_i + f \cdot \frac{L}{D} \right) \quad (1)$$

où H bat : hauteur du batardeau revanche exclue;

L : longueur de la galerie suivant le tracé choisie

D : Diamètre de la galerie     D = 1,6 m

Y : Somme des pertes de charge

$$\gamma_{\text{entrée}} = 0,5 \quad ; \quad \gamma_{\text{sortie}} = 1$$

J : pente de terrain le long du tracé  $J = 0,04$

$H_2$  : hauteur d'eau au bief aval  $H_2 = 1 \text{ m}$

f : Coefficient de frottement correspondant au régime turbulent rugueux donné par la formule de Nicuradzé

$$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^2$$

avec - rugosité absolue de la paroi  $\varepsilon = 1,10^{-3}$

Dh - Diamètre hydraulique  $D_h = D = 1,6$  section pleine

L'équation (1) peut s'écrire sous la forme :

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J \cdot L + \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} \left( \sum \gamma_i + f \cdot \frac{L}{D} \right)$$

#### Application

$$Q_p = 10 \% = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,6 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 1 \cdot 10^{-3}$$

$$Fr = 0,0178$$

$$H_{\text{bat}} = 4,35 \text{ m}$$

#### Vérification du régime

$$\frac{\varepsilon}{D_h} = \frac{1 \cdot 10^{-3}}{1,6} = 6,25 \cdot 10^{-4}$$

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{Q}{A} \cdot \frac{D}{\nu} = 1,19 \cdot 10^7$$

$$\nu = \text{viscosité cinématique de l'eau} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Diagramme de Moody.  
Le Régime est turbulent rugueux.

Le régime étant turbulent rugueux, aucune correction n'est à faire.

Nous adoptons une revanche de 1m, par conséquent la hauteur du batardeau sera:

$$H_{\text{bat}} = 6,00 \text{ m}$$

## VI.2. EVACUATEUR DE CRUES

### BUT

Du fait de la nature des matériaux du massif de la digue; il est nécessaire d'éviter tout déversement par dessus sa crête.

Pour cela, les évacuateurs de crue s'imposent comme solution devant le danger de submersion des barrages.

Le choix du type d'évacuateur et de son emplacement dépendent des conditions topographiques, géologiques et économiques.

### VI.2.1. CHOIX DU TYPE D'EVACUATEUR DE CRUE

Le choix de l'évacuateur de crues dépend des données hydrologiques et des conditions topographiques du site. Nous avons opté pour un déversoir latéral de surface à seuil libre pour évacuer la crue du projet. Le déversoir sera à profil pratique type CREAGER qui s'adapte le mieux à la lame de façon à ce que celle-ci ne puisse se décoller.

### VI.2.2. EMLACEMENT DE L'EVACUATEUR

Pour des raisons topographiques nous optons par un évacuateur de surface sur la rive gauche dans notre étude, et dans ce cas le seuil du déversoir sera fixé à la côte du N.N.R. (286m N.G.A.), il se fondera sur les marnes.

a. Profil du déversoir

Ce profil est obtenue d'après le profil type qui correspond à une charge d'eau de 1 m en multipliant les coordonnées X et Y du profil type par la charge 0,7 m.

Le déversoir à une longueur en cote de 28 m ~~parcours~~  
~~amont en aval~~.

Coordonnées du profil sont:

X	Y	X	Y	X	Y
0,00	0,088	0,49	0,07	1,33	0,776
0,07	0,025	0,56	0,102	1,40	0,865
0,14	0,005	0,63	0,140	1,47	0,958
0,21	0,000	0,70	0,180		
0,28	0,004	0,77	0,225		
0,35	0,019	0,84	0,276		
0,42	0,042	0,91	0,33		
		0,98	0,395		
		1,05	0,463		
		1,12	0,535		
		1,18	0,611		
		1,26	0,691		

b. Stabilité de l'évacuateur de crue

Durant son exploitation l'ouvrage est soumis à divers sollicitations qui sont variable dans le temps, nous devons prévoir son comportement dans plusieurs cas de charge, les diverses sollicitations auxquelles serait soumis l'ouvrage lors de son exploitation pourront entraîner soit son glissement, son soulèvement, soit son renversement, c'est pourquoi, une vérification de la stabilité de l'ouvrage contre les risques précités, s'impose.

1)- Stabilité contre le glissement

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

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

où  $f$  : coefficient de frottement = 0,6

$G$  : poids de l'ouvrage

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

$P$  : Poussée due à la pression de l'eau

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

où  $\gamma_b$  : poids spécifique du béton  $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$

$h$  : hauteur d'eau  $h = 2,00 \text{ m}$

$b$  : largeur à la base du déversoir  $b = 4,75$

$$\text{et enfin } G = \frac{1}{2} (2,4) \cdot 2,0 \cdot 4,75 = 11,4 \text{ t/ml}$$

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

où  $\gamma$  - poids volumique de l'eau :  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (2)^2 = 2 \text{ t/ml}$$

$$\text{avec } W \phi = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot b$$

où : coefficient de réduction des sous pressions

$$\alpha = 0,15 \div 1,0 \text{ soit } \alpha = 0,8$$

$$W \phi = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 4,75 = 4,275 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } K_g = 0,6 \frac{(11,4 - 4,275)}{2} = 2,15$$

### 2)- Stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{Moments /c Retenant}}{\sum \text{Moments /c Renversant}} = \frac{G \cdot n}{P \cdot m + W \phi \cdot e}$$

où G : poids propre du déversoir et n son bras de levier

P : Poussée de l'eau et m son bras de levier

$W \phi$  : Force d'infiltration et e son bras de levier

$$\text{avec : } n = \frac{2}{3} \quad b = 3,16 \text{ m}$$

$$e = \frac{2}{3} \quad h = 3,16 \text{ m}$$

$$m = \frac{1}{3} \quad h = 0,66 \text{ m}$$

$$K_r = \frac{11,4 \cdot 3,16}{2 \cdot 0,66 + 4,275 \cdot 3,16} = 2,42$$

### 3)- Stabilité contre le soulèvement

$$K_s = \frac{\sum \text{Forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{Forces provoquant le soulèvement}} = \frac{G + P_1}{W \phi}$$



$P_1$  : poids de l'eau sur la console à la base du déversoir

$$P_1 = b_1 \cdot \gamma \cdot h$$

avec  $b_1$  = largeur de la console de la base  $b_1 = 1$

$$P_1 = b_1 \cdot \gamma \cdot h = 1 \cdot 1 \cdot 2 = 2 \text{ m}$$

et enfin

$$K_s = \frac{11,4 + 2}{4,275} = 3,13$$

### Conclusion:

La stabilité de l'ouvrage est assurée par conséquent aucune modification sur ses dimensions n'est à apporter.

### V.2.3. CALCUL HYDRAULIQUE DU DEVERSOIR

#### - Hypothèses

Hauteur du seuil : 2 m

Largeur en crête : 28 m

Débit de pointe à évacuer : 30 m<sup>3</sup>/s

Charge hydraulique maximale = 0,7 m

Côte en crête : 286 m (N.G.A.)

Nous consacrons l'étude et le principe de calcul de Mr G. LAPRAY.

La hauteur critique de la lame d'eau est :

$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{où } q = \frac{Q}{b} = \frac{30}{28} = 1,07 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$K = 0,5 \text{ m}$$

- Calcul de la charge à l'amont

$$H = H_k + q$$

avec  $a = 2 \text{ m}$

$$H_k = \frac{3}{2} K = 0,75$$

$$H = H_k + a = 2,75$$

- Calcul de la charge au pied aval du déversoir :  
le paramètre adimensionnel  $H +$  sera :

$$H + = \frac{H}{K} = \frac{2,75}{0,5} = 5,5$$

de l'abaque 18 on tire  $ht +$

$$ht + = 0,34$$

d'où  $ht = ht + \cdot k = 0,32 \cdot 0,5 = 0,17 \text{ m}$

- Calcul de la vitesse d'eau à l'aval

$$V = q/ht = \frac{1,07}{0,17} = 6,39 \text{ m/s}$$

#### VI.2.4. CANAL EVACUATEUR

Rôle: Le canal évacuateur sert à véhiculer le débit déversé par le déversoir vers l'oued, sa longueur et sa pente sont déterminées topographiquement sur une carte d'échelle 1/1000.

$$L = 160 \text{ m}$$

$$i = 11 \%$$

Le canal est de forme trapézoïdal et est linéairement convergent, et du type graduellement varié. La présentation des calculs sera sous forme de programme, ce dernier est établi par Mr LAPRAY.

