

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

2 etc

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

ETUDE DE FAISABILITE D'UNE
RETENUE COLLINAIRE DE MEKLA
W. TIZI - OUZOU

ET ORGANISATION DE CHANTIER
DU BARRAGE DE BENI AMRANE
W. BOUMERDES

Proposé Par :

DHW. TIZI-OUZOU

Etudié par :

Mr NAKINTIJE E.

Mr NDEREYIMANA G.

Dirigé par :

Mr MOULOUDI Y.

PROMOTION : JUIN 1987

II) E D I C A C E S



En signe de respect et de reconnaissance que je dois à ceux qui ont participé à ma formation, ce travail est dédié

- à mes parents pour leur soutien moral et financier;
- à toutes mes soeurs et à leurs familles respectives;
- à tous mes amis et tous ceux qui de près ou de loin ont donné de leur mieux en termes d'encouragement.

N D E R E Y I M A N A Gabriel

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



Qu'il nous soit permis d'exprimer nos remerciements à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à notre formation et à tous ceux qui nous ont aidés à l'élaboration de ce projet de fin d'études particulièrement.

Ingénieur Mouloudi Yahia notre promoteur pour nous avoir dirigé et pour ses précieux conseils.

Que toute l'équipe de l'INRH (Institut National des Recherches Hydrauliques) soit assurée de notre vive reconnaissance pour la documentation qu'elle a mise à notre disposition et pour leurs sages conseils.

Nos remerciements vont à Monsieur Ait S., Ingénieur responsable de barrage à Tizi-Ouzou pour nous avoir accordé le sujet.

- À Monsieur A. BADI, Ingénieur responsable du barrage Béni Amrane (Boumerdès) pour son aide sur l'organisation du Chantier.

Enfin , nos respects aux membres de Jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

TABLE DES MATIERES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

I. INTRODUCTION.....	1
-Description du projet.....	1
-Situation géographique.....	2
II. HYDROLOGIE.....	3
-Caractéristique du B.V.	3
-Hydroclimatologie.....	4
-Pluviométrie.....	6
- Caractéristiques du réseau hydrologique.....	14
- Classification de HORTON.....	15
- Caractéristiques volumétriques de la cuvette de retenue.....	19
III. GEOLOGIE.....	21
. Caractéristiques pondérales.....	22
. Essais proctor.....	22
IV. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE.....	24
- Choix du type de barrage.....	24
- Emplacement du barrage.....	25
- Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	25
- Conception du barrage.....	26
Dimensionnement	
- Pentes des talus.....	32
. Méthode pseudo-statique.....	32
. Protection des talus.....	36
- Réseau d'écoulement.....	27
. Infiltration.....	37
. Ligne de saturation.....	38
. Calcul du débit de fuite à travers la digue.....	39

. Réseau d'écoulement à travers la digue en terre.....	40
.. Méthode de PRASIL.....	41
.. Tapis filtrant.....	42
- Construction des filtres et disposition des drains tapis dans une digue en terre.....	43
- Calcul de la stabilité de la digue.....	44
- Estimation des apports liquides.....	53
. Choix de formule adéquat.....	55
. Distribution fréquentielle de l'apport annuel.....	57
- Les apports solides.....	59
- Détermination du volume utile.....	61
- Etude des crues.....	64
. Estimation des débits maximum.....	66
. Hydrogramme des crues.....	72
. Caractéristiques de l'hydrogramme.....	76
V. OUVRAGES , ANNEXES.....	81
- Choix du type de l'évacuation de crue, son emplacement et choix du site.....	82
- Profil du déversoir.....	83
. Stabilité de l'évacuation de crue.....	86
. Caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	86
. Caractéristiques de l'évacuateur.....	88
- Courbe de remous.....	91
- Ouvrage de prise et de vidange.....	96
- Calcul de temps de vidange et dimensionnement de la vidange.....	97
- Calcul hydraulique de la prise d'eau.....	102
VI. ORGANISATION DE CHANTIER	
Exemple du Barrage de BENI AMRANE.....	104

I. INTRODUCTION

Depuis les années les plus reculées de l'histoire, l'homme a toujours cherché à maîtriser les forces de la nature pour sa survie.

Bien qu'inégalement réparties dans le monde, les ressources en eau constituent l'une des principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité d'un pays (le développement social et économique).

Dans l'antiquité l'homme utilisait que des moyens archaïques ou traditionnels pour capter l'eau, la transporter, la stocker, l'utiliser pour subvenir à ses besoins et enfin la rejeter sous forme d'égout. A l'heure actuelle et avec le développement de la science et de la technique, une amélioration considérable a vu le jour, telle que la construction des barrages de retenue.

En ce qui concerne l'alimentation en eau, l'Algérie avait besoin de quatre milliards de m^3 d'eau supplémentaire, alors qu'actuellement on utilise la moitié du volume demandé, soit deux milliards de m^3 . A cette fin, il est compréhensible que le pays fournisse assez d'efforts et de moyens matériels pour en arriver au bout. Dans ce contexte, plusieurs barrages hydroélectriques et des retenues collinaires sont réalisés à travers le pays, d'autres sont encore en projet.

Il est à noter qu'avec la crise économique que traverse actuellement le monde, les ouvrages hydrauliques en matériaux locaux ne seront qu'à être encouragés compte tenu de leur utilisation rapide, de leur disponibilité dans la nature.

La manipulation du matériel local réduit ainsi l'importance à porter sur la main d'oeuvre qualifiée, ce qui revient à amortir les dépenses prévues normalement pour la réalisation d'un tel ouvrage.

1.1. DESCRIPTION DU PROJET

Pour notre projet, nous nous intéressons à l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire de MEKLA dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. La retenue

en question est contenue dans le plan visant à promouvoir le développement agricole en procédant à l'irrigation des terres situées à l'aval et pouvant être éventuellement étendues.

L'irrigation a pour effet de relever le niveau de la production des terres, d'atténuer ou d'éliminer les aléas inhérents aux variations du climat et dans une certaine mesure aux particularités naturelles. L'insuffisance de la pluviométrie est certainement l'un des facteurs qui pèsent le plus sur la production agricole.

En outre, la caractéristique de l'Algérie est que les zones montagneuses, généralement peu propices aux cultures, bénéficient d'une bonne pluviométrie, tandis que les plaines cultivables sont peu arrosées.

L'irrigation permettra donc d'introduire une meilleure régularité des rendements culturaux et dans beaucoup de cas, de se servir de cette eau pour lutter contre certains fléaux tels que les gelées dans les régions exposées aux amplitudes de la température.

La mobilisation du potentiel hydraulique constitue ainsi un préalable impératif à l'expansion de l'agriculture et à l'élévation du niveau de la productivité (extrait de la Charte Nationale).

En effet, malgré le peu d'informations que l'on dispose sur le sous bassin en ce qui concerne la pluviométrie, il a fallu procéder à une étude comparative avec les oueds des régions avoisinantes. Dans cet ordre d'idées, l'Institut National des Recherches Hydrauliques (I.N.R.H.) a mis à notre disposition un certain nombre de documents susceptibles de nous être utiles quant à ce qui concerne les données hydrologiques. La méthode de corrélation a donné de bons résultats afin d'évaluer la force de liaison entre les débits des apports des régions considérées.

1.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le site de la retenue de MEKLA est situé sur un oued devenu important grâce aux affluents prenant leurs sources dans les montagnes de la grande Kabylie et appartenant ainsi au grand bassin versant regroupant les régions cotières au Nord du pays, où l'on trouve l'un des plus grands oueds (SEBAOU) de la région dont la superficie du Bassin versant constitue 2500 km²,

et parcourant une distance de 100 km à partir de la source sur les pentes septentrionales de Djurdjura jusqu'à son embouchure.

L'oued de MEKLA est aussi un des affluents du grand oued Sebaou qui entraîne avec lui les eaux de l'oued Dis dont la station hydrologique (FREHA) a contribué énormément à l'étude pluviométrique de notre retenue.

La retenue de Mekla est à 600 m de la R.N. N° 12 et à 25 km de Tizi-Ouzou (Ville). Le barrage est implanté à la sortie d'un oued (sans nom) affluent de SEBAOU, l'altitude au site est pour ainsi dire plus élevée (147,5 m) par rapport au confluent avec l'oued Sebaou (119,8 m).

Nous estimons qu'avec les données disponibles et le minimum d'informations recueillies sur le lieu même d'exécution de l'ouvrage, nous arrivons à un proche susceptible de justifier la fiabilité de ce projet.

II. HYDROLOGIE

1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Il faudra retenir que la région de MEKLA, où l'on envisage l'aménagement de la retenue, ne dispose pas de données pluviométriques propres, nous nous sommes référés aux données d'observations à partir de trois stations hydrologiques avoisinantes à savoir FREHA, AZAZGA, DJEMAA SAHARIDJ où les études ont été faites pendant un certain nombre d'années.

Les recherches hydrologiques de grande envergure ont été réalisées sur le B. V. de l'oued Sebaou dans le but d'exploration et de reconnaissance des eaux souterraines de la vallée afin de résoudre les problèmes liés à leur utilisation éventuelle pour l'irrigation et l'AEP.

L'étude des conditions hydrologiques de la vallée de l'oued Sebaou a été effectuée par la Direction des Etudes de milieu et de la Recherche Hydraulique (D E M R H) dans le cadre du plan quadriennal (1970 - 73).

Tab. 1 : Coordonnées des stations avoisinantes

Code	Nom de la station	Nom de l'oued	Coordonnées		Altitude (m)
			X	Y	
02-15-03	DJEMAA SAHARIDJ	Sébaou	641,35	377,75	370
02-15-04	AZAZGA - ECOLE	Sébaou	649,40	384,00	430
02-16-03	FREHA	Dis	641,65	383,90	174

En effet, l'acquisition des séries d'observations hydroclimatiques est indispensable en vue de procéder au dimensionnement définitif des ouvrages, l'étude hydrologique de ce projet nous permet d'estimer, avec plus de précision, toutes les caractéristiques hydro-morphologiques du bassin versant.

L'hydrologie superficielle comprend l'étude du régime des débits faisant apparaître les débits moyens, mensuels, annuels et définissant ainsi le régime par le calcul des débits spécifiques et de la hauteur de la lame d'eau écoulée.

L'étude pluviométrique va nous montrer que tous ces oueds ayant leurs sources dans le Djurdjura sont caractérisés par de hautes eaux en mars et décembre, de basses eaux aux mois de juillet et août, les mois d'hiver et de printemps restant déterminants pour le régime.

2. HYDROCLIMATOLOGIE

2.1. CLIMATOLOGIE

Le climat de la région est tempéré, méditerranéen. La Grande Kabylie est une des régions les plus humides de l'Algérie nous trouvons cette confirmation avec les résultats des observations menées pendant plusieurs années

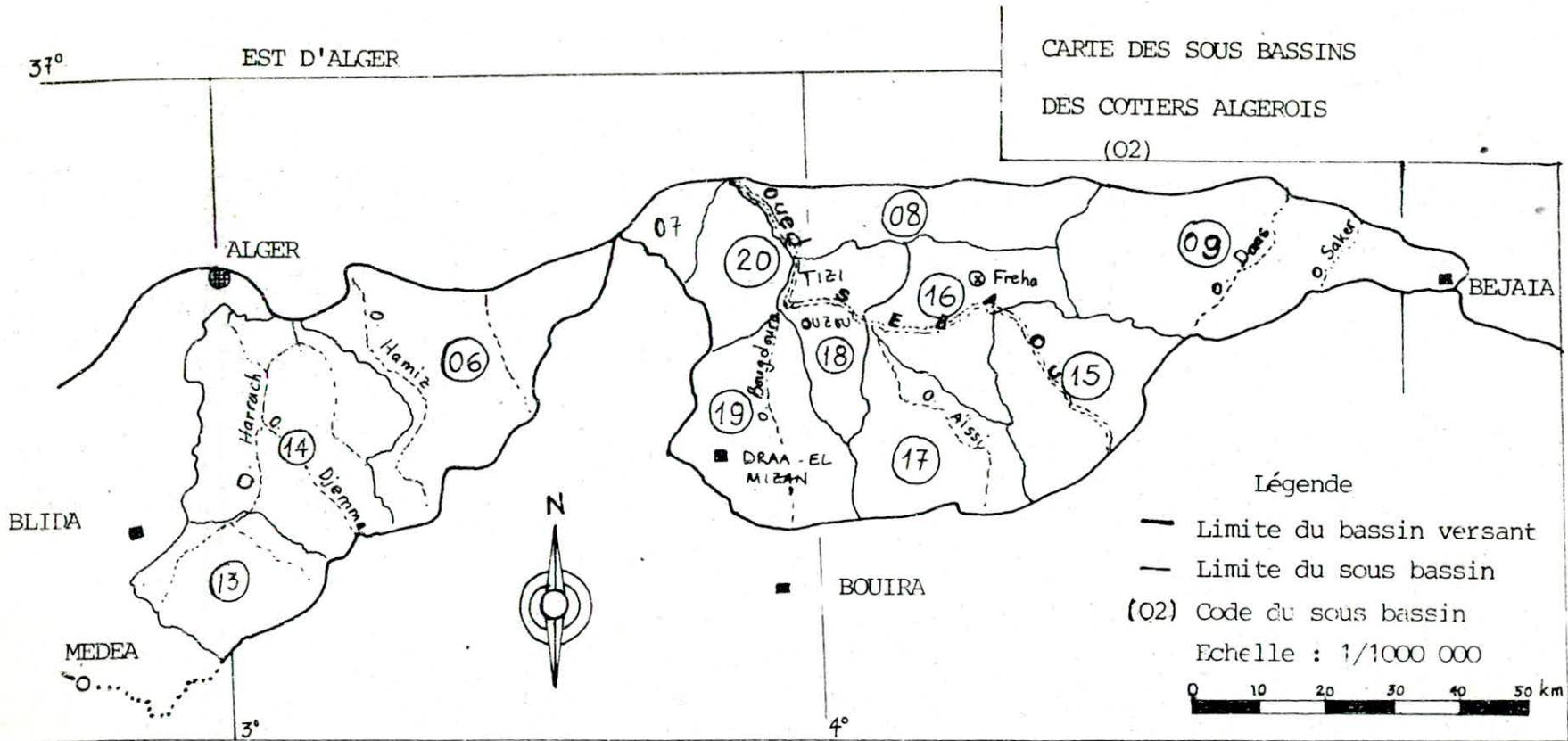


Fig. 1

dans 37 stations pluviométriques: en été, l'humidité de l'air est de 40 à 50 % contre 75 à 80 % en hiver.

Etant donné que la dite région est montagneuse, il est évident que les conditions climatiques soient influencées par le relief, on y rencontre un été sec et un hiver froid.

2.2. PLUVIOMETRIE

Partant des études d'observations faites, les précipitations dans cette région se font uniquement sous forme de pluies. Dans le Bassin de SEBAOU, la quantité annuelle des précipitations atmosphériques dépasse 700 mm, dans la moitié du bassin, elle est de plus de 1000 mm.

On enregistre une irrégularité de la distribution mensuelle et annuelle, durant les trois mois juin - août, on a 3 % des précipitations de la somme mensuelle tandis que durant les trois mois d'hiver (Novembre - Janvier), on retient 47 % de la somme mensuelle.

Sur la côte méditerranéenne, les précipitations atmosphériques sont les plus fortes, la quantité des précipitations annuelle, mensuelle et moyenne à partir de 1913 jusqu'à 1953 a été répartie telle que 90 % du total annuel tombent pendant 7 mois d'octobre à avril, et 10 % pendant les 5 autres mois.

Une telle distribution des précipitations est défavorable à l'agriculture, car cette période de 5 mois constitue la période d'irrigation.

Pour déterminer la pluviométrie qui caractérise le sous bassin de Mekla, nous sommes partis des précipitations moyennes annuelles des stations avoisinantes déjà citées:

Tab. 2 :

Stations	Nombre d'années d'observ.	Altitude (m)	Précipitations moyennes ann. (mm)
FREHA	09	174	743
DJEMAA SAHARIDJ	08	370	808
AZAZGA	10	430	872

A cet effet, il a fallu prolonger les séries d'observations jusqu'à Mekla par la méthode dite de corrélation qui exige beaucoup de travail, et qui néanmoins, donne de bons résultats permettant d'évaluer la force de liaison entre les différents débits des apports.

A titre d'information, nous avons recueilli les résultats suivants:

FREHA - AZAZGA	$r = 0,84$
MEKLA - AZAZGA	$r = 0,86$
FREHA - MEKLA	$r = 0,94$

Nous rappelons que les 3 stations d'observation appartiennent au bassin versant de Sébaou où les précipitations dépassent 700 mm par an dans la zone côtière et atteignant parfois 1000 mm dans le massif de DJURDJURA, la pluviométrie moyenne enregistrée est de l'ordre de 1000 mm.

Dans les tableaux ci-après nous présentons une série de mesures des 3 stations pluviométriques dont nous avons considéré chacune sur une période d'observations allant jusqu'à 10 ans.

Tab. 3: Répartition mensuelle des pluies (en mm)

Station: DJEMAA - SAHARIDJ CODE : 02-15-03

Années	Mois													Pan	Pj max.
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O			
1971 - 72	X	X	X	100,1	313,1	133,4	103,1	67,2	127,1	26,5	0,5	14,9	885,9	99,7	
72 - 73	62,4	73,9	301,1	301,1	195,6	331,5	123,9	41,3	0,7	33,1	0,8	0,3	1204,5	74,7	
73 - 74	153,1	76,7	30,9	173,1	18,3	254,3	279,8	156,3	1,7	7,4	3,0	0,1	1154,7	124,2	
74 - 75	32,4	96,9	67,9	20,2	44,4	95,3	168,2	39,9	77,0	18,6	0,0	26,4	687,2	46,3	
75 - 76	37,6	7,8	284,8	59,0	87,9	221,3	123,4	84,5	114,9	14,5	55,8	2,9	1094,4	59,0	
76 - 77	24,4	109,8	97,2	155,7	75,0	43,5	26,8	114,3	31,8	5,1	2,5	6,0	692,1	59,0	
77 - 78	0,5	20,8	31,8	16,6	117,3	61,4	134,1	135,9	91,6	0,0	0,0	0,0	710,0	40,8	
78 - 79	2,1	115,6	87,7	42,2	69,5	201,2	83,9	78,9	22,8	4,9	6,6	5,4	720,8	50,2	
79 - 80	52,5	74,5	144,1	46,1	87,3	53,4	101,8	131,2	30,7	5,8	0,0	0,2	727,6	49,6	
80 - 81	2,8	66,7	108,0	351,9	59,7	104,8	85,3	76,4	51,5	13,6	0,0	30,2	450,9	78,1	

Pann moy = 743 mm

Tab. 4 : STATION : AZAZGA CODE : 02-15-04

Années \ Mois	Mois												Pan	Pj max.
	J	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O		
1971 - 72	178,6	102,2	144,5	114,9	390,0	120,5	101,3	125,1	135,7	23,2	0,0	23,0	1459,0	121,0
72 - 73	82,8	81,6	50,9	364,4	264,7	377,4	141,4	31,5	0,3	50,4	1,4	11,0	1457,8	80,2
73 - 74	182,4	35,3	28,2	245,6	19,8	284,7	291,6	183,4	1,2	11,6	4,0	0,0	1287,8	139,0
74 - 75	24,0	131,4	94,0	41,1	64,7	152,8	217,8	36,8	75,1	25,0	0,0	0,0	884,0	73,7
75 - 76	X	X	X	X	X	X	102,0	83,7	125,9	11,9	58,9	7,2	389,6	40,0
76 - 77	X	103,3	126,1	153,0	91,3	40,8	24,9	73,1	38,7	5,8	0,2	4,4	6646,0	66,0
77 - 78	3,2	22,0	149,4	15,9	127,1	53,5	139,7	178,8	89,7	1,0	0,0	0,0	780,3	57,0
78 - 79	8,5	167,2	104,5	49,6	83,6	157,6	94,4	88,2	12,4	1,8	15,8	6,3	789,9	51,0
79 - 80	58,6	86,3	147,3	55,73	117,0	56,0	132,8	128,9	29,6	3,9	22,0	0,0	818,3	84,0
80 - 81	2,7	83,9	58,2	351,6	55,7	110,0	101,0	81,4	47,6	11,9	0,0	28,7	931,8	74,9

Pann moy = 872 mm

19

Tab. 5 : STATION DE FREHA

CODE: 02-16-03

Années	Mois												Pan	Pj max.
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O		
1972 - 73	X	X	X	X	X	X	X	23,2	0,0	21,2	0,3	1,2	-	11,0
73 - 74	164,0	36,9	18,6	164,8	23,7	254,7	251,2	141,0	2,4	12,4	3,7	0,0	1073,2	128,7
74 - 75	16,4	148,4	76,4	29,3	49,8	107,7	179,1	32,8	65,8	22,5	0,0	-	728,2	66,0
75 - 76	25,7	11,9	277,9	87,0	88,3	238,1	115,6	53,8	92,8	8,0	60,6	X	159,7	50,5
76 - 77	22,6	106,6	101,1	120,9	76,4	37,2	20,1	97,9	21,2	4,9	X	4,2	613,4	43,3
77 - 78	2,6	20,3	129,2	14,4	111,1	57,1	124,7	159,7	81,1	1,8	0,0	0,0	702,0	35,9
78 - 79	6,9	119,4	107,6	49,4	X	181,9	82,1	77,9	13,8	6,5	15,9	7,2	668,6	51,5
79 - 80	49,6	69,4	137,0	42,9	107,3	40,7	99,7	79,9	23,3	0,7	0,0	2,7	671,2	56,5
80 - 81	X	64,2	89,5	304,2	50,2	100,7	77,1	68,4	31,0	15,7	0,0	31,0	832,0	83,2

Pann moy = 808 mm

2.3. LES VENTS

Ils sont en général calmes (voire nuls) à violents (rarement). En période estivale un vent chaud dit sirroco soufflant de secteur Sud (quelques jours par an) a un pouvoir particulier desséchant et transporte des particules sableuses et rougeâtres (Loess).

Les vents dominants sont en général enregistrés à Tizi Ouzou du secteur Est, le matin (7h) et le soir du secteur Ouest - Nord - Ouest, ils transportent des nuages porteurs de pluie. La vitesse moyenne des vents est estimée à 97,2 Km/h. (vents fréquents)

2.4. TEMPERATURE

Les températures sont variables d'un mois à l'autre, voire d'une année à l'autre mais l'ensemble présente toujours un maximum du mois de juillet et un minimum du mois de janvier.

La retenue se situe aux voisinages de la vallée de SEBAOU, l'hiver y est frais mais les températures au-dessous de zéro ne sont pas observées à l'exception des hautes montagnes où la neige peut rester pendant un certain temps.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs mensuelles maximales, minimales et moyennes des températures pour toutes les régions de Tizi-Ouzou (altitude 220 m).

Tab. 6 :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne annuelle
Max.	32	25	19	14	14	16	19	21	25	30	35	35	24
Moy.	25	19	14	10	10	11	13	15	19	20	27	27	18
Min.	18	13	9	6	6	6	7	9	13	16	19	19	11

La différence entre la température moyenne la plus haute et celle la plus basse varie de 6 à 35° à Tizi-Ouzou et au centre du bassin de SEBAOU.

Les mois les plus chauds (juillet - août) ont la température moyenne maximale de 25 à 35°C, tandis que les mois les plus froids (décembre-février) la température moyenne minimale ^{interannuelle} est de l'ordre de 3°C. Plus haut sur les versant du massif de Djurdjura, la température y est basse et l'hiver dure quelques mois. L'humidité de l'air varie considérablement, de 40 à 50 % en été et de 75 - 80 % en hiver.

2.5. L'EVAPOTRANSPIRATION

Ainsi que le mot l'indique, c'est le résultat de l'évaporation et de la transpiration. Elle exprime l'idée de perte ou de déficit d'écoulement: la différence entre les précipitations tombées sur le bassin considéré et la quantité d'eau écoulée au point le plus bas.

L'évaporation à partir de la surface et l'absorption de l'humidité par la végétation peut être estimée pour le bassin de SEBAOU d'après la formule TURC:

$$E = P (0,9 + P^2 L^{-2})^{-1/2}$$

où $L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$ (variable thermique)

P = Précipitations moyennes annuelles du B.V. en mm

T = 18°C température annuelle.

Etant donné que le lieu du site de la retenue est aux voisinages du SEBAOU, il est évident que les précipitations atmosphériques pour la région de MEKLA ne sont autres que celles enregistrées dans le bassin versant de SEBAOU.

Rappelons que la dite région étudiée n'a pas de pluviométrie, c'est avec les données des stations avoisinantes que nous déterminerons l'altitude du site à partir de la courbe hypsométrique tracée en fonction du tableau 2.

Il est aisé de remarquer que la pluviométrie augmente avec l'altitude, nous calculerons donc les précipitations moyennes annuelles pour la région de MEKLA à l'aide de la moyenne arithmétique:

$$P_{\text{ann. moy.}} = \frac{743 + 808 + 872}{3} = 807 \text{ mm}$$

DONNEES DISPONIBLES

- Répartition des apports et évaporations

D'après une série de mesures pluviométriques appliquées sur les régions voisines du site de la retenue, les données des apports en pourcentage (%) et d'évaporations en mm sont portées au tableau suivant

Tab. 7

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Total
Apports %	1	3	4	11	21	20	18	16	6	0	0	0	100
Evap. (mm)	180	120	90	45	30	60	90	120	150	180	225	240	1530

- Evaporations de la nappe d'eau libre

Au moment où l'on cherche à envisager une régularisation d'eau à partir d'une retenue, on doit faire état des pertes d'eau par évaporation comme différence entre une couche d'évaporation du plan d'eau et d'une couche d'évaporation de la nappe d'eau libre. Afin d'obtenir l'évaporation d'eau dans la région étudiée, les valeurs du tableau 7 seront multipliées par un

coefficient de correction: $C_c = 0,78$, ce qui revient à calculer l'évaporation totale annuelle estimée à 1193 mm.

En appliquant la formule, nous obtiendrons:

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

$$L = 1041,6$$

d'où

$$E = 807 \left[0,9 + \left(\frac{807}{1041,6} \right)^2 \right]^{-1/2} = 660 \text{ mm}$$

3. CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

A partir d'une carte topographique 1 : 10 000, nous avons situé le site du barrage par rapport aux 3 stations hydrologiques avoisinantes. A vol d'oiseau, le site envisagé pour l'ouvrage de la retenue se trouve au Sud Est de FREKA à 3,30 km, à 8,30 km d'Azazga et à 3,56 km au Nord de Djemaa Saharidj. Le site de retenue collinaire de MEKLA a pour coordonnées LAMBERT:

$$X = 641,35$$

$$Y = 381,32$$

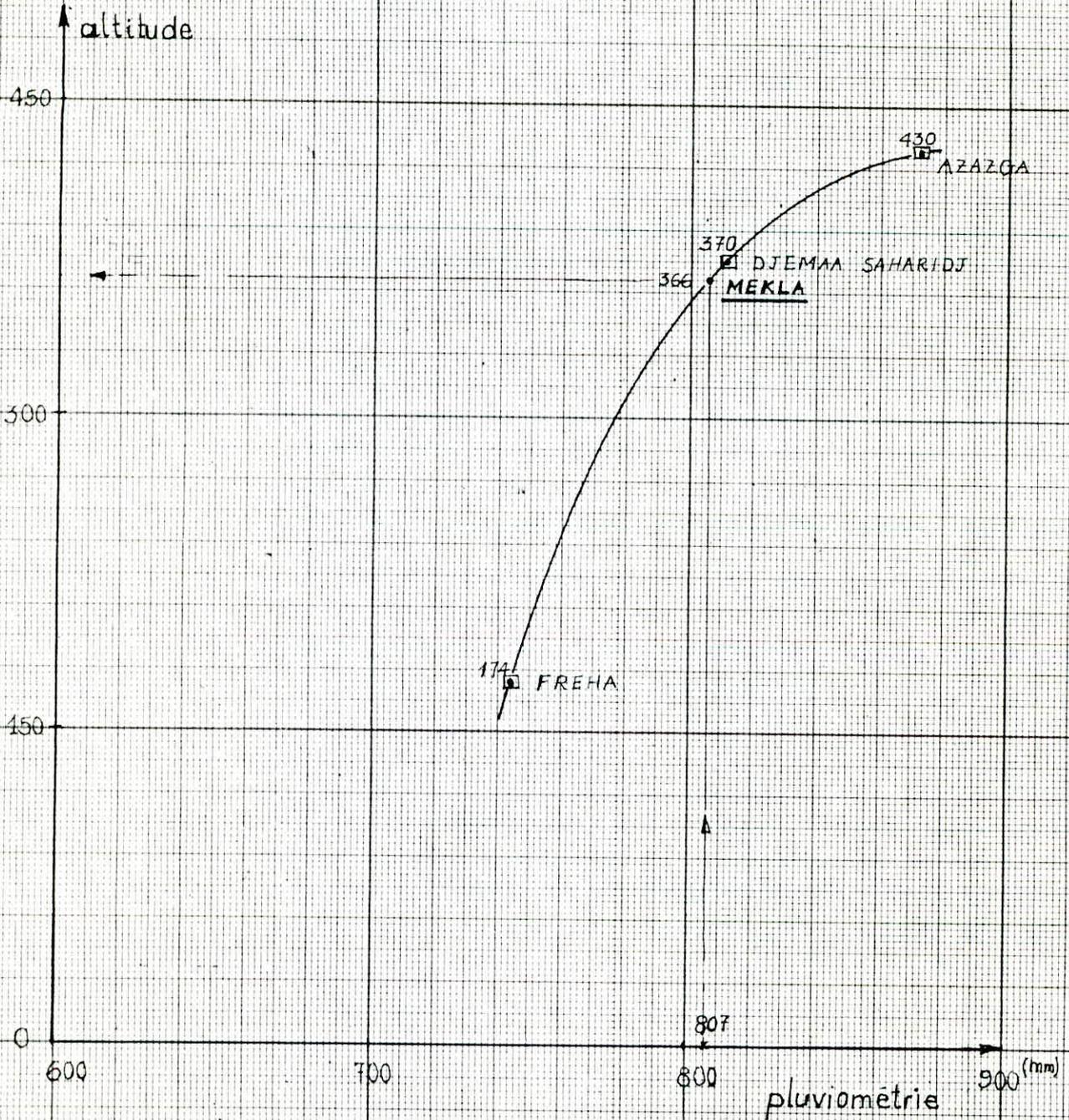
L'altitude moyenne de la cuvette de MEKLA est de 366,0 m

Le bassin en amont de la retenue est en fait un des sous bassins du grand SEBAOU qui en compte environ une dizaine (confère de la carte des sous bassins des cotiers algérois). Les altitudes maximale et minimale de la région de MEKLA sont de l'ordre de 450,28 m (Mont Jouadi) et 125 m (au site de la retenue).

3.1. CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DE MEKLA

En partant de la définition que le bassin versant est la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents, de telle façon

PLUIES MOYENNES DE MEKLA.



$\bar{P}_{\text{moy. ann.}} = 807 \text{ mm}$

Fig. 2

que tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit traverser la section normale au point le plus bas de la rivière considérée (exutoir), nous le considérons comme collecteur en ce sens qu'il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Tracé en plan, l'oued sur lequel se trouve le barrage de retenue est alimenté par des affluents les plus importants qui sont eux mêmes alimentés par des affluents de second ordre ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau de tête du bassin formant ce que l'on appelle "le chevelu".

Une classification d'ordre croissant a été mise au point par HORTON.

3.1.1. CLASSIFICATION DE HORTON

HORTON classe dans un premier temps de façon rationnelle les différents cours d'eau selon leur ordre d'importance pour enfin préciser quantitativement le concept de chevelu hydrographique.

- Ordre 1 - Ruisseau n'ayant pas de tributaire
- Ordre 2 - Ruisseau ayant au moins un, ou plusieurs affluents d'ordre 1 uniquement
- Ordre 3 - Une rivière est dite d'ordre 3 si elle a des tributaires d'ordre 2, elle peut également en avoir du premier ordre en même temps.
etc....

Pour les grands bassins, les ordres peuvent aller de 8 à 10 affluents.

3.1.2. LOIS DE HORTON

- a. Dans un bassin déterminé le nombre de rivières de chaque ordre forme une série géométrique d'ordre inverse.
- b. Les longueurs des rivières de chaque ordre sont mesurées.
- c. Compter le nombre (N_x) de rivières d'ordre X.

3.1.2.1. RESULTATS DES CALCULS MORPHOMETRIQUES DE MEKLA

Tabl. 8 :

N ordre	N_x Nbre de tributaires	L_x (km) Longueur des tributaires
4	1	1,5
3	3	1
2	8	1,7
1	24	2,6
Σ	-	6,8

A l'aide de planimétrage du sous bassin de Mekla, la superficie drainée (fig. 2) est de $1,775 \text{ km}^2$, le périmètre P de 6 km, et la longueur du talweg L_p principal de 2,25 km sont mesurés à l'aide d'un curvimètre.

. Densité de drainage (Dd)

$$Dd = \frac{\Sigma L_{xi}}{S} = \frac{6,8}{1,775} = 3,8 \text{ km/km}^2$$

. Fréquence des talwegs élémentaires (F)

$$F = \frac{N_1}{S} = \frac{24}{1,775} = 13,52$$

. Coefficient de torrentialité (C_T)

$$C_T = D_d \cdot F = 3,8 \times 13,52 = 51,37$$

- . La longueur du rectangle équivalent $L = 2 \text{ km}$
- . La largeur du rectangle équivalent $l = 1 \text{ km}$

Les dimensions du rectangle équivalent peuvent être calculées

d'après:

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

- . L'indice de pente $I_p = 0,040$
- . L'indice de capacité k

$$k = 0,28 \frac{P}{S} = 0,28 \frac{6}{1,775} = 1,26$$

- . Temps de concentration $T_c = \frac{4 S + 1,5 L_p}{0,8 H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}} = 0,85 \text{ heure}$
- . Altitude maximale $450,28 \text{ m}$
- . Altitude moyenne $287,64 \text{ m}$
- . Altitude minimale $125,0 \text{ m}$

Le profil en long est établi à partir d'un plan photogrammétrique à petite échelle $1 : 10\,000$, les altitudes ont été prises sur les points cotés sur la carte topographique.

