

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«0»

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«0»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«0»

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ETUDE de Faisabilité d'une Retenue
Collinaire sur l'Oued Bougni
(W. TIZI OUZOU)**

Proposé par :

D.H.W.T.

Etudié par :

ROUCHOU Ali

Dirigé par :

Mr ABDERRAHIM DJAMEL

PROMOTION : JANVIER 1986

«0»

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

«0»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«0»

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*ETUDE de Faisabilité d'une Retenue
Collinaire sur l'Oued Bougni
(W. TIZI OUZOU)*

Proposé par :
D.H.W.T.

Etudié par :
ROUCHOU Aii

Dirigé par :
Mr ABDERRAHIM DJAMEL

PROMOTION : JANVIER 1986

DEDICACES :

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

- A la mémoire de ma chère regrettée mère
- A tous mes parents
- A tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin à ma formation.

ROUCHOU Ali

REMERCIEMENTS :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer nos remerciements en vers tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce projet et particulièrement à notre promoteur Mr. ABDERRAHIM, pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse.

Mr. MOULOUDI Y., pour son aide à l'élaboration de ce projet.
Le corps enseignant de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, pour l'ensemble de notre formation.

M TOUAT Ingénieur en hydrologie à l'I.N.R.H.

Nous ne saurions terminer ~~sans~~ exprimer notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

TABLE DES MATIERES :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PAGES :

INTRODUCTION	1
CHOIX DU SITE	
1. Facteur topographique	2
2. Facteur géologique et géotechnique	2
3. Facteur hydrologique	3
4. Facteur économique	4
CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE	
I. Etude du bassin versant	7
1. Les caractéristiques hydromorphométriques	7
1.1. Les caractéristiques géométriques	7
1.2. L'indice de compacité de GRAVELUS	7
1.3. Le relief	10
1.4. Le rectangle équivalent	12
1.5. La pente moyenne de ROCHE	13
2. Les caractéristiques hydrographiques	15
2.1. Classification	15
2.2. Facteurs physiographiques du bassin	15
a.- densité de drainage	15
b.- fréquences des thalwegs élémentaires	15
c.- coefficient de torrentialité	15
3. Caractéristiques géologiques	18
4. Le couvert végétal	18
II. Pluviométrie	20
1. Les précipitations moyennes inter-annuelles	20
2. Les précipitations moyennes inter-annuelles sur le bassin versant	27

3. Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie
 4. Pluviométrie maximale journalière

III. Apports 34

 1. Apport moyen inter-annuel 34

 2. Apport de fréquence donnée 34

 3. Hydrogramme de crue 35

 3.1. Crue centennale 35

 3.2. Crue millénale 35

 3.3. Tracé de l'hydrogramme 36

 4. Apports solides envasement 37

IV. Evaporation 40

V. Régularisation 42

VI. Laminage des crues 47

CHAPITRE II. ETUDE GEOTECHNIQUE ; 52

I. Etude des fondations 53

 1. Essais physiques 53

 2. Essais de cisaillement rectiligne 53

 3. Stabilité des fondations 55

II. Etude des matériaux destinés à la construction de la digue 56

 1°) Identification des terres 56

 2°) Caractéristiques physiques et mécaniques des terres 58

 3°) Conclusion 58

CHAPITRE III. ETUDE DE LA DIGUE

I. Les dimensions de la digue 60



1. Hauteur de la digue	60
2. Largeur en crête du barrage	61
3. Pente des talus de la digue	61
4. Protection des talus	62
II. Détermination de la ligne de saturation	64
1. Protection contre les infiltrations	64
2. Ligne de saturation	65
III. Etude de la stabilité des talus	66
CHAPITRE IV. LES OUVRAGES ANNEXES	
I. L'évacuateur de crue	83
1. Choix du type d'évacuateur	83
2. Le déversoir	83
2.1. La stabilité du déversoir	83
2.2. Calcul hydraulique	87
3. Canal évacuateur	88
3.1. Etude de l'écoulement dans le canal	88
3.2. Profil en long de l'écoulement	90
4. Dissipateur d'énergie	93
II. Ouvrage de prise et de vidange	97
III. Ouvrage de dérivation provisoire	98
CONCLUSION GENERALE	99
BIBLIOGRAPHIE	100



INTRODUCTION :

Dans le cadre économique et financier actuel, la retenue collinaire ne peut être considérée que comme un des moyens peut être le plus puissant entre les mains de l'administration pour faire évoluer les techniques de culture et de ce fait créer des foyers de progrès.