Etude de l'écoulement dans le canal

Calcul de remous

Dans le canal l'écoulement est graduellement varié caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du canal. La ligne d'eau d'un tel mouvement est appelée lourde de remous.

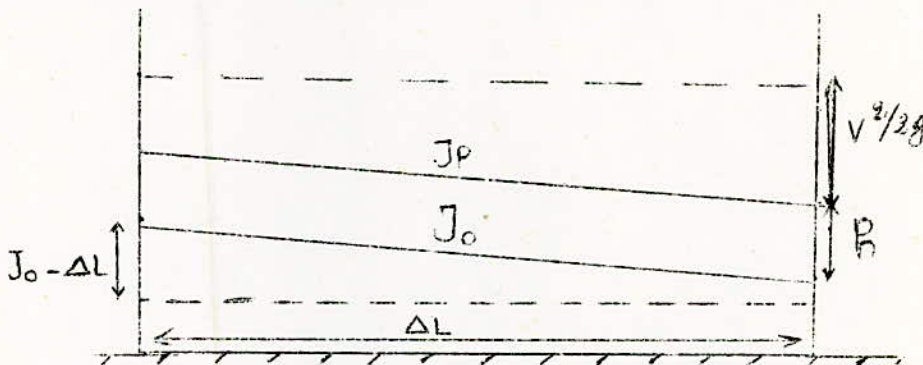
- Méthode de calcul (par integration numérique)

Le calcul est basé sur une équation différentielle établie entre la longueur  $L$ . reliant deux section, et la hauteur d'eau  $h$ .

En faisant tendre  $DL$  vers zéro, la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient de la perte de charge  $J$ .

$$J = -\frac{b}{d l} (V^2 / 2g + Z_0 - J_0 \cdot L + h) \quad (I)$$

Voir Fig.



En exécutant la dérivation de cette équation et en appliquons l'équation de continuité puis on dérive cette dernière on trouve.

$$\Delta L = \frac{1 - Q^2 \cdot L}{J_0 - J} \cdot dh$$

L'integration de cette équations donne le tracé de la surface libre de l'eau le long du canal.

Le canal a été fait sur calculatrice programmable T.I.59 A l'aide d'un programme établi par Monsieur G. LAPRAY.

Le calcul est basé sur les formules suivantes:

$$- b_i = b_o - \frac{\sum L_i - 1 + L_i}{L_o^n} \quad (b_o - b_n) \text{ largeur moyenne de trançon}$$

$$- A_i = (h_i + D_{hi} / 2)(h_i + D_{hi} / 2) + b_i \quad \text{Section moyenne de chaque trançon}$$

$$- P_i = b_i + x (h_i + D_{hi}/2) \quad \text{périmètre mouillé}$$

$$-(F)^{-0.5} = 1,14 - 0,86 \ln (\epsilon/D_h) \quad \text{coefficient de frottement}$$

$$- X = 2 (T^2 + 1)^{0,5}$$

$$- J = F \cdot Q^2 / D_h \cdot A^2 \cdot 2g \quad \text{gradient de perte de charge}$$

$$- \epsilon = 0,005 \quad \text{rugosité absolue}$$

$$- D_H = 4 \frac{A}{P} \quad \text{diamètre hydraulique}$$

$$L = \frac{1 - \frac{Q^2 \cdot e}{g A^3}}{J_o - \frac{f Q^2}{D_h A^2 \cdot 2g}}$$

Valeurs initiales à introduire

$V = 10^6$  : STO 00     $Lo = 0$  : STO 06     $L = 5$  : STO 15  
 $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$  : STO 01     $Ln = 160$  : STO 20     $K = 0,5$  : STO 27  
 $\varepsilon = 0,001$  : STO 02     $Hot = 0,17$  : STO 08     $\Delta h = -0,0001$  : STO 17  
 $Ju = 0,11$  : STO 03     $Huo = 0,6$  : STO 37     $0,001 \xleftrightarrow{t}$   
 $X = 10^{-6}$  : STO 05     $bn = 10$  : STO 16  
                                   $bo = 28$  : STO 18

$\Delta h$  ( varie par tranche ) : STO 17

Exécution:

Appuyer sur A  $\longrightarrow h_{II} = h_I + \frac{h}{2} = 0,169$     RCL 09  $\xleftrightarrow{=}$   $= 2 \sqrt{1+X^2} = 2$   
 Appuyer sur B  $\longrightarrow Lo-I \xleftrightarrow{06}$     RCL 08  $\xleftrightarrow{h_I}$   
                                  RCL 04  $\xleftrightarrow{bi}$     RCL 19  $\xleftrightarrow{IR}$   $\xrightarrow{\text{Turbulent rugueux}}$   
 Appuyer sur C  $\xleftrightarrow{=}$   $K_I \xleftrightarrow{STO 27}$     RCL 29  $\xleftrightarrow{=}$   $\varepsilon / \Delta h$   
 Appuyer sur D  $\xrightarrow{\quad}$   $hu \xrightarrow{\quad}$  STO 37

Respecter

B pour les valeurs à rapporter au tableau

B, C, D

C faire varier valeur et signe de  $\Delta h$  à réintroduire au registre 17 au fur et à mesure de l'avancement du programme.

tant que  $li \leq ln$

Li	hi	bi-1	ki	hi	$\Delta H$	li	hi	bi-1	ki	hi
	0,109					66,89	0,1680	20,26	0,5990	0,176
9,07	0,17	27,06	0,5005	0,1486		69,38	0,1690	20,23	0,6050	0,177
9,671	0,1699	26,94	0,5019	0,1491		71,76	0,1700	20,06	0,6110	0,179
10,35	0,1689	26,87	0,5028	0,1492		74,03	0,1710	19,79	0,6160	0,180
11,08	0,1679	26,79	0,5038	0,1495		76,23	0,1720	19,54	0,6210	0,182
11,88	0,1669	26,71	0,5049	0,1498		78,35	0,1730	19,30	0,6260	0,183
12,75	0,1659	26,61	0,5061	0,1501		80,41	0,1740	19,06	0,6320	0,184
13,71	0,1649	26,51	0,5070	0,1505		82,42	0,1750	18,84	0,6370	0,186
14,79	0,1639	26,39	0,5088	0,1507		84,37	0,1760	18,61	0,6420	0,187
16,01	0,1629	26,26	0,5105	0,1514	+0,01	98,71	0,1860	17,70	0,6640	0,193
17,44	0,1619	26,11	0,5125	0,1519		115,45	0,1960	15,95	0,7110	0,206
19,16	0,1609	25,94	0,5140	0,1525		129,13	0,2060	14,24	0,7670	0,222
21,36	0,1599	25,72	0,5170	0,1533		140,96	0,2160	12,8	0,8240	0,237
23,60	0,1589	25,41	0,5210	0,1540		151,40	0,2260	11,55	0,8820	0,253
24,65	0,1588	25,32	0,5240	0,1552	-0,00001	160,78	0,2360	10,43	0,9440	0,271
24,74	0,15887	25,27	0,5250	0,1565						
25,18	0,1589	25,25	0,5264	0,1560						
28,84	0,1599	25,15	0,5279	0,1564						
32,65	0,1609	24,96	0,5256	0,1569						
37,09	0,1619	25,57	0,5337	0,1577						
41,75	0,1620	24,14	0,5400	0,1590						
45,37	0,1626	23,15	0,550	0,1630	+0,0001					
50,24	0,1630	22,72	0,5620	0,1650						
54,74	0,1640	22,09	0,5720	0,1680						
58,30	0,1650	21,64	0,5800	0,1700						
61,42	0,1660	21,26	0,5870	0,1720						
64,26	0,1670	20,93	0,5940	0,1740						

REMOUS DESCENDANT TYPE P<sub>2</sub> SUPERNORMAL .