3.1. 2.2 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES

Tab. 9 : Tableau récapitulatif. Sous bassin-versant de MEKLA

TYPES DE PARAMETRES	UNITES	
Surface du bassin versant	S. (km ²)	1,775
Périmètre du bassin versant	P (km)	6
Rectangle équivalent		
- Longueur	L (km)	2
- Largeur	l (km)	1
Altitude		
- Max.	H (m)	243,8
- Moy.	"	195,8
- Min.	"	147,8
Indice de pente	$I_p = \frac{215 - 125}{L_p = 2250m}$	0,040
Longueur de Talweg principal	L _p (km)	2,25
Densité de drainage	D _d km/km ²	5,40
Coefficient de Torrentialité	C _t	106,43
Temps de Concentration	T _c (heures)	0,85
Indice de compacité	K	1,26

CLASSIFICATION D' HORTON

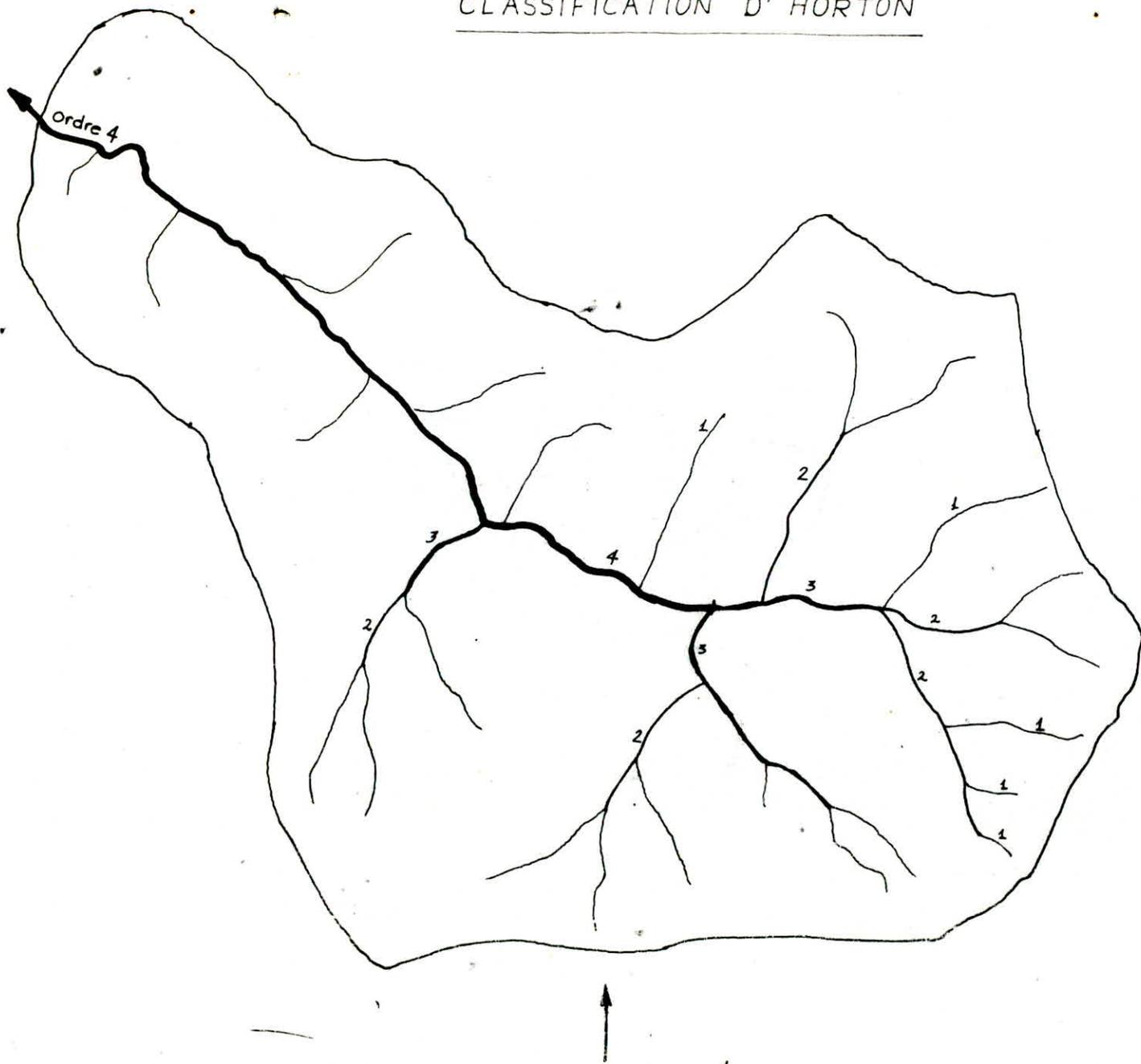


Fig. 3

échelle 1:10 000

4. CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA CUVETTE DE RETENUE

Pour déterminer les caractéristiques volumétriques de la cuvette de retenue, il faut avoir:

- 1°. Une carte en courbes de niveau
- 2°. Une section de la cuvette

Après planimétrage des surfaces partielles on obtient les résultats au tableau ci-dessous.

4.1. CALCUL DES PARAMETRES Ω_H et V_H

Côtes de niveau H(m)	Hauteur h(m)	Surfaces partielles en km ²		Différence des côtés H (m)	Volumés 10 ⁶ m ³	
		Ω_H	$\Omega_{\text{moy.}}$		$\Delta V = \Omega_m \cdot \Delta H$	V_H
125	0	0,00	0,020	15	0,300	0,00
140	15	0,040				0,300
150	25	0,091	0,065	10	0,650	0,950
160	35	0,324	0,207	10	2,070	5,020
175	50	0,506	0,415	15	6,225	9,245
185	60	0,893	0,699	10	6,990	16,235
200	75	1,163	1,028	15	15,420	31,655
210	85	1,505	1,334	10	13,340	44,995
225	100	1,760	1,632	15	24,480	69,475
235	110	1,770	1,765	10	17,630	78,125
250	125	1,775	1,772	15	26,580	113,70

Ω_H : Surface planimétrée, elle est comprise entre deux courbes de niveau jusqu'à la cote maximale du bassin . On trace la courbe de la dépendance de la surface du plan d'eau et de la hauteur près du barrage.

$$\Omega_H = f(h)$$

V_H : Volume de l'eau correspondant à la cote H, il est déterminé d'après la somme:

$$V_H = \sum_{j=1}^n \Delta V_j$$

$$\Delta V_1 = \frac{\Omega_1 \times h_1}{2}$$

$$\Delta V_2 = \frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2} \cdot (h_2 - h_1)$$

$$\Delta V_3 = \frac{\Omega_2 + \Omega_3}{2} \cdot (h_3 - h_2)$$

$$\Delta V_j = \frac{\Omega_{j-1} + \Omega_j}{2} \cdot (h_j - h_{j-1})$$

A chaque niveau de la cote, on peut déterminer la profondeur moyenne de la cuvette de retenue , soit:

$$h_m = \frac{V_H}{\Omega_H}$$

C H A P I T R E I I I

G E O L O G I E

Le site de la retenue de Mekla se trouve sur un affluent de l'oued Sébaou. D'après les études faites dans le grand bassin versant qui constitue l'oued Sebaou et ses affluents, on remarque que sa configuration géologique correspond à un bassin micocène (de la troisième période de l'ère tertiaire), prenant naissance du niveau du Bas Sébaou. Les formations rocheuses rencontrées sur le site et ses environs sont essentiellement constituées de terrains sédimentaires à éléments fins d'origine marine.

Le terrain d'assise est formé par des marnes dures de carténien de teinte grise. Les couches de recouvrement mises en évidence dans les puits de prospection sont respectivement:

- des limons argileux de 50 à 60 cm d'épaisseur dans la dépression en amont atteignant 1 m en aval reposant sur des argiles d'altérations hétérogènes de teintes brune et jaune plus puissantes (épaisseur \geq 2 m).
- des limons à terre végétale sur les versants de coteau, ils reposent directement sur le toit altéré et fracturé des marnes.

Du point de vue géologique, notre cuvette est imperméable et totalement étanche.

La carte géologique des formations alluviales et des bordures de l'oued Sébaou à 1:25 000 a été dressée à la D.E.M.R.H. sur la base des travaux d'exploration géologique de la région et d'études microscopiques et paléontologiques des échantillons des roches.

Les formations d'oligocène forment les bordures de la vallée des Bas Sébaou et les pentes septentrionales de son cours moyen se rapportant à la chaîne côtière montagneuse.

Les formations du pliocène sont de petites extensions constituent de petits lambeaux de sables argileux, des argiles oligocène ou pliocène qui affluent souvent dans les points de jonctions des terrasses (Haut Sébaou).

Tableau 11 : Caractéristiques pondérales.

Puits	Profondeur (m)	σ_n (T/m ³)	σ_d (T/m ³)	W%	Sr%	W _L %	W _P %	$\frac{I_p}{W_L - W_P}$
P ₁	2,00/3,00	1,92	1,57	21,52	81	47,8	21,22	26,58
P ₂	0,60/1,80	1,96	1,62	21,33	86	48,2	24,82	23,38
P ₃	1,00/1,50	1,93	1,58	22,00	84	52,8	21,45	31,35

Essai de cisaillement rectiligne (boite de Casagrande) non consolidé, non drainé

Pour P₁ $\varphi_u = 14^\circ$: $C_u = 0,85 \text{ kg/cm}^2$

P₂ $\varphi_u = 7^\circ$: $C_u = 0,80 \text{ kg/cm}^2$

Tableau 12 : Essais proctor.

Puits	Profondeur	d max	W% optimum
P ₁	2,0/3,0	1,68	13,9
P ₃	1,0/1,5	1,63	15,3

Notations

γ_n : poids volumique du sol (T/m^3)

γ_d : poids spécifique apparent sec (T/m^3)

$w\%$: teneur en eau en %

$S_r\%$: degré de saturation en %

$w_L\%$: limite de liquidité en %

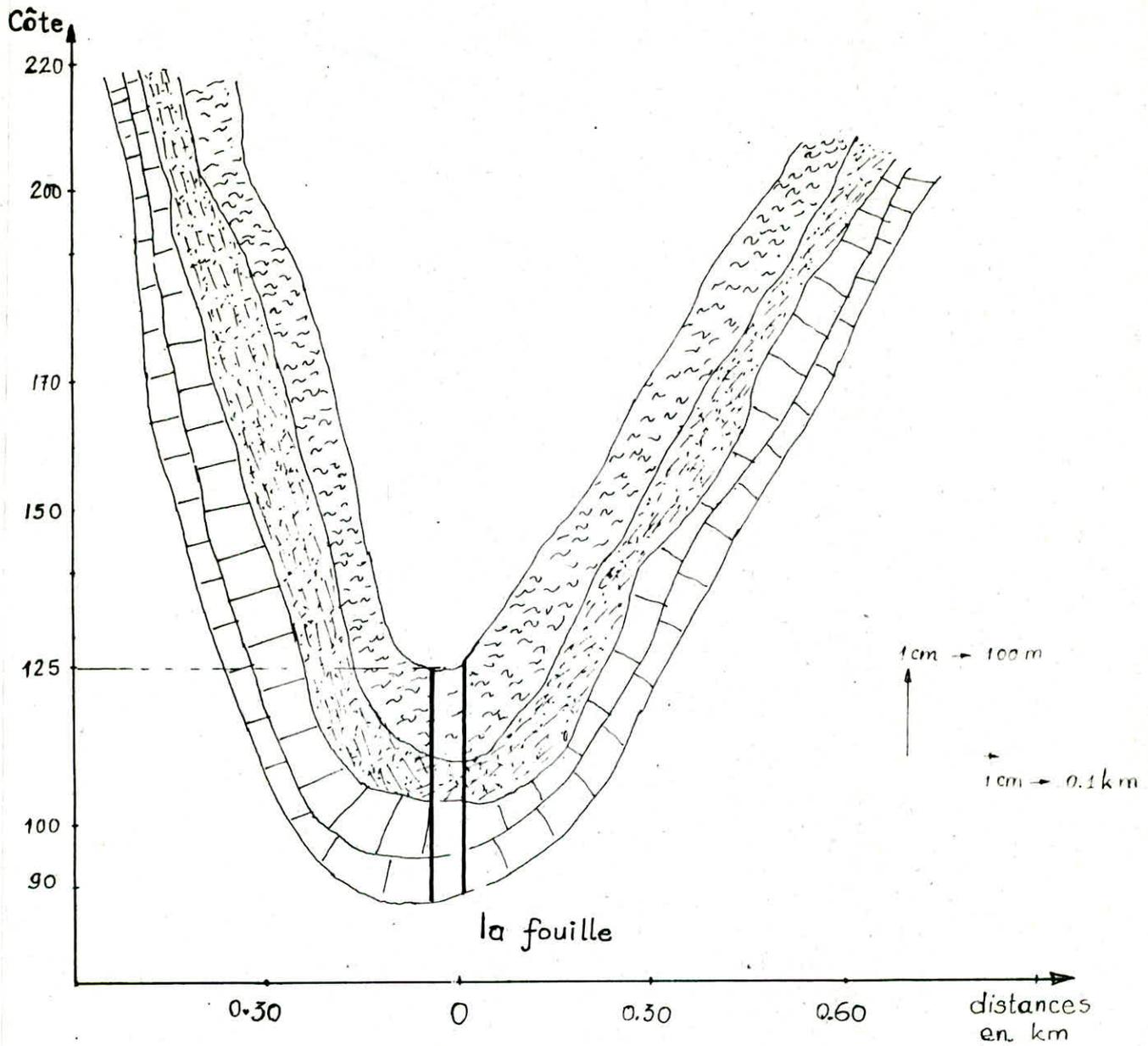
$w_p\%$: limite de plasticité en %

I_p : indice de plasticité

φ_u : angle de frottement interne

C_u : contraintes dues au cisaillement

COUPE GEOLOGIQUE DU TERRAIN D'ASSISE.



Légende:

-  les marnes
-  les argiles
-  la terre végétale

CHAPITRE IV

ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

IV.1. GENERALITES

L'étude technique d'un barrage repose sur une bonne connaissance géologique et topographique du site.

Il est aussi indispensable de connaître les caractéristiques géotechniques des divers matériaux de construction de l'ouvrage en vue de faire un bon choix et un bon dimensionnement du barrage.

C'est dans ce même souci qu'une étude géologique a été faite dans le chapitre précédent et dans la suite il nous sera aisé compte tenu de cette étude de savoir le type de barrage qu'il nous faut.

IV.2. PERMEABILITE

La perméabilité du site est liée à la roche mère constituée des marnes. Ce type de roche se caractérise par sa résistance importante et de sa grande imperméabilité.

Nous pouvons conclure que les marnes constituent une bonne assise.

IV.2.1. CHOIX DU TYPE DU BARRAGE

Etant donné qu'il existe de grande quantité de sol pratiquement imperméable (sable argileux) aux environs du chantier; et que l'on dispose encore sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir, après compactage, des conditions de stabilité satisfaisantes, nous avons opté pour le type le plus facile à réaliser qui est le barrage en terre homogène avec un tapis horizontal.

IV.2.2. AVANTAGES

Les avantages de ce type sont multiples, mais le plus grand consiste en la simplicité et en la rapidité de la construction du barrage en la possibilité d'utilisation de la mécanisation combinée qui diminue le coût de réalisation en comparaison avec d'autres types de barrages en terre.

IV.2.3. EMPLACEMENT DU BARRAGE

On fixe l'emplacement du barrage d'après les conditions topographiques, géologiques et hydrologiques.

De préférence, notre retenue sera disposée à la plus étroite partie du ravin ayant un élargissement en amont perpendiculairement aux courbes de niveau du terrain, dans ces conditions la digue a le volume minimum et crée un plus grand volume de retenue.

IV.3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX

a. Matériaux de la digue : Argiles brunes et jaunes

1. Densité sèche : $1,58 \text{ g/cm}^3$
2. Teneur en eau naturelle : 21,6 %
3. Densité humide γ_h : $1,93 \text{ g/cm}^3$
4. Degré de saturation S_r : 0,83
5. Perméabilité $1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$
6. Cohésion : $0,7 \text{ kg f/cm}^2$
7. Angle de frottement interne $\phi = 7^\circ$

b. Nature de l'assise : Terrain - Marneux

1. Densité sèche : $1,59 \text{ g/cm}^3$
2. Densité saturée : $1,93 \text{ g/cm}^3$
3. Degré de saturation : 0,92

4. Angle de frottement interne $\varphi = 14^\circ$
5. Cohésion : $(0,3 - 07) \text{ Kg f/cm}^2$
6. Perméabilité : 1.10^{-7} cm/s
7. Poids spécifique : $2,70 \text{ t/m}^3$

c. Zone d'Emprunt

Les matériaux nécessaires pour la construction de cette digue sont exploités à partir de la cuvette même du barrage.

La retenue se trouvant à 2 km de la route nationale.

Le tracé d'une piste sera nécessaire pour pouvoir acheminer le matériel qui servira à la construction du tapis du revêtement du talus amont; les matériaux seront exploités à partir d'une carrière située à 150 m de la retenue.

IV.4. CONCEPTION DU BARRAGE

4.1. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

Les dimensions du barrage sont déterminées d'après les conditions topographiques et de consommation.

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

Nous prévoyons un décapage de 2,00 m de profondeur pour avoir une assise constituée des marnes qui sont imperméables.

4.2. DETERMINATION DE LA REVANCHE

Par définition, la revanche est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage.

Elle est calculée en fonction d'^{une} hauteur H et de la vitesse V des vagues que le vent peut provoquer dans la retenue.

La revanche assure alors la sécurité contre le balancement du plan d'eau ainsi que la propagation des vagues à l'encontre du barrage.

De nombreuses formules sont proposées pour le calcul de la revanche, fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues.

A. Formule de DAVIS (reprise par PIOT et LONDE)

$$R = 0,75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} + h_s$$

où H_v est la hauteur des vagues

V : la vitesse des vagues

$h_s \approx 0,5$ hauteur de sécurité due à l'affaiblissement du corps

Déterminons la hauteur des vagues H_v

Plusieurs formules sont aussi proposées:

1. Formule de STEVENSON

$$H_v = 0,75 + 0,35\sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L}$$

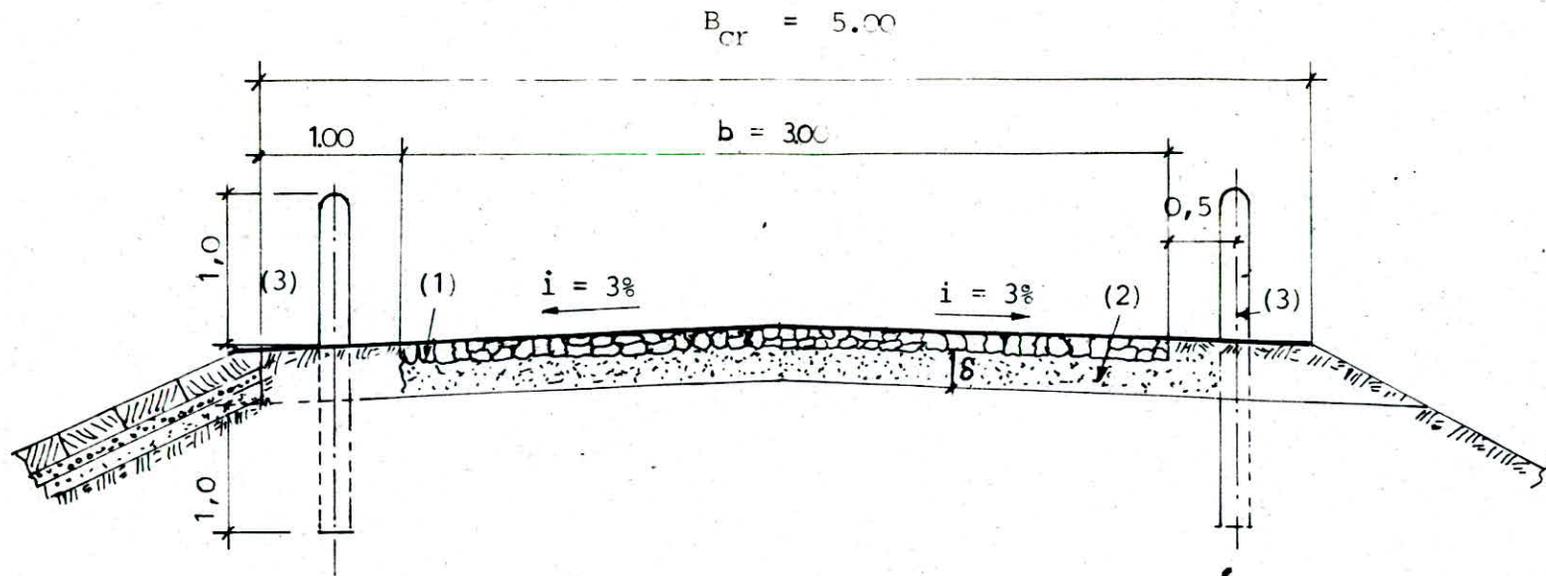
pour $L < 18$ Km

L : la longueur rectiligne maximale de la retenue mesurée à partir du barrage appelée "fetch" en Km.

2. $H_v = 0,34 \sqrt{L}$ pour $L > 18$ Km

Par hypothèse les deux formules ne sont valables que pour un vent dont la vitesse ne dépasse pas 100 Km/h.

On peut également utiliser les formules de MOLITOR qui font intervenir la vitesse du vent V .



1. pavage irrégulier sur la crête du barrage (30 cm)
2. couche de sable grossier d'épaisseur $\delta = 15 \div 20$ cm
3. barrière

ECH: 1/100

$$3. H_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{V.L} - 0,27 \sqrt[4]{L}; \text{ pour } L < 30 \text{ Km}$$

$$4. H_v = 0,032 \sqrt{V.L} \quad \text{pour } L > 30 \text{ Km}$$

Pour notre cas le "fetch" = 0,30 Km = 300 m < 30 Km, nous utiliserons les formules (1) et (3) pour la détermination de la hauteur des vagues H_v .

Il est à noter que dans la région de Tizi-Ouzou, la vitesse du vent est de l'ordre de 97,2 Km/h soit 27m/s.

Application numérique

$$1. H_v = 0,75 + 0,35 \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L} = 0,75 + 0,35 \sqrt{0,3} - 0,26 \sqrt[4]{0,3} = 0,75 \text{ m}$$

$$2. H_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{VL} - 0,27 \sqrt[4]{L} \\ = 0,75 + 0,032 \sqrt{97,2 \cdot 0,3} - 0,27 \sqrt[4]{0,3} = 0,72$$

3. Formule de MALLET et PAQUANT

$$H_v = 0,5 + 0,33 \sqrt{L} = 0,5 + 0,33 \sqrt{0,3} = 0,68 \text{ m}$$

Déterminons la vitesse des vague V .

$$V = 1,5 + 2 h_v = 1,5 + 2 \cdot 0,75 = 3 \text{ m/s}$$

Remarque: La valeur retenue pour la hauteur des vagues est celle qui est donnée par la formule de STEVENSON avec $H_v = 0,75 \text{ m}$.

B. Détermination de la revanche d'après la formule simplifiée ne tenant compte du fetch:

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

Tableau 13 : TABLEAU RECAPITULATIF

FORMULES	HAUTEUR DES VAGUES H_v (m)	REVANCHE (m) R (m)
STEVENS ON	0,75	1,52
MALLAT--PAQUANT	0,68	1,47
MOLITOR	0,72	1,50
FORMULE SIMPLIFIEE	-	1,16
* Valeur retenue	0,75	1,52

4.3. DETERMINATION DE LA HAUTEUR DU BARRAGE

$$H_b = H_{NNR} + H_e + H_d + H_s$$

où H_{NNR} : Hauteur correspondant au niveau normal de la retenue (10,20m)

H_e : Hauteur escavée ($H_e = 0,50$ m)

H_d : Hauteur diversée : ($H_d = 0,70$ m)

R : Revanche

$H_s = R = 1,52$ m (hauteur de sécurité)

En remplaçant chaque terme par sa valeur on obtient:

$$H_b = 10,20 \text{ m} + 0,5 \text{ m} + 0,70 \text{ m} + 1,52 = 12,9 \text{ m}$$

D'où la hauteur du barrage $H_b = 13$ m.

4.4. LONGUEUR EN CRETE DU BARRAGE

Selon l'axe du barrage et d'après la vue en plan du barrage on déduit cette grandeur par mesure directe sur le plan à échelle

$$L = 150 \text{ m.}$$

4.5. LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE

La largeur peut être déterminée d'après les formules empiriques:

1° Formule de KHAPPEN

$$b = 1,65 \sqrt{H_b} = 1,65 \sqrt{13} = 5,95 \text{ m}$$

2° Formule de PREECE

$$b = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 = 4,96 \text{ m}$$

3° Formule de recherche

$$b = \frac{H_b}{5} + 3 = 5,6 \text{ m}$$

Tableau 26 : Tableau récapitulatif

FORMULES	KHAPPEN	PREECE	RECHERCHE
Largeur en crête (m)	5,95	4,96	5,6

La valeur adoptée : $b = 5 \text{ m}$

IV.5 PENTE DES TALUS

La pente des talus des barrages en terre peut-être déterminée au moyen des formules empiriques.

En pratique, pour déterminer la pente des parements on se donne des pentes qui paraissent optimales compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ses pentes.

Dans notre étude, nous avons utilisé deux façons pour déterminer les pentes des talus.

1. METHODE PSEUDO-STATIQUE

Pour avoir une idée de la grandeur des fruits des talus on fait un calcul de stabilité d'une pierre reposant sur un talus dont la pente sera déterminée.

Cette méthode est appelée "Pseudo-statique"

Soient m la masse de la pierre $G = mg$

δ : l'accélération due au tremblement de la terre

a : le coefficient dû au tremblement de la terre

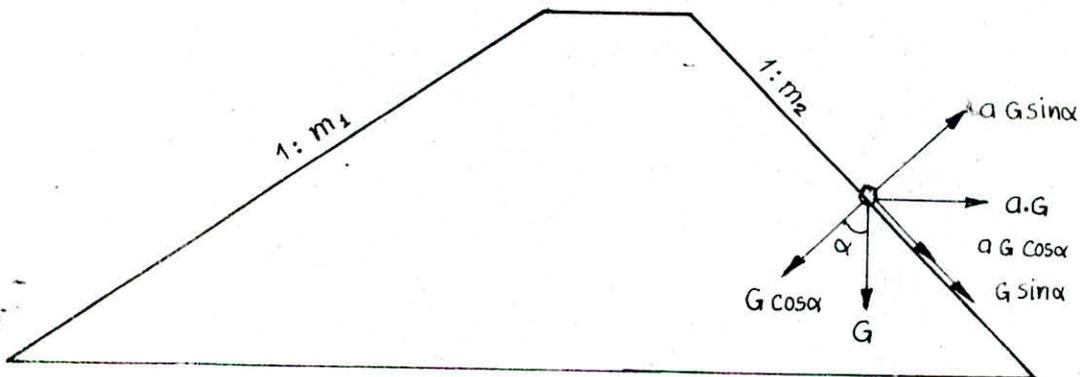
$$a = 0,20 \div 0,32$$

g : accélération de la pesanteur

α : angle du talus

$$F = m \delta = m a g = Ga$$

Schéma de calcul



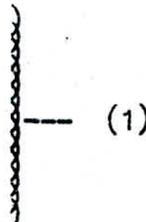
Faisons l'inventaire des forces

La somme des forces passives:

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

La somme des forces actives :

$$\sum F_A = G \sin \alpha + a G \cos \alpha$$



Pour qu'il y ait stabilité de la pierre il faut que:

$$\sum F_p > \sum F_A$$

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_A} = \frac{K}{f} \geq 1 \quad (2)$$

où K : est le coefficient de sécurité ;

f : coefficient de frottement ;

f = tg φ : où φ = angle de frottement du matériau ;

$$\varphi = 14^\circ$$

$$f = \text{tg } 14^\circ = 0,249 \quad 0,25$$

De (1) et (2) il vient :

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

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

$$\frac{\text{tg } \varphi \left(1 - a \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}\right)}{\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} + a} = K \Rightarrow \frac{(1 - a \text{tg } \varphi) \text{tg } \varphi}{\text{tg } \alpha + a} = k$$

d'où on tire tg φ

$$m = \cotg \varphi = \frac{1}{\text{tg } \varphi}$$

$$m = \cotg \varphi \geq \frac{1 + a \text{tg } \alpha}{\text{tg } \alpha - a}$$

m étant le fruit aval.

En faisant l'application numérique on obtient :

- Talus aval : m 1/2,00

- Talus amont : m₁ = 1/2,50

2. En se basant sur le tableau donnant les différentes pentes en fonction des hauteurs et types de barrage, on a pu déterminer les pentes du talus aval et amont.

Tableau 27

Hauteur du barrage en m	Types du barrage	Pente et Talus	
		Amont	Aval
Inférieur à 5 m	1 Homogène	1/2,5	1/2
	2 à zones	1/2	1/2
5 à 10 m	1 Homogène, granulométrie étendue.	1/2	1/2
	2 Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/2,5	1/2,0
	3. à zones.	1/2	1/2,5
10 à 20 m	1 Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	2 Homogène, à fort pourcentage d'argiles.	1/3	1/2,5
	3 à zones.	1/2	1/3

A partir du tableau ci-dessus, les valeurs optimales adoptées sont les suivantes:

- Talus amont 1/2,5
- Talus aval 1/20

IV.6. PROTECTION DES TALUS

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues de la retenue, le ruissellement de la pluie et le vent.

5.1. TALUS AMONT

Nous prévoyons sur le talus amont une protection par enrochement en vrac. Il s'agit des pierres qui sont arrangées à la main reposant sur une couche drainante de gravier et de sable d'une épaisseur de 30 cm environ formant ainsi un filtre.

L'épaisseur minimale de la couche d'enrochement est déterminée par les formules empiriques suivantes:

$$T_{\min} = 1,7 h_v \cdot \frac{\delta}{\delta_p - \delta} \cdot \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m(m+2)} = 0,38 \text{ m}$$

h_v : hauteur des vagues ;

δ : poids volumique de l'eau (t/m^3) ;

δ_p : poids volumique des pierres (t/m^3) ;

m : fruit du talus amont .

Formule de BICKIN

$$T = \frac{n \cdot 0,178 h_v}{\delta_p - \delta} \sqrt{\frac{1 + m^2}{m^2}} = 0,26 \text{ m}$$

n : facteur de sécurité ($n = 1,2 \div 1,5$)

Nous pouvons adopter une épaisseur de 0,30 m de la couche d'enrochement.

5.2. TALUS AVAL

La protection du talus aval la plus économique consiste à enherber le parement au fur et à mesure que les travaux avancent et dans la mesure du possible il faudrait recouvrir le talus d'une couche de 10 à 20 cm de terre végétale.

IV.7. RESEAU D'ÉCOULEMENT

1. INFILTRATION

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers une digue ou ses fondations doivent être étudiées sous deux aspects différents:

- D'une part elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une certaine valeur déterminée.

Ces pertes d'eau forment un réseau d'écoulement à l'intérieur de la digue.

- D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtrations.

En définitif, ces infiltrations quand elles augmentent d'intensité elles peuvent provoquer la destruction quasi totale de l'ouvrage.

L'étude de l'infiltration dans les barrages en terre est faite pour :

- 1° déterminer la position de la ligne de saturation;
- 2° fixer l'emplacement et le type de drainage;
- 3° déterminer le gradient I nécessaire pour dimensionner les filtres;
- 4° déterminer le débit q d'infiltration;

- 5°. déterminer la pression hydraulique nécessaire pour le calcul de la stabilité des talus;
- 6°. déterminer la ligne de saturation et la pression hydraulique au cours d'une vidange rapide;
- 7°. déterminer le gradient et la vitesse de filtration nécessaire à la vérification de l'érosion;
- 8°. déterminer le profil le plus optima de la digue.

2. LIGNE DE SATURATION

La ligne phréatique à travers un barrage est la ligne de pression hydrostatique nulle.

Cette ligne est parfois appelée "ligne de saturation" alors que cette dernière est située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondant à l'élévation capillaire de l'eau.

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne phréatique pour estimer le débit de fuite à travers le barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval.

Pour le tracé de cette ligne, nous utiliserons la théorie de KOZENY qui a étudié un écoulement plan.

Dans le cas d'une digue homogène reposant sur une assise imperméable, KOZENY a montré que la ligne phréatique est une parabole de foyer et d'équation:

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

Les coordonnées X, Y donnant la parabole de KOZENY sont représentées au tableau suivant:

Tableau 28

X	0	1	2	3	4	8	15	30	35
Y	1,7	2,5	3,11	3,61	4,06	5,48	7,34	10,24	11

3. CALCUL DU DEBIT DE FUITE A TRAVERS LA DIGUE

Une fois la ligne de saturation localisée, on procède au calcul du débit de fuite ou débit d'infiltration estimé à partir de la loi de DARCY.

$$q = K I . A$$

où

K : Perméabilité du corps du barrage

A : Aire soumise à l'infiltration par unité de largeur $A = Y . 1$

I : Gradient hydraulique

$$I = \frac{dy}{dx} \Rightarrow q dx = K y dy$$

$$q = KY \frac{dy}{dx} = K Y_0 \quad \text{avec } Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

D'où on obtient : $q = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d)$

Application numérique

$$H = 10,20 \text{ m} , \quad d = 29 , \quad K = 1,0 \cdot 10^{-7}$$

$$q = 1,10^{-7} (\sqrt{10,20^2 + 29^2} - 29) = 1,74 \cdot 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$$

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

d : épaisseur de la base du barrage diminuée de $7/10^e$ de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

X, Y : les coordonnées de la parabole

Y_0 : ordonnée de la parabole

H : hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue.

$$H = 10,20 \text{ m} \quad , \quad d = 29 \text{ m} \quad , \quad Y_0 = 1,7$$

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 = Y^2 - Y_0^2 - 2X Y_0 = 0$$

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

$$Y^2 = 2,89 + 3,4 X$$

En ce qui nous concerne, le barrage est en terre homogène, muni d'un tapis horizontal qui rabat la ligne de saturation à l'intérieur du barrage, dans ces conditions la parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du tapis horizontal auquel se raccorde la ligne de saturation.

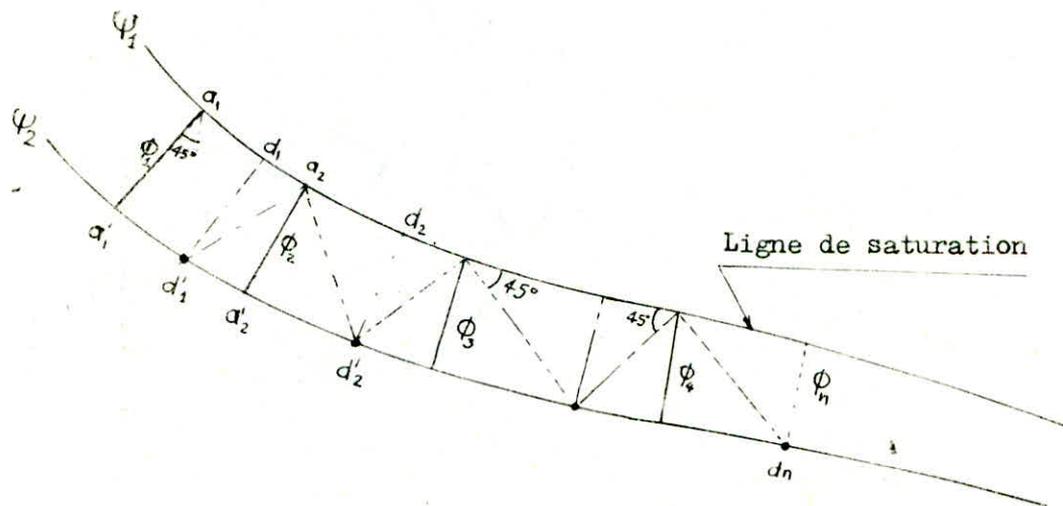
4. RESEAU D'ÉCOULEMENT A TRAVERS LA DIGUE EN TERRE

L'on admet que la digue repose sur une couche imperméable et assainie par un drain disposé au pied aval du talus.

Ayant le profil de la digue, on part de la ligne de saturation dite aussi ligne de courant pour tracer le réseau de l'écoulement. Cette ligne est caractérisée par la pression constante et égale à la pression atmosphérique en tout point; la répartition du potentiel le long de la ligne de saturation s'obtient en divisant la hauteur H en n parties égales par des horizontales $A_1 A_2 A_3 \dots A_{10}$ (voir figure 3) puisque l'on connaît la répartition du potentiel, on peut donc appliquer la construction de Prasil pour en déduire le réseau des équipotentiels et des lignes de courant.

Méthode de PRASIL

Soit la 1^{ère} ligne de courant ψ_1 . Nous considérons deux points: a_1, a_2, \dots, a_n .