C'est ainsi que le collinaire a spécialement sa place là où aucune technique ne peut fournir de l'eau à l'agriculture. Car, il est la technique la moins onéreuse et celle qui porte en elle le plus de chance de provoquer un bon en avant.

La technique des retenues collinaires permet d'envisager l'irrigation dans les zones de collines où le procédé classique des grands travaux est inapplicable à cause du relief.

Il s'agit de petits lacs artificiels retenant les eaux de ruissellement d'un bassin versant de faible superficie derrière une digue en terre d'une dizaine de mètres de hauteur, barrant un vallon et dominant généralement la zone à irriguer, l'eau étant distribuée par gravité et utilisée par aspersion.

En effet ces retenues collinaires présentent certains avantages car, elles sont :

- de réalisation simple et rapide;
- peu coûteuses en raison de leurs tailles réduites et n'exigeant donc pas la mise en oeuvre de capitaux importants;
- de rentabilité immédiate;
- véritablement rustiques.

Choix du site :

Les facteurs qui interviennent dans le choix du site sont :

- facteur topographique;
- facteur géologique et géotechnique;
- facteur hydrologique;
- facteur économique.

1) Facteur topographique :

La topographie est un facteur clé du choix de l'emplacement du petit lac collinaire.

Contrairement aux grands lacs artificiels, la retenue collinaire ne sera pas, en général, établie dans une vallée plus ou moins profonde où s'écoule une véritable rivière. Pour pouvoir conserver à l'ouvrage le caractère rustique qui conditionne avant tout son modeste prix de revient, il importe en effet de ne pas barrer le thalweg principal d'un cours d'eau assez important. On s'efforcera au contraire de choisir dans les collines latérales des petits vallonnements à pentes douces qui, barrés permettent d'obtenir un volume maximal de réserve pour un volume minimal de digue.

Un tel choix aura aussi souvent l'avantage de placer la réserve au dessus du périmètre à desservir ce qui peut permettre une distribution gravitaire de l'eau dans tout ou une partie du périmètre et éliminera ou diminuera les frais de pompage qu'entraîne inévitablement une retenue en fond de vallée.

2) Facteur géologique et géotechnique :

Le site doit être géologiquement favorable à la construction d'une retenue imperméable.

Il doit assurer une bonne assise à la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires à sa construction.

En ce qui concerne l'étanchéité du fond de la cuvette, on évitera le plus possible les roches poreuses où les roches susceptibles de se dissoudre (gypse), les lits d'alluvions récentes en grande masse (gravier, sables) peuvent être également la source de difficultés.

En ce qui concerne les fondations de la digue, il conviendra de s'assurer qu'elles présentent une stabilité suffisante. En général, la zone d'assises étant assez large, les charges unitaires dues au poids de la digue restent inférieures à celles que peut supporter un terrain stable. Il faut néanmoins éviter de placer la digue sur une assise d'alluvions perméables sans prendre toutes dispositions pour éviter la formation de renards. On se méfiera également des fondations rocheuses qui peuvent présenter des difficultés pour l'exécution des travaux, car la liaison entre roches et terre compactée peut nécessiter des précautions spéciales souvent onéreuses et délicates à réaliser.

Enfin, il importe de choisir un site tel qu'on puisse y trouver tous les matériaux nécessaires à la construction de la digue. Contrairement à ce que l'on peut penser, un matériau trop riche en argile n'est pas l'idéal; car il assure une bonne imperméabilité, mais il est trop plastique, et possède une résistance au cisaillement très faible lorsqu'il est humide; de plus, il est sujet au retrait et au gonflement et se compacte difficilement.

Il est à noter que du point de vue géologique, les petits barrages en terre offrent le grand avantage de s'adapter assez facilement aux terrains variés qu'on rencontre dans la nature à condition de prendre certaines précautions (compactages suffisants, drainage des infiltrations).

3) Facteur hydrologique :

On s'efforcera d'implanter la digue à l'aval d'un bassin versant dont la superficie s'avère nécessaire pour assurer l'alimentation régulière de la réserve prévue.