REMOUS ASCENDANT TYPE P<sub>3</sub> SUBNORMAL .

} Turbulent-Rugueux-Torrentiel.  
-el.

Appuyer sur C  $\Rightarrow$  K1  $\longleftrightarrow$  27 RCL 29  $\longleftrightarrow$   $\varepsilon / \Delta h$

Appuyer sur D  $\Rightarrow$  h4  $\longleftrightarrow$  37

Respecter  
 B,C,D,  
 tant que  $li \leq ln$

} B pour les valeur à rapporter au tableau  
 } C faire varier valeur et signe de h à réintroduire au registre 17 au fur et à mesure de l'avancement du programme.

V.2.5. DISSIPATEUR DE L'ENERGIE

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

Le rayon de courbure des défecteurs est en fonction de la pression exercée sur le radior. En pratique  $R \gg 5 h$ ;

R ; Rayon (m)

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

h = 0,236      R = 1,2      Prenons R = 2 m

Tracé du jet

Les équations à employer seront celles des projectiles

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

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

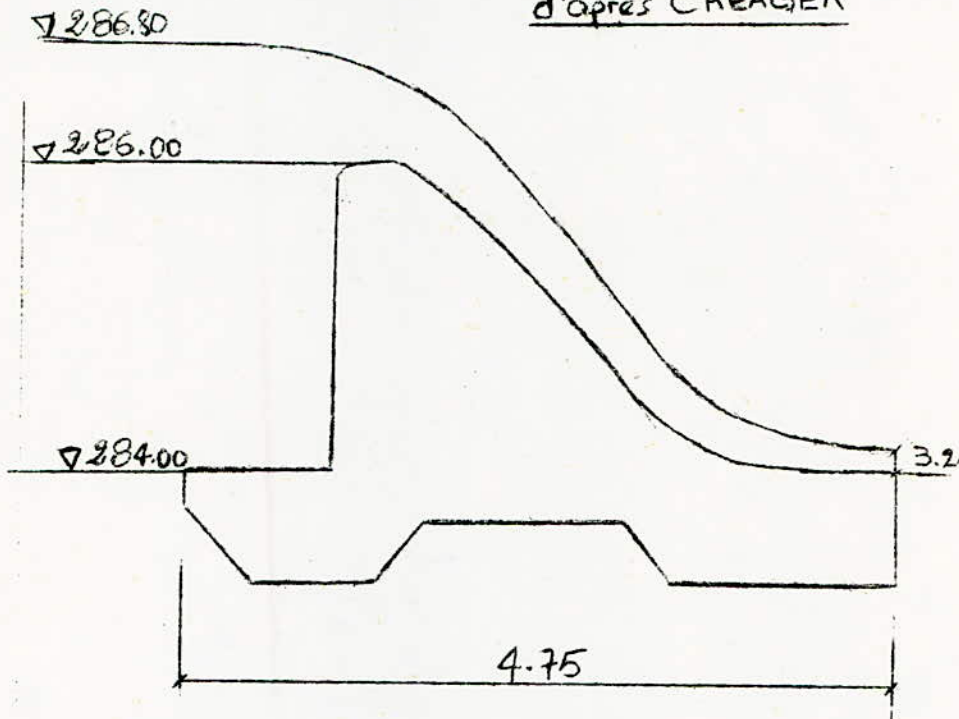
Nous tirons des équations (1) et (2)

$$t = \frac{X}{V \cos X} \qquad Y = X \operatorname{tg} X - \frac{X^2}{4 h \cos^2 X}$$

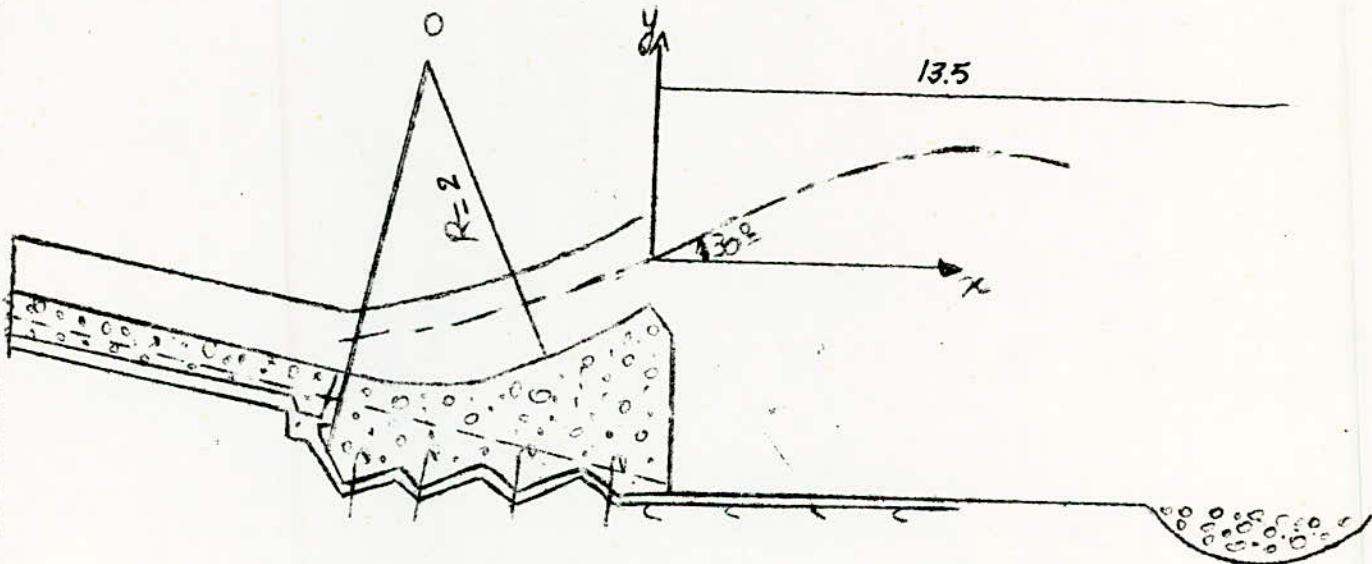
avec  $h = \frac{v^2}{2g}$

# DEVERSOIR

d'après CREAGER



# SAUT DE SKI





La portée sera établie par la relation:

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

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

V : vitesse au départ du saut de ski à l'aval (m)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h \cdot b} = \frac{30}{0,236 \cdot 10} = 12,71 \text{ m/s}$$

X : angle correspondant à la portée égale en général à 30°

$$X = 1,8 \left( 0,236 + \frac{(12,71)^2}{19,62} \right) \sin 60^\circ = 13,5 \text{ m}$$

$$X = 13,5 \text{ (m)}$$

### V.13. VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

Il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange de fond à celui de prise d'eau pour des raisons économiques et pratiques.

#### V.13.1. VIDANGE DE FOND

Après exécution de la retenue collinaire, la conduite de dérivation provisoire sera aménagée comme conduite de vidange de fond.

Le but de la vidange est:

- Vider la retenue en cas d'accident
- Pour une raison quelconque, on veut faire baisser rapidement le plan d'eau, où également pour le contrôle du plan d'eau lors de la première mise en eau, de retenue.
- Abaisser le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien ou réparation.
- Evacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles, elle joue alors le rôle d'évacuateur de crue auxiliaire.

### V.3.2. PRISE D'EAU

Le but de l'ouvrage de prise est le prélèvement à chaque instant dans le réservoir le débit nécessaire à l'irrigation par une conduite qui empruntera la galerie de dérivation provisoire.

#### V.3.2.1. DETERMINATION DU DEBIT DE PRISE

D'après les données relatifs à la consommation (besoins-irrigation) nous constatons que la demande sera plus pesante dans la saison estivale, ainsi on retient une valeur de volume de prise qui correspond à 25 % du volume utile du réservoir.

$$V_u = 0,55 \text{ hm}^3$$

$$V_p = 25 \% \quad V_u = 0,25 \cdot 0,55 \cdot 10^6 = 0,14 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

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

$Q_p$  = débit de prise

$T$  = Période d'irrigation d'un mois

$$Q_p = \frac{0,14 \cdot 10^6}{31.8.3600} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

On propose un diamètre  $D = 300 \text{ mm}$ .