On mène deux demi-droites inclinées à 45° , soit d'_1 leur point d'intersection. Le triangle élémentaire $d'_1 a_1 a_2$ est rectangle isocèle, l'élément de droit $d_1 d'_1$ perpendiculaire à ψ_1 est en soi un élément de ligne équipotentielle, en joignant les points d'intersections d'_1, d'_2, \dots, d'_n , nous obtiendrons la position de la deuxième ligne de courant ψ_2 tandis qu'en abaissant des divers points a_i, d_i des \perp $a_i a'_i, d_i d'_i$ sur ψ_2 nous obtiendrons des éléments assimilables à des éléments de lignes équipotentielle $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n$.

Le tracé ainsi obtenu pourra être conservé si toute fois la dernière ligne de courant ψ_n coïncide approximativement avec la limite MN de la couche imperméable, dans le cas contraire on recommencera le même travail en modifiant le tracé de la ligne de courant.

On passe au calcul de débit d'infiltration Q lorsque le réseau définitif est tracé:

$$Q = KH \cdot \frac{n}{m}$$

- où K : vitesse d'infiltration dans la digue ($K = 1.10^{-7}$ cm/s)
H : la charge divisée en p parties égales; $H = 10,2$ m
m : le nombre de carrés compris entre deux lignes de courant ($m = 18$);
n : le nombre de carrés compris entre deux équipotentielles ($n = 4$)

Voir réseau d'écoulement à travers la digue (Fig. 5).

$$q = 1.10^{-7} \cdot 1020 \cdot \frac{4}{18} = 2.10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$$

IV.8. TAPIS FILTRANT

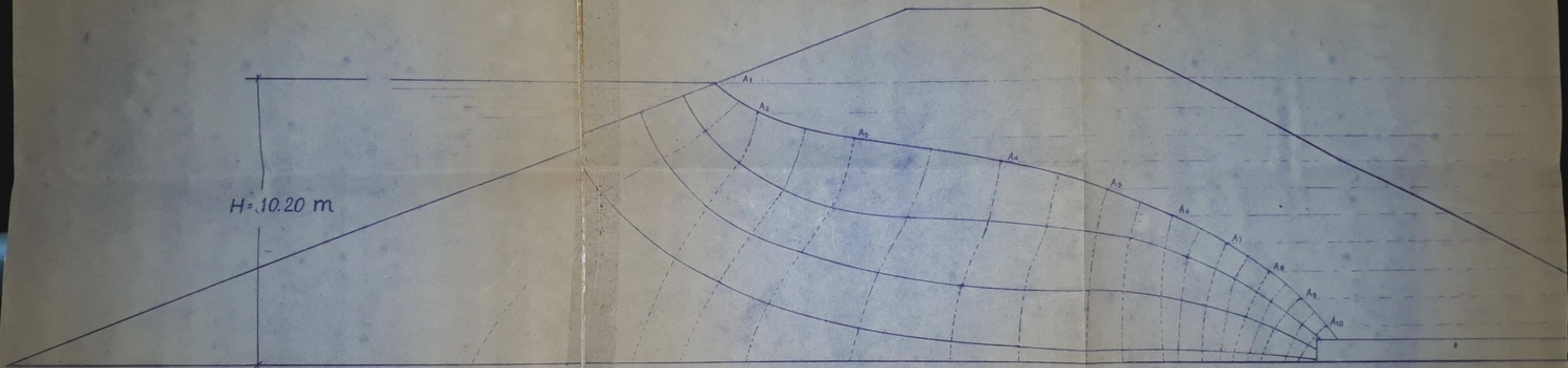
Bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de notre ouvrage ait été fait de façon à limiter le débit d'infiltration, il n'empêche que l'eau s'infiltré progressivement dans le massif de la digue et dans sa fondation; ceci a causé de la charge hydraulique à l'amont.

Il est donc indispensable d'éviter les résurgences des eaux infiltrées à l'aval qui peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage par création du renard et par destruction partielle au pied aval de la digue.

En conséquence, nous prévoyons à l'intérieur du massif de la digue un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est composé de drains et de filtre. Il est à noter que dans notre cas le filtre et les drains sont associés car le filtre peut jouer lui-même le rôle de drain vue la petitesse de notre ouvrage.

PH 02387
PIVOT P. 43

RESEAU D'ECOULEMENT A TRAVERS LA DIGUE.



H = 10.20 m

METHODE DE PRASIL.

ECH 1/100

CONSTRUCTION DES FILTRES ET LA DISPOSITION DES DRAINS-TAPIS
DANS UNE DIGUE EN TERRE

A. Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité du barrage. Ils permettent de réduire les risques de sous-pression, ils n'ont pas moins de très nombreuses fonctions complémentaires dont voici quelques unes :

1. Constitue^{nt} de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

2. Changeant le terrain à l'aval du barrage dans les zones critiques aux points d'émergence privilégiés s'il en existe ; ils évitent que des renards ne se forment le long des chemins d'infiltration de grande perméabilité.

Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis à vis de la précédente dans le sens d'écoulement de l'eau.

Pour le choix des matériaux il faut respecter la condition suivante :

$$C = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$$

où C : coefficient d'uniformité

Il est conseillé de bien étudier la granulométrie des filtres afin d'assurer à ces derniers une perméabilité nettement supérieur à celle de la zone drainée.

B. Les drains-tapis

D'une façon générale, les drainages servent à la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain sur le talus et pour l'évacuation de l'écoulement souterrain au bief aval. De ce fait, il est prévu un drain qui

permet de recueillir toutes les eaux d'infiltration et sera projeté au pieds du talus aval. Egalement, les drains tapis auront un rôle d'intercepter les infiltration dans le massif en terre et de rabattre la ligne de saturation.

C. Etanchéité de l'assise

Les conditions imposées au sol de fondation par les digues de retenue sont les suivantes:

- Il doit présenter dans le fond et sur les flancs de la vallée des couches imperméables suffisamment épaisses à une profondeur atteignable.
- le sous-sol de la digue doit être étanche.

La fondation de notre ouvrage est constituée de marnes et par conséquent il n'y aurait pas d'enlèvement localisé de terrain par des courants d'eau (affouillements).

IV.9. CALCUL DE LA STABILITE DE LA DIGUE

GENERALITES

L'étude de sa stabilité d'un remblai consiste à calculer un coefficient de sécurité à l'égard des efforts de cisaillement dans différentes conditions prévues pour la vie du barrage.

La stabilité d'un barrage en terre revient à étudier la stabilité des talus amont et aval.

L'étude de la stabilité de ces talus fait appel à 2 considérations:

- Celle qui utilise l'action des contraintes effectuées , c'est la stabilité à long terme;
- Celle qui utilise les contraintes totales: c'est la stabilité à court terme.

Cette étude nous conduira à la détermination d'un coefficient de sécurité le plus faible valeur qui caractérise la marge de sécurité par rapport à la rupture que présente le talus donné.

L'étude de la stabilité exige la connaissance préalable de certains paramètres avant l'étude.

- Les caractéristiques du massifs (géométriques, physiques, mécaniques) et le rôle joué par l'eau dans le sol (pression intersticielle).

Les forces agissantes sur la masse du sol sont:

- Poids de la masse considérée;
- Poids des surcharges éventuelles en tête ou sur la pente elle-même;
- Pression hydrostatique éventuelle sur les parements (barrage);
- Forces agissantes sur la surface de glissement (frottements, cohésion, pressions interstitielles).

Généralement on prend une surface cylindrique circulaire à axe horizontal qui apparait comme un cercle appelé "cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue".

En ce qui concerne sa position on la détermine soit en faisant de nombreux essais soit en utilisant des résultats en base des calculs.

Pour ce qui est de la répartition des contraintes le long de cette surface, il faut admettre une répartition qui doit satisfaire les conditions d'équilibre et qui doit fournir un coefficient de sécurité aussi faible que possible.

Il existe plusieurs méthodes de calcul.

La méthode la plus couramment utilisée est la méthode des tranches ou méthode Suedoise dûe à PATTERSON en 1918, développée ensuite par FELLENIUS pour les ruptures circulaires, perfectionnée par BICHOP en 1954 et étendue aux ruptures non circulaires par NONVEILLER en 1965.

schéma 1

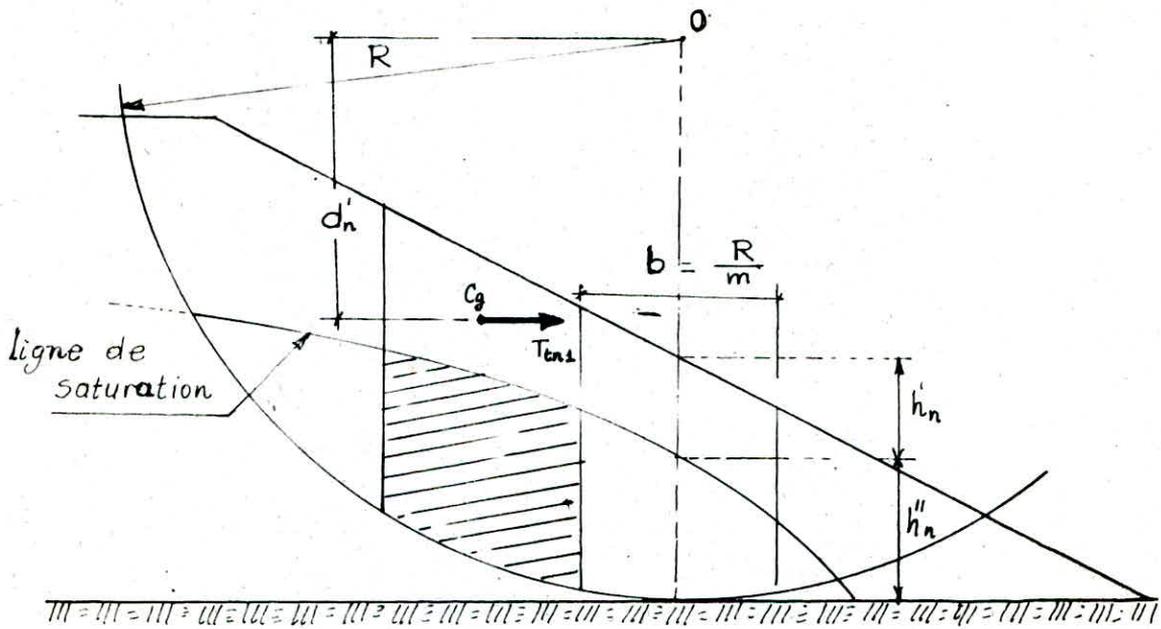
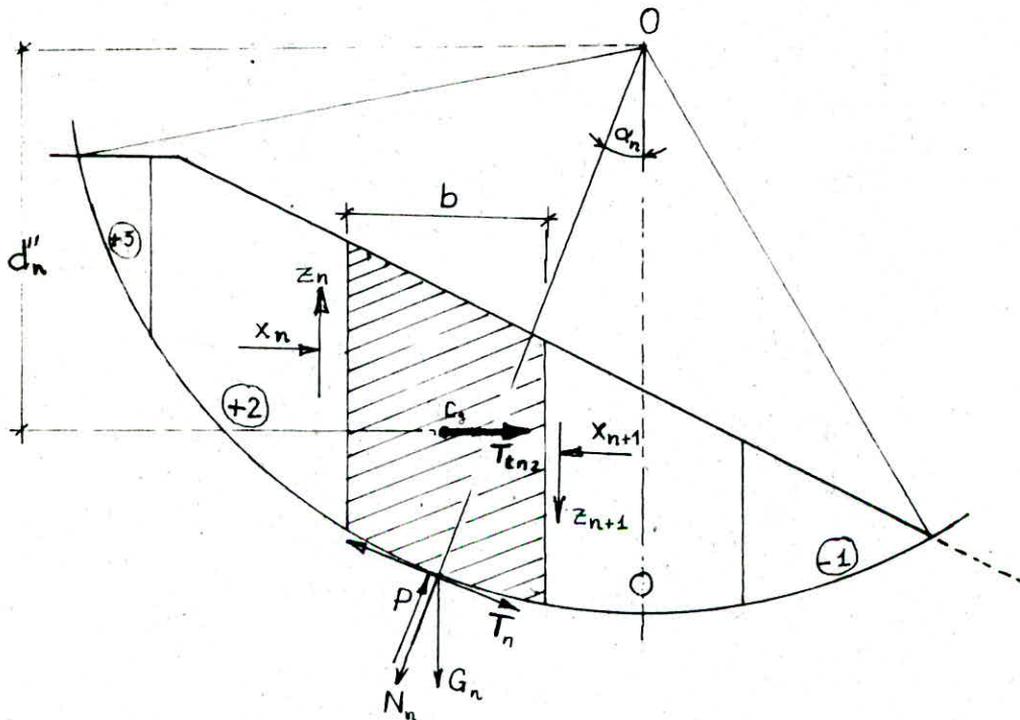


schéma 2



IV.1Q PROCEDE DE LA METHODE

D'après la méthode de FELLENIUS, on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de la surface à axe horizontale de cercle "O" et de rayon "R".

Inventaire des forces

Soit une tranche d'ordre "n" :

G_n : Poids de la tranche

N_n : Composante normale de G

T_n : Composante tangentielle de G

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

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

Admettons que l'interaction entre les tranches est nulle:

$$Z_{n+1} = Z_n \quad \text{car} \quad Z_{n+1} - Z_n = 0$$

$$X_{n+1} - X_n = 0 \Rightarrow X_{n+1} = X_n$$

Le coefficient de sécurité du glissement est défini par le rapport du moment des forces stabilisatrices et du moment des forces motrices.

a. Les forces stabilisatrices

- Force de frottement :

$$(N - P d l) \operatorname{tg} \varphi$$

où N : Composante normale de G

P : Pression hydrostatique

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la branche

- Force de cohésion (C. dl)

où C : Cohésion du sol

La somme des moments correspondant aux forces de frottement par rapport au centre de glissement "O" est donnée par :

$$\sum M^t (F)_f = \sum [(N - P dl) \operatorname{tg} \varphi + C \cdot dl] \cdot R$$

b. Forces motrices

T : composante tangentielle de G.

La somme des moments par rapport au centre de glissement de la force motrice : $\sum M^t / (T)_m = \sum RT = R \sum T$

Le coefficient de sécurité K_s contre le glissement sera exprimé par:

$$K_s = \frac{\text{Moments des forces stabilisatrices}}{\text{Moments des forces motrices}}$$

$$K_s = \frac{\sum M^t (F)_f + \sum M^t (F)_c}{\sum M^t (F)_m} = \frac{R \sum [(N - P dl) \operatorname{tg} \varphi + C dl]}{R \sum T}$$

$$= \frac{\sum (N - P dl) \operatorname{tg} \varphi + C dl}{\sum T}$$

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

avec : R : le rayon du cercle de glissement (m)

b : largeur d'une tranche

$$b = 0,1 R$$

La tranche interceptée par la verticale menée du cercle au centre "O" portera le numéro zéro (0). Pour le talus amont, les tranches se trouvant à droite se voient numérotées positivement et celle se trouvant à gauche négativement et l'inverse pour le talus aval.

Le poids d'une tranche d'ordre "n" est :

$$G_n = b (\delta_1 h_n' + \delta_2 h_n'' + \delta_3 h_n''')$$

où b : largeur de la tranche

δ_1 : densité de la zone du massif situé au dessus de la ligne de saturation
(densité sèche)

δ_2 : densité de la zone située au dessous de la ligne de saturation
(densité saturée)

δ_3 : densité de l'assise

h_n' : hauteur moyenne de la partie de la tranche non saturée

h_n'' : hauteur moyenne de la partie de la tranche saturée.

h_n''' : hauteur moyenne de la partie de la tranche appartenant à l'assise.

Comme nous avons une assise imperméable $h_n''' = 0$.

Ce terme n'intervient donc pas dans le calcul d'où on aura:

$$G_{Tn} = b (\delta_1 h_n' + \delta_2 h_n'')$$

- La force tangentielle est donnée par l'expression

$$T = G_n \sin \alpha_n$$

- La composante normale du poids de la tranche est donnée par:

$$N = G_n \cos \alpha_n$$

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

Remarque important

α_n : est l'angle formé par l'intersection de la tranche d'ordre n avec la verticale.

Cet angle α_n a été mesuré directement sur le schéma de calcul.

La pression hydrostatique :

$$P \cdot l_n = \gamma h_p \cdot l_n$$

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

où γ : Poids spécifique de l'eau

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h_p \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi + C \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$$\text{soit } k_s = \frac{\sum (N_i - W \phi) \operatorname{tg} \varphi + Cl_i}{\sum T_i}$$

Différents cas de calcul de la stabilité

On ne peut étudier la stabilité sans toutefois dire quelques mots des cas les plus défavorables qui se présente:

Ces cas sont donc :

1. La fin de la construction
2. Le fonctionnement normal
3. Vidange rapide

Bien évidemment le séisme dans tous les cas de figure est pris en compte.

Nous allons considérer deux types de fonctionnement pour chaque talus.

IV.11. TALUS AMONT

1. Fin de construction
- 2 Vidange rapide

Pour le cas de fin de construction on considère le cas de contraintes totales c'est à dire sur mesure de la pression interstitielle, cela suppose que la dissipation n'a pas eu lieu.

Certes, au cours du temps la pression interstitielle se dissipe progressivement et on aboutit à un équilibre hydrostatique.

Lorsque le niveau d'eau est ramené au pied des talus, le corps du barrage emmagasine une quantité d'eau qui ne s'est pas fait écouler encore par suite de la rapidité du vidange.

Cette quantité d'eau est la cause de cette pression qui contribue en partie à l'équilibre du massif mouillé.

On admet que la composante normale sera égale à

$$(N - P \, dn) = (\gamma_{\text{sat}} - 1) n \cdot b$$

($\gamma_{\text{sat}} - 1$) : densité immergée

$$n = h_n \cos \alpha_n$$

d'où : $(N - P d n) = (\bar{\sigma}_{\text{sat}} - 1) b.h.n.\text{Cos } \alpha n$

La composante tangentielle:

$$T = \bar{\sigma}_{\text{sat}}.t.b$$

où $t = h.\text{Sin } \alpha n$

d'où: $T = \bar{\sigma}_{\text{Sat}}.b.h.\text{Sin } \alpha n$. Cette force est génératrice d'un mouvement d'entraînement des particules.

3. Vidange rapide

Au cours de l'exploitation du barrage, il sera indispensable d'effectuer des vidanges pour diverses raisons technologiques et d'exploitations.

Lors de ces opérations la ligne de saturation baisse plus lentement que le plan d'eau.

Pour tous les matériaux de digue homogène tous les vidanges pratiqués en des délais inférieurs à un mois doivent être qualifiés de vidange rapide car le volume de digue imbibé d'eau reste pratiquement dans cet état.

TALUS AVAL

- Fin de construction
- Fonctionnement normal

Le fonctionnement normal se présente lorsque le barrage est en exploitation.

IV.12. SOLLICITATIONS DUES AUX SEISMES

La vérification de la stabilité au séisme est le cas le plus défavorable car l'effet du séisme s'ajoute aux forces qui tendent à faire glisser la digue suivant la ligne de rupture.

Cette étude revient en fait à introduire une force horizontale, dans la tranche étudiée. Cette force représente une force produite lors d'un tremblement de terre.

Elle a deux composantes: verticale et horizontale, mais cette dernière cause beaucoup de dégâts; nous avons par mesure de sécurité combiné l'effet sismique avec tous les cas.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P_n d_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d_l}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

où : $a G_n$: force due au séisme

d_n : bras de levier

a : coefficient sismique ($a = 0,20 \div 0,32$)

ξ : accélération du mouvement sismique

$\bar{\sigma} = a.g$

Les calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants:

n° de la tranche	b	h'	α_i	G _i	α_i	T _i =		N _i =		l _i	c _i l _i	t _g φ	Σ M ² / l _i ³	d _i	T _{ens}	a	$\frac{a}{R} \alpha_i h' b d_i$
						G _i sin α _i	G _i cos α _i	G _i sin α _i	G _i cos α _i								
-3	2.0	1.4	1.59	4.45	-17	-0.29	0.95	-1.29	4.22	2.10	5.25	0.25	1.05	18.6	82.77	0.260	1.07
-2	"	2.7	"	8.58	-11	-0.19	0.98	-1.63	8.40	2.04	5.10	"	2.10	18.5	158.73	0.272	2.15
-1	"	3.8	"	12.08	-5	-0.08	0.99	-0.96	11.95	2.02	5.05	"	2.98	18.2	219.85	0.284	3.12
0	"	4.7	"	14.95	0	0	1	0	14.95	2.00	5.00	"	3.73	18.0	269.10	0.272	3.65
1	"	5.5	"	17.49	6	0.10	0.99	1.75	17.31	2.02	5.05	"	4.32	17.5	306.07	0.260	3.97
2	"	6.0	"	19.08	11.5	0.19	0.97	3.62	18.50	2.06	5.15	"	4.62	17.0	323.85	0.248	4.01
3	"	6.3	"	20.03	17.5	0.30	0.95	6.00	19.02	2.10	5.25	"	4.75	16.5	330.49	0.236	3.89
4	"	6.3	"	20.03	24	0.40	0.91	8.01	18.22	2.19	5.47	"	4.55	15.7	314.47	0.224	3.52
5	"	6.1	"	19.39	30	0.50	0.86	9.69	16.67	2.32	5.80	"	4.16	15.0	290.85	0.212	3.08
6	"	5.5	"	17.49	37	0.60	0.79	10.49	13.81	2.53	6.32	"	3.45	13.5	236.11	0.208	2.45
7	"	4.6	"	14.62	45	0.90	0.70	13.15	10.23	2.85	7.12	"	2.55	12.3	179.82	0.206	1.85
8	"	3.2	"	10.17	55	0.82	0.57	8.34	5.79	3.50	8.75	"	1.44	10.5	106.78	0.203	1.08
9	0.9	1.3	"	4.13	62	0.88	0.46	3.63	1.89	4.34	10.85	"	0.47	8.9	36.75	0.200	0.36
Σ								60.80			80.16		40.17				34.20

$$k_s = \frac{80.16 + 40.17}{60.80 + 34.20} = 1.26$$

$$k_{ss} = \frac{80.16 + 40.17}{60.80} = 1.97$$

n° de la tranche	b	h	τ_1	G_1	α_1	$\Sigma M^1/P_1 R$				T_{ext}				a	$\frac{a}{R} \tau_1 h b d_1$		
						$\sin \alpha_1$	$\cos \alpha_1$	$G_1 \sin \alpha_1$	$G_1 \cos \alpha_1$	l_1	$c_1 l_1$	$\text{tg } \varphi$	$N_1 \text{tg } \varphi$			d_1	$\tau_1 h b d_1$
-2	2.6	1.8	1.59	7.44	-11.5	-0.19	0.97	-1.41	7.21	2.68	6.70	0.25	1.80	24.6	183.02	0.272	1.91
-1	"	3.3	"	13.64	-5.5	-0.09	0.99	-1.22	13.50	2.62	6.55	"	3.37	24.1	328.72	0.284	3.59
0	"	4.3	"	17.77	0	0	1	0	17.77	2.60	6.50	"	4.44	23.6	419.37	0.296	4.77
1	"	5.4	"	22.32	6.5	0.11	0.99	2.45	22.09	2.62	6.55	"	5.52	23.1	515.59	0.308	6.10
2	"	6.5	"	26.87	12	0.20	0.97	5.37	26.06	2.63	6.70	"	6.51	22.5	604.57	0.278	6.46
3	"	6.3	"	26.04	17.5	0.30	0.95	7.81	24.74	2.73	6.82	"	6.18	21.5	559.86	0.266	5.72
4	"	6.3	"	26.04	24	0.40	0.91	10.41	23.69	2.85	7.12	"	5.92	20.2	526.00	0.254	5.13
5	"	6.0	"	24.80	31	0.51	0.85	12.65	21.08	3.05	7.62	"	5.26	19.2	476.16	0.242	4.43
6	"	5.2	"	21.49	38.5	0.62	0.78	13.32	16.76	3.35	8.32	"	4.19	18.0	386.82	0.230	3.42
7	"	3.9	"	16.12	45.5	0.71	0.70	11.44	11.28	3.71	9.27	"	2.82	16.0	257.92	0.206	2.04
8	2.0	2.0	"	6.36	54.5	0.81	0.58	5.15	3.68	4.48	11.2	"	0.92	14.6	92.85	0.200	0.71
Σ								65.97			83.35		46.93				44.28

$$k_s = \frac{83.35 + 46.93}{65.97 + 44.28} = 1.18$$

$$k_{ss} = \frac{83.35 + 46.93}{65.97} = 1.97$$

n° de la tranche	b	h'	α_i	G_i	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$G_i \sin \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	l_i	$a_i l_i$	$\tan \varphi$	$\sum M^+(F_i)$ N; $\tan \varphi$	d_i	$T_{en L}$ $\sigma_i h' b d_i$	a	$\frac{a}{R} \sigma_i h' b d_i$
-2	2.48	1.1	1.59	4.33	-11	-0.19	0.98	-0.82	4.24	2.53	6.32	0.25	1.06	23.7	102.79	0.272	1.12
-1	"	2.6	"	10.25	-5	-0.08	0.99	-0.82	10.14	2.50	6.25	"	2.53	23.2	237.80	0.284	2.72
0	"	3.5	"	30.38	0	0	1	0	30.38	2.48	6.20	"	7.59	22.8	692.66	0.296	8.26
1	"	4.5	"	17.74	6	0.10	0.99	1.77	17.56	2.50	6.25	"	4.39	22.8	404.47	0.308	5.02
2	"	5.5	"	21.68	11.5	0.19	0.97	4.11	21.02	2.55	6.37	"	5.25	21.3	461.78	0.278	5.17
3	"	6.5	"	25.63	17.5	0.30	0.95	7.68	24.34	2.61	6.52	"	6.08	20.6	527.97	0.266	5.66
4	"	5.4	"	21.29	24	0.40	0.91	8.51	19.37	2.72	6.80	"	4.87	19.8	421.54	0.254	4.31
5	"	5.1	"	20.11	30.5	0.50	0.86	10.05	17.29	2.88	7.20	"	4.32	18.6	374.04	0.242	3.64
6	"	4.5	"	17.74	37.5	0.60	0.79	10.64	14.01	3.13	7.82	"	3.50	17.2	305.12	0.230	2.82
7	"	3.2	"	12.61	46	0.71	0.69	8.95	8.70	3.59	8.97	"	2.17	15.7	197.97	0.206	1.64
8	1.6	1.5	"	3.81	54.5	0.81	0.58	3.08	2.20	4.27	10.67	"	0.55	14.1	53.72	0.200	0.43
Σ									53.15		79.37		42.28				40.79

$$k_s = \frac{79.37 + 42.28}{53.15 + 40.79} = 1.29$$

$$k_{ss} = \frac{79.37 + 42.28}{53.15} = 2.28$$

tab. 20

FIN DE CONSTRUCTION AVAL

R = 22.0 m

n°	b	h'	σ_i	G_i	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$G_i \sin \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	l_i	$c_i l_i$	$\tan \varphi$	$N_i \tan \varphi$	d_i	T_{tens}	$\sigma_i h' b d_i$	a	$\frac{a}{R} \sigma_i h' b d_i$
-3	1.5	0.9	1.59	2.15	-17	-0.29	0.95	-0.62	2.04	1.58	3.95	0.25	0.51	20.8	44.65	0.272	0.55	
-2	2.2	3.6	"	12.59	-11	-0.19	0.98	-2.39	12.33	2.24	5.60	"	3.08	20.6	259.41	0.284	3.35	
-1	"	3.7	"	12.94	-5.5	-0.09	0.99	-1.16	12.81	2.22	5.55	"	3.20	20.2	261.44	0.296	3.52	
0	"	4.7	"	16.44	0	0	1	0	16.44	2.20	5.50	"	4.11	19.7	323.88	0.308	4.53	
1	"	5.8	"	20.28	5.5	0.09	0.99	1.82	20.07	2.22	5.55	"	5.01	19.1	387.51	0.296	5.21	
2	"	6.4	"	22.39	11	0.19	0.98	4.25	21.94	2.24	5.60	"	5.48	18.3	409.68	0.278	5.17	
3	"	6.9	"	24.14	17	0.29	0.95	7.00	22.93	2.31	5.77	"	5.73	17.6	424.86	0.266	5.14	
4	"	7.2	"	25.18	23	0.39	0.92	9.82	23.16	2.39	5.97	"	5.79	16.7	420.50	0.254	4.85	
5	"	7.3	"	25.54	29	0.48	0.87	12.26	22.22	2.53	6.32	"	5.55	15.4	393.31	0.242	4.32	
6	"	6.8	"	23.78	36	0.58	0.80	13.79	19.02	2.75	6.87	"	4.75	14.1	335.29	0.230	3.50	
7	"	6.0	"	20.98	44	0.69	0.72	14.47	15.10	3.05	7.62	"	3.77	12.7	266.44	0.210	2.64	
8	"	4.3	"	15.04	51	0.77	0.62	11.58	9.32	3.55	8.87	"	2.33	10.9	163.94	0.206	1.53	
9	"	1.7	"	2.70	59	0.85	0.51	2.29	1.37	4.31	10.77	"	0.34	10.1	27.27	0.200	0.24	
Σ								73.11			83.94		49.65					44.55

$$k_c = \frac{83.94 + 49.65}{2} = 1.13$$

$$k_{cc} = \frac{83.94 + 49.65}{2} = 1.00$$

tab 21

FIN DE CONSTRUCTION AVAL

 $R = 24.0 \text{ m}$

n°	b	h	σ_1	G_i	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$G_i \sin \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	l	$G_i l$	EMPIRIE		d _i	Tens		a	$\frac{\sigma \sigma_1 h b d_i}{R}$
												$\tan \varphi$	$N_i \tan \varphi$		$\bar{\sigma}_i$	$h b d_i$		
-2	0.3	0.6	1.59	0.28	-11	-0.19	0.98	-0.05	0.27	0.30	0.75	0.25	0.06	23.4	6.69	0.260	0.07	
-1	2.4	2.0	"	7.63	-5	-0.08	0.99	-0.61	7.55	2.42	6.05	"	1.88	23.0	175.49	0.272	1.98	
0	"	3.2	"	12.21	0	0	1	0	12.21	2.40	6.00	"	3.05	22.5	274.72	0.284	3.25	
1	"	4.2	"	16.02	5	0.08	0.99	1.28	15.85	2.42	6.05	"	3.96	21.7	347.63	0.296	4.28	
2	"	5.1	"	19.46	11	0.19	0.98	3.69	19.07	2.44	6.10	"	4.76	20.8	404.76	0.308	5.19	
3	"	5.6	"	21.36	16.5	0.28	0.95	5.98	20.29	2.52	6.30	"	5.07	19.8	422.93	0.296	5.21	
4	"	5.9	"	22.51	23	0.39	0.92	8.77	20.70	2.61	6.52	"	5.17	18.8	423.18	0.278	4.90	
5	"	5.2	"	19.84	29.5	0.49	0.87	9.72	17.26	2.75	6.87	"	4.31	17.5	347.20	0.266	3.85	
6	"	5.1	"	19.46	35.2	0.57	0.82	11.09	15.95	2.93	7.32	"	3.98	16.0	311.36	0.254	3.29	
7	"	4.7	"	17.93	40.5	0.65	0.76	11.65	13.62	3.15	7.87	"	3.40	14.1	252.81	0.242	2.55	
8	"	3.0	"	11.44	53	0.79	0.60	9.03	6.86	4.00	10.00	"	1.71	12.7	145.28	0.230	1.39	
9	"	0.9	"	3.43	60	0.86	0.50	2.94	1.71	4.80	12.00	"	0.42	11.5	39.44	0.206	0.33	
Σ								63.49			81.83		37.77					36.29

$$k_s = \frac{81.83 + 37.77}{63.49 + 36.29} = 1.19$$

$$k_{SS} = \frac{81.83 + 37.77}{63.49} = 1.88$$

tab 22

FIN DE CONSTRUCTION AVAL $R = 26.50 \text{ m}$

no	b	h	σ_1	G_i	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$G_i \sin \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	l_i	$G_i l_i$	$\tan \varphi$	$N_i \tan \varphi$	d_i	T_{ens} $\sigma_i h b d_i$	a	$\frac{a}{R} \sigma_i h b d_i$
-3	2.0	0.6	1.59	1.91	-17	-0.29	0.95	-0.55	1.81	2.10	5.25	0.25	0.45	25.0	47.70	0.272	0.49
-2	2.6	2.6	"	10.75	-11	-0.19	0.98	-2.04	10.53	2.65	6.62	"	2.63	24.7	265.48	0.284	2.84
-1	"	4.2	"	17.36	-5.5	-0.09	0.99	-1.56	17.18	2.63	6.57	"	4.29	23.9	414.97	0.296	4.63
0	"	5.7	"	23.56	0	0	1	0	23.56	2.60	6.50	"	5.89	23.7	558.46	0.308	6.49
1	"	6.8	"	28.11	5.5	0.09	0.99	2.53	27.82	2.63	6.57	"	6.95	22.8	640.93	0.296	7.16
2	"	7.7	"	31.83	11	0.19	0.98	6.05	31.19	2.65	6.62	"	7.79	22.5	716.21	0.278	7.51
3	"	8.4	"	34.72	16.5	0.28	0.95	9.72	32.98	2.74	6.85	"	8.24	21.0	729.23	0.266	7.31
4	"	8.7	"	35.96	23	0.39	0.92	14.02	33.08	2.83	7.07	"	8.27	19.9	715.72	0.254	6.86
5	"	8.8	"	36.38	29.5	0.49	0.87	17.82	31.65	2.98	7.45	"	7.91	18.3	665.74	0.242	6.08
6	"	8.0	"	33.07	36	0.58	0.80	19.18	26.95	3.25	8.12	"	6.73	17.4	575.45	0.230	4.99
7	"	6.0	"	24.80	43.5	0.68	0.72	16.86	17.85	3.61	9.02	"	4.46	16.3	404.30	0.218	3.32
8	"	2.8	"	11.57	52	0.78	0.61	9.02	7.05	4.26	10.65	"	1.76	15.5	179.41	0.206	1.39
Σ								91.05			87.29		65.37				59.07

$$k_s = \frac{87.29 + 65.37}{91.05 + 59.07} = 1.01$$

$$k_{ss} = \frac{87.29 + 65.37}{91.05} = 1.67$$

no	b	h'	h''	σ_1	σ_2	G _i	α_i	sin α_i	cos α_i	T _i	N _i	l _i	G _i l _i	w ϕ	tg ψ	Z ^{m(F)} _i	d _i	T _{tnz}		a	$\frac{a}{R} T_{tn}$		
																		$\sigma_1 h' b d'_i$	d _i				
-3	1.5	0.9	-	1.59	1.93	2.15	-13.5	-0.23	0.97	-0.49	2.08	1.54	3.85	-	0.25	0.52	20.8	44.64	-	-	0.272	0.55	
-2	2.2	3.6	-	"	"	12.59	-9	-0.15	0.98	-1.88	12.33	2.24	5.60	-	"	3.08	20.6	259.35	-	-	0.284	3.34	
-1	"	3.7	-	"	"	12.94	-4.5	-0.07	0.99	-0.90	12.81	2.22	5.55	-	"	3.20	20.2	261.38	-	-	0.296	3.51	
0	"	4.7	-	"	"	16.44	0	0	1	0	16.44	2.20	5.50	-	"	4.11	19.7	323.86	-	-	0.308	4.53	
1	"	5.8	-	"	"	20.28	5	0.08	0.99	1.62	20.07	2.22	5.55	-	"	5.01	19.1	287.34	-	-	0.296	3.86	
2	"	6.4	-	"	"	22.39	9	0.15	0.98	3.35	21.94	2.24	5.60	-	"	5.48	18.3	409.73	-	-	0.278	5.17	
3	"	6.9	-	"	"	24.14	14	0.24	0.97	5.79	23.41	2.26	5.65	-	"	5.85	17.6	424.86	-	-	0.266	5.13	
4	"	7.2	2.0	"	"	33.66	18	0.30	0.95	10.09	31.97	2.31	5.77	8.91	"	5.76	16.7	562.12	19.3	163.89	0.254	8.38	
5	"	7.3	2.1	"	"	34.45	23	0.39	0.92	13.43	31.69	2.39	5.97	9.68	"	5.50	15.4	530.53	18.0	160.49	0.242	7.60	
6	"	6.8	1.5	"	"	30.15	28	0.46	0.88	13.86	26.53	2.50	6.25	7.23	"	4.82	14.1	425.11	16.8	106.99	0.230	5.56	
7	"	6.0	0.8	"	"	24.38	33	0.54	0.83	13.76	20.23	2.65	6.62	4.09	"	4.03	12.7	309.62	15.9	54.00	0.218	3.06	
8	"	4.3	-	"	"	15.04	38	0.61	0.78	9.17	11.73	2.82	7.05	-	"	2.93	10.9	163.93	-	-	0.206	1.53	
9	"	1.7	-	"	"	2.70	44	0.69	0.72	1.86	1.94	3.05	7.62	-	"	0.48	10.1	27.27	-	-	0.200	0.24	
Σ													69.06										52.46