Les analogies régionales, l'observation, peuvent beaucoup aider à ce stade d'étude. Dans un petit bassin versant, la nature du sous-sol, du sol, du couvert végétal, le système de culture, le relevé du chevelu hydrographique sont d'une grande importance.

La superficie du bassin versant étant faible, les débits de crue resteront modestes et leur évacuation vers l'aval de la digue ne nécessitera pas d'ouvrage coûteux.

D'autre part les débits solides par unité de surface sont généralement plus faibles en tête des versants où les ravins d'érosion n'ont souvent pas encore pris naissance.

4) Facteur économique :

Le choix correct du site doit non seulement assurer la sécurité de l'ouvrage mais encore conduire à un prix de revient raisonnable de l'eau mis à la disposition des utilisateurs.

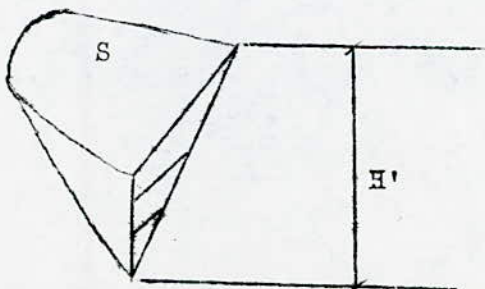
Le prix de revient de l'eau à l'entrée du périmètre à irriguer est grevé par le coût de la retenue proprement dite (digue et évacuateur de crue), celui de la tête monte et éventuellement les frais de pompage. En ce qui concerne le coût de la retenue, le rapport $R = \frac{\text{volume réserve}}{\text{volume digue}}$ doit être compris entre 3 et 10. Mais au coût du terrassement vient s'ajouter celui des ouvrages annexes à savoir l'évacuateur de crue, les ouvrages de prise et de vidange.

Calcul du rapport R :

On évoluera grossièrement le rapport R du volume stockable au volume de la digue. En fonction de la hauteur H. On considère la réserve comme un cône de volume $V_{\text{eau}} = \frac{1}{3} H'S$.

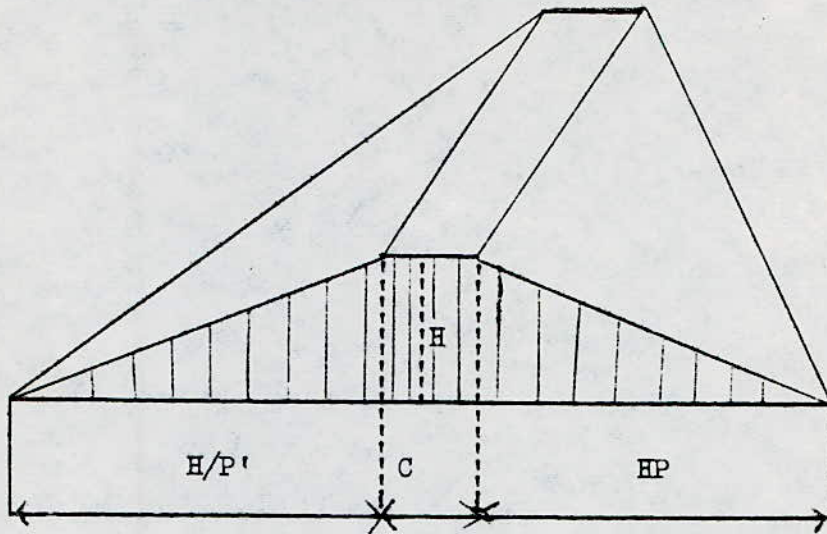
H' : hauteur entre le fond de la retenue au niveau de la digue et le plan d'eau

S : surface du plan d'eau.



On estime approximativement le volume de la digue par la formule :

$$V_{\text{terre}} = \frac{L H}{2} \left[C + \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{P'} \right) \frac{H}{3} \right]$$



L = longueur de la digue

H = H' + revanche de 2 m environ

C = largeur en crête de la digue

P = pente amont de la digue

P = pente aval de la digue

$$R = \frac{V_{\text{eau}}}{V_{\text{terre}}}$$

$$R = \frac{\frac{1}{3} H'S}{\frac{LH}{2} \left[C + \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{P'} \right) \frac{H}{3} \right]}$$

CHAPITRE I :

ETUDE HYDROLOGIQUE :

I. ETUDE DU BASSIN VERSANT :

La région de la retenue en projet est située dans la commune de Draâ El-Mizan, wilaya de Tizi-Ouzou, le site d'étude à les coordonnées :

$$\begin{aligned}x &= 363 \\y &= 599,7\end{aligned}$$

La réalisation de la retenue collinaire est un confluent droit de l'oued Bougni.
La majorité des terres favorables à l'irrigation se trouvent à l'aval de la retenue.