On calcul la vitesse

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{D^2}{4}} = \frac{0,15 \cdot 4}{3,14(0,3)^2} = \boxed{2,1 \text{ m/s}}$$

$$V_{\text{adm}} = 0,2 \div 3 \text{ m/s}$$

Nous remarquons que la vitesse d'écoulement se situe dans la marge de sécurité de la conduite. Pour le réglage de la vanne de prise nous prévoyons un mécanisme manuel. L'accession se fera à l'aide d'une échelle disposée dans la tour.

La conduite sera en acier et une protection s'évère nécessaire contre la corrosion.

CHAPITRE VII

Coût du projet:

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction des régions en ALGERIE. Les calculs estimatifs sont résumés dans le tableau suivant:

Désignations	Quantités (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA/m <sup>3</sup> )	Montant (10 <sup>6</sup> DA)
Remblai argile	120 000	100	12
Décapage terre végétale	10 520	95	0,99
Filtre inversé	4125	170	0,70
RIP-RAP	7600	100	0,76

Total digue = 14,45.10<sup>6</sup> DA

Déblais	4000	-	0,34
Evacuateur de crue	205	2000	0,41
Canal de décharge	900	2000	1,8

Total évacuateur de crue = 2,55.10<sup>6</sup> DA

Galerie de vidange	125	2000	0,25
Déblais	345	160	0,06

Total Galerie = 0,31.10<sup>6</sup> DA

Coût total: 18.310.000 DA

## C O N C L U S I O N

Dans la présente étude de la retenue collinaire sur l'oued BIBETA dont la réalisation servira à l'irrigation des terres avoisinantes, nous avons abordés les principales étapes nécessaire pour la faisabilité.

La teneur de ce projet est basé sur les données hydrologiques et géologiques délivrées par la D.H.W. de Taref.

Du point de vue hydrologique; les apports peuvent assurer un débit nécessaire à l'irrigation.

Du point de vue géologique, la cuvette repose sur des argiles, les pertes par infiltration sont faibles.

Enfin nous estimons que le site étudié convient bien à la construction de l'ouvrage, si toutefois des données et des précisions seront confirmées notamment des reconnaissances géologiques et les caractéristiques géotechniques.

-oo0oo- P L A N C H E S -oo0oo-

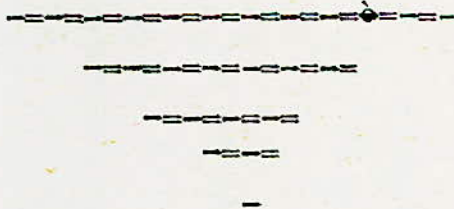
-) Planche N°1 : LAMINAGE DE CRUE DE PROJET.

-) Planche N°2 : PROFIL TYPE DE LA DIGUE  
COUPE GEOLOGIQUE.

-) Planche N°3 : STABILITE DES TALUS  
LIGNE PHREATIQUE

-) Planche N°4 : VUE EN PLAN DE LA DIGUE.

-) Planche N°5 : OUVRAGES ANEXES.



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

- G. REMENIERAS: Editions EYROLLES.  
" Hydrologie de l'Ingénieur "
  
- G. SCHEEBILJ Edition EYROLLES  
" Hydraulique souterraine "
  
- M. CARLIER : Editions EYROLLES.  
"Hydraulique générale"
  
- MALLETSPAQUANT: Editions EYROLLES  
" BARRAGE en terre "
  
- G. LAPRAY : E.N.P.A  
" Théorie de la longueur fluidodynamique "
  
- BELOKONEV.E : Polycopiés I.H.B  
" Barrages en matériaux locaux"
  
- Thèses de fin d'études ( E.N.P.A )

-----

-----

-----

-----

-----

Programme donnant le profil en long de la surface Libre

Remous en canal trapézoïdale linéairement convergent.

LRN 2<sup>nd</sup> LBL A RCL 05  $x^2 + 1 = \sqrt{x} \times 2 = \text{STO } 09$  RCL 08 + RCL 17 ÷ 2 = ST007 R/S  
 25 2<sup>nd</sup> LBL B RCL 15 ST014 ÷ 2 + RCL 06 = ÷ RCL 20 x (RCL 16 - RCL 18) + RCL 18 = ST004  
 54 x RCL 07 + RCL 05 x RCL 07  $x^2 = \text{STO } 10$  x 4 ÷ (RCL 04 + RCL 09 x RCL 07) = ST011  
 83  $1/x \times \text{RCL } 02 = \text{STO } 29$   $\ln x \times .86 - 1.14 = x^2$   $1/x \text{ ST012 } 1 - \text{RCL } 01 x^2 \times (\text{RCL } 04 + 2 \times \text{RCL } 05$   
 119  $\times \text{RCL } 07) \div 9.8 \div \text{RCL } 10 y^x 3 = \text{STO } 13$  ÷ (RCL 03 - RCL 12 x (RCL 01 ÷ RCL 10)  $x^2 \div \text{RCL } 11 \div$   
 155  $19.6) \times \text{RCL } 17 = \text{STO } 15$  - RCL 14 = 2<sup>nd</sup> |x| 2<sup>nd</sup>  $x \gg t$  B RCL 15 2<sup>nd</sup> |x| SUM06 RCL 17 SUM  
 184 08 RCL 08 + RCL 17 ÷ 2 = ST007 RCL 04 ÷ RCL 10 x RCL 11 ÷ RCL 00 = ST019 RCL 06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique.

209 2<sup>nd</sup> LBL C RCL 04 + 2 x RCL 05 x RCL 27 = ST031 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27 =  
 233 x RCL 27 = ST030  $1/x y^x 3 \times \text{RCL } 31 \times \text{RCL } 01 x^2 \div 9.8 = \text{STO } 28 y^x .3$   
 259 x RCL 27 = ST027 RCL 28 - 1 = 2<sup>nd</sup> |x| 2<sup>nd</sup>  $x \gg t$  C RCL 09 x RCL 27 + RCL 04  
 281 = ST026  $1/x \times \text{RCL } 30 \times 4 = \text{STO } 23$   $1/x \times \text{RCL } 02 = \text{STO } 21$   $\ln x \times .86 -$   
 306  $1.14 = x^2$   $1/x \text{ ST024 } \div \text{RCL } 23 \times \text{RCL } 01 x^2 \div \text{RCL } 30 x^2 \div 19.6 = \text{STO } 22$   
 $\div \text{RCL } 03 = 1/x \text{ ST025 RCL } 27 \text{ R/S}$

Allure de la profondeur normale hypothétique.

344 2<sup>nd</sup> LBL D RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = ST040 RCL 40 + RCL 37 x RCL 09  
 369 = ST036  $1/x \times 4 \times \text{RCL } 40 = \text{STO } 33 \div \text{RCL } 02 = 1/x \text{ ST039 } \ln x \times .86 - 1.14$   
 398 =  $x^2$   $1/x \text{ ST035 } \div \text{RCL } 33 \times \text{RCL } 01 x^2 \div \text{RCL } 40 x^2 \div 19.6 = \text{STO } 32 \div \text{RCL } 03 =$   
 426  $y^x .3 \times \text{RCL } 37 = \text{STO } 37$  RCL 32 - RCL 03 = 2<sup>nd</sup> |x| 2<sup>nd</sup>  $x \gg t$  D RCL 01 ÷ RCL 40 =  
 450 ST034 x RCL 33 ÷ RCL 00 = ST038 RCL 37 R/S