$$k_s = \frac{76.58 + 50.77}{69.06 + 52.46} = 1.04$$

$$k_{ss} = \frac{76.58 + 50.77}{69.06} = 1.84$$

tab. 24

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 24.80 m

n°	b'	h'	h''	δ_1	δ_2	G _i	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	T _i	N _i	l _i	G _i l _i	W ϕ	tg ϕ	Z M ² (F) _f	d _i	T _{tnz} r _i h' b d _i	d _i '	T _{tnz}	a	$\frac{a}{R} T_{tnz+2}$	
-2	2.5	1.0	-	1.59	1.93	3.97	-12	-0.20	0.97	-0.79	3.85	2.57	6.42	-	0.25	0.96	23.5	93.29	-	-	0.272	1.02	
-1	"	2.4	-	"	"	9.54	-5.5	-0.09	0.99	-0.85	9.44	2.52	6.30	-	"	2.36	23.1	220.37	-	-	0.284	2.52	
0	"	3.6	-	"	"	14.31	0	0	1	0	14.31	2.50	6.25	-	"	3.57	22.7	324.83	-	-	0.296	3.87	
1	"	4.4	-	"	"	17.49	5.5	0.09	0.99	1.57	17.31	2.52	6.30	-	"	4.32	22.2	388.27	-	-	0.308	4.82	
2	"	5.1	-	"	"	20.27	12	0.20	0.97	4.04	19.66	2.57	6.42	-	"	4.91	21.4	433.77	-	-	0.278	4.86	
3	"	5.3	-	"	"	21.06	19	0.32	0.94	6.73	19.79	2.65	6.62	-	"	4.94	20.5	431.73	-	-	0.266	4.63	
4	"	5.6	-	"	"	22.26	25	0.42	0.90	9.34	20.03	2.77	6.92	-	"	5.00	19.5	434.07	-	-	0.254	4.44	
5	"	5.2	-	"	"	20.67	32	0.52	0.84	10.74	17.36	2.97	7.42	-	"	4.34	18.3	378.26	-	-	0.242	3.69	
6	"	4.6	-	"	"	18.28	38.5	0.62	0.78	11.33	14.25	3.20	8.00	-	"	3.56	17.2	314.40	-	-	0.230	2.91	
7	"	2.6	1.6	"	"	18.05	45	0.70	0.70	12.63	12.63	3.57	8.92	27.54	"	-3.72	16.1	290.60	14.6	112.71	0.206	3.35	
8	1.5	-	1.6	"	"	10.80	52	0.78	0.61	8.42	6.58	4.09	10.22	31.55	"	-6.24	-	-	13.4	-	0.200	-	
Σ										63.16		79.79					24.00						36.11

$$k_s = \frac{79.79 + 24.00}{63.16 + 36.11} = 1.04$$

$$k_{sb} = \frac{79.79 + 24.00}{63.16} = 1.63$$

tab 25

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 24.0 m

n°	b	h	h'	σ_1	σ_2	G _i	α_i	sin α_i	cos α_i	T _i	N _i	L _i	G _i	W ϕ	tg ϕ	$\Sigma M^*(F)_i$	d _i	T _{tns}		T _{tnz}	a	$\frac{a}{R} T_{tnz}$	
																		$\sigma_1 h' b d_i$	d _i '				
-2	0.3	0.6	-	1.59	1.93	0.28	-11	-0.19	0.98	-0.05	0.27	0.30	0.75	-	0.25	0.06	23.4	6.69	-	-	0.260	0.07	
-1	2.4	2.0	-	"	"	7.63	-5	-0.08	0.99	-0.61	7.55	2.42	6.05	-	"	1.88	23.0	175.53	-	-	0.272	1.98	
0	"	3.2	-	"	"	12.21	0	0	1	0	12.21	2.40	6.00	-	"	3.05	22.5	274.75	-	-	0.284	3.25	
1	"	4.2	-	"	"	16.02	5	0.08	0.99	1.28	15.85	2.42	6.05	-	"	3.96	21.7	347.79	-	-	0.296	4.28	
2	"	5.1	-	"	"	19.46	11	0.19	0.98	3.69	19.07	2.44	6.10	-	"	4.76	20.8	404.80	-	-	0.308	5.19	
3	"	5.6	-	"	"	21.36	16.5	0.28	0.95	5.98	20.29	2.52	6.30	-	"	5.07	19.8	423.11	-	-	0.296	5.21	
4	"	5.9	-	"	"	22.51	23	0.39	0.92	8.77	20.70	2.61	6.52	-	"	5.17	18.8	423.27	-	-	0.278	4.90	
5	"	5.2	0.7	"	"	23.08	29.5	0.49	0.87	11.30	20.07	2.75	6.87	3.71	"	4.09	17.5	347.25	20.3	65.82	0.266	4.57	
6	"	5.1	0.6	"	"	22.24	35.2	0.57	0.82	18.23	18.23	2.93	7.32	3.39	"	3.71	16.0	311.38	19.1	53.08	0.254	3.85	
7	"	4.7	-	"	"	17.93	40.5	0.65	0.76	11.65	13.62	3.15	7.87	-	"	3.40	14.1	252.88	-	-	0.242	2.55	
8	"	3.0	-	"	"	11.45	53	0.79	0.60	9.04	6.87	4.0	10.0	-	"	1.71	12.7	145.38	-	-	0.230	1.39	
9	0.6	0.9	-	"	"	0.85	60	0.86	0.50	0.73	0.42	1.20	3.0	-	"	0.10	11.5	9.87	-	-	0.206	0.08	
Σ											70.01		72.83				36.96						37.32

$$k_s = \frac{72.83 + 36.96}{70.01 + 37.32} = 1.02$$

$$k_{rc} = \frac{72.83 + 36.96}{70.01 + 37.32} = 1.56$$

tab 26

VIDANGE RAPIDE

R = 20.0 m

n _z	b	h''	σ _z	G _i	d _i	Wφ						ΣM ^t (F) _f	d _i	T _{tn2}	a	$\frac{a}{R} T_{tn2}$			
						sin d _i	cos d _i	G _i sin d _i	G _i cos d _i	l _i	G _i l _i						(σ _z -1) h'' l _i	tg φ	
-3	2.0	1.4	1.93	5.40	-17	-0.29	0.95	-1.56	5.13	2.10	5.25	2.73	0.25	0.60	18.6	48.43	0.260	0.62	
-2	"	2.7	"	10.42	-11	-0.19	0.98	-1.97	10.21	2.04	5.10	5.12	"	1.27	18.5	92.90	0.272	1.20	
-1	"	3.8	"	14.66	-5	-0.08	0.99	-1.17	14.51	2.02	5.05	7.14	"	1.84	18.2	128.63	0.284	1.82	
0	"	4.7	"	18.14	0	0	1	0	18.14	2.00	5.00	8.74	"	2.35	18.0	157.35	0.308	2.42	
1	"	5.5	"	21.23	6	0.10	0.99	2.12	21.01	2.02	5.05	10.33	"	2.67	17.5	179.02	0.284	2.54	
2	"	6.0	"	23.16	11.5	0.19	0.97	4.40	22.46	2.06	5.15	11.49	"	2.74	17.0	189.72	0.272	2.58	
3	"	6.3	"	24.32	17.5	0.30	0.95	7.29	23.10	2.10	5.25	12.30	"	2.70	16.5	193.34	0.260	2.51	
4	"	6.3	"	24.32	24	0.40	0.91	9.73	22.13	2.19	5.47	12.83	"	2.32	15.7	183.97	0.248	2.28	
5	"	6.1	"	23.55	30	0.50	0.86	11.77	20.25	2.32	5.80	13.16	"	1.77	15.0	170.19	0.236	2.00	
6	"	5.5	"	21.23	37	0.60	0.79	12.74	16.77	2.53	6.32	12.34	"	0.95	13.5	138.10	0.224	1.54	
7	"	4.6	"	17.75	45	0.80	0.70	15.97	12.42	2.85	7.12	12.19	"	0.05	12.3	105.23	0.212	1.11	
8	"	3.2	"	12.35	55	0.82	0.57	10.12	7.04	3.50	8.75	10.41	"	-0.84	10.5	62.49	0.204	0.63	
Σ								69.44			71.31			20.10					21.31

$$k_s = \frac{71.31 + 20.10}{69.44 + 21.31} = 1.00$$

$$k_{as} = \frac{71.31 + 20.10}{69.44} = 1.32$$

tab 27

VIDANGE RAPIDE

R = 26.0 m

n°	b	h''	D ₂	G _i	α _i	Wφ		G _i sin α _i	G _i cos α _i	l _i	Wφ		Z M ⁴ (F) _f	d _i	T _{tnz}	a	$\frac{a}{R} T_{tnz}$	
						G _i sin α _i	G _i cos α _i				G _i l _i	(σ ₂ -1) h'' l _i tg φ						
-2	2.6	1.80	1.93	9.03	-11.5	-0.19	0.97	-1.71	8.75	2.68	6.70	4.48	0.25	1.06	24.6	107.06	0.272	1.12
-1	"	3.30	"	16.55	-5.5	-0.09	0.99	-1.48	16.38	2.62	6.55	8.04	"	2.08	24.1	192.30	0.284	2.10
0	"	4.30	"	21.57	0	0	1	0	21.57	2.60	6.50	10.39	"	2.79	23.6	245.37	0.296	2.79
1	"	5.40	"	27.09	6.5	0.11	0.99	2.97	26.81	2.62	6.55	13.15	"	3.41	23.1	301.62	0.308	3.57
2	"	6.50	"	32.61	12	0.20	0.97	6.52	31.63	2.68	6.70	16.20	"	3.85	22.5	353.63	0.278	3.78
3	"	6.30	"	31.61	17.5	0.30	0.95	9.48	30.02	2.73	6.82	15.99	"	3.50	21.5	327.51	0.266	3.35
4	"	6.30	"	31.61	24	0.40	0.91	12.64	28.76	2.85	7.12	16.69	"	3.01	20.2	307.71	0.254	3.00
5	"	6.00	"	30.10	31	0.51	0.85	15.35	25.58	3.05	7.62	17.01	"	2.14	19.2	278.55	0.242	2.59
6	"	5.20	"	26.09	38.5	0.62	0.78	16.17	20.35	3.33	8.32	16.10	"	1.06	18.0	226.32	0.230	2.00
7	"	3.90	"	19.57	45.5	0.71	0.70	13.89	13.69	3.71	9.27	13.45	"	0.06	16.0	150.88	0.206	1.19
8	2.0	2.00	"	7.72	54.5	0.81	0.58	6.25	4.47	4.48	11.20	8.33	"	-0.96	14.6	54.31	0.200	0.41
Σ								80.08			83.35		22.96					25.90

$$k_s = \frac{83.35 + 22.96}{80.08 + 25.90} = 1.00$$

$$k_{ss} = \frac{83.35 + 22.96}{80.08} = 1.33$$

tab 28

VIDANGE RAPIDE

R = 24.80 m

n^2	b	h''	σ_2	G_i	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$G_i \sin \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	l_i	$c_i l_i$	$\frac{W\phi}{(\sigma_2-1)h''l_i}$	$\operatorname{tg} \varphi$	$\Sigma M^E(F)_F$	d_i	$T_{\pm n2}$	a	$\frac{a}{R} T_{\pm n2}$
-2	2.48	1.1	1.93	5.26	-11	-0.19	0.98	-0.99	5.15	2.53	6.32	2.58	0.25	0.64	23.7	60.12	0.272	0.65
-1	"	2.6	"	12.44	-5	-0.08	0.99	-0.99	12.31	2.50	6.25	6.04	"	1.51	23.2	139.12	0.284	1.59
0	"	3.5	"	16.75	0	0	1	0	16.75	2.48	6.20	8.07	"	2.17	22.8	184.05	0.296	2.19
1	"	4.5	"	21.53	6	0.10	0.99	2.15	21.31	2.50	6.25	10.46	"	2.71	22.8	236.63	0.308	2.93
2	"	5.5	"	26.32	11.5	0.19	0.97	5.00	25.53	2.55	6.37	13.04	"	3.12	21.3	270.19	0.278	3.02
3	"	6.5	"	31.11	17.5	0.30	0.95	9.33	29.55	2.61	6.52	15.77	"	3.44	20.6	308.82	0.266	3.31
4	"	5.4	"	25.84	24	0.40	0.91	10.33	23.51	2.72	6.80	13.65	"	2.46	19.8	246.60	0.254	2.52
5	"	5.1	"	24.41	30.5	0.50	0.86	12.20	20.99	2.88	7.20	13.65	"	1.83	18.6	218.78	0.242	2.13
6	"	4.5	"	21.53	37.5	0.60	0.79	12.91	17.00	3.13	7.82	13.09	"	0.97	17.2	178.51	0.230	1.65
7	"	3.2	"	15.31	46	0.71	0.69	10.87	10.56	3.59	8.97	10.68	"	-0.03	15.7	115.87	0.206	0.96
8	1.60	1.5	"	4.63	54.5	0.81	0.58	3.75	2.36	4.27	10.67	5.95	"	-0.42	14.1	31.47	0.20	0.25
Σ								64.56			79.37			18.85				21.20

$$k_s = \frac{79.37 + 18.85}{64.56 + 21.20} = 1.15$$

$$k_{s5} = \frac{79.37 + 18.85}{64.56} = 1.52$$

5. ESTIMATION DES APPORTS LIQUIDES

5.1. FORMULES EMPIRIQUES

En Algérie, on utilise fréquemment les formules empiriques basées sur les données des stations météorologiques pour calculer les normes de l'écoulement.

En présence des cours d'eau non jaugés, il convient, pour connaître la variabilité de l'apport, de recourir soit à l'analogie avec des oueds observés, soit aux formules empiriques appliquées selon une analyse de synthèse régionale ou nationale des données d'observations sur la variabilité des débits.

Notations :

- W_o : Apport (ou volume) moyen annuel (m^3/an)
P : Pluviométrie moyenne égale à 807 mm
S : Superficie du bassin versant (Km^2)
 D_d : Densité de drainage (Km/Km^2)
T : Température moyenne annuelle égale à $18^\circ C$
D : Déficit d'écoulement (mm)
h : Lamé d'eau écoulée (mm)

Toutes les formules et tous les résultats de travaux sur l'apport moyen annuel obtenus pour l'Algérie du Nord sont valables pour des bassins de taille moyenne à grande superficie. Les formules basées sur la pluviométrie qui est l'élément déterminant, et un paramètre physique (superficie, altitude....) doivent être recommandées pour les calculs des retenues collinaires.

Tableau 29 :

Auteur	Formule	Domaine d'application
MEDINGER	où $W_o = h.S.10^3 \text{ (m}^3/\text{s)}$ $h = P^2 (240 - 1,5\sqrt{S}) \text{ (mm)}$	$400 < P < 826 \text{ mm}$ $139 < S < 7854 \text{ Km}^2$
SAMIE	où $W_o = h.S.10^3 \text{ (m}^3/\text{an)}$ $h = P^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	$P > 450 \text{ mm}$ $139 < S < 7854 \text{ Km}^2$
COUTAGNE	$W_o = (0,164 - 0,00145\sqrt{S})P$	$400 < P < 500 \text{ mm}$
TURC	où $W_o = (P-D)S.10^3 \text{ (m}^3/\text{an)}$ $D = P \left[0,9 + P^2 L^{-2} \right]^{-1/2}$ L : coef. thermique $L = 200T + 25T + 0,05T^3$ $h = P - D \text{ (mm)}$	Algérie Septentrionale
Formule dite Algérienne	$W_o = SP (1 - 10^{-kP^2}) \text{ (m}^3/\text{an)}$ K = Coef. tenant compte des conditions favorables ou défavorables à l'écoulement dans le bassin $h = P (1 - 10^{-KP^2}) \text{ (mm)}$	

Le coefficient d'écoulement correspondant à l'apport moyen

annuel est: $C_e = \frac{h}{P}$; $h \text{ (mm)}$; $P = 807 \text{ mm}$

Parmi les relations ci-haut, celles qui correspondent à notre étude sont de TURC, CHAUMONT.

Tableau 30 :

Formule de	h (mm)	($10^3 W_{O_3}/an$)	Module spécifique M_o (Us.km ²)	Coefficient d'écoulement C_e
TURC	147	260,920	4,66	0,182
CHAUMONT	188,6	334,740	5,97	0,233

L'on constate, à partir du tableau 30, que l'apport moyen annuel est évalué entre 260,920 et 334,740. $10^3 m^3/an$

Le module spécifique moyen annuel est calculé d'après:

$$M_o = \frac{W_o}{T.S} - 10^3 \quad (l/S.km^2)$$

où

$$T = 31,56.10^6 \text{ secondes}$$

$$S : \text{Superficie du B.V. égale à } 1,775 \text{ km}^2$$

5.2. CHOIX DE FORMULE ADEQUATE

A titre de comparaison, nous considérons les données d'observation d'une retenue de Fréha située non loin de Mekla et ayant les caractéristiques suivantes:

$$S = 100 \text{ Km}^2 ; P_{\text{ann.moy.}} = 743 \text{ mm} ; T^o = 18^oC ; D_d = 3,4 \text{ Km/Km}^2$$

En appliquant les deux (02) formules pour cette région, nous obtiendrons les résultats suivants (Tab. 31).

Tableau 31 :

Formule de	h (mm)	W_0 (10^3 m ³ /an)	M_0 (l/s.Km ²)	C_e
TURC	117,0	11,70	3,70	0,157
CHAUMONT	136,74	13,67	4,33	0,184

La formule de CHAUMONT donne des résultats assez importants, et puisque nous devons tenir compte des valeurs maximales issues des formules appliquées, nous estimons que, après comparaison des deux tableaux (30 et 31), l'apport moyen annuel pour Mekla est :

$$W_0 = 0,33474 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$$

avec la lame d'eau écoulee $h = 188,6$ mm

5.3. PARAMETRES DE FREQUENCE

1°- Coefficient d'écoulement $C_e = \frac{h}{P} = \frac{188,6}{807} \approx 0,234$

2°- Coefficient de variation . Formule de PADOUN

$$C_v = \frac{0,93}{M_0} K_s$$

K_s : Coefficient de réduction pris égal à 1 pour le cas de petits bassins versant qui n'ont pas encore la capacité de drainer des eaux souterraines, et à 0,25 pour les cours d'eau pérennes.

$$C_v = \frac{0,93}{5,97 \cdot 0,23} \cdot 1 = 0,62$$

5.4. DISTRIBUTION FREQUENTIELLE DE L'APPORT ANNUEL

Il est nécessaire de connaître le volume des apports de différentes fréquences. En Algérie, selon la pratique en usage, la loi de distribution statistique qui s'ajuste au mieux aux données d'observation est la loi log-normale:

$$W_p = \% = \frac{W_o}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-U \sqrt{\ln C_v^2 + 1}}$$

$W_p = \%$: Apport de fréquence donnée à P %

W_o : Apport moyen annuel

C_v : Coefficient de variation

U : Variable de Gauss

Le tableau ci-dessous donne la variable de Gauss en fonction de la fréquence.

Tableau 32 :

Fréquence	Durée de retour en crue (ans)	U variable de Gauss	Fréquence	Durée de retour en crue(ans)	U variable de Gauss
0,01	10 000	3,72	50	2,0	0,0
0,1	1 000	3,09	60	2,5	-0,25
1,0	100	2,33	70	3,3	-0,52
2,0	50	2,06	75	4,0	-0,67
3,0	33	1,88	80	5,0	-0,84
5,0	20	1,64	90	10,0	-1,28
10	10	1,28	95	20	-1,64
20	5	0,84	99	100	-2,33
25	4	0,67	99	1000	-3,09
30	3,3	0,52			
40	2,4	0,25			

Pour l'irrigation, le volume de la retenue sera utilisé jusqu'au niveau des eaux mortes. La période d'exploitation est fixée à 20 ans. On demande une garantie de remplissage de huit (08) années sur 10, c'est-à-dire de stocker l'apport annuel de fréquence $P = 80 \%$, soit

$$W_p = 80\% = \frac{334740}{0,62^2 + 1} e^{-0,84 \ln(0,62^2 + 1)} = 176205 \text{ m}^3$$

$$W_p = 80\% = 176205 \text{ m}^3$$

ANALYSES PARTIELLES DES EAUX.

MOYENNES MENSUELLES.

tab. 32

mois années	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1976	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.500	0.370	0.350
77	0.270	0.430	0.480	0.410	0.443	0.482	-	-	-	-	0.408	0.588
78	0.508	0.445	0.327	0.322	0.373	0.480	-	-	-	-	0.613	0.627
79	0.627	0.472	0.337	0.350	0.396	0.470	-	-	-	-	0.405	0.427
80	0.330	0.465	0.352	0.352	0.328	0.366	-	-	-	-	0.800	0.416
81	0.360	0.420	0.415	0.398	0.390	0.522	-	-	-	-	0.585	0.580
82	0.414	0.290	0.340	0.510	0.437	0.390	-	-	-	-	0.437	0.400
83	0.500	0.443	0.455	0.422	0.500	0.510	-	-	-	-	0.500	0.587
84	0.472	0.310	0.382	0.490	0.310	0.455	-	-	-	0.532	0.695	0.457
85	0.283	0.393	0.268	0.360	0.410	0.405	-	-	-	-	0.673	0.445

SELS DISSOUS TOTAUX (g/l)

ANALYSES PARTIELLES DES EAUX. LES SELS DISSOUS

Les transports de matières dans le sols provoquent l'entraînement des sols solubles (ou lixiviation). L'eau qui circule dans les pores du sol (eau de gravité) entraîne avec elle certains éléments, soit en solution, soit sous forme de suspension.

La migration porte essentiellement sur les cations alcalins et alcalino-terreux : Na^+ ; K^+ ; Ca^{++} ; Mg^{++} ; provoquant ainsi la désaturation progressive du complexe absorbant; elle est donc responsable de l'acidification des profils du terrain.

Si l'on en juge par les résultats de recherches de pédologie expérimentale, le facteur essentiel régissant la solubilité des complexes est le rapport moléculaire cations/anions. En milieu aéré, c'est essentiellement ce rapport qui régit la mobilité des complexes en milieu acide.

Le tableau des analyses partielles des eaux ci-dessous présente les sels dissous totaux de Ca, Na, Mg, K, sous forme de sulfates et carbonates

6. LES APPORTS SOLIDES

6.1. GENERALITES

Les apports solides dépendent de l'étendue, du relief du B.V., de la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le problème de complément des réserves doit constituer un intérêt particulier lors de la réalisation d'un bac artificiel.

Toutefois, dans le cas des petites retenues collinaires le choix d'un petit bassin versant aux pentes assez douces et où l'érosion est peu active peut permettre de prévoir une sédimentation assez lente des dépôts

peu active peut permettre de prévoir une sédimentation assez lente des dépôts solides dans le temps.

Ces dépôts sont constituées d'une part de matériaux grossiers charriés sur le fond du lit de l'oued et qui s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part d'éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond de la cuvette de la réserve.

L'envasement d'une retenue sera d'autant plus rapide que la capacité de la réserve sera faible vis à vis du débit solide qui lui-même est proportionnel à la superficie du bassin versant (B.V.)

6.2. EVALUATION DES APPORTS SOLIDES

Dans le cadre d'une étude de synthèse sur les apports en Algérie (1969), SOGREAH définit l'importance du transport solide des oueds algériens en fonction du ruissellement h (mm) et de la perméabilité des bassins versants.

Pour évaluer la production moyenne annuelle des matériaux érodés sur 1 km^2 ; nous utiliserons la formule proposée par SOGREAH:

$$T_a = \alpha h^{0,15}$$

où T_a : Taux d'envasement spécifique $t/\text{km}^2/\text{an}$

h : Hauteur de la lame d'eau écoulée en mm

α : Coefficient exprimant la perméabilité du terrain

A partir d'une étude comparative avec les régions avoisinantes, on trouve que le taux d'envasement de Mekla est de l'ordre de $480 t/\text{km}^2 \cdot \text{an}$

Le volume des solides véhiculés par l'oued pendant la durée d'exploitation (T = 20 ans) est évalué par l'expression:

$$V_S = \frac{T_a \cdot T \cdot S}{\gamma_S}$$

où

T = 20 ans : durée d'exploitation de la retenue

S = Superficie du bassin versant

γ_S = Poids spécifique des dépôts supposé égal à 1,60 T/m³

$$V_S = \frac{480.20 \cdot 1,775}{1,60} = 10650 \text{ m}^3$$

$$V_S = 0,01065 \text{ km}^3$$

DETERMINATION DU VOLUME UTILE

La retenue de Mekla est destinée au besoin spécifique d'irrigation qui se trouve en aval du site étudié, c'est à dire la plaine alluviale de l'oued Sébaou.

Nous avons estimé la consommation à 0,202 km³ pour nos calculs (Tableau 34).

En matière de cette répartition de la consommation, nous remarquons qu'elle est plus grande durant la période estivale, c'est-à-dire Mai - Juin - Juillet et Août.

Pour déterminer la valeur exacte du volume utile on peut utiliser deux méthodes:

a. Méthode de dimensionnement;

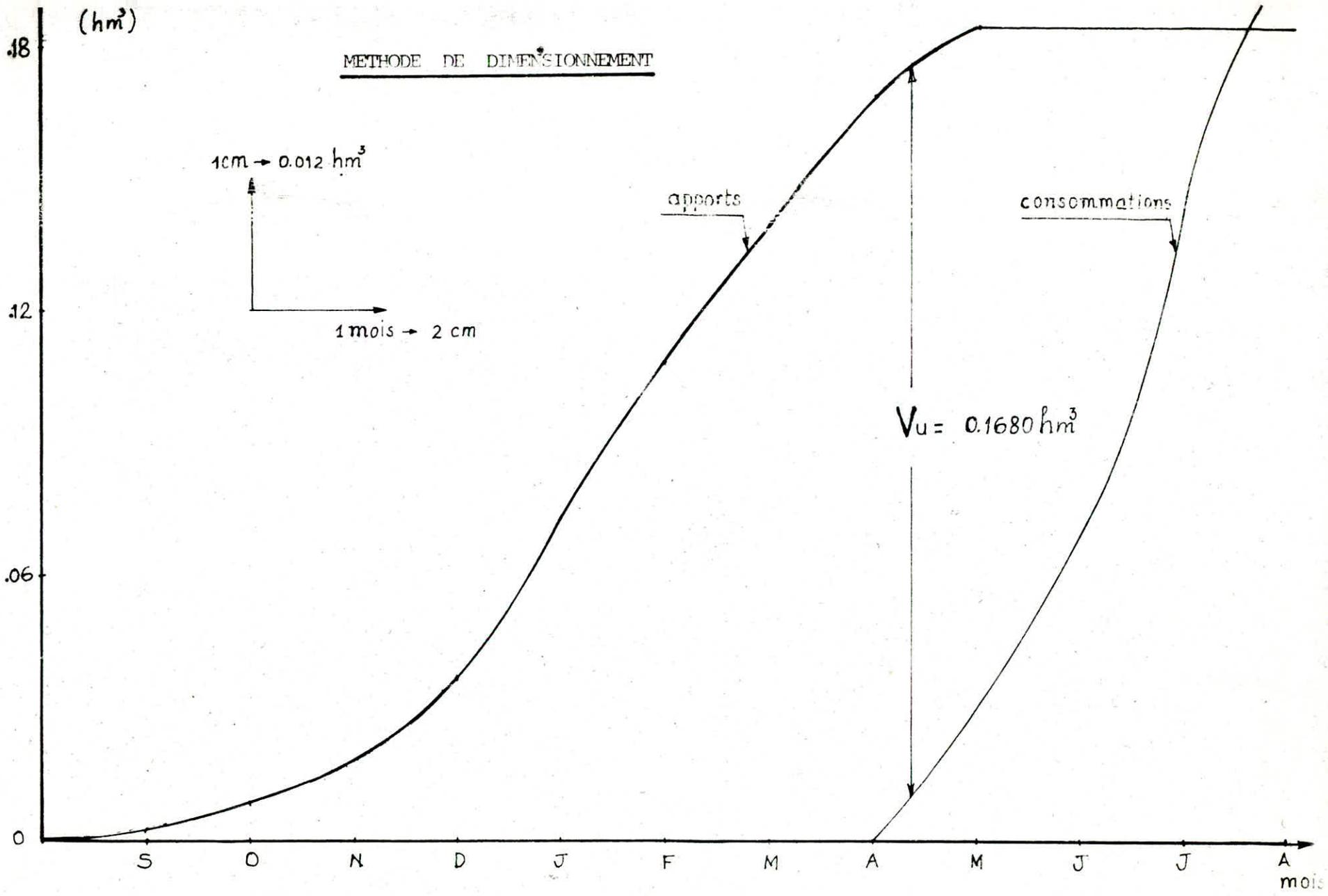
b. La méthode analytique de régularisation (cette méthode n'est pas nécessaire pour notre cas vue la petitesse de notre bassin versant).

DETERMINATION DU VOLUME UTILEDonnées de base

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apports 10^6 m^3	0,002	0,006	0,009	0,019	0,038	0,035	0,032	0,029	0,015	0	0	0
Evaporation (mm)	180	120	90	45	30	60	90	120	150	180	225	240
Infiltration (%)	1 %	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Consommation 10^6 m^3	0	0	0	0	0	0	0	0	0,032	0,050	0,065	0,055

Tableau 34 :

Mois	Apport (hm ³)	Apport cumulés (hm ³)	Consommation (hm ³)	Consommation cumulés (hm ³)	Différence	
					+	-
S	0,002	0,002	0	0	0,002	-
O	0,006	0,008	0	0	0,008	-
N	0,009	0,017	0	0	0,017	-
D	0,019	0,036	0	0	0,036	-
J	0,038	0,074	0	0	0,074	-
F	0,035	0,109	0	0	0,109	-
M	0,032	0,141	0	0	0,141	-
A	0,029	0,170	0	0	0,170	-
M	0,015	0,185	0,032	0,032	-	0,153
J	0	0,185	0,050	0,082	-	0,103
J	0	0,185	0,065	0,147	-	0,038
A	0	0,185	0,055	0,202	-	0,017



DETERMINATION DU VOLUME UTILE.

7. ETUDE DES CRUES

7.1. ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET

Les crues sont les périodes les plus dramatiques de l'hydrologie: leur ordre complète nécessite l'évaluation de trois caractéristiques importantes à savoir:

- le débit maximum instantané de fréquence donnée;
- l'hydrogramme des crues;
- le volume

La crue d'un cours d'eau est une brusque montée des eaux jusqu'au maximum qui se maintient généralement durant un temps court, suivie d'une descente de plus en plus lente jusqu'à retrouver la situation initiale avant l'arrivée du phénomène.

Généralement durant la crue les eaux sont chargées de matières en suspension et sont d'une couleur brune ou noirâtre suivant les matières transportées. La turbidité (capacité de transport solide) est un des signes caractéristiques d'une crue.

7.1.1. DEBIT MAXIMUM INSTANTANE DE FREQUENCE DONNEE

Le débit maximum est le plus important des éléments pour établir des ouvrages hydrauliques dont les dimensions en dépendent.

Après avoir consulté les cartes pluviométriques de M. CHAMONT et M. BODY, nous avons considéré les caractéristiques climatiques:

- | | |
|--------------------------------------|------------------------------|
| - pluie moyenne maximale journalière | $P_{j \max} = 70 \text{ mm}$ |
| - Coef. de variation de $P_{j \max}$ | $C_v = 0,35$ |
| - Exposant climatique | $b = 0,45$ |

A l'aide de ces paramètres, la valeur des précipitations maximales recueillies pendant 24 heures pour les fréquences P % choisies, est déterminée par la loi de GALTON:

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

La lame d'eau précipitée pendant le temps de concentration T_c correspondant à la même fréquence est égale à :

$$P_{T_c} = P_{j \text{ max } P \%} \left(\frac{T_c}{24} \right)^b \quad (\text{formule de MONTANA})$$

où U : variable de Gauss définie au tableau 32
 T_c : temps de concentration égal à 0,85 heures (Tabl. 9).

Le débit maximum journalier est déterminé d'après la formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{j \text{ max}} = 0,28 \frac{P_{T_c} \cdot \alpha \cdot S}{t_m} \cdot f$$

où les paramètres α , f , t_m sont respectivement le coefficient de ruissellement, le coefficient de forme de l'hydrogramme et le temps de montée de la crue en heures, ils seront définis plus loin.

Tableau 35 :

Fréquences choisies P%	Période de retour en crue (an.)	Variable de Gauss U	$P_j \text{ max } P\%$ (mm/j)	Lame d'eau écoulee P_{T_c} (mm)	$Q_j \text{ max}$ (m ³ / s)
0,1	1 000	3,09	188,86	42,00	17,68
1,0	100	2,33	145,87	32,44	13,65
2,0	50	2,06	133,07	29,59	12,45
5,0	20	1,64	115,37	25,66	10,79
10,0	10	1,28	102,08	22,70	9,55
20	5	0,84	87,90	19,54	8,22

La fréquence retenue pour le calcul de la crue de projet est variable. Par soucis d'uniformisation des études et ouvrages hydrauliques, nous proposons de travailler avec une fréquence centrale (1%). Pour des cas particuliers, ouvrages importants ou situés en amont de biens d'équipements le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

$$P_j \text{ max } P=1\% = 145,87 \text{ mm/j}$$

avec la lame d'eau écoulee correspondante égale à :

$$P_{T_c} = 32,44 \text{ mm} \quad (\text{Tableau } 35)$$

7.1.2. ESTIMATION DES DÉBITS MAXIMUMS (DE POINTE)

Pour une estimation de débit maximal, nous avons pris en considération la méthode de SOKOLOVSKY (1943-1945) proposée par le Ministère de

l'Hydraulique de l'Environnement et des Forêts Lors des journées techniques sur retenues collinaires organisées en Septembre 1986.

La formule doit tenir compte non seulement de la phase de montée, mais de toutes les phases de la crue ainsi que de son volume et de sa durée. Le débit maximal (Q_{max}) est pris égal au produit du volume (W) de la crue par l'ordonnée maximale (U_{max}).

La caractéristique principale de la crue est le temps de montée (t_m) de durée égale au temps de concentration (T_c).