Définition du bassin versant :

Le bassin versant est une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée appelée exutoire pour poursuivre son trajet vers l'aval.

I.1. Caractéristiques hydromorphométriques :

I.1.1. Les caractéristiques géométriques :

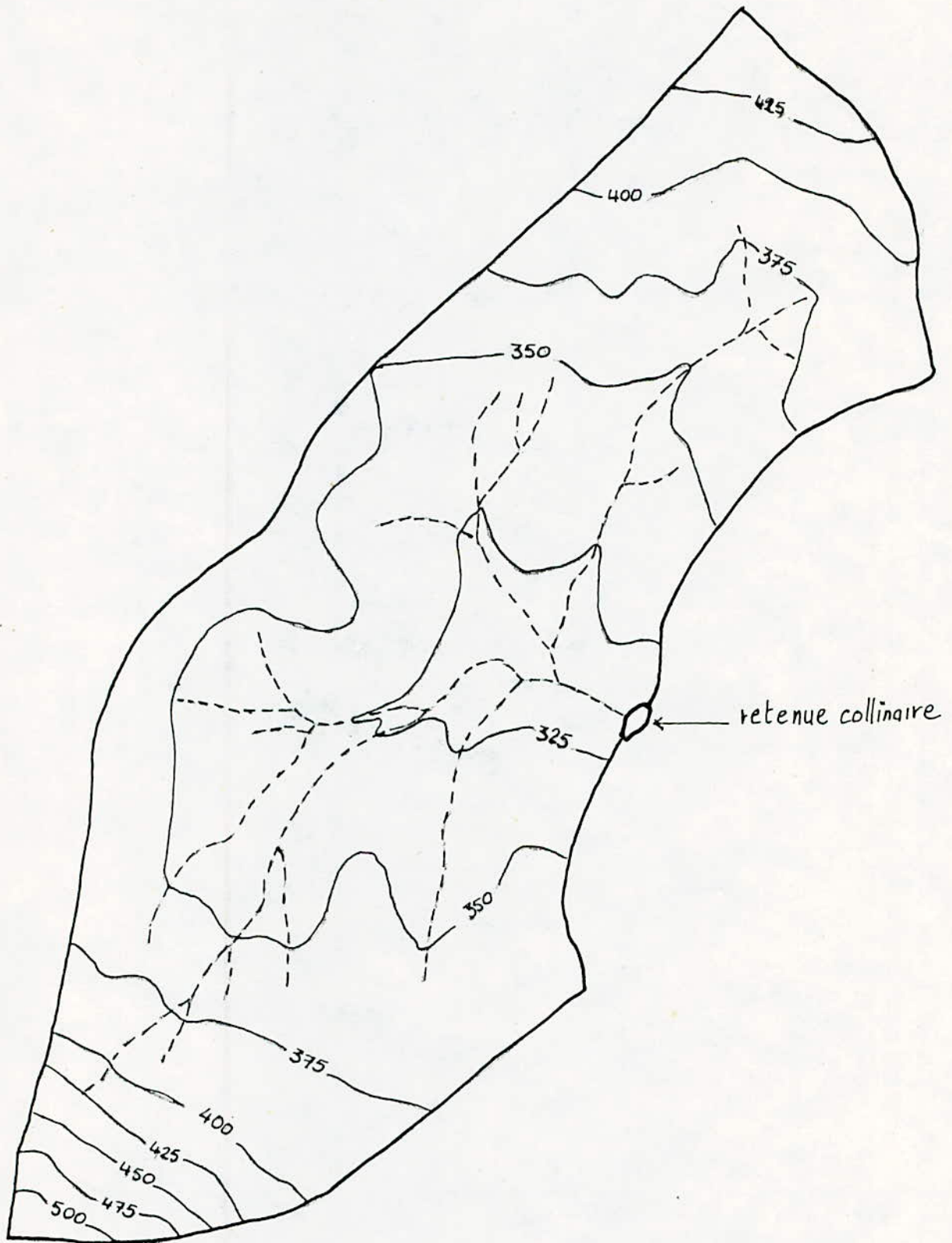
La superficie se mesure au moyen d'un planimètre en suivant la ligne de partage des eaux délimitant le bassin versant.