Essential Parameters

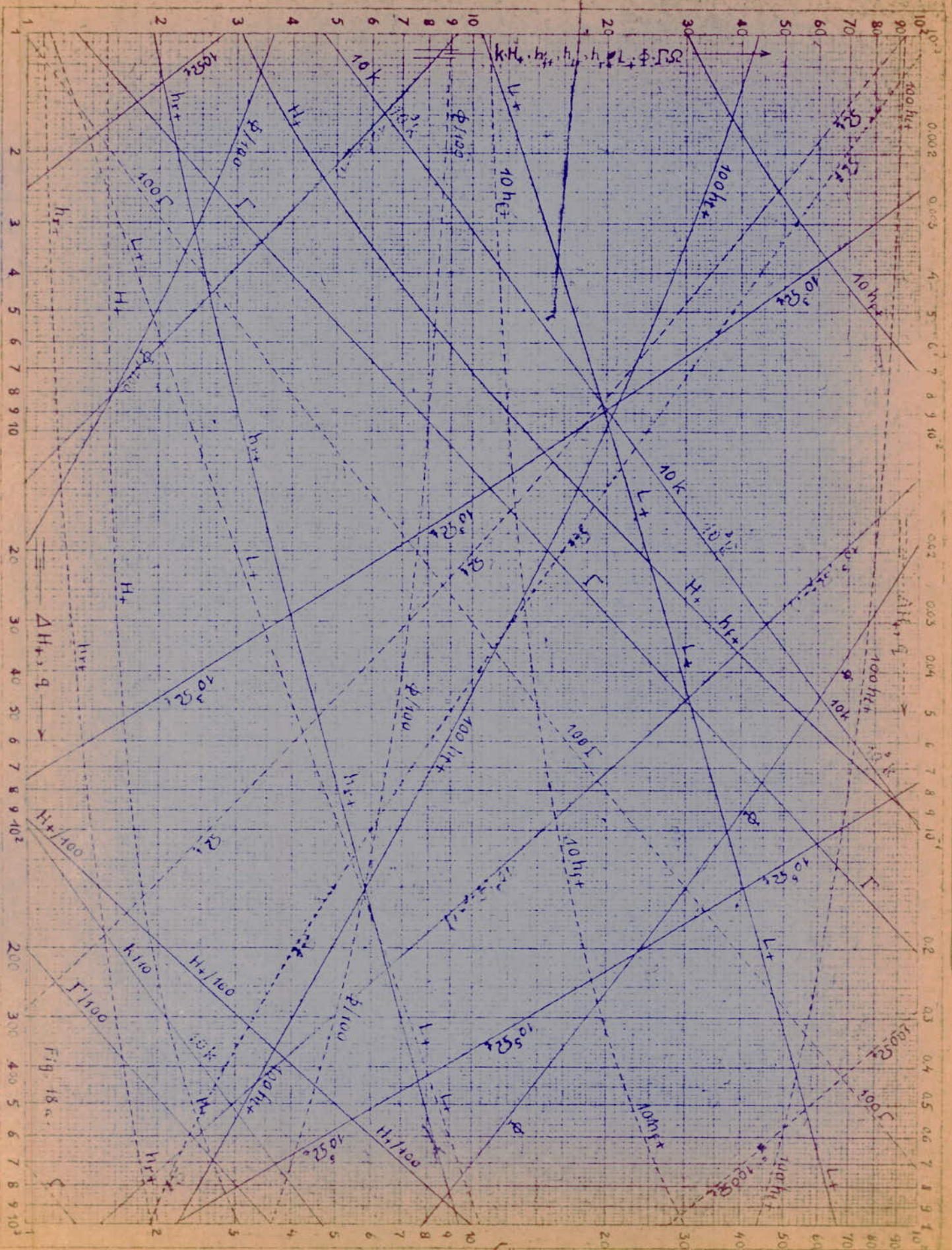
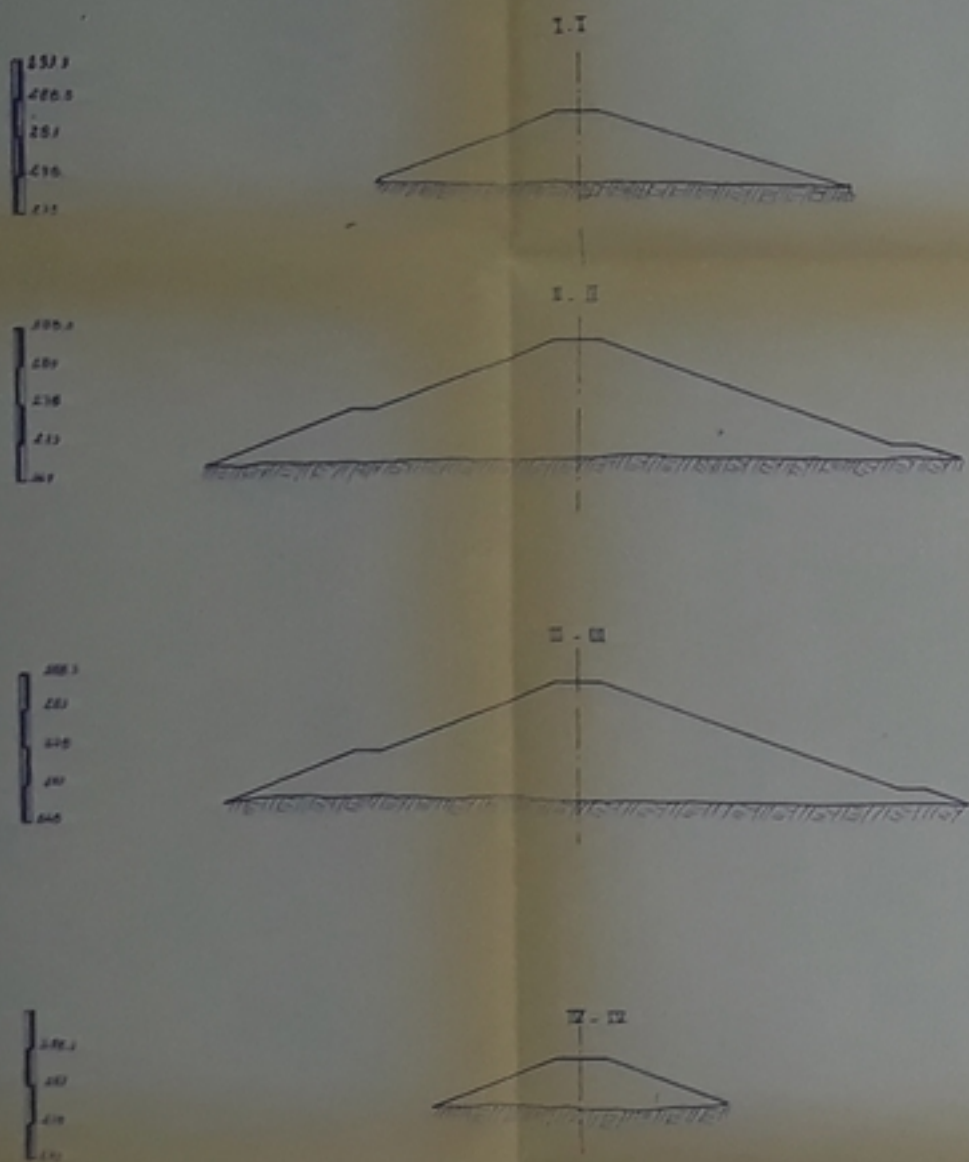