A la base de cette hypothèse on peut écrire :

$$Q_{max} = W \cdot Y_{max} \quad (1)$$

et

$$W = 1000 P_{T_c} \alpha S$$

où

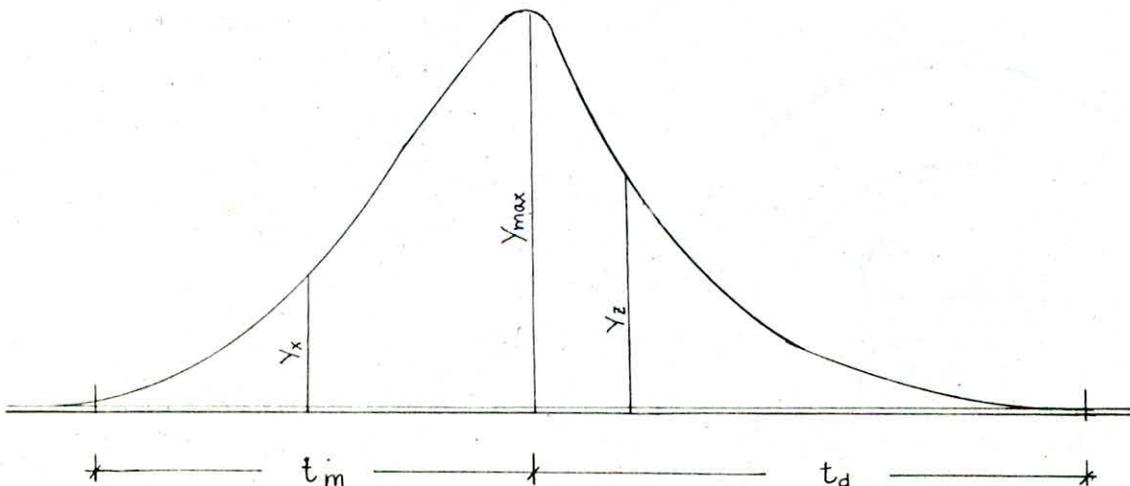
W : Volume de la crue (m^3)

P_{T_c} : pluie nette disponible pour le ruissellement (mm)

S : Superficie du bassin Km^2

α : Coefficient de ruissellement

Y_{max} : Ordonnée maximale, laquelle valeur est déterminée sur la base de la schématisation parabolique de l'hydrogramme de la crue de la façon suivante :



$$Y_x = Y_{\max} \left(\frac{X}{t_m} \right)^m \quad (2)$$

$$Y_z = Y_{\max} \left(\frac{t_d - z}{t_d} \right)^n \quad (3)$$

On considère que pour la courbe de montée (crue), la parabole est de "m" degré et pour la courbe de décrue "n" degré.

L'expérience par les données d'observation montre que la meilleure similitude entre les hydrogrammes observés et calculés est obtenue pour $m = 2$ et $n = 3$ c'est à dire que les débits croissent en montée proportionnellement au carré du temps et décroissent en décrue proportionnellement au cube du temps.

où

Y_x et Y_z : ordonnées de la crue exprimées en valeurs relatives (par rapport au débit de pointe ou volume de la crue) de ses unités de temps à partir du débit de montée et de z unités de temps à partir du maximum en décrue:

t_m - temps de montée

t_d - temps de décrue

Des expressions (2) et (3), il en découle que pour

$$X = 0 \quad Y_x = 0$$

$$X = t_m \quad Y_x = Y_{\max}$$

et $Z = 0 \quad Y_z = Y_{\max}$

$$Z = t_a \quad Y_z = 0$$

L'aire de la partie gauche de l'hydrogramme est égale à

$$W_1 = \int_0^{t_m} Y_x dx = \int_0^{t_m} Y_{\max} \left(\frac{X}{t_m} \right)^m dx = Y_{\max} \frac{t_m}{m+1} \quad (4)$$

L'aire de la partie droite de l'hydrogramme

$$W_2 = \int_{t_d}^0 Y_z dz = \int_{t_d}^0 Y_{\max} \left(\frac{t_d - z}{t_d} \right)^n dz = Y_{\max} \frac{t_1}{n+1} \quad (5)$$

L'aire totale de l'hydrogramme W est égale à :

$$W = W_1 + W_2 = Y_{\max} \left(\frac{t_m}{m+1} + \frac{t_d}{m+1} \right) \quad (6)$$

Considérant que le temps de décrues $t_d = \gamma \cdot t_m$ ($\gamma > 1,0$)

où γ coefficient de forme de l'hydrogramme

On obtient:

$$W = Y_{\max} \cdot t_m \left[\frac{1}{m+1} + \frac{\gamma}{n+1} \right] \quad (7)$$

$$\text{soit: } Y_{\max} = \frac{W}{t_m} \left[\frac{(m+1)(n+1)}{(n+1) + (m+1)} \right] \quad (8)$$

En désignant l'expression (8) par f on peut écrire:

$$Y_{\max} = \frac{W}{t_m} \cdot f \quad (9)$$

Pour $m = 2$ et $n = 3$ degrés respectifs de montée et de décrue de la courbe de l'hydrogramme, on calcule:

$$f = \frac{(m+1)(n+1)}{(n+1) + (m+1)} = \frac{3 \cdot 4}{4 + 3\gamma} = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (10)$$

Le rapport $t_d/t_m = \delta$ dépend de la capacité de régularisation du bassin et du lit de l'oued, de l'influence des eaux souterraines.

A partir des données d'expérimentation $\delta = 2,0$ pour les petits cours d'eau à capacité de drainage insignifiante $\delta = 2,5 - 3,0$ pour moyens et grands cours d'eau forestiers et lits majeurs importants $\delta = 4,0$.

Pour ces différentes valeurs de δ , on obtient :

δ	2,0	2,5	3,0	4,0
f	1,20	1,04	0,95	0,75

Introduisant l'expression Y_{\max} (9) dans la formule (1) on obtient:

$$Q_{\max} = \frac{W}{t_m} \cdot f \quad (12)$$

Soit

$$Q_{\max} = \frac{1\,000 P_{T_c} \alpha S}{N \cdot t_m} \cdot f$$

où N . quantité de secondes dans l'unité de temps choisie.

Si le t_m est exprimé en heures:

$$Q_{\max} = \frac{1\,000 P_{T_c} \alpha S}{3\,600 t_m} \cdot f = 0,28 \frac{P_{T_c} \alpha S}{t_m} f \quad (13)$$

où α coefficient de ruissellement donné au tableau suivant la nature du terrain.

$$P_{T_c} = 32,44 \text{ mm}$$

Tableau proposé par BERNARD (1935)

Genre de surface	Valeur de α'
<u>Topographie</u>	
Terrain plat, pente moyenne de 0,3 à 1,0m par Km	0,30
Terrain valloneux, pente moyenne de 4,5 à 6,0 par Km	0,20
Terrain montagneux, pente moyenne de 46 à 76 m/km	0,10
<u>Sol</u>	
Argile compacte, imperméable	0,10
Mélange moyen d'argile et de Loam	0,20
Loam sableux bien aéré	0,40
<u>Couvert végétal</u>	
Terrains cultivés	0,10
Boisés	0,20

On obtient α par addition des valeurs de α' de chacun des trois paramètres: topographie, sol, souvent végétal et par soustraction de la somme totale à l'unité: $\alpha = 1 - \sum \alpha'$

soit en définitif $\alpha = 1 - (0,1 + 0,20 + 0,10) = 0,60$.

L'auteur de la formule estime à la base des données d'observation qu'il est possible d'égaliser le temps de montée t_m au temps de concentration T_c .

soit $t_m = T_c = 0,85$

$$t_d/t_m = \delta = 2 \Rightarrow t_d = 2 t_m = 1,70 \text{ heures}$$

$$Q_{\max} = 0,28 \frac{32,44 \cdot 0,6 \cdot 1,775}{0,85} \cdot 1,2 = 13,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max P4\%} = 13,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume de la crue sera égal à :

$$V_c = 1\,000 P_{T_c} \cdot \alpha \cdot S = 34\,550 \text{ m}^3$$

L'on admet que le débit moyen journalier est toujours lié à Q_{\max} pour une même probabilité par l'équation:

$$Q_{\max} = Q_j \cdot X \cdot a$$

où a : coefficient de rapport de débit qui sera déterminé plus loin.

7.1.4. HYDROGRAMME DES CRUES

Le tracé de l'hydrogramme permet d'estimer toutes les autres caractéristiques de la crue: forme, volume, temps de montée de base T_b . La forme triangulaire est couramment utilisée en ce sens, ce procédé est trop simpliste.

Nous utiliserons la méthode de SOKOLOVSKY qui facilite l'assimilation de l'hydrogramme à deux équations paraboliques:

pour la crue :

$$Q_x = Q_{\max P\%} \left(\frac{X}{t_m} \right)^m \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

pour la décrue: $Q_z = Q_{\max P\%} \left(\frac{t_d - z}{t_d} \right)^n \quad (\text{m}^3/\text{s})$

Elles permettent de tracer respectivement la montée de la crue et la décrue.

t_m = temps de concentration T_c égal à 0,85 heure

t_d = temps de décrue égal à $2 t_m = 1,70$ heures

X : temps t jusqu'à la crue maximale

Z : temps après la crue maximale

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

On dresse ci-dessous le tableau suivant en appliquant la formule de SOKOLOVSKY pour le tracé de l'hydrogramme de crue.

Tableau 36

(Concentration) heures	Q_i/Q_{max}	$Q_{0,1\%}$	$Q_{1\%}$	$Q_{10\%}$
0	0	0	0	0
0,20	0,45	39,18	30,26	21,18
0,40	0,66	26,76	20,67	14,46
0,85	1,0	17,68	13,65	9,55
1,0	0,91	14,69	12,49	8,74
2,0	0,62	11,04	8,53	5,97
3,0	0,50	8,84	6,82	4,77
4,0	0,43	7,54	5,80	4,07
5,0	0,38	6,67	5,15	3,60
6,0	0,34	6,03	4,66	3,26
7,0	0,31	5,54	4,28	3,00
8,0	0,29	5,15	3,98	2,78
9,0	0,27	4,82	3,73	2,61
10,0	0,26	4,55	3,52	2,46
20,0	0,17	3,11	2,40	1,68
30,0	0,14	2,49	1,92	1,34
40,0	0,12	2,12	1,64	1,15
50,0	0,10	1,80	1,45	1,01
100,0	0,07	1,28	0,992	0,69
200,0	0,04	0,87	0,677	0,47

Tableau 37 :

t (heures)	P%	0	0,4	0,85	1,25	1,70
Q_x	1%	0	3,02	13,65	-	-
	2%	0	2,76	12,45	-	-
	10%	0	2,11	9,55	-	-
Q_z	1%	-	-	-	0,253	0
	2%	-	-	-	0,231	0
	10%	-	-	-	0,177	0

7.1. . CALCUL DES VOLUMES

Pour chaque débit maximum de fréquence choisie $Q_{\max P\%}$ il lui correspond un volume maximum tel que:

$$W_{\max P\%} = Q_{\max P\%} \cdot t_m \cdot 3600 \quad (m^3).$$

soit:

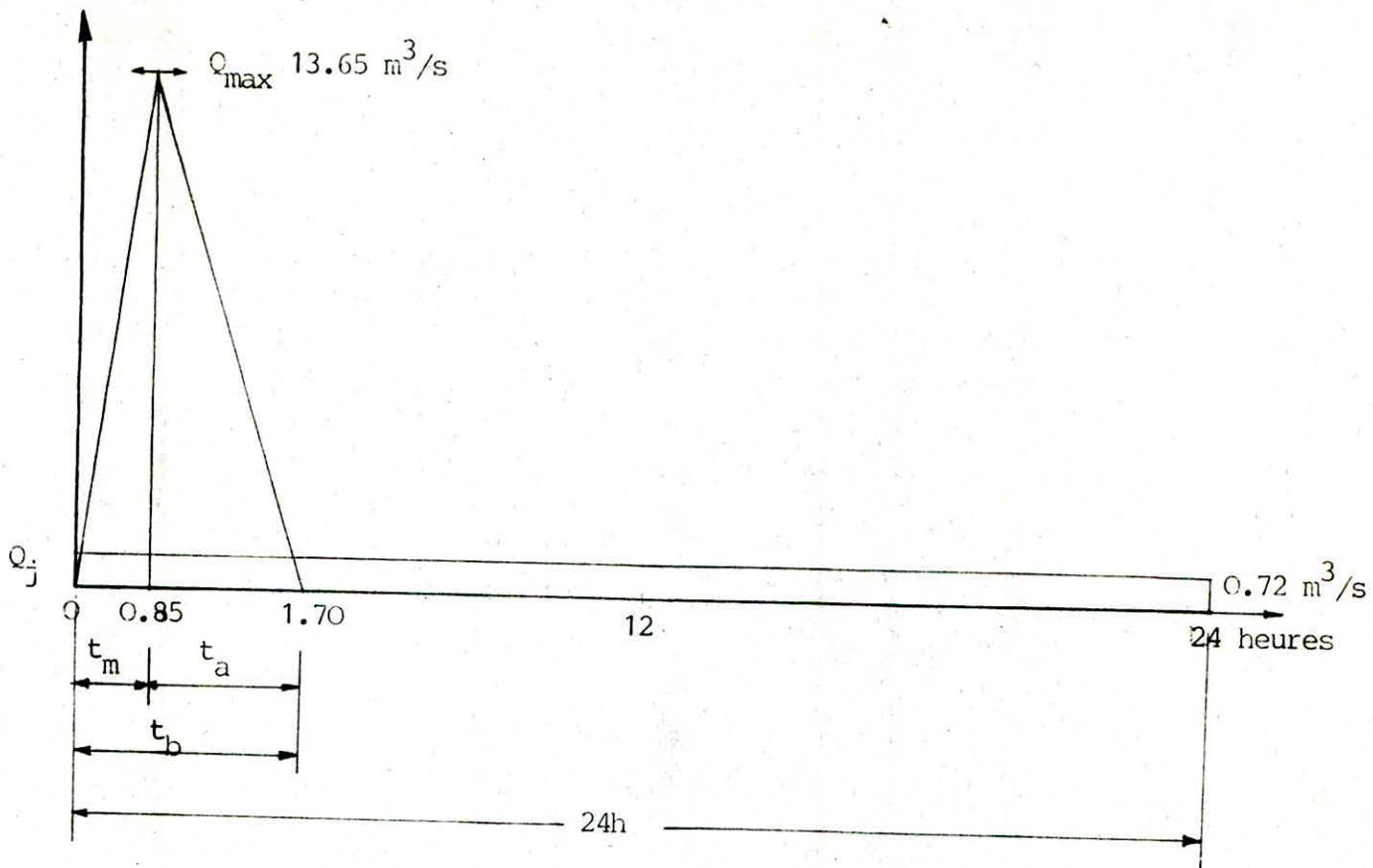
$$W_{\max p=1\%} = 13,65 \cdot 0,85 \cdot 3600 = 0,042 \text{ hm}^3$$

$$W_{\max p=2\%} = 12,45 \cdot 0,85 \cdot 3600 = 0,038 \text{ hm}^3$$

$$W_{\max p=10\%} = 9,55 \cdot 0,85 \cdot 3600 = 0,029 \text{ hm}^3$$

$Q \cdot m^3/s$

- 75 -



On admet la forme triangulaire de l'hydrogramme avec:

- temps de montée $t_m = 1/3$ du temps de base T_b
- temps de décrue $t_d = 2/3$ du temps de base T_b

On a le volume écoulé journalier = $Q_j \times 86\ 400$

$$\frac{t_d}{t_m} = \gamma = 2 \Rightarrow t_d = 2 t_m = 1,70 \text{ heures}$$

$$t_b = t_m + t_d = 0,85 + 1,70 = 2,55 \text{ heures}$$

Le volume total écoulé :

$$\frac{T_b}{2} Q_{max} = Q_j \times 86\ 400$$

$$a = \frac{Q_{\max}}{Q_j} = \frac{2 \cdot 86\,400}{T_b}$$

$$a = \frac{2 \cdot 86\,400}{T_b} = 18,82$$

Ceci est valable pour les petits et moyens bassins car il faut que b soit nécessairement supérieur à 2 pour que le temps de base T_b soit inférieur à 24 heures.

$$Q_j = \frac{Q_{\max}}{a} = \frac{13,65}{18,82} = 0,72 \text{ m}^3/\text{j}$$

7.1. . CARACTERISTIQUES DE L'HYDROGRAMME

A. Forme

La partie correspondant à la montée de la crue A - B est appelée "courbe de concentration".

La zone entourant le maximum est appelée pointe de l'hydrogramme.

La partie B-C où l'hydrogramme diminue progressivement est appelée "courbe de décrue".

La partie plus plate de la crue C-D où le débit décroît plus lentement est appelée "courbe de tarissement".

B. Temps

t_m : le temps de montée de A à B

t_b : le temps de base de A à C

On remarque (fig. 7) que le temps de montée t_m est sensiblement égal à $1/3$ du temps de base T_b .

HYDROGRAMME DES CRUES.

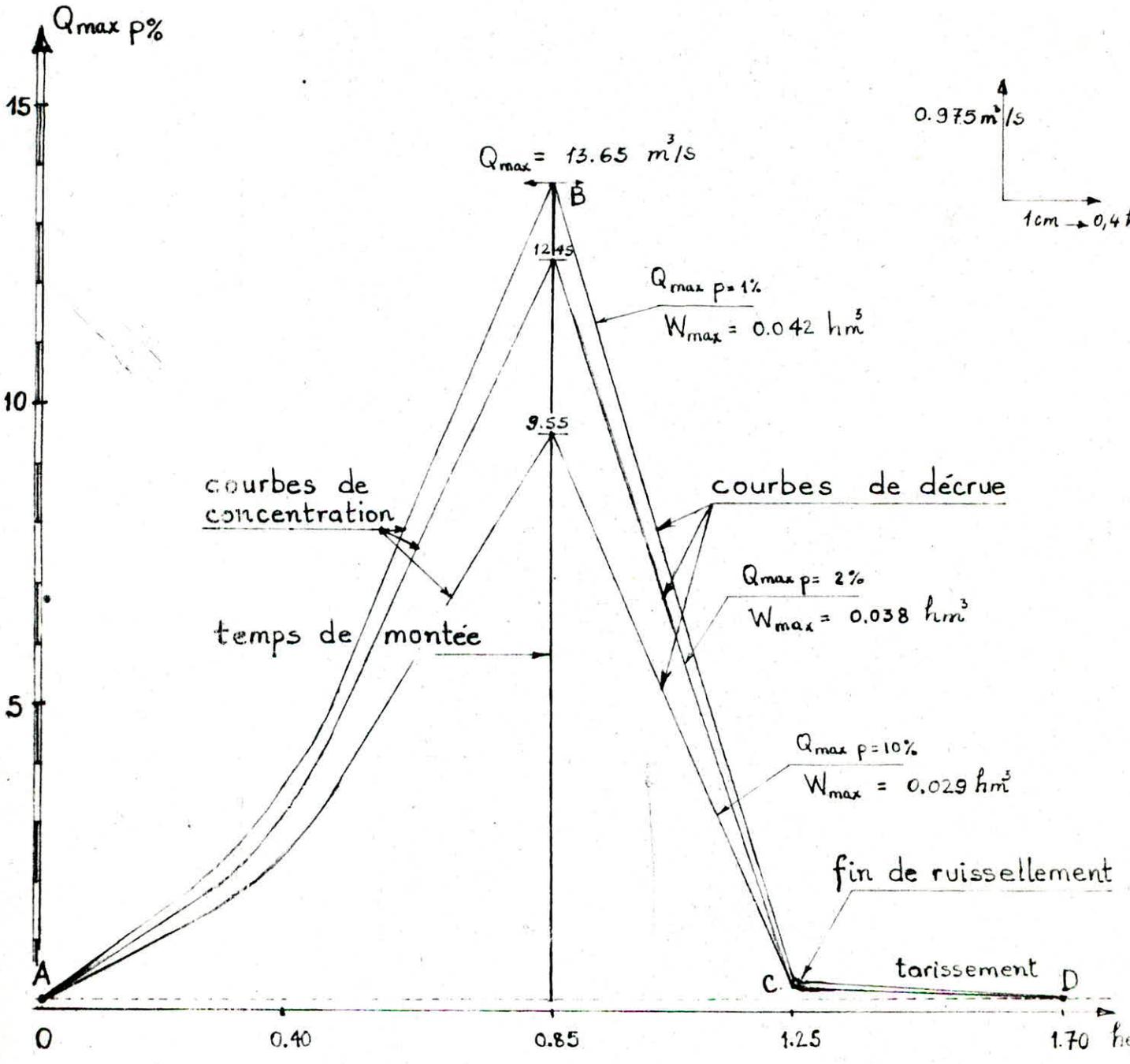


fig 7

7.2. LAMINAGE DES CRUES

L'étude de laminage des crues consiste en la détermination de la côte maximale du plan, d'eau pendant la crue correspondant à une période donnée (décennale, centennale, millénaire).

- But

Dans le but d'éviter un déversement éventuel de la crête du barrage allant jusqu'à éroder le profil aval de l'ouvrage, il est indispensable de projeter un déversoir dont les dimensionnements seront bien étudiés en tenant compte:

- du critère économique (éviter le surdimensionnement) ;
- du critère de sécurité (étude de la stabilité de l'ouvrage afin d'éviter les dégâts lors de mise en service).

Il est à noter que les débits de crue des petits bassins versants sont en général relativement élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que le bassin est plus petit.

Àyant le volume normal de la retenue, l'on admet que la submersion résulte des eaux entrant dans la même retenue pendant un certain temps t .

L'étude de laminage de crues peut être exprimée par l'équation différentielle suivante:

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

où t : le temps et dt sa variation

$Q_e(t)dt$: volume d'eau de crue entrant dans la retenue pendant le temps t

$Q_s(t)dt$: volume d'eau de crue sortant de la retenue

$A(z) dz$: variation de la surface du plan d'eau à la côte Z

C O N C L U S I O N

Les méthodes proposées pour l'étude hydrologique du bassin versant de Mekla ont fait largement appel à la pluviométrie des régions avoisinantes afin de pallier au manque ayant caractérisé les données d'observations relatives à la région; par conséquent, l'étude des crues n'a été qu'une évaluation des débits dans le temps et contre lesquels on doit se protéger.

En l'occurrence, il n'est pas possible d'arriver à un équilibre parfait de bilan hydrologique, car des crues quelquefois non dangereuses sont naturelles. Celles-ci sont généralement de courte durée, mais peuvent être assez violentes.

L'étude hydrologique nous a conduit à adopter pour la crue de projet, supposée arrivant à la retenue plein, le débit maximum centenal de $13,65 \text{ m}^3/\text{s}$; ce qui nous ramenera au dimensionnement définitif des ouvrages en fonction du volume d'eau excédentaire à évacuer.

Méthode utilisée. Méthode de CREAGER

En tenant compte que $Q_e(t)$, n'est toujours pas évacué surtout lorsque la cote Z est à un niveau inférieure à celui de la retenue normale ($Z < Z_{NNR}$), Ce débit instantané contribue à la surelevation du plan d'eau.

On parle de débit déversé $Q_s(t)$ lorsque la surélévation du plan d'eau dépasse la cote admissible de la retenue, on procède au traçage des courbes de volumes en fonction des hauteurs comptées à partir du NNR.

$$V = f(h_d); \quad V - \frac{\Delta V}{2} = f(h_d) \quad \text{et} \quad V + \frac{\Delta V}{2} = f(h_d)$$

On trace également la courbe $Q = f(h_d)$ correspondant au débit sortant de la retenue dit débit laminé.

C'est à partir de l'hydrogramme de crues que l'on a déterminé le débit moyen Q_{moy} et son volume correspondant V_{moy} dans un même intervalle de temps t .

Le débit maximal entrant correspondra au temps de montée tandis que le débit sortant est déterminé à partir de la période de décrue. La méthode de CREAGER consiste à tracer les courbes susmentionnées.

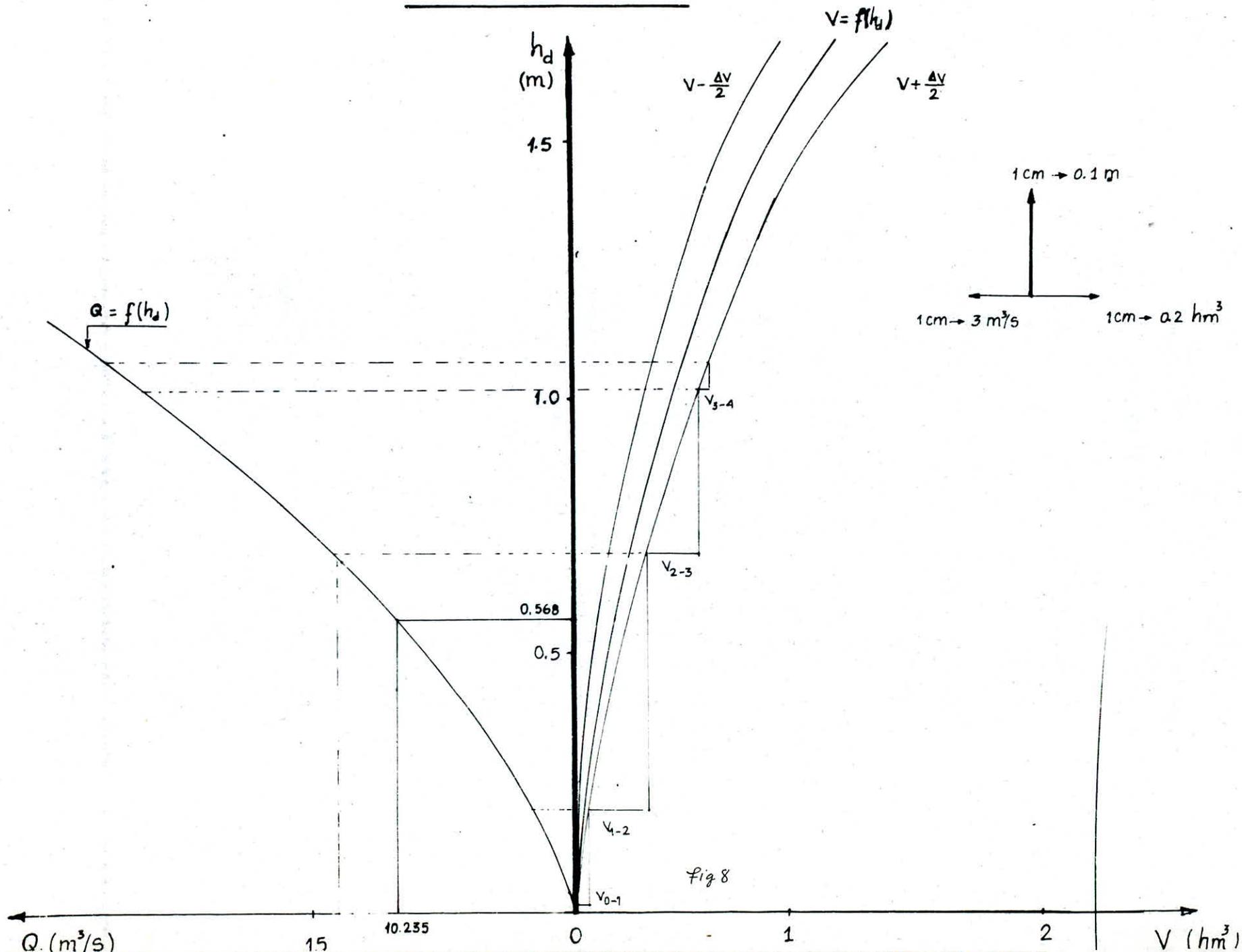
Tableau 38 :

Δt (heures)	Q_{moy} (m^3/s)	$Q_{\text{moy}} = Q_d$ (m^3/s)	$V_{\text{cum}} = Q_{\text{cum}} \cdot \Delta t$ (m^3)	h_d (m)	$\Delta V = \frac{Q_d}{2} \cdot \Delta t$ (m^3)
0-0,40	1,755	1,755	2 523	0,175	1 263,60
0,40-0,85	8,480	10,235	16 265	0,568	8 290,35
0,85-1,25	2,215	17,450	26 655	0,810	12 564,00
1,25-1,70	0,390	17,840	27 287	0,822	14 450,40

D'après le tableau (38), le débit de crue laminé

$$Q_d = 10,235 \text{ m}^3/\text{s} \text{ avec une lame déversante } h_d = 0,568 \text{ m.}$$

LAMINAGE DES CRUES.



CHAPITRE V

O U V R A G E S A N N E X E S

1. GENERALITES

L'élaboration de tout projet de retenue formée par le barrage fixe (en terre ou en pierre) prévoit:

1°- Un évacuateur de crue qui servira à évacuer les eaux superflues;

2° Un ouvrage de prise d'eau qui est construit dans le but de la consommation (irrigation, alimentation en eau, industrie, hydroélectrique).

3° Une vidange de fond qui servira de vider partiellement ou totalement la retenue dans le but de l'inspection ou de la réparation de l'ouvrage ou alors en cas d'autres nécessités (si l'ouvrage présente de danger, il faudra procéder à une vidange totale).

4° Un ouvrage de dérivation provisoire servant à la dérivation de cours d'eau pendant l'aménagement de l'ouvrage.

D'après le planning de réalisation des travaux des retenues collinaires, la plupart des digues en terre sont construites pendant la saison sèche et doivent être terminés avant l'arrivée des pluies.

Pour ce qui est de notre cas, le problème d'évacuation ne s'est pas présenté, cependant il serait utile de prévoir une dérivation afin d'avacuer les petites crues éventuelles susceptibles de se produire durant la mise en oeuvre ou en cas de retard des travaux.

2. EVACUATEUR DE CRUE

2.1. CONCEPTION DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Parmi tous les risques d'accidents qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion est la plus grave; le déversement sur la crête

de tel ouvrage est un phénomène particulièrement dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage et causer des dégâts en aval de l'ouvrage.

La conception de l'évacuateur de crue dépendra essentiellement des conditions topographiques et géologiques, ainsi que les études géotechniques qui n'ont pas été malheureusement menées.

Elle dépendra également de l'importance des débits à évacuer ainsi que de la dénivellation entre la cote des plus hautes eaux et celle du fond de la vallée au point où sont rejetées les eaux.

Nous devons le mener le plus simplement possible afin d'aviter d'avoir un ouvrage onéreux.

Le but à atteindre étant de conduire le débit de crue dans le lit de l'oued, à placer l'évacuateur de crue dans une zone dégagée où la pente du b. versant est faible, ceci en vue de diminuer le volume de terrassement.

2.2. BUTS

L'évacuateur de crue doit être pratiquement capable de garantir le barrage contre tout risque de destruction par une crue exceptionnelle.

Il permettra d'évacuer ces débits de crue sans causer des dommages aux autres ouvrages.

En temps normal il permet d'évacuer les surplus d'eau en gardant le niveau de l'oued à la cote désirée.

2.3. CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUE, SON EMPLACEMENT ET CHOIX DU SITE

Notre choix porte sur la réalisation d'un évacuateur latéral de surface à seuil libre; afin d'évacuer la crue de projet il sera disposé en rive droite.

L'emplacement de tel évacuateur dépend des conditions topographiques, géologiques, hydrologiques et économiques.

Il est à noter que notre site a pour assise une couche de marnes qui est imperméable. En outre, la pente n'est pas trop prononcée, d'où nous concluons que le site est favorable à la réalisation de l'évacuateur.

PROFIL TYPE DU DEVERSOIR

Comme indiqué ci-haut, le déversoir envisagé est à profil pratique type "CREAGER".

Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller.

Il existe plusieurs méthodes pour tracer le profil pratique type "Creager".

1° Méthode:

En tenant compte du coursier correspondant à $H = 1$ m, on déduit le profil correspondant à une charge $H_1 = 0,568$ m, cela en appliquant la loi de similitude de RECH-FROUDE.

Pour justifier l'application de cette loi, on admet que les forces d'inerties et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité.

Le rapport des dimensions linéaires étant constants.

On peut écrire :

$$\frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \quad \text{avec } H = 1 \text{ m} \quad X_1 = H_1 X.$$

$$\frac{H_1}{H} = \frac{Y_1}{Y} \quad \text{avec } H = 1 \text{ m} \quad Y_1 = H_1 Y$$

En utilisant les coordonnées (X , Y) de la charge H = 1 m
On détermine les coordonnées de la charge $H_1 = 0,568$.

A partir de ces coordonnées on peut tracer le profil du coursier point par point : $X_1 = 0,568 X$; $Y_1 = 0,568 Y$.

Les coordonnées de Creager pour la charge H = 1 m sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau 39 :

X	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Y	0,126	0,036	0,007	0,00	0,006	0,027	0,060	0,100	0,146	0,198	0,256

Avec ces coordonnées on peut tracer le profil du coursier point par point.

Les coordonnées de la charge $H_1 = 0,568$ m sont les suivants.

Tableau 40 :

X_1	0,0	0,0568	0,114	0,170	0,227	0,284	0,341	0,397	0,454	0,511	0,568
Y_1	0,071	0,020	0,004	0,0	0,003	0,015	0,034	0,057	0,080	0,112	0,145

2° Méthode : PROFIL CREAGER

La forme du profil déversant peut être approchée par une suite d'arcs de cercles de rayons variables, les courbures doivent être homothétiques dans le rapport de la charge afin qu'il n'y ait pas dépression sur la surface libre du profil.

Def: Homothétie: Transformation dans laquelle l'image d'un point se trouve sur droite qui le joint à un autre point fixe.

La courbure des parois convexes sur lesquelles l'eau coule, doit être étudiée très soigneusement et le rayon de courbure doit être d'autant plus grand que la vitesse est plus élevée.

~~Par ailleurs, l'équation de ce profil peut être approchée.~~

Par ailleurs, l'équation de ce profil peut être approchée par l'expression suivante proposée par l'hydraulicien italien SCIMEMI:

$$\frac{Y}{H_0} = 0,47 \left(\frac{X}{H_0} \right)^{1,8} \quad \text{pour} \quad \frac{X}{H_0} > -0,30$$

où H_0 : charge fondamentale du profil comptée au dessus du sommet;

X, Y : coordonnées respectivement horizontale et verticale

$X = Y = 0$ au sommet du profil où la tangente est horizontale

Un profil plus mince situé sous le Creager pour la charge fondamentale H_a (donc à courbure plus accentuée) diminuera, à charge donnée, la pression dans une lame de Creager au contact du profil et provoquera une certaine augmentation de vitesse et de débit.

L'augmentation de débit correspondra à la formule suivante:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{H}{H_0} \right)^{0,17}$$

où Q_0 : débit pour lequel le profil a été dimensionné sous la charge H_0 dite fondamentale.

Q : Débit sous une charge H d'un profil déversant calculé pour une charge fondamentale H_0 (débutant Q_0)

L'on voit que $Q > Q_0$ si $H > H_0$

On arrive finalement à la formule suivante :

$$Q = 2,18 \frac{H^{1,67}}{H_0^{0,17}}$$

De façon plus générale; et c'est plus commode de calculer les débits en 1ère approximation qu'un Creager débite $2,20 \text{ m}^3/\text{s}$ par mètre de large pour une charge fondamentale de 1 mètre au dessus de la crête du déversoir, et que le débit varie comme la puissance $3/2$ de la charge fondamentale soit : $Q = f (H_0)$.

Pour le tracé du profil "Type Creager" nous avons adopté la deuxième méthode basée sur la succession des arcs de cercles de rayon variables.

2.4. STABILITE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Pour assurer la stabilité du déversoir, il est conçu sous forme d'un véritable petit barrage déversoir en béton. Nous savons que durant l'exploitation de l'ouvrage il sera soumis à diverses sollicitations variables dans le temps.

C'est dans ce contexte qu'il s'avère nécessaire de faire une étude de stabilité pour éviter les risques de glissement, soulèvement et renversement qui peuvent menacer l'ouvrage, lors de son exploitation.