L'aire du bassin versant de l'ouvrage en projet mesuré sur le plan topographique à l'échelle 1/10.000 est égale à 1,51 km².

La longueur du thalweg principal et le périmètre mesurés au curvi-mètre sont égaux respectivement à 1,4 km et 5,5 km.

I.1.2. Indice de compacité de GRAVELUS :

La forme du bassin versant influence beaucoup l'écoulement, les bassins versants ayant les mêmes formes et dimensions donnent généralement un



Fig(1) Plan topographique du bassin versant

Tableau n° 1

Calculs ayant servis au tracé de la courbe hypsométrique et la détermination de l'altitude moyenne du bassin.

classes d'altitudes [m]	Altitudes moyennes des classes $[A_i, m]$	Surfaces partielles $[S_i, Km^2]$	$S_i \cdot A_i$ $[Km^2 \cdot m]$	Surfaces partielles en [%]	Surfaces Cumulées en [%]
320 - 325	322,5	0,111	35,47	7,29	100
325 - 350	337,5	0,494	166,72	32,74	92,71
350 - 375	362,5	0,476	172,55	31,54	59,97
375 - 400	387,5	0,232	89,90	15,37	28,43
400 - 425	412,5	0,098	40,42	6,49	13,05
425 - 450	437,5	0,060	26,25	3,97	6,56
450 - 475	462,5	0,021	9,71	1,39	2,58
475 - 500	487,5	0,012	5,85	0,79	1,19
500 - 525	512,5	0,006	3,07	0,40	0,40
		$\Sigma = 1,509$	$\Sigma S_i \cdot A_i = 549,96$	$\Sigma = 100$	

hydrogramme de crue identique.

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

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

avec :

$$P = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

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

l'expression $\frac{1}{2\sqrt{\pi}}$ est une constante égale à 0,28.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (1)$$

On obtient l'indice de compacité de notre bassin $K_c = 0,28 \frac{5,5}{\sqrt{1,51}}$

$$K_c = 1,25$$

I.1.3. Le relief :

Le relief à une forte influence sur l'hydrogramme de crue. Une pente plus forte provoque un écoulement plus rapide donc, un temps de concentration plus court et une montée plus rapide de la branche crue.

On caractérise le relief pour la courbe hypsométrique. Pour tracer la courbe hypsométrique d'un bassin, on porte sur deux axes de coordonnées en abscisse les altitudes moyennes partielles des tranches. En ordonnée les surfaces partielles cumulées des tranches en pourcentages.

Les calculs sont portés dans le tableau n°1, à partir du tableau n°1, on détermine l'altitude moyenne du bassin versant dont la valeur :