Fig. 18a

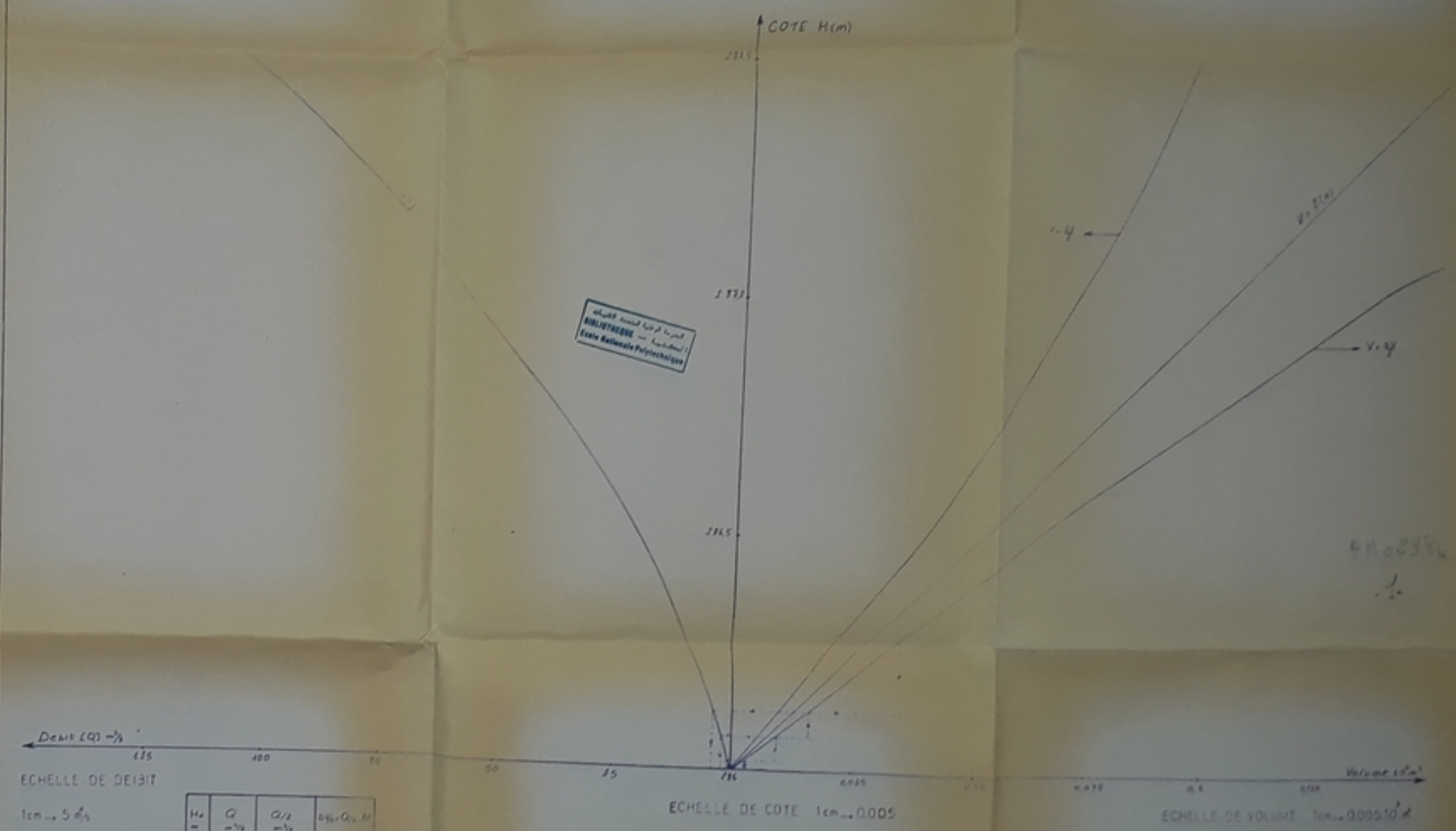


COUPES TRANSVERSALES



**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**  
 ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE SUR  
 - O - BIBETA  
 COUPES TRANSVERSALE    ECHELLE: 1:1000  
 DRESSE PAR: ABDENNOUR. M    PLANCHE N° 6  
                   TIROUCHE. S  
 CONTROLE PAR: M<sup>lle</sup> ZERFA. F

LAMINAGE DE CRUE DE PROJET

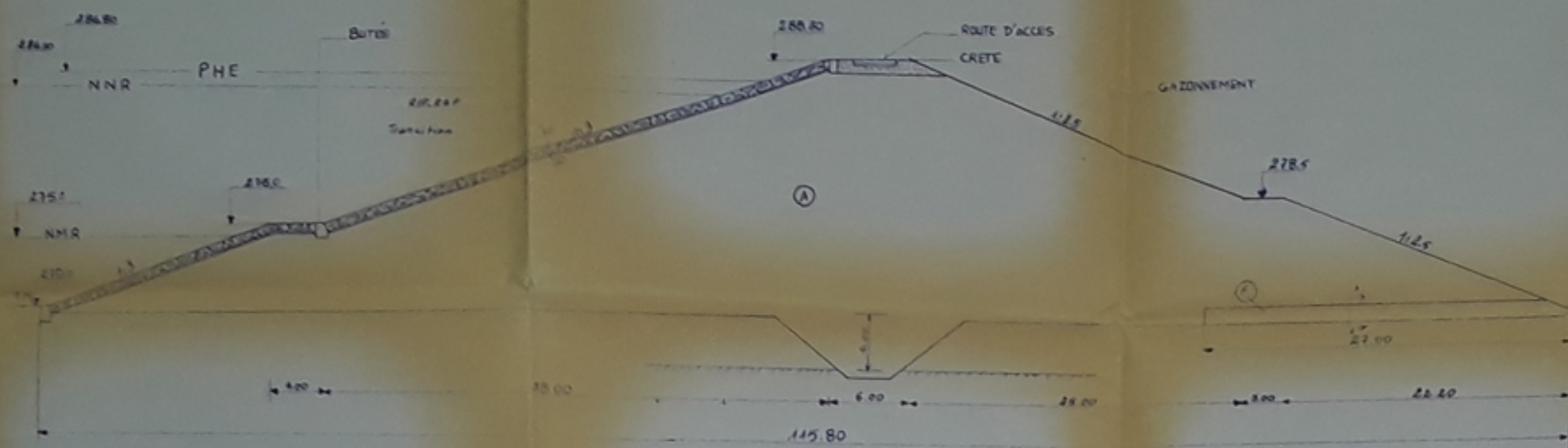


Debit (Q) m³/s  
 ECHELLE DE DEBIT  
 1cm = 5 m³/s

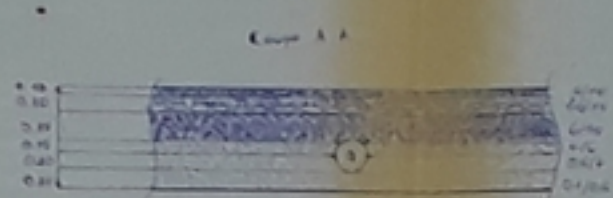
H <sub>0</sub> =	Q =	Q/2 =	Q <sub>95% Q<sub>0</sub> M</sub>
0.5	20.61	10.30	0.011
1.0	58.23	29.12	0.045
1.5	101.65	50.83	0.115
2.0	144.31	72.16	0.177

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**  
 ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE SUR  
 - O - BIBETA  
 LAMINAGE DE CRUE DE PROJET    ECHELLE  
 DRESSE PAR: ABDENNOUR. M    PLANCHE N° 1  
                   TIROUCHE. S  
 CONTROLE PAR: M<sup>lle</sup> ZERFA. F