1° Stabilité contre le glissement

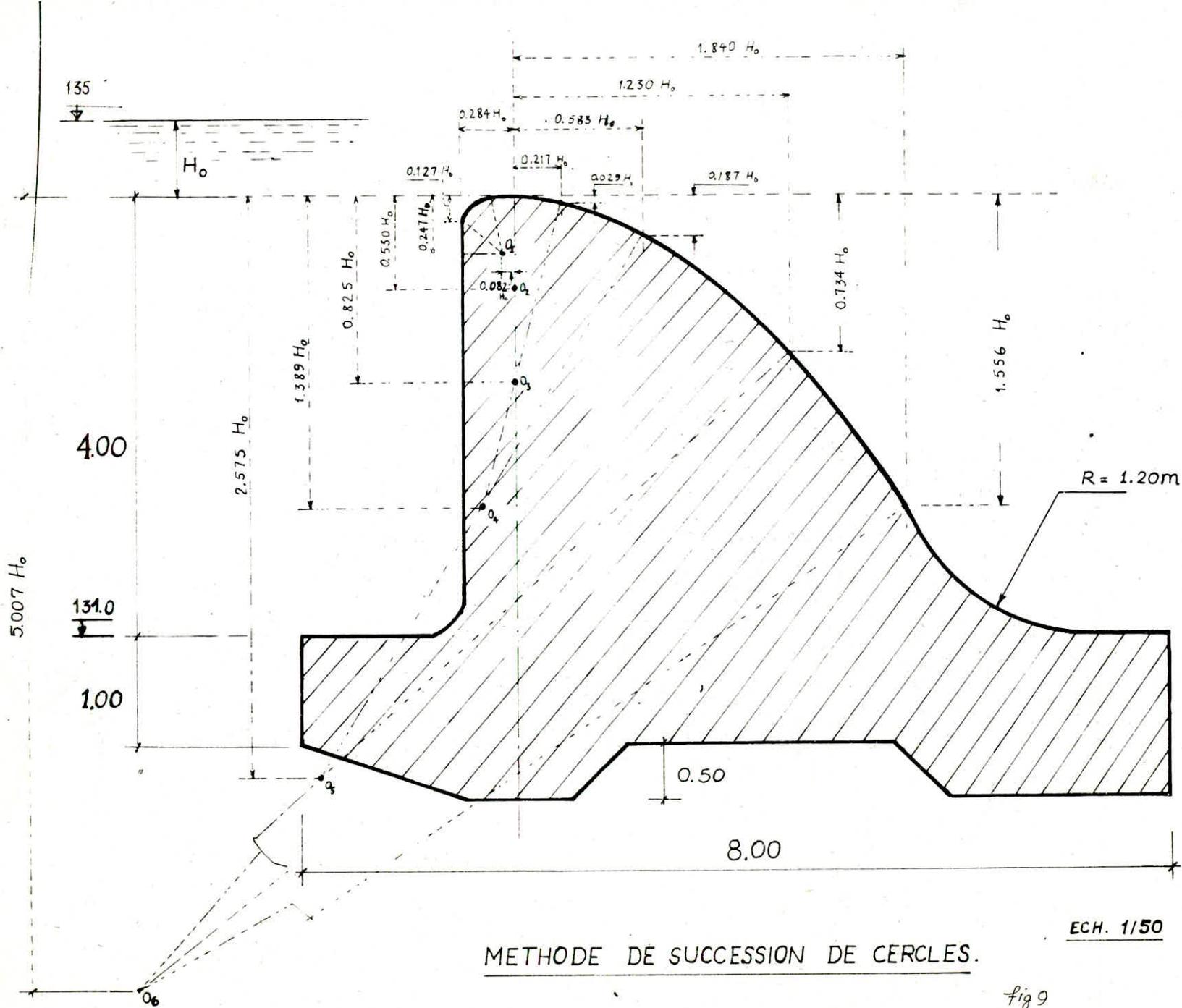
Déterminons le coefficient de sécurité au glissement

$$K_g = \frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces d'entraînements}} = \frac{f (G - W_p)}{P}$$

f : coefficient de frottement (0,65 ÷ 0,75)

G : poids de l'ouvrage

$$G = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot b \cdot b \cdot h = 52,80 \text{ t/m}$$



METHODE DE SUCCESSION DE CERCLES.

fig 9

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

h : hauteur de l'ouvrage au niveau normal $h = 4 \text{ m}$

b : base de l'ouvrage ($b = 8 \text{ m}$)

W_p : Pression de l'eau d'infiltration

$$W_p = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot b = 22 \text{ t/m}$$

où $\gamma = 1$; α : coefficient de réduction des sous pressions ($\alpha = 0,5 \div 1$)

γ : poids spécifique de l'eau sur le parement amont.

Poussée de l'eau sur le parement amont

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 = 15,125 \text{ t/m.}$$

$$\text{En définitif } K_g = \frac{f (G - W_p)}{P} = 1,32$$

2° Stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{Moments retenant} / C}{\sum \text{Moments renversants} / C} = \frac{2/3 b (G - W_p)}{1/3 p \cdot h}$$

K_r : coefficient de sécurité au renversement

P : la poussée de l'eau sur le parement amont

En remplaçant chaque terme avec la valeur correspondante dans la formule on trouve :

$$K_r = 5,92$$

3° Stabilité contre le soulèvement

Le coefficient de sécurité au soulèvement est donné par l'expression suivante:

$$K_s = \frac{\sum \text{forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{forces provoquant le soulèvement}} = \frac{G + P_1}{W_p}$$

où P_1 : est le poids de l'eau sur la console amont à la base du déversoir.

$$P_1 : \gamma_{\text{eau}} \cdot b_1 \cdot h = 4 \text{ t / m.l}$$

b_1 : largeur de la console de la base du déversoir

$$b_1 = 1 \text{ m}$$

Tous calculs fait on trouve :

$$K_s = 2,58$$

2.5. CARACTERISTIQUES DE L'EVACUATEUR

L'évacuateur de crue est caractérisé par un déversoir type Créager, un canal d'amenée de forme trapézoïdal, un canal d'évacuation en béton et d'un Paroi^{d'} amortissement servant d'atténuer l'énergie cinétique de l'eau et les affouillements à l'aval de celle-ci.

CANAL D'EVACUATION

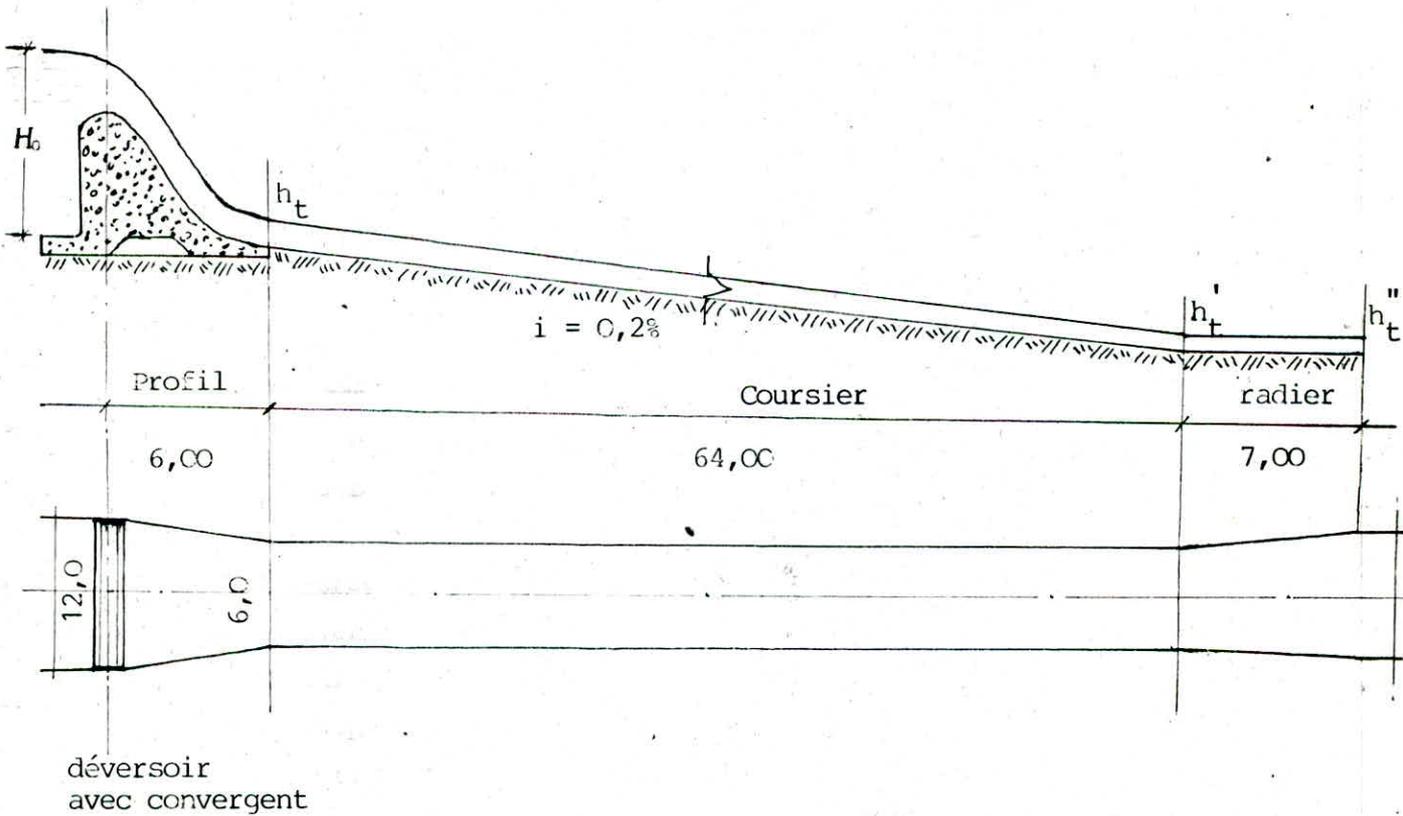
Le canal d'évacuation servira à véhiculer le débit de crue par le déversoir jusqu'au cours normal de l'oued (la restitution).

Ce canal de section trapézoïdale aura une forme convergente (le coursier) pour atteindre la largeur de six mètres. Au bout de coursier se trouve un bassin de dissipation d'énergie, avec une section droite de forme rectangulaire.

Calcul hydraulique

Dans ce paragraphe nous nous sommes proposés de faire un schéma assez détaillé de chacun des éléments constituant l'évacuateur de crue :

- un déversoir
- un convergent
- un canal de fuite dit coursier
- un dissipateur d'énergie
- une restitution (canal en terre pour rejoindre le cours normal de l'oued) ,



2. L'entrée du coursier

La charge totale sur le déversoir a été déterminée dans le chapitre II, elle est fixée à 0,568 m pour un débit de 10,235 m³/s et une largeur de 12 m.

$$H. = 0,568 \text{ m}$$

$$H_1 = H_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g} ; \alpha = 1$$

où : H est la charge hydraulique sur le déversoir.

V_0 est la vitesse d'approche

$$V_0 = \frac{Q}{W} = \frac{Q}{bH} = \frac{10,235}{12 \cdot 0,568} = 1,50 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 0,568 \text{ m} - \frac{1,5^2}{2 \cdot 9,81} \approx 0,45 \text{ m}$$

$$H_0 = 0,45 \text{ m}$$

3. Le Coursier

Le coursier est l'ouvrage de raccordement, il est la continuité du canal d'amenée.

L'entrée du coursier et le coursier sont conçus en béton, leur section droite est trapezoidale.

Sa pente i est fixée topographiquement à 0,002.

COURBE DE REMOUS

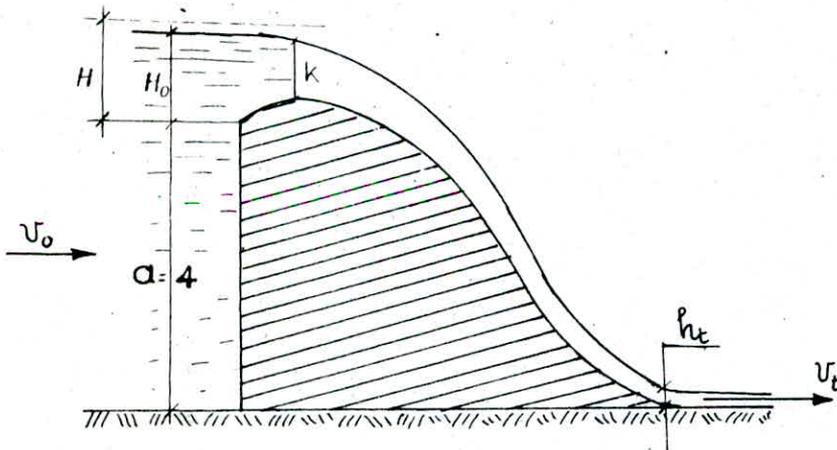
Dans notre canal, l'écoulement est graduellement varié et est caractérisé par une variation de divers paramètres hydrauliques tout le long du courant.

La courbe représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement est généralement appelée "courbe de remous".

Le type de remous en une section quelconque est défini par la variation de la profondeur le long du canal à étudier.

Nous déterminerons ci-après les profondeurs d'eau au début du coursier afin de pouvoir tracer l'allure de la courbe de remous.

- Détermination de la hauteur torrentielle h_t .



$$H = a + H_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = h_t' + \frac{\alpha V_t^2}{2g}$$

$$H = 4,568 \text{ m}$$

$$h_t' + \frac{\alpha V_t^2}{2} = h_t' + \frac{1}{19,62} \cdot \frac{Q^2}{b^2 h_t^2} = 4,568$$

$$h_t'^3 - 4,568 h_t'^2 + 0,037 = 0$$

Au moyen de la méthode itérative, on trouve $h_t' = 0,091 \text{ m}$
soit $h_t = 0,10 \text{ m}$.

Le radier conçu pour dissipation d'énergie aura sa pente $i = 0$.
On détermine la deuxième hauteur contractée h_t'' (voir schéma) au fur et à mesure que l'on varie les profondeurs h_i d'écoulement le long du coursier tout en calculant les distances l_i correspondantes.

h_t'' sera déterminée à la distance l_{i+1} telle que $l_{i+1} \leq l$ la longueur du coursier ($l = 64 \text{ m}$, elle est mesurée sur la carte topographique à échelle donnée)

En fixant les hauteurs h_i pour tracer l'allure de la courbe de remous, on calcule les distances l_i y correspondant à l'aide des équations de BAKHMETEFF:

$$l_1 - l_0 = \frac{h_k}{i} (\varphi_1 - \varphi_0)$$

$$\varphi_1 - \varphi_0 = i \frac{l}{h_k}$$

$\eta = \frac{h_i}{h_k}$ est le rapport des profondeurs réelle et critique

où $h_k = k$: profondeur critique.

$$K = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1}{9,81} \frac{(10,235)^2}{(12)^2}} = 0,43 \text{ m}$$

$\varphi = \eta + \int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta^x} = \eta - \mathcal{B}(x, \eta)$ est la fonction de Bakhmeteff utilisée pour le calcul des courbes de remous.

Connaissant la valeur x (exposant hydraulique de la section), la table de Bakhmeteff permet de déterminer \mathcal{B} .

x : exposant hydraulique qui dépend de la forme de la section

$x = 4,0$ pour les sections paraboliques

$x = 5,5$ pour les sections triangulaires

Pour les sections trapezoïdales, la valeur de x est calculée d'après la formule empirique:

$$x = 3,4 \left[1 + \frac{m}{\frac{b}{h_m} + m} \right] - 1,4 \frac{m}{\frac{b}{h_m} + m'}$$

avec $m' = 2 \sqrt{1 + m^2}$

h_m : profondeur moyenne de la section considérée.

On définit $x = 2,8 \div 5,4$ pour les sections usuelles.

Dans notre cas nous avons pris $x = 3,1$

Tableau 39

h_i	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04
$\eta = \frac{h_i}{h_k}$	0,232	0,186	0,139	0,116	0,09
B	- 0,230	- 0,186	- 0,139	- 0,116	- 0,09
φ	0,462	0,372	0,278	0,232	0,180

En portant les valeurs de h_k , i , φ_0 et φ_1 dans les équations de Bakhmeteff, on a :

$$l_1 = 0 + \frac{0,43}{0,002} [0,462 - 0,372] = 19,35 \text{ m}$$

$$l_2 = 19,35 + \frac{0,43}{0,002} [0,372 - 0,278] = 39,56 \text{ m}$$

$$l_3 = 39,56 + 215 [0,278 - 0,232] = 49,45 \text{ m}$$

$$l_4 = 49,45 + 215 [0,232 - 0,180] = 60,63 \text{ m}$$

$$l_4 = 60,63 \text{ m} < 64 \text{ m} \quad ; \quad \text{d'où } h_t'' = 0,04 \text{ m}$$

En appliquant l'équation de Bernoulli pour les sections 1 - 1 et 2 - 2 (radier avec $i = 0$), on détermine ainsi la profondeur conjuguée de

$$h_t'' + \frac{\alpha V_t^2}{2g} = h_r'' + \frac{\alpha V_r^2}{2g} + Pdc$$

h_r'' : hauteur du ressaut à déterminer

Pdc : perte de charge

$$Pdc = \psi \frac{v_r^2}{2g} ; \quad \psi = 0,90 \text{ coefficient de vitesse}$$

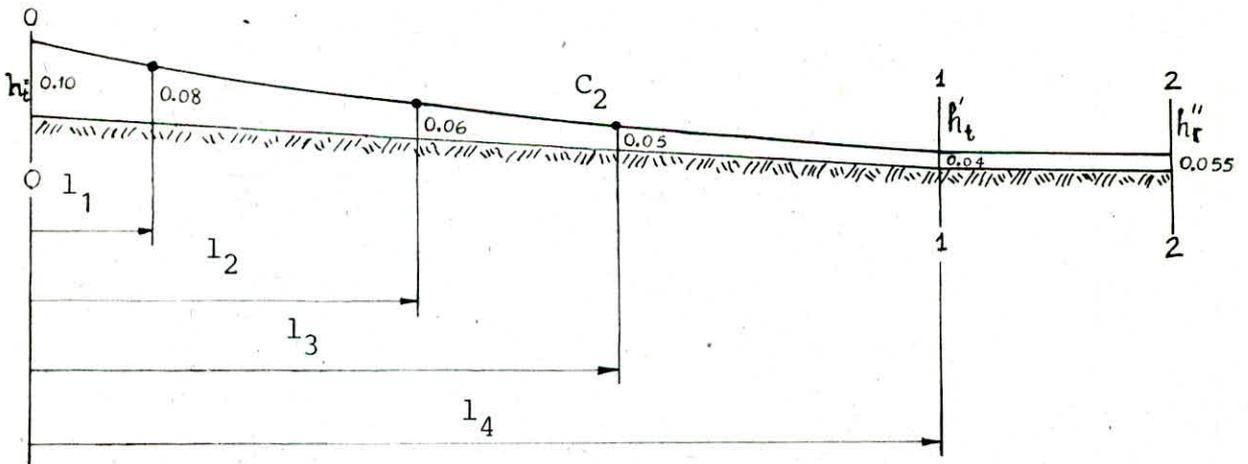
$$h_t'' + \frac{Q^2 / (b h_t'')^2}{2g} = h_r'' + \frac{Q^2 / (b h_r'')^2}{2g} + \psi \frac{Q^2 / (b h_r'')^2}{2g}$$

On resoud l'équation du 3è degré:

$$h_r''^3 - 52,18 h_r'' + 0,158 = 0$$

$$h_r'' = 0,055 \text{ m}$$

La différence $h_r'' - h_t'' = 0,015 \text{ m}$, est tellement petite que l'on ne peut tenir compte du ressaut, dans le radier, l'écoulement est quasi laminaire.



La ligne d'eau représentée en C_2 est une courbe de remous d'abaissement qui correspond à un mouvement graduellement accéléré.

ANNEXE 8

Calcul des courbes de remous par la méthode de BAKHMETEFF

$$\text{TABLE DE LA FONCTION } \vartheta = - \int_0^n \frac{d\eta}{\eta^n - 1}$$

η	$n = 2,8$	$n = 3,0$	$n = 3,2$	$n = 3,4$	$n = 3,6$	$n = 3,8$	$n = 4,0$	$n = 4,2$	$n = 4,6$	$n = 5,0$	$n = 5,4$
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,02	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020
0,04	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
0,06	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060
0,08	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080
0,10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,12	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120
0,14	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140
0,16	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160
0,18	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180
0,20	0,201	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
0,22	0,221	0,221	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220
0,24	0,241	0,241	0,241	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240
0,26	0,262	0,261	0,261	0,261	0,260	0,260	0,260	0,260	0,260	0,260	0,260
0,28	0,282	0,282	0,281	0,281	0,281	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280
0,30	0,303	0,302	0,302	0,301	0,301	0,301	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300
0,32	0,324	0,323	0,322	0,322	0,321	0,321	0,321	0,321	0,320	0,320	0,320
0,34	0,344	0,343	0,343	0,342	0,342	0,341	0,341	0,341	0,340	0,340	0,340
0,36	0,366	0,364	0,363	0,363	0,362	0,362	0,361	0,361	0,361	0,360	0,360
0,38	0,387	0,385	0,384	0,383	0,383	0,382	0,382	0,381	0,381	0,381	0,380
0,40	0,408	0,407	0,405	0,404	0,403	0,403	0,402	0,402	0,401	0,401	0,400
0,42	0,430	0,428	0,426	0,425	0,424	0,423	0,423	0,422	0,421	0,421	0,421
0,44	0,452	0,450	0,448	0,446	0,445	0,444	0,443	0,443	0,442	0,441	0,441
0,46	0,475	0,472	0,470	0,468	0,466	0,465	0,464	0,463	0,462	0,462	0,461
0,48	0,497	0,494	0,492	0,489	0,488	0,486	0,485	0,484	0,483	0,482	0,481
0,50	0,521	0,517	0,514	0,511	0,509	0,508	0,506	0,505	0,504	0,503	0,502
0,52	0,544	0,540	0,536	0,534	0,531	0,529	0,528	0,527	0,525	0,523	0,522
0,54	0,568	0,563	0,559	0,556	0,554	0,551	0,550	0,548	0,546	0,544	0,543
0,56	0,593	0,587	0,583	0,579	0,576	0,574	0,572	0,570	0,567	0,565	0,564
0,58	0,618	0,612	0,607	0,603	0,599	0,596	0,594	0,592	0,589	0,587	0,585
0,60	0,644	0,637	0,631	0,627	0,623	0,620	0,617	0,614	0,611	0,608	0,606
0,61	0,657	0,650	0,644	0,639	0,635	0,631	0,628	0,626	0,622	0,619	0,617
0,62	0,671	0,663	0,657	0,651	0,647	0,643	0,640	0,637	0,633	0,630	0,628
0,63	0,684	0,676	0,669	0,664	0,659	0,655	0,652	0,649	0,644	0,641	0,638
0,64	0,698	0,690	0,683	0,677	0,672	0,667	0,664	0,661	0,656	0,652	0,649
0,65	0,712	0,703	0,696	0,689	0,684	0,680	0,676	0,673	0,667	0,663	0,660
0,66	0,727	0,717	0,709	0,703	0,697	0,692	0,688	0,685	0,679	0,675	0,672
0,67	0,742	0,731	0,723	0,716	0,710	0,705	0,701	0,697	0,691	0,686	0,683

ANNEXE 9

Calcul des courbes de remous par la méthode de BAKHMETEFF simplifiée

$$\text{TABLE DE LA FONCTION } \Phi = \eta + \int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta^n - 1} = \eta - \mathcal{B}(n, \eta)$$

η	$n = 2,8$	$n = 3,0$	$n = 3,2$	$n = 3,4$	$n = 3,6$	$n = 3,8$	$n = 4,0$	$n = 4,2$
1,001	-1,398	-1,183	-1,007	-0,855	-0,724	-0,609	-0,507	-0,416
1,005	-0,813	-0,644	-0,501	-0,379	-0,274	-0,183	-0,102	-0,031
1,010	-0,562	-0,409	-0,281	-0,172	-0,079	+0,003	+0,074	+0,137
1,015	-0,413	-0,271	-0,151	-0,050	+0,037	0,113	0,179	0,237
1,02	-0,307	-0,171	-0,058	+0,038	0,120	0,192	0,254	0,309
1,03	-0,156	-0,030	+0,075	0,164	0,240	0,305	0,362	0,412
1,04	-0,046	+0,073	0,172	0,255	0,326	0,387	0,440	0,486
1,05	+0,040	0,154	0,248	0,327	0,394	0,452	0,502	0,546
1,06	0,112	0,222	0,312	0,388	0,452	0,507	0,554	0,596
1,07	0,174	0,280	0,367	0,440	0,501	0,554	0,599	0,639
1,08	0,229	0,331	0,415	0,485	0,545	0,595	0,639	0,677
1,09	0,278	0,377	0,459	0,527	0,584	0,633	0,675	0,711
1,10	0,323	0,419	0,499	0,564	0,620	0,667	0,708	0,743
1,11	0,364	0,458	0,535	0,599	0,653	0,699	0,738	0,772
1,12	0,402	0,494	0,569	0,632	0,684	0,728	0,766	0,799
1,13	0,438	0,528	0,601	0,662	0,713	0,756	0,793	0,825
1,14	0,471	0,559	0,631	0,690	0,740	0,782	0,818	0,849
1,15	0,503	0,589	0,660	0,718	0,766	0,807	0,842	0,872
1,16	0,533	0,618	0,687	0,743	0,791	0,831	0,865	0,894
1,17	0,562	0,645	0,712	0,768	0,814	0,853	0,887	0,915
1,18	0,589	0,671	0,737	0,792	0,837	0,875	0,908	0,936
1,19	0,616	0,696	0,761	0,815	0,859	0,896	0,928	0,955
1,20	0,641	0,720	0,784	0,837	0,880	0,917	0,948	0,974
1,22	0,689	0,766	0,828	0,879	0,921	0,956	0,985	1,011
1,24	0,735	0,809	0,869	0,918	0,959	0,992	1,021	1,045
1,26	0,778	0,850	0,909	0,956	0,995	1,027	1,055	1,078
1,28	0,819	0,889	0,946	0,992	1,030	1,061	1,087	1,110
1,30	0,858	0,927	0,982	1,026	1,063	1,093	1,119	1,140
1,32	0,896	0,963	1,016	1,060	1,095	1,124	1,149	1,170
1,34	0,932	0,998	1,050	1,092	1,126	1,155	1,178	1,198
1,36	0,967	1,031	1,082	1,123	1,156	1,184	1,207	1,226
1,38	1,002	1,064	1,114	1,154	1,186	1,213	1,235	1,253
1,40	1,035	1,096	1,144	1,183	1,215	1,241	1,262	1,280
1,42	1,067	1,127	1,174	1,212	1,243	1,268	1,289	1,306
1,44	1,099	1,158	1,204	1,241	1,271	1,295	1,315	1,332
1,46	1,130	1,187	1,233	1,259	1,298	1,321	1,341	1,357
1,48	1,160	1,217	1,261	1,296	1,324	1,347	1,367	1,382
1,50	1,190	1,245	1,289	1,323	1,351	1,373	1,392	1,407
1,55	1,262	1,315	1,356	1,389	1,415	1,436	1,453	1,467

OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE

a. VIDANGE DE FOND

GENERALITES

L'ouvrage de la vidange de fond pourra servir en cas de nécessité impérieuse; mais généralement cet ouvrage a pour but:

- d'abaisser le niveau de la retenue en cas de nécessité
- d'effectuer de chasses d'eau rapide
- d'évacuer une partie du débit en cas de crues exceptionnelles
- de lutter contre l'envasement
- de vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage ainsi que ses ouvrages annexes.

Le dispositif de vidange est indispensable pour tout barrage de retenue quelque soit son importance.

L'eau de la retenue peut être évacuée pendant une durée comprise entre 10 à 21 jours d'après les normes algériennes.

b. OUVRAGE DE PRISE

La prise d'eau sera confondue avec le vidange de fond et servira à rationaliser le débit provenant de la retenue.

Elle servira à l'irrigation en éliminant les matières solides charriées par le cours d'eau. C'est pour cela qu'on place une grille à l'entrée de la prise.

c. DESCRIPTION DE L'EMPLACEMENT DE LA CONDUITE DE VIDANGE ET DE FOND

L'ouvrage de prise et de fond est une conduite ancrée dans l'axe de la vallée sous la digue.

Pour ce faire, on creuse dans le terrain en place une tranchée de 0,80 m de large et de 1 m de profondeur. Perpendiculairement à cette fouille, on amorce de petites tranchées latérales de 0,40 m de large et distants de 5 m l'une de l'autre.

Dans ces tranchées latérales prendront places ~~de~~ masques d'étanchéité en béton qui assureront l'ancrage de la conduite de prise.

La conduite de prise comme la conduite de vidange est en acier, colée dans la tranchée principale et enrobée de béton coulée en pleine fouille.

Le béton enrobe la conduite d'une façon uniforme sous une épaisseur minimale de 0,20 m.

Dans la suite de nos calculs, nous allons faire un calcul hydraulique de ces ouvrages en déterminant les dimensions de la conduite de la prise et du vidange de fond.

CALCUL DE TEMPS DE VIDANGE ET DIMENSIONNEMENT DE LA VIDANGE DE FOND

1. CALCUL DE LA VIDANGE DE FOND

Afin de déterminer le temps de vidange des eaux de la retenue on établit le calcul suivant:

$$Q_{V.F} = \frac{V_U}{T} + Q_0 \quad m^3/s$$

$$Q_0 = \frac{\bar{A}}{T_0}$$

où :

- V_U : volume utile (m^3)
- T : durée d'une vidange (s)
- T_0 : durée d'une année (s)
- \bar{A} : Apport moyen annuel (m^3)

Application numérique

$$Q_o = \frac{176.205}{365.24.3600} = 0,006 \text{ m}^3/$$

$$\frac{V_U}{T} = \frac{168\ 000}{6.24.3600} = 0,324 \text{ m}^3/\text{s}$$

Remarque: Nous avons fixé au départ le temps de vidange T à 6 jours.

$$Q_{V.F} = \frac{168\ 000}{6.24.3600} + 0,006 = 0,33 \text{ M}^3/\text{s}$$

DETERMINATION DE LA SECTION DE LA CONDUITE
DE VIDANGE

Soit $Q = \mu W \sqrt{2gH}$, la formule pour un écoulement supposé en charge.

$\mu = 0,6 \div 0,65$ coefficient de débit dans la conduite

$$= \frac{Q_{V.F}}{\mu \sqrt{2gH}} \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{4W}{\pi}}$$

W : section de la conduite (en mm)

H = Niveau de la retenue normale - Niveau d'eau à l'aval

H = NNR - N_{av.}

Application numérique

$$W = \frac{Q_{VF}}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{0,33}{0,60 \sqrt{2.9,98110}} = 0,039 \text{ m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4.0,039}{3,14}} = 0,220 \text{ m} = 220 \text{ mm}$$

donc le diamètre normalisé est de 250 mm.

$$D_{VF} = 250 \text{ mm.}$$

Détermination du temps de vidange

Lors de la vidange du fond, le régime de l'écoulement n'est pas permanent car la charge H varie avec le temps. Pendant le temps dt le niveau s'abaisse d'une hauteur dH ainsi que l'aire de la surface libre varie car elle est en fonction de la hauteur.

$$Q dt = S(H) dH \quad (1)$$

Q : débit à travers la conduite;

S(H) : surface de la retenue correspondant à la cote H_1 tirée de la courbe des caractéristiques bathymétriques de la cuvette;

dH : variation de la hauteur d'eau pendant le temps dt

Le débit passant par la conduite:

$$Q = \mu W \sqrt{2g H} \quad (2)$$

$$\mu = 0,60 \div 0,65 \text{ coefficient du débit } (\mu = 0,60)$$

De la relation (1) on tire :

$$S(H) dH = \mu W \sqrt{2g H} dt$$
$$dt = \frac{1}{\mu W \sqrt{2g H}} S(H) dH$$

En faisant la sommation des intervalles de temps dt, on obtient le temps nécessaire pour vidanger la retenue, soit:

$$\int_0^T dt = \frac{1}{M W \sqrt{2g}} \int_0^H \frac{S(H)}{\sqrt{H}} dH \quad (3)$$

En résolvant l'intégrale (3) on obtiendra le temps de vidange de la retenue

$$T_{Vid} = \frac{1}{M W \sqrt{2g}} \sum_{h=0}^H \frac{S(H)}{\sqrt{H}} \Delta H \quad (4)$$

On remplit le tableau ci-après.

où T_V : temps de vidange de la retenue

H : pas de vidange

M : coefficient de débit dans la conduite de vidange

W : section à l'entrée de la vidange

$S_{RN}, S_1, S_2 \dots S_{n-1}$: surface d'eau dans la retenue correspondant aux différentes charges $H_{RN}, H_1, H_2 \dots H_{n-1}$ obtenues à partir de la courbe caractéristique de la retenue.

$$H = \frac{\nabla N N R - \nabla N V M}{n}$$

avec n : nombre de pas de la vidange ($n = 10$).

Tableau 40 :

Côtes de la retenue	H _i (m)	H (m)	S(H _i) m ²	S(H _i) Hi	W (m ³)	T _j	T _j
135,20	10,2	1	21 000	6575,35	176 000	0,585	0,585
134,20	0,2	1	19 000	6264,11	160 000	0,557	1,140
133,20	8,2	1	16 000	5587,44	120 000	0,497	1,630
132,20	7,2	1	13 500	5031,15	100 000	0,447	2,07
131,20	6,2	1	11 000	4417,70	70 000	0,393	2,47
130,20	5,2	1	8 500	3727,49	60 000	0,331	2,80
129,20	4,2	1	6 500	2171,67	40 000	0,282	3,08
128,20	3,2	1	4 500	2515,57	30 000	0,223	3,30
127,20	2,2	1	1 500	1011,29	20 000	0,090	3,39
126,20	1,2	0,7	1 000	912,87	10 000	0,056	3,45

$$T_{Vid} = 4 \text{ jours}$$

Calcul du débit de la section et du diamètre réel de la vidange de fond

$$Q_{réel} = \frac{V_U}{T_{réel}} + Q_0$$

$$S \text{ ou } W \text{ réelle} = \frac{Q_{réel}}{\sqrt{2gH}}$$

$$D_{réel} = \sqrt{\frac{4 W \text{ réel}}{3,14}}$$

$Q_{\text{réel}}$: Débit réel de vidange (m^3/s)

$W_{\text{réelle}}$: Section réelle d'entrée de la vidange (m^2)

$d_{\text{réel}}$: diamètre réel d'entrée de la vidange (m)

Application numérique

$$Q_{\text{réel}} = \frac{V_U}{T_{\text{réel}}} + Q_0 = \frac{0,168 \cdot 10^6}{4 \times 24 \cdot 3600} + 0,006 = 0,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W_{\text{réelle}} = \frac{Q_{\text{réel}}}{\sqrt{2gH}} = \frac{0,49}{0,60 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 10,2}} = 0,057 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{réel}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,057}{3,14}} = 0,269 \text{ m}$$

$$D_v \text{ réel} = 250 \text{ mm}$$

Le diamètre réel de notre conduite de vidange est pris égal à 250 mm.

CALCUL HYDRAULIQUE DE PRISE D'EAU

Compte tenu de la répartition mensuelle des apports nous remarquons que pendant la période estivale l'apport est nul et par conséquent, la demande se fera sentir pendant cette période.

Pour estimer la valeur du volume de prise V_p , on la prendra égale à 30 % du volume utile, les 70 % du même volume pouvant être destinées à d'autres besoins.