# PROFIL TRANSVERSAL DE LA DIGUE

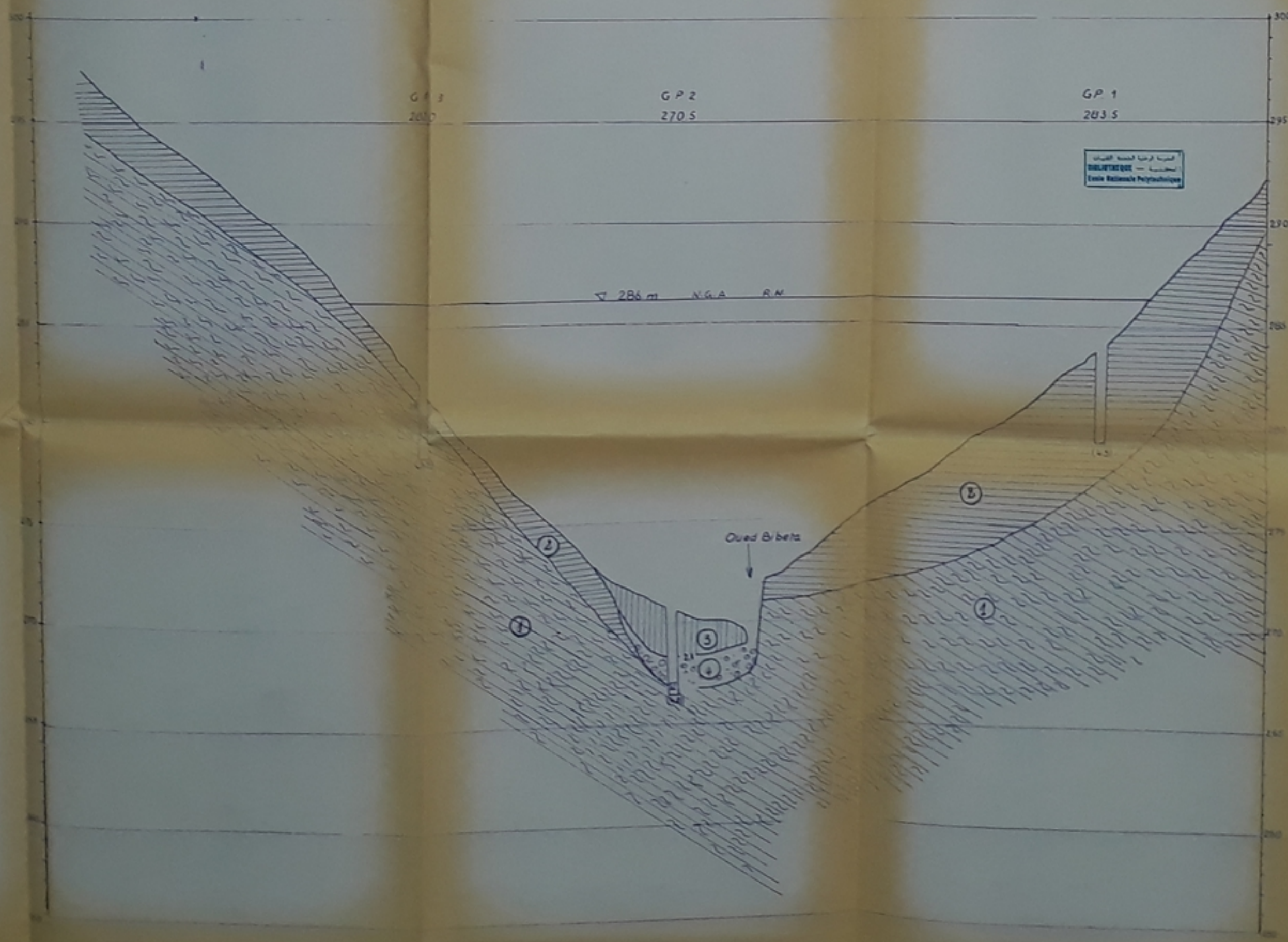


- Ⓐ MATERIAUX ARGILEUX
- Ⓕ FILTRE INVERSE



DETAL DU FILTRE D'APRES LA RECOMMANDATION DE BERTRAND.

## COUPE GEOLOGIQUE



### LEGENDE

- 1 Marnes
- 2 Argiles, Silt
- 3 Argiles, Limon, Grès fins
- 4 Alluvions cloues (gravier, limon et débris)

ECHELLE 1/1000

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE

ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE SUR OUED BIBETA

PROFIL TRANSVERSAL DE LA DIGUE / COUPE GEOLOGIQUE

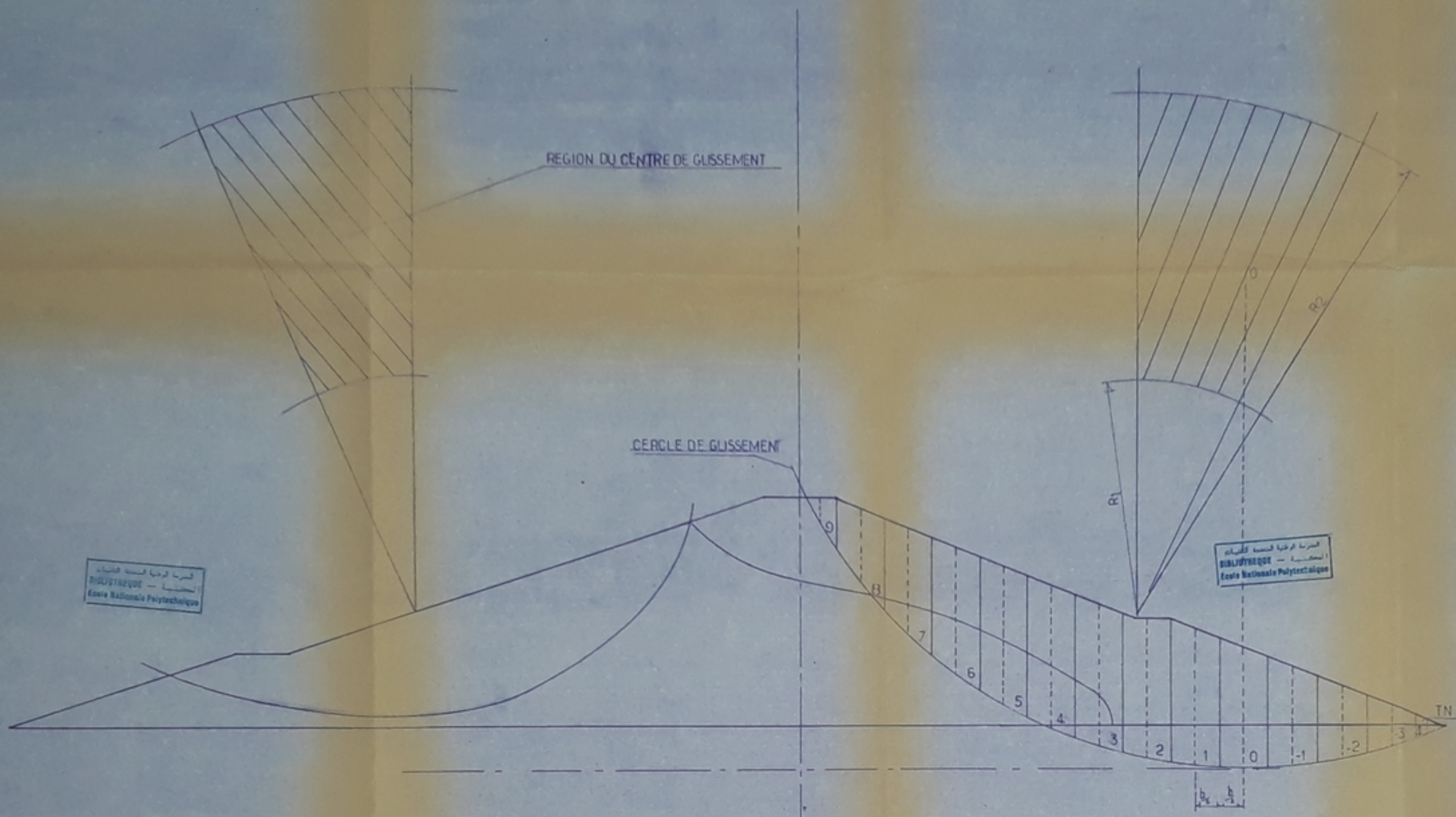
ECHELLE 1/1000

PREPARE PAR M. M. ABDENNOUR M. TIRICHÉ S. CONTROLÉ PAR M. M. ZEDJA F.