Pour dimensionner la prise d'eau, nous avons pris le temps T_a d'arrosage de 16 heures pendant le mois d'Août considéré comme étant le mois de pointe .

$$V_U = 0,168 \text{ hm}^3$$

$$V_p = 0,30 V_U = 0,30 \times 168 = 0,050 \text{ hm}^3$$

Le débit de prise Q_p sera égale à :

$$Q_p = \frac{V_p}{T} = \frac{0,050 \cdot 10^6 \text{ m}^3}{31 \cdot 16 \cdot 3800} = 0,030 \text{ m}^3/\text{j}$$

DETERMINATION DU DIAMETRE DE PRISE D'EAU

Le diamètre de la conduite de prise comme celle de vidange de fond sont fonction de la charge H.

De la relation (3) on peut tirer le diamètre de prise sachant que : $W = \frac{\pi D^2}{4}$

$$D_p = \frac{2}{\mu \pi T \sqrt{2g}} \sqrt{\sum_{n-1}^n \frac{S(H) d H}{\sqrt{H_i}}} = 250 \text{ mm}$$

Pour des raisons économiques, nous avons opté pour une seule et même conduite qui jouera le rôle de vidange de fond et de prise. Cependant, les débits de vidange et de prise ne sont pas les mêmes, c'est pour cette raison que la dite conduite sera équipée de deux vannes l'une à l'amont et l'autre à l'aval.

CONDUITE DE PRISE ET DE VIDANGE.

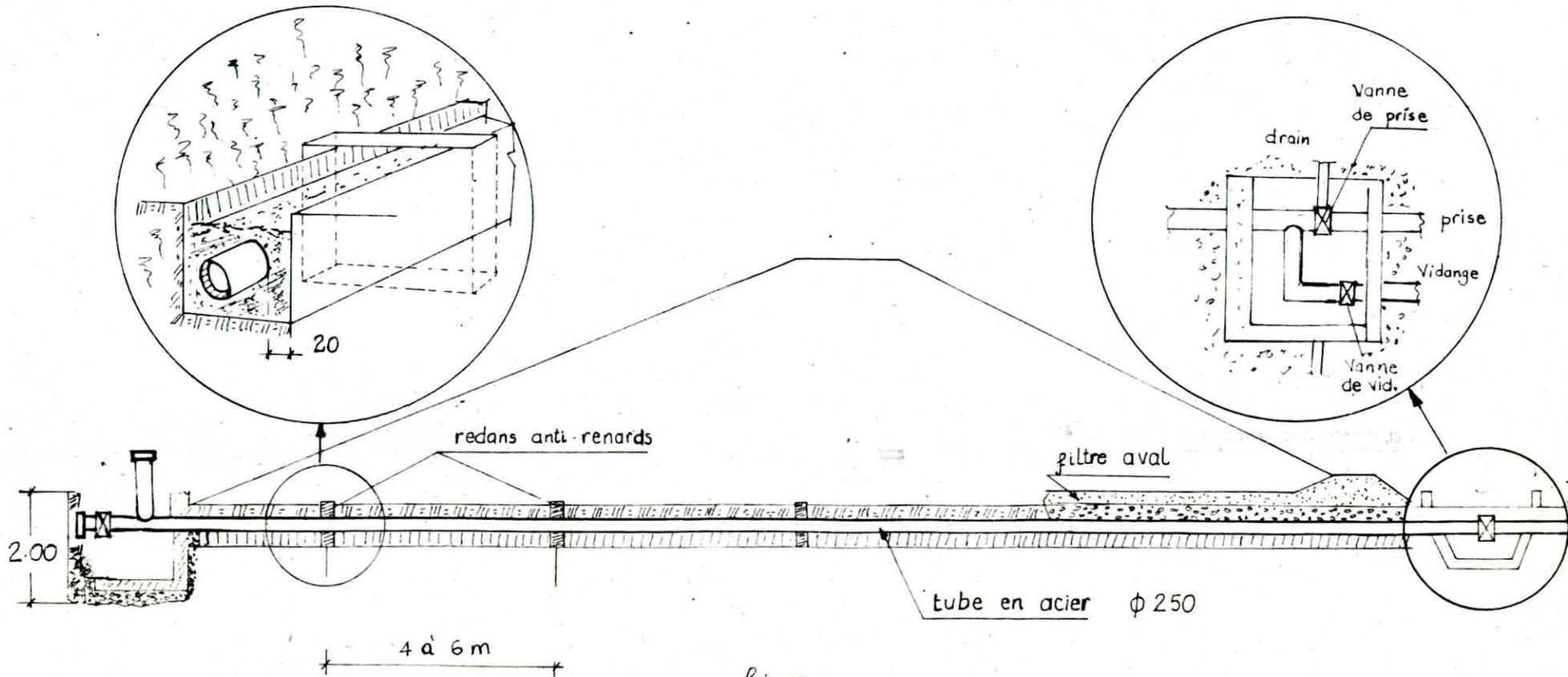


Fig 10

ORGANISATION DU CHANTIER DU BARRAGE DE

BENI AMRANE

1. Présentation
2. Généralités
3. Aperçu général des caractéristiques du Barrage de Beni Amrane
4. Installation du chantier
5. Installation technologique
6. Calcul des temps d'exécution
7. Graphique à Barres
8. Méthode PERT
9. Description des technologies d'exécution
10. Procédés généraux de construction
11. Maitrise des eaux
12. Exploitation des zones d'emprunt
13. Station de concassage
14. Forage et Injection
15. Estimation du matériel et du personnel
16. Conclusion

CHAPITRE VI

ORGANISATION DU CHANTIER

1. PRESENTATION

Dans ce chapitre, nous parlerons de l'organisation des travaux du barrage en enrochement équipé d'un noyau d'argile d'une hauteur de 40 m.

Le barrage de Beni Amrane est situé dans la Wilaya de Boumerdès sur l'Oued Isser à 3 Km de la Route Nationale.

Les quantités d'enrochements et d'argile sont données dans l'aperçu général de la conception du barrage et ses caractéristiques.

- Situation géographique du chantier

(Voir carte de situation)

2. GENERALITES

L'organisation se présente sous la forme d'un chemin pour s'acheminer du lancement des travaux à la fin de ceux-ci en passant par toutes les activités qui composent l'ouvrage tout en respectant leur séquentialité. Cependant, ce chemin peut être suivi selon diverses méthodes dont le choix est fonction directe des conditions de travail et du délai d'exécution.

L'organisation n'est pas seulement un suivi de réalisation, c'est surtout une planification basée aussi bien sur la théorie que sur l'expérience qui permettra de prévoir la main d'oeuvre; le matériel strictement nécessaire et par voie de conséquence, permettra une orientation contrôlée du budget de l'entreprise.

C'est donc dans cet esprit que la phase d'organisation de chantier représente le souci majeur de l'ingénieur par conséquent, il serait bien imprudent qu'il la néglige.

En résumé, le projet d'organisation de chantier permet d'apprécier à sa juste valeur l'aspect organisationnel d'une étude.

Or, une étude organisationnelle fondée sur une méthode éprouvée nous permet de réaliser une économie non négligeable en temps et en argent.

Elle ne laisse pas place à l'improvisation et là même bannit le manque à gagner d'une société ainsi que les retards très fréquents dans les délais d'exécution.

Dans la suite de ce chapitre, nous allons donner un aperçu sur l'organisation de chantier de retenue collinaire de Mekla (objet de notre sujet de fin d'études) et, dans le souci de connaître d'avantage et d'enrichir ce chapitre en particulier et notre thème en général, nous nous sommes intéressé à l'organisation de chantier d'un barrage en enrochement plus important de Beni Amrane.

Ce barrage est pour nous un exemple concret vu la complexité des travaux qui s'y trouvent.

- Aperçu sur l'organisation de chantier de la retenue de Mekla (Tizi-Ouzou)

Les constructions des retenues collinaires n'exigent pas d'installations fixes importantes. Un chantier de retenue collinaire peut se composer au minimum des machines suivantes:

- 1 tracteur à chenille de grande puissance (160 - 180 Ch.) équipée d'une lame frontale et d'un scraper.
- Un tracteur à chenille ou à pneu pouvant trainer un ou plusieurs éléments de compacteur pied-de-mouton.
- Un scarificateur à dents ou à disque
- Une nivelleuse.

Il est bon d'adapter à ce tracteur divers appareils accessoires tels que: la pompe aspirante, le compresseur, foreuse, vibreur, bétonneuse, groupe de soudage etc... Enfin une camionnette "tout terrain" assurera les

les liaisons et réapprovisionnements. Bien entendu c'est là un schéma grossier d'organisation; le nombre et la nature des machines dépendront de l'importance des travaux.

3. APERÇU GÉNÉRAL DE LA CONCEPTION DU BARRAGE BEN AMRANE ET SES CARACTÉRISTIQUES

A. Système : Isser - Keddara - Boudouaou - Alger

Le système d'alimentation en eau potable Isser - Keddara - Boudouaou - Alger constituera l'une des sources d'alimentation en eau d'Alger.

La conception de ce système lui permet d'augmenter d'environ $150 \text{ hm}^3/\text{an}$ le volume disponible. Le système utilisera les ressources des eaux des oueds Isser, Boudouaou et Hamiz.

B. Ouvrages:

1. Le barrage de Béni-Amrane

Le barrage est conçu de manière à fournir un stockage de l'oued Isser afin de faciliter le pompage d'eau brute vers les réservoirs de Keddara et si possible directement à Boudouaou.

Étant donné la grande quantité de sédiments que porte cet oued, le barrage est muni d'une vidange de fond de grande capacité qui permet leur chasse.

1a. Hydrologie de l'oued Isser

Bassin versant : 3710 Km^2
Crue moyenne annuelle : $860 \text{ m}^3/\text{s}$
Crue décennale : $2\ 000 \text{ m}^3/\text{s}$
Crue cinquantennale : $3\ 100 \text{ m}^3/\text{s}$
Crue de projet : $10\ 000 \text{ m}^3/\text{s}$
Sédiment annuel : 4 hm^3

1.2. Géologie du site

Des alluvions sableuses et graveleuses qui seront la fondation d'un barrage en enrochement sont situés jusqu'à 30 m dans l'oued.

La roches de gneiss et de schiste qui servira de fondation de l'évacuateur de crues est située en rive droite.

1.3. Consistance des ouvrages

- a. Barrage en enrochement équipé d'un noyau argileux, de filtres, de protection de surface en riprap et d'un mur parafouille en béton.
- b. Evacuateur de crues qui comprend le déversoir et la vidange de fond consistant en six vannes secteurs.
- c. Bassin de dissipation.
- d. La conduite liant le barrage à la station de pompage de Béni-Amrane.
- e. Connection entre le barrage en enrochement et celui en béton comprenant la prise d'eau.

1.4. Construction

L'évacuateur des crues sera construit sur le fond d'une grande excavation dans la roche de la rive droite. Cette excavation servira aussi pour dériver l'oued et permettra ainsi au radier de la vidange de fond d'être au niveau du lit de l'oued. Le matériau en provenance de l'excavation sera utilisé pour le barrage en enrochement.

1.5. Liste des dimensions et quantités

- a. Barrage en enrochement

Hauteur : 40 m

Longueur de la crête 160 m

Remblai tout venant 25 000 m³

Remblai tout venant	250 000 m ³
Argile	47 000 m ³
Enrochement	300 000 m ³
Filtres	58 000 m ³
Rip rap	26 000 m ³

T o t a l = 681 000 m³

Mur Parafouille:

Profondeur max. 30 m
Epaisseur 800 mm

b. Evacuateur de crues (en béton)

Hauteur 25 m

Béton (y compris bassin de dissipation et connexion) 210 000 m³

Pertuis de la vidange (6) 4,5 m hauteur X 6,5 m

c. Conduite entre le barrage et la station de pompage

Diamètre : 2 000 mm

Longueur : 1 300 mm

Matériau : Acier

2. Station de pompage de Béni-Amrane

Cette station a pour but de transférer l'eau brute de l'oued Isser au barrage de Keddara, au directement à la station de traitement de Boudouaou. L'ouvrage consiste en la fabrication et l'installation des pompes, moteurs, sous-station de chlore et les organes de contrôle; la construction des bâtiments nécessaires et la connexion aux conduites d'adduction.

- Principales caractéristiques

a. Pompes

Nombres 8 (dont 2 de réserve)

Charge 142 m

b. Moteur

Puissance totale 15 MVA

3. Installation de chantier

a. L'emplacement de la cité de l'entreprise est prévu sur la rive gauche de l'oued à proximité du pont et en aval de la station de pompage.

La cité de l'Entreprise comprend les ouvrages préfabriqués, à savoir:

Désignation	Nombre	Unité (m ²)	Capacité
Chambre à 2 lits	80	1 600	256
Logement à 1 place	3	242	
Logement à 2 places	1	106	
Restaurant et club	1	350	
Infermerie	1	62	
Lavoir	1	80	
Local administratif	1	250	

Toutes les chambres à deux lits sont équipées des installations sanitaires.

La cité de l'administration est prévue d'être construite sur le même site que celle de l'Entreprise.

Pour les besoins de l'administration on a prévu la réalisation des ouvrages préfabriqués, à savoir :

Désignation	Nombre	m ²
Logements F-3	9	673
Logements F-4	6	682
Local administratif	1	242
Dortoir 10 chambres à 2 lits	1	147

4. Installations technologiques

1. Accès au chantier

L'accès au chantier sera assuré par la route nationale et les routes provisoires de chantier. Pour la traversée de l'oued Isser, on va utiliser le pont existant.

2. Alimentation en énergie électrique et éclairage

L'alimentation en énergie électrique de chantier sera assurée par le branchement au post de transformation existant et la ligne de haute tension de 30 KV à Béni-Amrane.

Une ligne de haute tension de 30 KV est prévue à partir du branchement jusqu'au poste de transformation qui se trouve à proximité de la station de pompage; c'est à partir de ce point qu'on va réaliser un réseau dans la zone du chantier d'une tension de 30 KV.

3. Alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable des deux cités sera assurée par les puits qui seront forés à proximité de la station de pompage (en aval). Un réservoir construit sur le terrain d'une capacité de 60 m³ sera de réserve et sera lié par un réseau aux consommateurs.

4. Alimentation en eau industrielle de chantier

Elle sera assurée par un poste de pompage situé en amont au barrage et par un réservoir d'une capacité de 400 m³ situé sur le flanc droit au-

dessus de la crête du barrage.

4. Alimentation en air comprimé de chantier

Elle sera assurée par un poste de compresseur construit à proximité du barrage sur le flanc droit où seront installés 8 compresseurs électriques d'une capacité de $16 \text{ m}^3/\text{min}$ chacun.

Pour les besoins d'autres postes de travail on prévoit 4 compresseurs diesel mobiles.

C'est tout un système de canalisation qui est prévu en vue d'évacuer les eaux usées avec une fosse septique "type Emcher" d'une capacité de 10 m^3 qui sera construit en aval du pont sur la rive gauche.

5. Atelier mécanique
6. Atelier des armatures et coffrages
7. Dépôts des carburants et lubrifiants
8. Dépôts de ciment
9. Centrale à béton
10. Station de concassage, criblages, lavage
11. Dépôts des explosifs.

5. CALCUL DES TEMPS D'EXECUTION

1. Volume de travail (V_{ti})

Le volume de travail pour le processus i noté V_{ti} , est le temps mis par (homme, engin) pour exécuter la quantité du travail Q_i .

C'est aussi l'effectif nécessaire pour réaliser cette même quantité de travail en unité de temps (heures, jour, semaine etc...)

Soient: E_i le nombre d'exécutants ou effectif

V_{t_i} le volume de travail

La durée de réalisation de la quantité de travail ou module de temps pour le processus i est donnée par la relation suivante.

$$t_i = \frac{V_{Ti}}{E_i} \quad (1)$$

$$V_{Ti} = t_i E_i \quad (1a)$$

2. Norme de temps : N_{ti}

Il agit du minimum de temps nécessaire à un exécutant pour réaliser une unité de travail de bonne qualité, on la note N_{ti} .

Pour le processus i , elle est donnée par la relation suivante:

$$N_{ti} = \frac{V_{ti}}{Q_i} \quad (2)$$

3. Norme de Production (N_{pi})

C'est la quantité de travaux de bonne qualité effectuée par un exécutant en unité de temps, on la note N_{pi} , pour le processus i . Elle est donnée par la relation:

$$N_{pi} = \frac{Q_i}{V_{ti}} \quad (3)$$

Des relations (1) et (3) on tire la relation universelle qui donne le temps d'exécution d'une quantité de travail.

$$t_i = \frac{Q_i}{N_{pi} \cdot E_i}$$

$$t_i = \frac{Q_i}{N_{pi} E_i N} \quad (4)$$

N. est le facteur correctif ou indice de dépassement de la norme.

Exemple d'utilisation de la relation universelle (Formule 4)

1. Q_i est calculé à priori
2. N_{pi} est donné par le tableau des normes
3. On fait le calcul en supposant que :

$$V_{ti} = I \text{ hommes ou machines}$$

4. On détermine le volume horaire t'
5. On se fixe la durée t et à partir de t' on recalcule V_{ti}
6. N peut être pris égale à I pour les besoins de calcul, mais on doit recalculer après le choix définitif de la durée de réalisation et de la formation.

6. Graphique à Barres

Le graphique à barres est la représentation des activités suivant le temps. Vu sa simplicité et sa clarté le graphique à barres au GANTT reste l'outil principal pour le chantier.

Il permet le contrôle journalier des travaux à chaque instant, on peut connaître les activités qui sont en cours de réalisation, l'effectif des engins utilisés sur les différentes activités.

a. Description du tableau

C'est un tableau à double entrée, verticalement figurent les activités et horizontalement est portée une échelle de temps en jours ouvrables (ou en semaines).

La durée de l'exécution d'une activité est représentée dans le temps par une barre d'où le nom de graphique à barres) qui indique la date de début et la date de fin de l'activité, la marge de l'activité est indiquée en pointillés.

Exemple: Exécution du remblai de la rive gauche du barrage de Beni Amrane:
durée 7 mois.

Date de début : Mai 1987

Date de fin : Novembre 1987

Description des travaux	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Remblai de la rive gauche												

La succession des travaux et leurs durées sont représentées dans le programme général de la construction du barrage (voir planche n°).

b. Diagramme de l'effectif

On le tire directement du graphique à barres. On prend pour chaque intervalle de temps, le nombre d'ouvriers en activités sur chantier. Donc ceci revient à compter le nombre d'ouvrier par intervalle de temps.

Le diagramme est tracé en portant en abscisse le temps d'exécution de construction et en ordonnée, à une échelle déterminée le nombre d'ouvriers.

c. Stabilité de l'effectif

Le diagramme de l'effectif obtenu peut présenter des crêtes. Dans ce cas le principe de stabilité consistera à faire glisser certaines activités sur leurs marges respectives de façon à avoir un abaissement des crêtes et rehausser un peu les activités présentant un déficit d'effectif.

d. Diagramme de consommations des matériaux

Le principe consiste à lire sur l'échelle de temps, le déroulement d'une activité, analyser cette activité en ses éléments composants.

Le diagramme d'approvisionnement se fait pour chaque matériau.

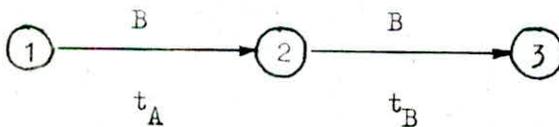
L'approvisionnement doit être supérieur à la consommation. Il doit commencer avant la consommation et se terminer avant la fin de la consommation.

7. METHODE PERT OU GRAPHIQUE - RESEAU

La méthode Pert consiste à planifier plusieurs tâches ou activités (cette planification tient compte des différentes contraintes qui lient ces activités entre elles), à l'aide d'un graphe valorisé, ne comportant pas de boucles, les sommets du graphe représentent les événements ou étapes qui ne demandent ni ressources ni temps. Ce ne sont que des constatations; les arcs (flèches) représentent les activités et les valeurs portées sur les arcs sont les durées de ces activités.

On notera que certaines activités composantes doivent nécessairement se succéder tandis que d'autres peuvent se réaliser simultanément, plusieurs règles régissent le graphique réseau.

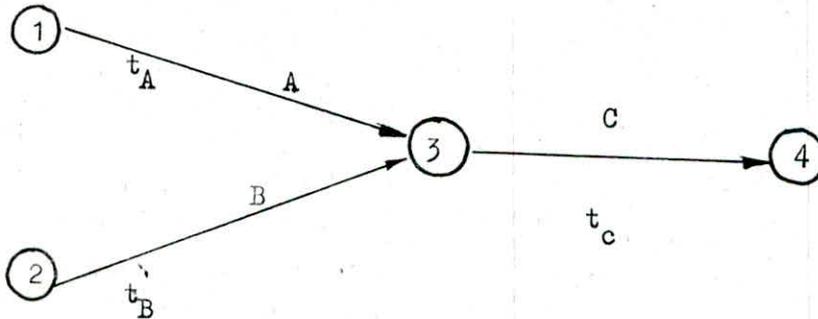
I - Règle de dépendance



Le nœud (1) nous indique le début de l'activité A (2) la fin de l'activité A et le début de B, (3) la fin de B, t_A le temps de réalisation de A, t_B celui de B.

On peut expliciter ce schéma de la manière suivante quand (2) est réalisé l'activité A peut commencer sans obligation.

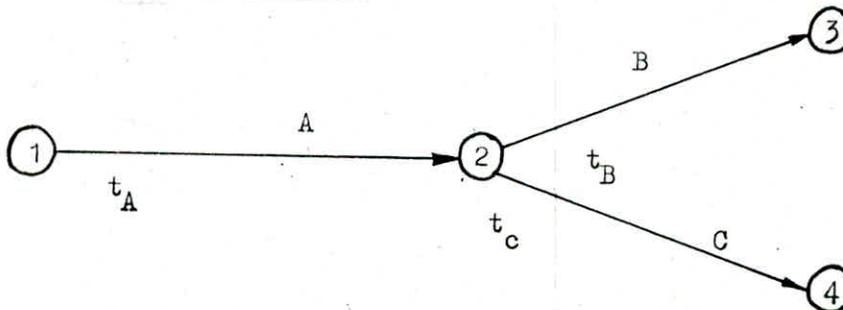
II - Règle de convergence



La tâche C suit les tâches A et B, elle ne peut débuter que si A et B sont achevées. C peut ne pas commencer immédiatement après que A et B soient achevées.

A et B peuvent ne pas terminer dans le même temps. En généralisant on dira qu'une tâche ne peut commencer que si toutes celles qui la précèdent sont achevées.

III - Règle de divergence



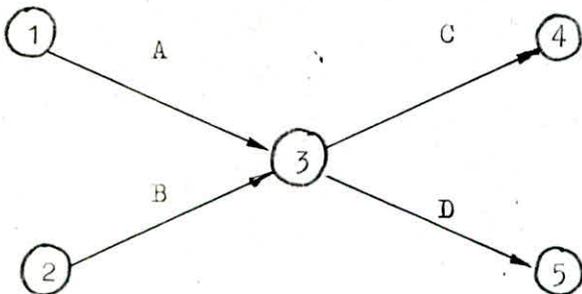
Les tâches B et C ne peuvent commencer que lorsque A est achevée. Il est bien évident que B et C doivent commencer après l'achèvement de A. B et C peuvent ne pas débuter en même temps.

IV. Tâche fictive (Relation logique)

Supposons que l'on ait un projet que l'on décompose en 4 tâches A, B, C et D, l'établissement des relations séquentielles entre ces 4 tâches

nous montre que:

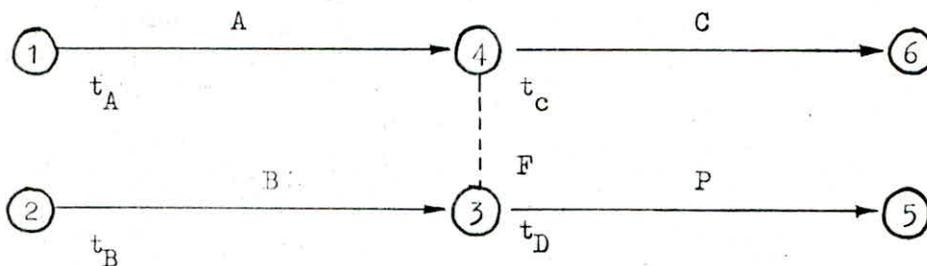
- * C ne peut commencer qu'après la réalisation de A et B
- * D ne peut commencer qu'après la réalisation de C.
- * Il n'y a aucune contrainte entre A et B et entre D et A.



Une telle représentation serait fautive car elle indique que la réalisation de D est liée à celle de A.

Il nous faudra introduire une activité fictive F (qui a pour définition une durée et un travail nuls) qui doit exprimer la liaison logique entre l'étape finale de B et l'étape initiale de C.

F est représenté en pointillés, elle exprime la liaison entre B et C. Les résultats auxquels nous avons abouti seront schématisés de la façon suivante à l'ordre du graphique réseau.



Estimations des durées

Pour évaluer la durée de réalisation d'un projet il est nécessaire de connaître celle de différentes activités qui le composent. En général la durée d'une activité est donnée par la relation universelle

$$T = \frac{Q}{N_p - W}$$

Cependant il y a des activités pour lesquelles on n'a pas de normes, ce sont des activités aléatoires, pour ces dernières on aura à déterminer:

- une durée optimiste D_o
- une durée pessimiste D_p
- une durée moyenne D_m

La durée probable de l'activité aléatoire sera alors donnée par la relation:

$$D = \frac{D_o + 4 D_m + D_p}{6}$$

Outre, la détermination des durées de réalisation des activités, le PERT permet l'évaluation des dates de réalisations de ces activités et par suite celle du projet. L'intérêt de cette méthode réside dans le fait que l'on peut obtenir 2 calendriers.

1. La date de réalisation ^{au} plus tôt des étapes ?

Pour une étape considérée, cette date correspond à la longueur du chemin le plus long séparant l'étape initiales de l'étapes considérée.

2. La date de réalisation au plus tard des étapes; cette date représente la différence entre la date limite et l'étape finale et la longueur du chemin le plus long séparant l'étape considérée de l'étape finale.

Pour la détermination des dates de réalisation au plus tôt, on suit l'ordre croissant allant de I à n^{ème} étape, contrairement à la démarche adoptée pour le même calcul des dates au plus tard.

CHEMIN CRITIQUE

La détermination des dates de réalisation au plus tôt et au plus tard d'un évènement nous permet de mettre en évidence la marge de temps dans laquelle la réalisation de l'évènement peut fluctuer sans influencer sur la durée totale du projet.

Les évènements pour lesquels les dates au plus tôt et ^{des} dates au plus tard sont égales sont appelées "évènements critiques". Les activités qui passent par les évènements critiques sont les activités critiques, les chemins qui lient ces activités critiques sont les chemins critiques. Sur les chemins critiques les marges de fluctuations sont nulles, tout retard dans l'accomplissement d'une des tâches critiques entraîne un retard sur l'échéance prévue du projet.

On signalera que pour un projet, il existe au minimum un chemin critique, la durée du projet est égale à la longueur d'un de ces chemins.

Détermination des durées et des marges par tableaux

Pour des projets d'une certaine importance, il n'est plus possible de procéder manuellement pour obtenir les résultats des calculs exécutés sur le graphique-réseau. La complexité des graphiques et la durée du travail qui en découle nous amène à adopter la méthode des tableaux qui ont l'avantage de pouvoir être exécutés de façon automatique, que cette méthode résoud les problèmes pour les chantiers de grande importance, mais qu'elle peut être utilisée pour des chantiers de faible importance, seulement ce recours à l'ordinateur ne se justifie qu'à partir d'un certain stade.

Cette méthode se base sur l'algorithme suivant:

$$T_{0j} = \text{Max} \sum_{i, j \in E} d_{ij} \quad T_D ; I = 0$$

$$T_n = T_{An} = T_n$$

$$T_{Ai} = T_n - \text{Max} \sum_{i, j \in E} d_{ij}$$

T_{0j} = date de réalisation au plus tôt de l'évènement j

T_{Ai} : date de réalisation au plus tard de l'évènement i

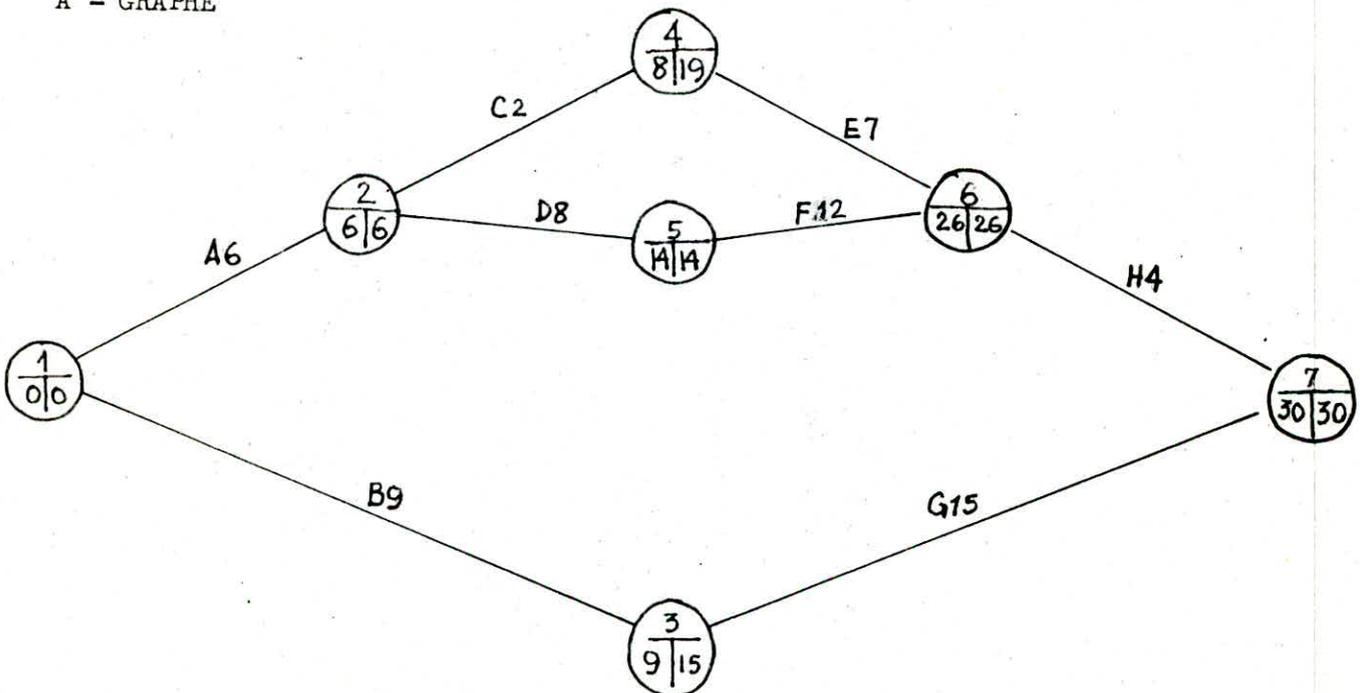
d_{ij} : durée de réalisation de l'activité ij

T_n : date de réalisation de l'évènement final n

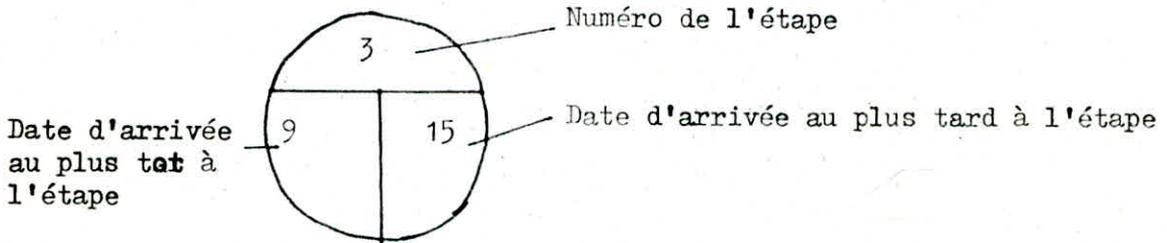
E : Ensemble des arcs entre l'évènement I et l'évènement J

F : Ensemble des arcs entre l'évènement j et l'évènement final n.

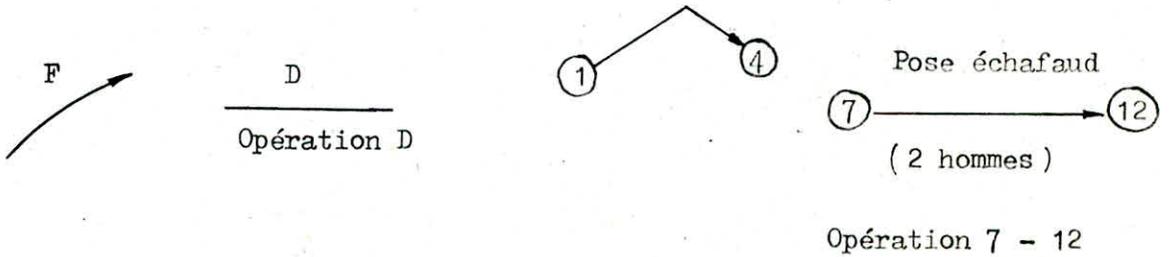
A - GRAPHE



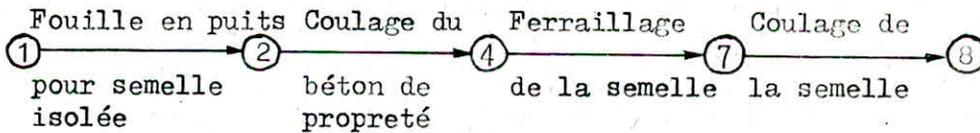
B - UNE ETAPE



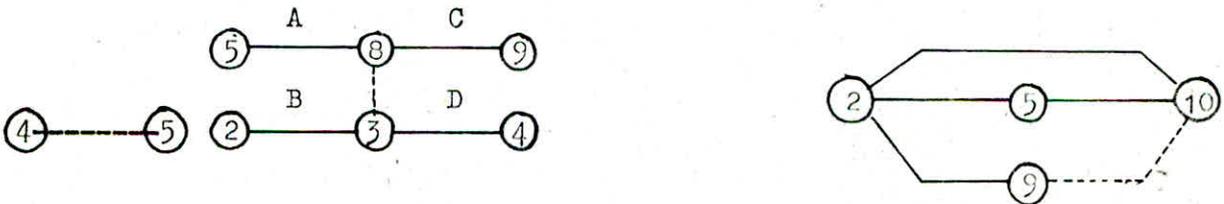
C - UNE OPERATION REELLE



D - SEQUENCE LOGIQUE



E - TACHE FICTIVE



F - CHEMIN CRITIQUE

* Terminologie du système PERT

Tâches	N°	ETAPE	TACHES ANTE- RIEURES	t _i (mois)	t _j (mois)	di j (mois)
Cités	I	1-2	-	8	15	7
Installation du chantier	II	1-3	-	14	14	0
Batardeau 1 ^{ère} phase	III	6-7	VI	4	4	0
Batardeau 2 ^{ème} phase	III'	30-31	XIX	4	4	0
Excavation de la rive droite	IV	2-3	I	11	14	3
Excavation du Mur gauche	V	13-14	X	3	3	0
Excavation de la rive gauche	VI	5-6	IV	8	8	0
La route d'accès	VII	3-4	II	7	7	0
Zone d'Emprunt d'argile	VIII	4-5	III	10	10	0
Conduite	IX			5	5	0
Correction en amont	X	21-22	XIII	5	5	0
Remblai de rive gauche	XI	28-29	XVIII	7	7	0
Mur droite cote 50	XII	10-11	IX	6	7	1
Ancres 1	XIII	9-10	VIII	3	3	0
Barrage d'évacuation (BEL ₁)	XIV	14-15	X	5	6	1
B.E. - L ₂	XV	10-12	IX	5	7	2
B.E. - L ₃	XVI	14-16	X	5	6	1
B.E. - L ₄	XVII	10-13	IX	5	5	0
B.E. - L ₅	XVIII	19-20	XI	4	4	0
B.E. - L ₆	XIX	14-17	X	5	7	2
Ancres 2	XX			2	4	2
Dissipateur d'énergie	XXI	24-25	XV	2	4	2
Ancres 3	XXII	22-23	XIV	9	9	0
Mur gauche	XXIII	20-21	XII	7	8	1
Injection de consolidation	XXIV	7-8	VI	2	11	9
Injection de la rive droite	XXV	14-18	X	16	16	0
Injection de la rive gauche	XXVI	24-26	XV	9	9	0

Taches	N°	ETAPE	TACHES ANTE- RIEURES	t _i (mois)	t _j (mois)	di j (mois)
Injection de l'évacuateur	XXVII	27-28	XVII	6	6	0
Diaphragme	XXVIII	28-30	XVIII	4	4	0
Montage	XXIX	8-9	VI	9	14	5
Conduite sur la partie de la route	XXX	22-24	XIV	4	4	0
Conduite sur la partie du barrage	XXXI	26-27	XVI	2	2	0
Equipement d'oscultation	XXXII	14-19	X	18	18	0

CONCLUSION SUR LA METHODE PERT

1. C'est un instrument de réflexion, d'analyse de l'ensemble des tâches complexes qui doivent contribuer à l'édification de l'ouvrage, un outil de préparation rationnelle et de coordination du chantier.

En effet, grâce à cette méthode on met en évidence:

- les tâches prioritaires, les travaux qui ne pourront supporter aucun retard;
- les possibilités de transfert des ressources
- les goulots d'étranglement ou "points chauds" à étudier tout particulièrement.

Les critères de décision de l'optimisation coûts - délais.

2. Elle permet de déceler, soit les équipements d'exécution en nombre insuffisant et qui risquent d'allonger les délais, soit les engins qui risquent d'être surchargés si des aléas surviennent, soit encore l'insuffisance ou l'excès des ressources en main d'oeuvre, en remodelant le graphe, on parvient à mieux équilibrer les charges.

3. Bâti avec des données plus ou moins douteuses pour l'estimation de temps, le diagramme initial peut se corriger assez rapidement selon les temps réels constatés en cours d'exécution, et également selon les aléas qui se présentent. C'est la grande originalité de ce système.

Elle s'adapte parfaitement aux particularités, aux disponibilités de l'entreprise concernée, qui au moment d'ouvrir un chantier peut se trouver devant des problèmes difficiles à résoudre tels que: Pénurie de main d'oeuvre qualifiée, surcroît de matériel disponible sur place, délai contractuel impératif et très serré, difficulté de louer du matériel de complément etc...

La mise en planning fléché de toutes ces contraintes fera apparaître des éléments qui rendront la direction à prendre des décisions.

5. Elle facilite la programmation des chantiers complexes et très étendus.

6. Enfin, la pratique du système PERT, oblige les cadres responsables à tous les échelons, à réviser certaines idées de routine, à repenser continuellement le problème d'organisation du chantier et du travail, à décider entre plusieurs solutions, à suivre attentivement le déroulement du projet, parce que la responsabilité de chacun est engagé de manière plus précise qu'avec le planning classique.

8. DESCRIPTION DES TECHNOLOGIES D'EXECUTION

La technologie d'exécution est le travail auquel il faut songer avant le lancement du chantier pour mener à bien les différents processus.

Le choix d'une telle ou telle technologie est fonction des moyens matériaux, matériel humain et enfin du délai d'exécution. Le procédé est choisi en se basant sur les technologies récentes d'où une documentation permanente exigée de l'Ingénieur.

8. PROCEDES GENERAUX DE LA CONSTRUCTION

a. Excavation à l'air libre

Pour les excavation de la régularisation amont du barrage, ainsi que pour celles au niveau du flanc gauche, on ne prévoit pas les mesures de protection particulières contre les crues, vu que ces excavations seront

exécutées pendant la saison de l'étiage et que l'excavation définitive sera au dessus de la côte 40.

Pour les excavations de la fondation au niveau de l'évacuateur on prévoit la réalisation d'un pré-batardeau qui protégera dans la zone des travaux pour un débit maximale de 2 600 m³/s. Il sera fondé partiellement sur la roche et c'est au niveau des alluvions qu'on réalisera un écran d'étanchéité en béton.

Les excavations classe "A" seront effectuées avec les bulldozers type KOMATSU D-155 sans ripper, le chargement et le transport des matériaux excavés seront exécutés avec les chargeuses types W-180 et dumpers type HD-200.

Le procédé d'excavation classe "B" est le même que celle de classe "A" mais on ajoute l'utilisation de ripper.

Les excavation classe "C" sont prévues par étage de 12 m, vu que les bermes seront de 12 m. Les forages seront exécutés avec les foreuses ATLAS - COPCO ROC 601 et ROC 301.

Pour les tirs on utilisera les explosifs plastiques et en poudre qui sont disponibles sur le marché algérien. Pour le chargement et le transport du matériel excavé on engagera le matériel suivant:

- Bulldozer D-155 ; D-355
- Chargeuse W-180 ; W - 260
- Dumper HD-200 ; HD -325.

b. ZONE D'EMPRUNT POUR LES AGREGATS A BETON

La zone d'emprunt pour les agrégats à béton est située en aval du pont sur la route nationale. Pour la production de béton, on utilisera le tout venant provenant de cette zone, qui subira un traitement approprié. On estime que cette zone dispose d'assez grande quantité d'agrégats pour le béton et pour les filtrex.

L'extraction des agrégats sera exécutée avec les excavateurs aux godets de capacité de $2,5 \text{ m}^3$ et le transport avec des dumpers HD-200 jusqu'à la station de concassage.

C. PREPARATION DES AGREGATS

L'installation destinée pour la production des agrégats est située en aval du pont existant sur la route nationale et sur la rive gauche.

Elle comprend le concasseur primaire pour le broyage des agrégats de dimensions dépassant 75 mm.

Un broyeur à barres qui assurera la production des fractions plus fines. La station de concassage de capacité de $80 \text{ m}^3/\text{h}$ produira un agrégat en 5 fractions à savoir: 0-2; 2-8; 8-20; 20-40; 40-75 mm.

. Production de béton

C'est une centrale à béton située sur la rive droite en aval du barrage qui produira le béton d'une capacité de $50 \text{ m}^3/\text{h}$. A côté de la centrale il y a deux silos à ciments de capacité de $2 \times 350 \text{ t}$. Vu la demande d'utilisation du ciment résistant au sulfate qui sera importé; le ciment en sacs de plastique sera rechargé dans les silos à l'aide d'une installation particulière.

L'alimentation de la centrale en eau industrielle sera assurée par un réservoir et un poste de transformation alimentera la centrale en énergie électrique et sera situé à proximité de la centrale. Le transport de béton à partir de la centrale à béton jusqu'au point d'implantation sera réalisé avec l'auto-malaxeur et la pose avec la grue-tour et pompe à béton. Ces capacité qui seront installées permettront une pose mensuelle maximale de béton de $18\ 000 \text{ m}^3$ qui satisfera le planning tel qu'il est prévu.

e. MISE EN PLACE DU BETON

Les surfaces et les altitudes des blocs particuliers à bétonner seront fixés suivant le plan principal d'exécution des travaux.

Le béton et le mortier sont fournis à partir des bétonnières situées sur chantier dans une situation qui répond au mieux à une bonne organisation de distribution à tous les soins de chantier.

Le choix des bétonnières de la centrale est fait en fonction de l'importance du chantier et du délai d'exécution. En effet,, par chantier important et pour un délai court il faut avoir une grande centrale à béton.

Le calcul de la centrale est fonction de la production journalière du béton utilisé sur le chantier , calcul qui a été fait pendant l'étude du projet.

Le bétonnage s'effectue selon une méthode précise qui permet d'obtenir le maximum de sécurité. Chaque élément doit contribuer à renforcer la résistance de l'ensemble.

Avant de bétonner, il faut vérifier la propreté du coffrage dans lequel des chutes de copeaux demeurent parfois et peuvent s'incorporer ensuite dans la masse du béton.

Il y a lieu d'arroser convenable le coffrage afin de provoquer la dilatation du bois; d'éviter l'adhérence du béton et par conséquent de faciliter le décoffrage, le béton pourra conserver son eau de gâchage qui lui est nécessaire pour faire prise. Il faut^s assurer de la position des aciers qui doivent correspondre aux plans.

Pour obtenir la résistance excompté du béton, il faut exécuter un béton damage (ou pilonnage) d'où une bonne compacité pour cela on diminue le plus possible d'eau de gâchage.

Le transport du béton se fera ^{par} ~~drumpers~~ dans notre cas.

Il est à noter que dans la partie même qui sera bétonnée la mise en place de béton sera exécutée par couches de 30-50cm, en vue d'assurer la pose de la couche suivante avant la prise de la couche précédente.

f. PRODUCTION DU BETON PROJETE

La production du mélange pour le béton projeté sera réalisée dans la même centrale à béton mais cette fois-ci à sec. C'est à dire sans eau. Le transport sera fait par des autres malaxeurs. Pour le procédé, même de la pose on utilisera la pompe à grinite.

g. FERRAILLAGE

Le ferrailage des barres doit être rapide, le découpage, l'exécution des crochets, les enclaves des barres doivent être conformes au projet.

Pour le montage, il faut avoir un bon ajustage des barres dans le coffrage.

Il est à remarquer qu'on ne considérera pas de ferrailage comme nécessaires des procédés de ferrailage particuliers.

h. LE COFFRAGE

L'aspect du béton sera l'image imprimée de celle de son moule et des défauts éventuels de celle-ci. La nature des coffrages reproduit des motifs architecturaux apporte ou non une influence très marquée sur l'aptitude des salissures et ce suivant le cas d'une rugosité plus ou moins accentuée.

Le coffrage est d'une grande importance sur le plan résistance et économie.

Il est chargé de donner aux pièces coffrées leur dimension exactes calculées au projet.

Dans notre cas, le coffrage sera réalisé en contre plaque combiné d'épaisseur de 18 - 20 mm.

Le coffrage consomme environ 20% du prix de la construction. Il est donc nécessaire de rentabiliser autant que possible.

i. APPROVISIONNEMENT EN MATERIAUX POUR LES FILTRES ET LE DRAINAGE

Les matériaux de drainage et des filtres seront pris des mêmes zones d'emprunt comme pour les matériaux des travaux de bétonnage.

Le criblage et le lavage seront réalisés par la même station de concassage prévue pour la production des agrégats à béton.

j. APPROVISIONNEMENT EN MATERIAUX DE PROTECTION

En principe pour la protection du talus en amont du barrage on utilisera la roche escavée au flanc droit du barrage. Si la qualité de ce matériau n'est pas bonne, on utilisera le matériau pierreux de la carrière située en amont de Beni Amrane à 10 Km environ.

i. Extraction et remblayage

Pour le remblayage en enrochement du partie non déversante du barrage, on prévoit d'utiliser le matériau excavé au niveau du flanc droit étant déposé en aval du pont sur l'oued Isser.

Dans la phase de remblage pour le chargement, le transport et la mise en place, on utilisera le matériel exposé sur la liste en annexe.

Le transport de matériau à partir du dépôt jusqu'à la place de la mise en place sera fait par l'accès sur la rive gauche.

j. Mise en place de l'équipement électro et hydromécanique

Tout équipement electro-mécanique pour le barrage et la station de pompage sera posé à l'aide de matériel et de la main d'oeuvre présentés en annexes.

MAITRISE DES EAUX

- CONFECTION DU BATARDEAU

Il est indispensable de confectionner un batardeau (Phase I)

afin qu'on puisse réaliser l'excavation au dessous de la côte 40 sur la rive droite du barrage de Beni Amrane.

La réalisation de ce batardeau se déroulera par étapes.

La première étape consiste à la construction de mur de protection en amont, en aval et de la partie latérale afin qu'on puisse arrêter l'infiltration de l'eau jusqu'à la côte 44,00, puis en amont et à la partie latérale, un rideau d'injection (écran) serait confectionné, tandis qu'en aval sera aménagé un noyau d'argile contre infiltration des eaux d'oued d'Isser.

A la partie en amont ainsi qu'en aval on va faire deux puits pour l'accumulation des eaux superficielles et de l'oued d'Isser qui pourra entrer éventuellement dans la fosse.

Avec les pompes qui seront placées dans les puits ces eaux devraient être jetées dans l'oued. De cette manière il serait maintenu pour pouvoir exécuter l'excavation à la côte projetée, cela implique qu'il faut laisser une couche de protection de 20 à 30 cm laquelle sera excavée ultérieurement avant le commencement du bétonnage.

11. EXPLOITATION DES ZONES D'EMPRUNT

On va commencer d'exploiter la zone d'emprunt de la côte en aval vers la côte en amont de l'oued Isser, toute la zone sera partagée par lamelles et largeur de 50 m.

On va décaper la couche superficielle d'une épaisseur de 0,50m. c'est à dire jusqu'à la couche convenable pour l'exploitation.

Après on excave sur le tronçon de l'oued ayant une largeur au fond de 10 m au minimum, l'avancement des travaux se déroulera à gauche et à droite.

Quand on passe à l'exploitation de la lamelle suivante, on répète toute la procédure de sorte qu'on enlève et pousse la couche superficielle et de

végétaux par les bulldozers dans la lamelle déjà exploitée.

Zone d'emprunt de granulats pour la construction du barrage et station de pompage de Béni-Amrane.

11.1. Quantités nécessaires des granulats

a. Pour le béton:

- du barrage : 220 000 m³
- Station de pompage : 10 000 m³

Total 230 000

soit en total 230 000 X 1,30 = 299.000 m³

b. Pour les filtres:

Filtre A : 26 400 m³
B : 15 300 m³
C : 1 700 m³
D : 19 000 m³

Total 62 400 m³ X 1,1 = 68 640 m³

c. Remblai et divers 15 000 m³ x 1,1 = 16 500 m³

Total (a + b + c) = 384 140 m³

Accepté au minimum : 400 000 m³

Il est indispensable d'assurer une zone de tout venant (T.V) d'une capacité dépassant 400 000 m³. C'est dans ce contexte que par expérience ces quantités seront majorées de 20 % au minimum soit au total: 480 000 de TV.

11.2. ZONE D'EMPRUNT DE T.V. (agrégats)

Quantités totales de la zone d'emprunt: 644 000 m³
Quantités de couche végétale : 82 000 m³
Reste : 562 000 m³

Réduction concernant les localités
inutilisables : -162 000 m³

Reste à utiliser 393 000 m³

11.3. MATERIEL SERVANT DE L'EXPLOITATION DES GRANULATS

Les besoins mensuels maximums en granulats de la zone d'emprunts pour la fabrication du béton et des filtres font 25 000 m³ à 30 000 m³

Les besoins journaliers si l'on travaille 25 jours par mois font 10 000 m³ à 12 000 m³.

Afin de pouvoir réaliser les dites quantités on va engager le matériel suivant:

- Un bulldozer "CATERPILAR" D7 d'une capacité de 100 - 120 m³/h
- Une chargeuse caterpillar 966 d'une capacité de 100 à 120 m³/h
- 2 Dumpers "COLOMS" 425 B de 22,5t soit (2X50 = 100 m³/h).

On va travailler en 2 équipes, ce qui va permettre de réaliser (si l'on travaille effectivement 6 à 7 h par équipe / des effets utiles suivants:

$$100 \text{ m}^3/\text{h} \times 6 \text{ h} \times 2 \text{ équipes} = 1200 \text{ m}^3 / \text{jour.}$$

Le matériel ci dessus mentionné satisfait entièrement les quantités nécessaires en granulats.

12. STATION DE CONCASSAGE

La production de l'agrégat granuleux est prévue d'utiliser l'emprunt naturel de gravier de l'oued Isser. Les besoins de la quantité

de l'agrégats granuleux sont les suivant:

Pour le béton : 314 000 m³

Pour les filtres: 70 000 m³

Total 384 000 m³

De ces quantités mentionnées, il faut produire les fractions d'agrégats pour la production du béton ainsi que des filtres.

Ouverture du tamis	Fraction	Quantité (m ³)	% de la participation
2 X 2	0-2	126 950	23
8 X 8	2-8	70 050	20
20 X 20	8-20	65 450	17
40 X 40	20-40	71 550	19
75 X 75	40-75	44 000	11
Total		384 000	100

Il faut produire ces quantités un délai de 18 mois au moins.

$$\text{Quantité moyenne : } \frac{384\ 000}{18} = 21\ 300\ \text{m}^3 / \text{mois}$$

Dans le but d'assurer la continuité de fonctionnement , on envisage la possibilité de stocker l'agrégat produit afin de créer des réserves plus grandes.

A la base de ces exigences on a fait le projet de la station de concassage ayant une capacité pratique de 100 m³/h; en accord avec la capacité de la fabrique de béton c'est à dire de 75/100 m³/h.

13. FORAGE ET INJECTION

Pour la confection de rideau d'injection il faudrait faire des forages sur le mur du bord d'une distance de 5-10m et d'une profondeur de 15 m et de diamètre de 60 - 75 mm.

Dans la 1ère phase, le forage et l'injection seront fait à 10 m mais si les résultats ne sont pas satisfaisants il est prévu d'effectuer l'injection des autres forages. L'injection sera effectuée à deux longueurs d'étage de 7 m. Ce qui signifie que les derniers mètres ne seront pas injectés: La pression finale pendant l'injection fait 5 barres si les dépenses sont estimées plus grandes sera diminuée à 2 barres.

L'injection sera exécutée par le procédé de bas en haut.

Matériel pour l'exécution d'injection de consolidation

1. Une soudeuse pour le forage rotatif GEO . 300
 - Electro moteur à puissance de 18 KW
 - Puissance de tirer par treuille 20 KN
 - Nombre de rotation du puseau : 102-0,60 tr/min.
 - Diamètre du forage : 146 mm
 - Profondeur maximale de forage : 300 m
 - Ongle de forage : 75 - 90°

2. Soudeuse hydraulique pour forage rotatif
 - Type SIG - JUMBO BER 1 - 122.
 - Electro moteur hydraulique pour le forage: 55 KW

 - Rinçage à l'eau : 34 l/min.
 - Profondeur de forage : 300 m
 - Diamètre de forage 78 - 102 mm

3. Compresseur sur le socle d'acier

4. Malaxeur de coulis d'injection primaire
5. Malaxeur de coulis d'injection secondaire
6. La pompe d'injection type IG - 100
7. Pompe centrifuge
8. Mono - pompe
9. Pompe pour la boue.

L'unité de travail : "ISSEK" dispose des engins fondamentaux.

- 10 bulldozers
- 9 chargeuses
- 26 Dumpers

dont: 18 KOCKUM K 425 de 25 t
8 VOLVO 442 de 35 t

On prévoit 5 KOCKUM - K 425 pour le transport de béton et 2 KOCKUM de même type pour le courassage et pour la centrale à béton.

En ce qui concerne le remblayage des 610 000 m³ dans 6 mois soit 101 000 m³/mois, on prévoit:

- 12 KOLKUMS K 425 de 25 t avec sûreté 11 m³/rotation
- 7 volvo 442 de 35 t avec sûreté 16 m³/rotation

Sur cette localité, les dumpers ont fait environ 25 - 35 rotations /équipe pendant 8 heures, lors de l'excavation de l'évacuateur. C'est avec certitude qu'on peut prendre 20 rotations par équipe.

Pour un travail à l'équipes:

12 X 11 X 40	5280 m ³ /jour
7 X 16 X 40	4480 m ³ /jour
	<hr/>
	9760 m ³ /jour

Par mois (30 jours) on a 292 800 m³/mois. En tenant compte du coefficient K d'aptitude du matériel K = 60% le volume excavé durant le mois est de 292 800 X 0,60 = 175 680 m³/ mois.

Pour le plan, on prévoit en exploitation:

10 dumpers K 425 avec $11 \text{ m}^3/\text{rotation}$

7 dumpers K 442 avec $16 \text{ m}^3/\text{rotation}$

Le travail se déroule en équipe, 8 heures chacun en raison de 40 rotations/jour.

$$10 \times 11 \times 40 = 4\,400 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$7 \times 16 \times 40 = 4\,480 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Total} \quad \underline{\quad\quad\quad} \quad 8\,880 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{soit } 30 \times 8880 = 266400 \text{ m}^3/\text{mois}$$

La quantité maximum : $266\,400 \times 0,6 = 159\,840 \text{ m}^3/\text{mois}$

Irrégularité K = 1,50 (d'après l'expérience)

En terme moyen par mois

$$Q = \frac{159\,840}{1,5} = 106\,560 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Ce qui dépasse la quantité nécessaire de $101\,000 \text{ m}^3$

14. ESTIMATION DU MATERIEL ET DU PERSONNEL

a. Liste du matériel

La liste du matériel est présentée en annexe à part, pour les besoins du barrage et de la station de pompage, vu ces deux ouvrages liés au point de vue technologique, ce matériel sera engagé pour les deux ouvrages.

Les frais de l'engagement du dit matériel pour les deux ouvrages en cas où ils seront réalisés par la même entreprise seront à la charge du barrage de 85 et de la station de pompage de 15%.

b. Personnel

La liste du personnel qui sera engagé à la réalisation est présentée en annexe. Les équipes qui seront engagées à la production des agrégats, transports et la mise en place de béton, la confécution et le montage des coffrages et des armatures seront les mêmes pour le barrage et la pour la station

de pompage. La relation des frais d'engagements du personnel est de 85% pour le barrage et 15% pour la station de pompage:

c. Divers

Il est à noter que lors de la mise en exploitation provisoire de la station de pompage, l'entreprise n'a calculé que les frais de l'engagement du personnel, considérant que les frais d'énergie électrique et autres frais sont à la charge de l'Administration.

ORGANIGRAMME DU PERSONNEL

A. PERSONNEL - YOUGOSLAVE

I. Direction de chantier

1. Directeur des travaux	1
2. Directeur technique	1
3. Ingénieur élaborateur et étude	1
4. Technicien élaborateur et étude	2
5. Chef du matériel	1
6. Ingénieur principal mécanique	1
7. Chef du service électrogène	1
8. Ingénieur topographe	1
9. Topographe	1
10. Chef de l'administration	1
11. Médecin	1
12. Interprète	1
13. Chef d'hébergement	1
14. Chef de Cuisine	2
15. Adjoint financier	1
16. Commissionnaire	1
17. Chef comptable	2
18. Chef caissier	1
19. Chef magasinier	1
20. Transitaire	2

Total 24

II . Entretien et réparation des engins

1. Chef d'atelier mécanique	1
2. Contre maître d'atelier	2
3. Contremaitre de la station de service	2
4. Mécanicien	6
5. Serrurier	12
6. Soudeur	2
7. Tôlier	1
8. Electricien auto	2
9. Tourneur	2
10. Electricien	4
11. Conducteur de grue	2
12. Autres	15

Total 51

N.B. C'est le même personnel d'entretien et de réparation des engins qui sera engagé pour le Barrage et pour la station de pompage.

III. Travaux préliminaires

1. Chef des travaux	1
2. Contremaître	2
3. Maçon	3
4. Coffreur	5
5. Ferrailleur	5

Total 16

N.B.: C'est le même personnel qui sera engagé pour les travaux préliminaires au niveau du Barrage et de la station de pompage de Beni Amrane.

IV. Travaux de Terrassement

1. Chef des travaux	1
2. Chef de poste	2
3. Contremaître	4
4. Contremaître mécanicien	2
5. Conducteur d'engin	12
6. Conducteur de wagon-drill Roc 601 et 301	12

Total 43

V. Travaux de bétonnage

1. Chef de travaux	1
2. Chef de poste	3
3. Coffreurs	12
4. Ferrailleur	6
5. Opérateur à la pompe à béton	3
6. Contremaître bétonneur	6
7. Autres	12

Total 43

VI. Exploitation de la zone d'emprunt et fabrication des agrégats

1. Chef des travaux	1
2. Contremaître	3
3. Opérateur de concasseur	6
4. Conducteur	4

Total 13

VII. Montage d'équipement

1. Chef des travaux	1
2. Ingénieur principal	1
3. Chef de poste	2
4. Contremaître mécanicien	2
5. Noteur	15
6. Soudeur	10
7. Electricien	5
8. Autres	4

Total: 40

VIII. Personnel algérien

1. Chef de personnel	1
2. Cuisinier qualifié	2
3. Aide-cuisinier	2
4. Gardien	4
5. Chef d'équipe	2
6. Maçon	10
7. Coffreur	10
8. Ferraillieur	12
9. Serrurier	6
10. Electricien	4
11. Autres	10
12. Main d'oeuvre ordinaire	30

Total 93



GOK - HIDROTEHNIKA -
RO - HIDROENERGETIKA -
RJ - STRUČNE SLUŽBE
TEHNIČKI SEKTOR

ORJEKAT

LIST

LISTE DE MATERIEL

N°	DESIGNATION	MARQUE ET CARACT	LISTE DE MATERIEL		
			NOMBRE D'ENGIN	AGE D'ENSI	DUREE MOYEN THEORIQUE
1.	BULLDOZERS AVEC RIPPER	KOMATSU D-355 410 CH	2	NEUVE	14 000 ^h
2.	BULLDOZERS SANS RIPPER	KOMATSU D-355 410 CH	2	—	14 000 ^h
3.	BULLDOZERS AVEC RIPPER	KOMATSU D-155 320 CH	3	—	14 000 ^h
4.	BULLDOZERS SANS RIPPER	KOMATSU D-85 220 CH	2	—	14 000 ^h
5.	BULLDOZERS	14. OKTOBAR TG-110 110 CH	1	—	10.000 ^h
6.	NIVELEUSE	KOMATSU GD-605 145 CH	1	—	12.000 ^h
7.	CHARGEUSE	KOMATSU W-260 4.6 m ³	3	—	12.000 ^h
8.	CHARGEUSE	KOMATSU W-180 3.3 m ³	3	—	12.000 ^h
9.	CHARGEUSE	14. OKTOBAR JLT 160 2.3 m ³	2	—	10.000
10.	EXCAVATEUR	KOMATSU PC-200 0.75 m ³	1	—	12.000 ^h



GGK - HIDROTEHNIKA -
RO - HIDROENERGETIKA -
RJ. STRUCNE SLUZBE
TEHNIČKI SEKTOR

N°	DESIGNATION	MARQUE ET CARACT	LIST DE MATERIEL			LIEU
			NOMBRE D'ENGIN	AGE D'ENGIN	DUREE MOYEN THEORIQUE	
11.	DUMPER	KOMATSU HD - 325 32t	12 ✓	NEUVE	8.000 ^h	JAPON
12.	DUMPER	KOMATSU HD - 200 20t	8 /	— " —	8.000 ^h	— " —
13.	AUTO - CITERNE A L'EAU	FAP 1314 8t PH	2	— " —	8.000 ^h	YUGOSLAVIE
14.	AUTO - GRUE	15t PH	1	— " —	14.000 ^h	ALEMAGNE
15.	AUTO - GRUE	25t PH	1	— " —	14.000 ^h	— " —
16.	AUTO - CITERNE, POUR GAZOIL	FAP 1314 8t	2	— " —	8.000 ^h	YUGOSLAVIE
17.	FOREUSE	ATLAS-CORCO ROC - 601 16m ³ /min	3	— " —	10.000 ^h	SUEDE
18.	FOREUSE	ATLAS-CORCO ROC - 301 16m ³ /min	5	— " —	10.000 ^h	— " —
19.	MARTEAU -PERFORATEU	VK - 20 RAVNE 2.5m ³ /min	10	— " —	2.000 ^h	YUGOSLAVIE
20.	MARTEAU -PIQUEUR	RLK - 10 RAVNE	10	— " —	2.000 ^h	— " —

OBJEKAT

LIGT

ODK. "HIDROTEHNIKA"
 NO. "HIDROENERGETIKA"
 ZA STRUCNE SLUŽBE
 TEHNIČKI SEKTOR

N°	DESIGNATION	MARQUE ET CARACT	LIST DE MATERIEL			LIEU
			NOMBRE D'ENGIN	AGE D'ENGIN	DUREE MOYEN THEORIQUE	
21.	COMPRESSEUR DIESEL MOBIL	FAGRAM CX - 350 21m ³ /min	4	NEUVE	12.000 ^h	YUGOSLAVIE
22.	COMPRESSEUR ELECTRIQUE FIXE	FAGRAM TV - 4 16m ³ /min	8	— —	14.000 ^h	— —
23.	GROUPE ELECTROGENE DIESEL	INTERCHALIE 250 KVA 40 KVA	4	— —	12.000 ^h	ALEMAGNE
24.	ROULEAU VIBRANT AUTO - MOBIL	DYNAPAC CA - 25 125 CH	1	— —	12.000 ^h	SUEDE
25.	ROULEAU VIBRANT AUTO - MOBIL	DYNAPAC CA 51 175 CH	1	— —	12.000 ^h	— —
26.	ROULEAU VIBRANT A'PIEDS DE MOUTON	DYNAPAC CA - 25 PD 125 CH	1	— —	12.000 ^h	— —
27.	DAME VIBRANTE	DYNAPAC LG - 60 9 CH	1	— —	2.000 ^h	— —
28.	DAME VIBRANTE	DYNAPAC LC - 70 3 CH	3	— —	2.000 ^h	SUEDE
29.	STATION DE CONCASSAGE	SLOV. CESTE 80m ³ /h	1	— —	10.000 ^h	YUGOSLAVIE
30.	STATION A'BETON	PROGRES 50m ³ /h	1	— —	10.000 ^h	— —

OBJEKAT

LIST



ODK - HIDROTEHNIKA -
RO - HIDROENERGETIKA -
AJ - STRUCNE SLUZBE
TEHNIKI SEKTOR

N°	DESIGNATION	MARQUE ET CARACT	LISTE DE MATERIEL			LIEU
			NOMBRE D'ENGIN	AGE D'ENGIN	DUREE MOYEN THEORIQUE	
31.	GRUE A TOUR	POTAIN K-3 / 59 B 75 KVA	1	NEUVE	14 000 ^h	ALEMAGNE
32.	POMPE ABETON	FAGRAM PGV-69-25 50 m ³ /h	2	— —	8.000 ^h	YOU GOSLAVIE
33.	PERVIERATEURS	TEHNIKA LAV-55	4	— —	2.000 ^h	— —
34.	PERVIBRATEURS	TEHNIKA LAV-90	6	— —	2.000 ^h	— —
35.	POMPE A L'EAU	JASTREBAC CVN 5-2 1200 l/m	2	— —	8.000 ^h	— —
36.	POMPE A L'EAU	JASTREBAC CVN 7-1 4800 l/m	2	— —	8.000 ^h	— —
37.	POMPE A L'EAU	JASTREBAC CVN 4-3 750 l/m	2	— —	8.000 ^h	— —
38.	POMPE A L'EAU	WEDA L-202 1200 l/min	4	— —	8.000 ^h	SUEDE
39.	POMPE A L'EAU	WEDA L-504 2400 l/min	2	— —	8.000 ^h	— —
40.	POMPE A L'EAU	WEDA L-702 3200 l/min	2	— —	8.000 ^h	— —

OBJEKAT

LIST



ODK - HIDROTEHNIKA -
 NO - HIDROENERGETIKA -
 RI - STRUCNE SLUZHBE
 TEHNIKI SEKTOR

N°	DESIGNATION	MARQUE ET CARACT	LISTE DE MATERIEL			LIEU
			NOMBRE D'ENGIN	AGE D'ENGIN	DUREE MOYEN THEORIQUE	
41.	CAMION	'FAP' 2526 16L	1	NEUVE	14.000 ^h	YOUgoslavIE
42.	CAMION	'FAP' 1616 9t	2	— " —	14.000 ^h	— " —
43.	TRACTEUR	1MT 550 60 CH	2	— " —	10.000 ^h	— " —
44.	REMRQUE POUR TRACTEUR	'1MT' 5L	2	— " —	10.000 ^h	— " —
45.	REMRQUEUR	'FAP' 2526 260CH	1	— " —	14.000 ^h	— " —
46.	PORTE - CHARDS	'GO ŠA' TM - 60/03 50 t	1	— " —	14.000 ^h	— " —
47.	REMRQUE - SILOBUS A CIMENT	'FAP' 2626 28 t	1	— " —	14.000 ^h	— " —
48.	AUTO-MALAXEURS	'FAP' 2226 6m ³	6	— " —	10000 ^h	— " —
49.	SILOS A CIMENT	HIDROTEHNIKA 350 t	2	— " —	14.000 ^h	— " —
50.	POMPE DIESEL L'EAU	JASTREBAC	1	— " —	8.000 ^h	— " —

OBJEKT

LIBR



ODK. - HIDROTEHNIKA -
NO. - HIDROENERGETIKA -
RJ. STRUCNE SLUZBE
TEHNIICKI SEKTOR

OBJEKAT

LIBT.

N°	DESIGNATION	MARQUE ET CARACT	LISTE DE MATERIEL			LIEU
			NOMBRE D'ENGIN	AGE D'EN IN	DUREE MOYEN THEORIQUE	
51.	CAMION	ZASTAVA 5.24 85 CH	3	NEUVE	15 000 ^h	YUGOSLAVIE
52.	AUTOCAR-23 PLACES	'FAP' 100 CH	1	—	15 000 ^h	—
53.	AUTOCART-44 PLACES	SANOS' 190 CH	4	—	15 000 ^h	—
54.	MINI - BUS 7+1 PLACES	'TAM' 35 CH	3	—	15 000 ^h	—
55.	VEHICULE PARTICULIER	ZASTAVA' GTL-55 55 CH	8	—	16 000 ^h	—
56.	AMBULANCE	ZASTAVA' 60CH	1	—	16 000 ^h	—
57.	EQUIPEMENT DE L'ATELIER MECHANIQUE	—	1	—	—	—
58.	EQUIPEMENT DU SERVICE	—	1	—	—	—
59.	EQUIPEMENT DE POSTE DES CARBURANTS	—	1	—	—	ALGERIE
60.	POSTE DE TRANSFORMATION	'MINEL' 250 KVA	3	—	20 000 ^h	YUGOSLAVIE

REMARQUE IMPORTANT

La question du matériel se pose actuellement avec acuité pour toutes les entreprises des travaux publics et de bâtiments.

Le choix (quand cela est possible) du matériel doit se baser sur des critères d'économie et de rentabilité donc sur une étude rationnelle des besoins effectifs.

Le problème de la pièce détachée qui risque de paralyser comme cela s'est produit dans plusieurs entreprises, un engin vital, peut être source de retard et de perturbations de la bonne marche du chantier, doit être solutionné d'une façon radicale et immédiate, d'où il est nécessaire d'avoir un atelier de mécanique sur le chantier.

C O N C L U S I O N

L'organisation des travaux est une phase très importante dans la réalisation d'un projet dans ce sens qu'une étude organisationnelle fondée sur une méthode approuvée , nous permet de trouver des solutions optimales technico-économiques. Elle permet également d'éviter l'improvisation et nous permet de gagner le temps, l'argent et nous préserver contre la fatigue.

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

- . N. PADOUNN : Le module interannuel et bilan hydrologique de l'Algérie septentrionale.
- . CH. MALLET: Les barrages en terre.
- . E. BELOKONEV : Les barrages en matériaux locaux.
- . MAURICE GRISONI et JACQUES DECROUX : Cours d'hydrologie superficielle.
- . H. PRESS : Les barrages de vallée
- . MAURICE BOUVARD : Les barrages mobiles et ouvrages de dérivation.
- . J. COSTET et G. SANGLERAT: Cours pratique de mécanique des sols
(Calcul des ouvrages)
- . K. BODY - ETUDE générale pluviométrique de l'Algérie (à I.N.R.H.).
- . Thèse de fin d'étude (années : 84 / 85 ; 85 / 86).
- . La Houille blanche, années : 1970 , 1971.
- . M. Carlier: Hydraulique générale et appliquée