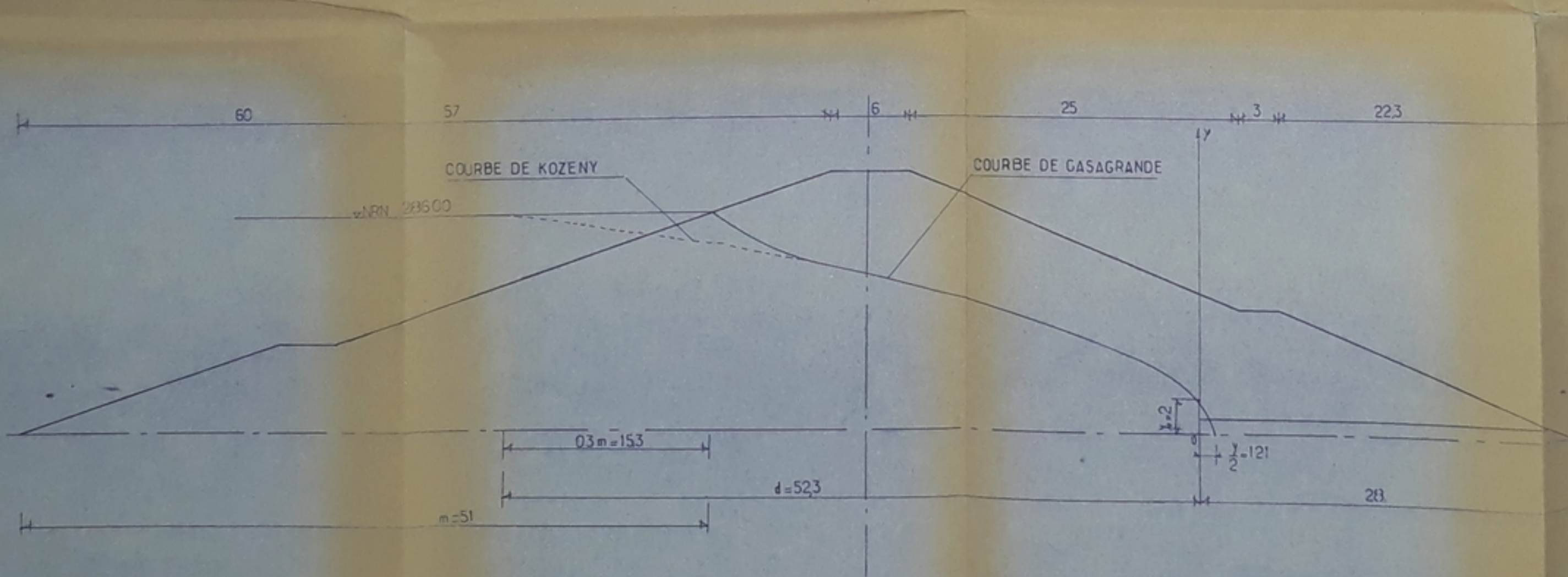
PLANCHE N° 2

# STABILITE DES TALUS

المركز الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



# LIGNE PHREATIQUE



PH0238C  
-3-

المركز الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE SUR -O- BIBETA.	
STABILITE DES TALUS / LIGNE PHREATIQUE	ECHELLE: 1:200
DRESSE PAR: ABDENNOUR.M TIROUCHE. S	PLANCHE N° 3
CONTROLE PAR: ZERFA.F	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الهندسة المعمارية - المخططات  
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الهندسة المعمارية - المخططات  
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الهندسة المعمارية - المخططات  
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الهندسة المعمارية - المخططات  
Ecole Nationale Polytechnique

RETIENUE NORMALE  
206 m. N.G.A

- ① EVALUATEUR DE LA VUE
- ② CANAL DE DECHARGE
- ③ SAUT DE 300
- ④ TOUR DE PELLE
- ⑤ GALERIE DE VIDANGE
- ⑥ BASSIN D'AMORTISSEMENT
- ⑦ CANAL D'AMENÉ

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الهندسة المعمارية - المخططات  
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE SUR  
-O. BIBETA

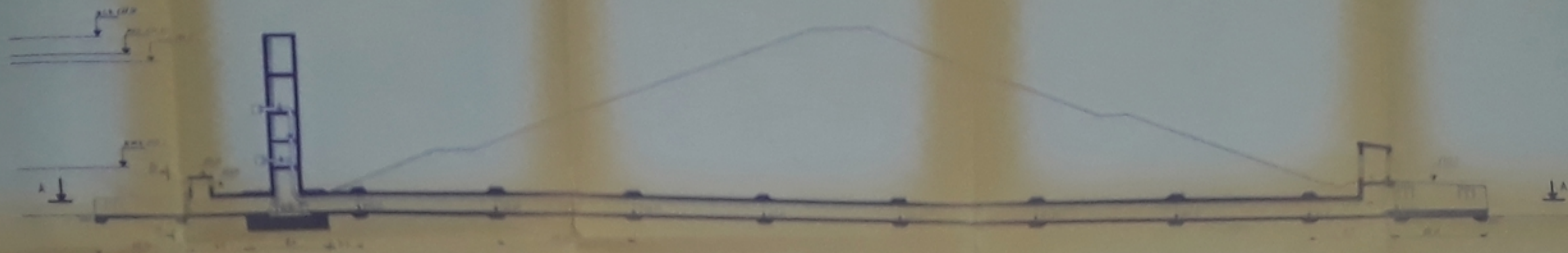
VUE EN PLAN DE LA DIGUE ECHELLE 1/1000

DRESSE PAR: M.M. ABDENNOUR.M  
TIROUCHE.S

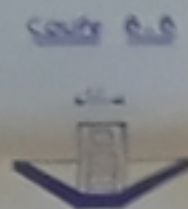
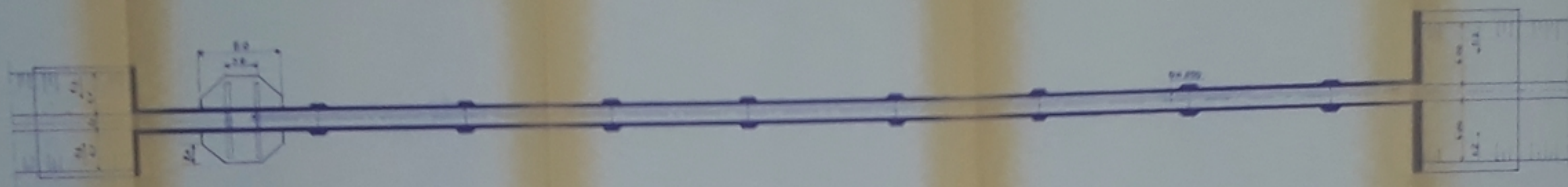
CONTROLE PAR: M<sup>ME</sup> ZERTO.F

PLANCHE N° 4

COUPE TRANSVERSALE DE L'OUVRAGE



COUPE A-A

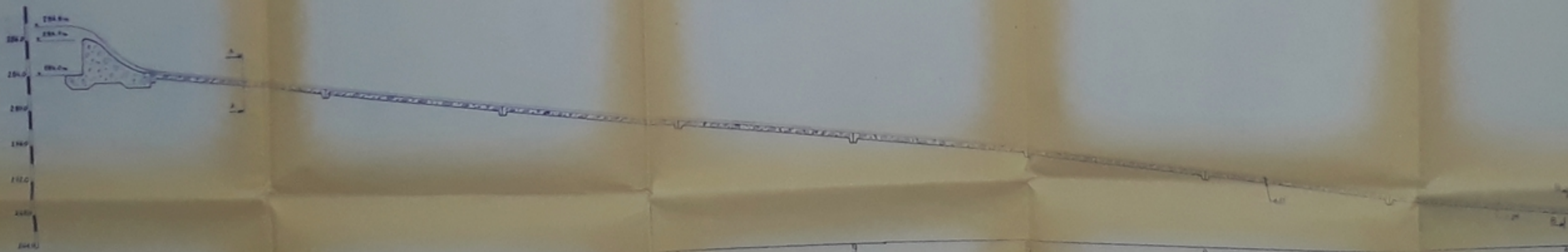


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتخطيط والتنمية الاقتصادية  
المعهد الوطني للدراسات والبحوث الهندسية

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتخطيط والتنمية الاقتصادية  
المعهد الوطني للدراسات والبحوث الهندسية

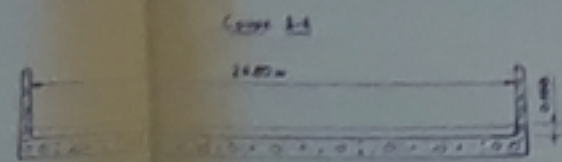
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتخطيط والتنمية الاقتصادية  
المعهد الوطني للدراسات والبحوث الهندسية

COUPE LONGITUDINALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

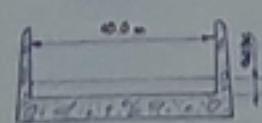


ALTITUDE Du Projet (m)	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0
ALTITUDE Du Plan d'eau (m)	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0	204.0
DISTANCES Particulières (m)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
DISTANCES Caméras (m)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

0.00  
1.00



Coupe B-B



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتخطيط والتنمية الاقتصادية  
المعهد الوطني للدراسات والبحوث الهندسية

PH 2300

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE SUR		
D. BIBETA		
OUVRAGES ANNEXES		ECHELLES
		1:200
DRESSE PAR	MM. ABDENNOUR M. TIROUCHE S.	PLANCHE N° 5
CONTROLE PAR	MM. ZERFA F.	