$$\bar{A} = \frac{\sum (o_i \cdot A)}{S}$$

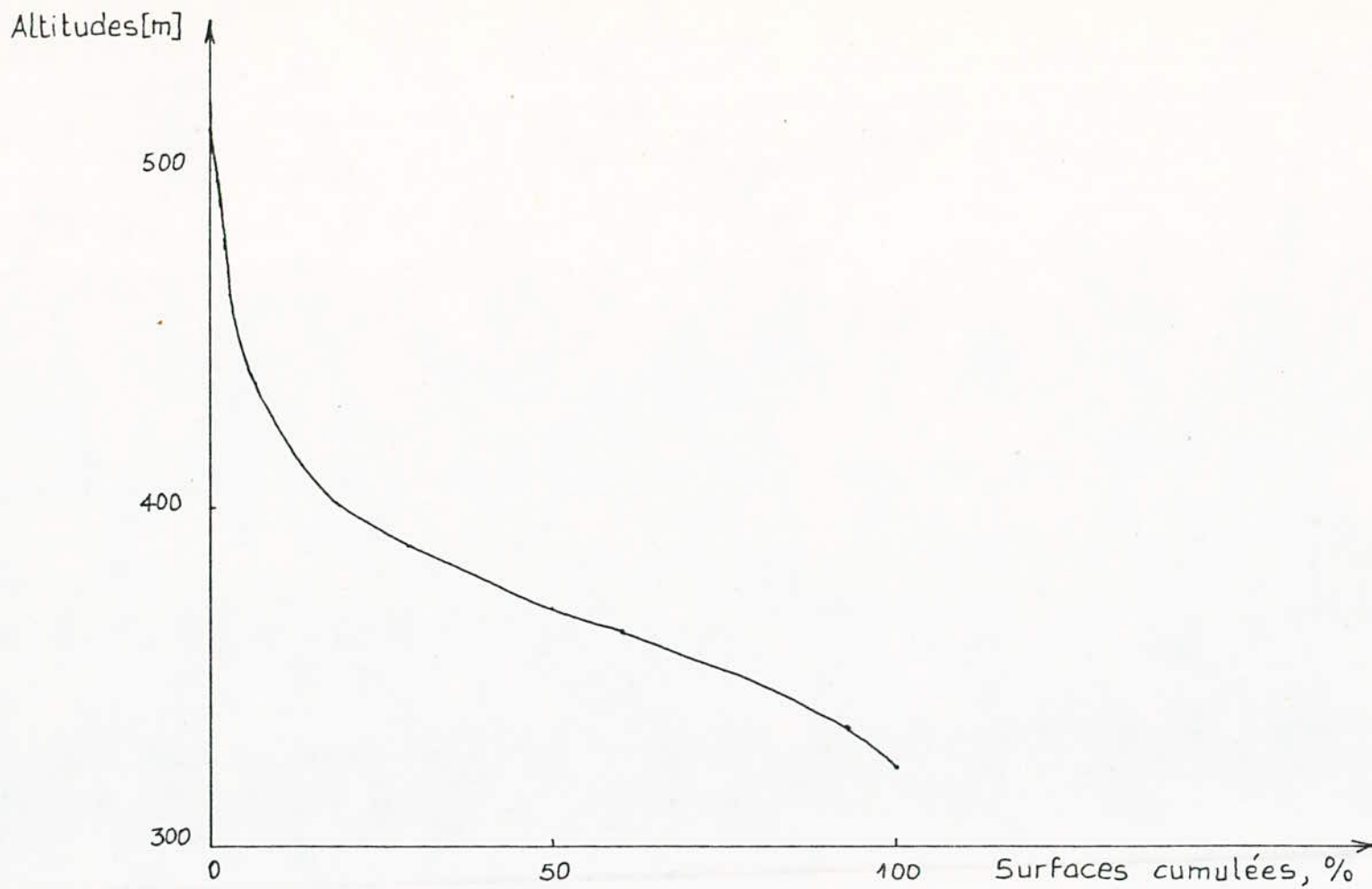


fig 2

Courbe hypsométrique

$$\bar{A} = \frac{549,16}{1,51} \text{ m} \quad A = 364,2 \text{ m}$$

I.1.4. Le rectangle équivalent :

L'estimation des dimensions du rectangle équivalent se base sur l'hypothèse que l'écoulement dans un bassin versant réel est presque identique à l'écoulement d'un bassin versant de forme rectangulaire de mêmes conditions climatiques.

Ce dernier garde évidemment les mêmes indices de compacité, répartition hypsométrique densité de drainage, nature des sols et végétation.

Dans le bassin versant fictif, les courbes de niveau sont disposées parallèlement à la largeur. Pour déterminer les dimensions (longueur et largeur) du rectangle équivalent, on part de la formule de l'indice de compacité :

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

donc :

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

d'autre part : $P = 2(L + l)$ et $S = L + l$

où : L et l sont la longueur et la largeur du rectangle équivalent respectivement en remplaçant la valeur de P dans la formule (2), on obtient l'équation du second degré suivante :

$$2L^2 - \frac{LK\sqrt{S}}{1,12} + 25 = 0 \quad (3)$$

La résolution de cette dernière admet pour racines :

$$P = \frac{K \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K}\right)^2} \right] \quad (4)$$

et

$$L = \frac{K \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K}\right)^2} \right] \quad (5)$$

L'application numérique donne les résultats suivants :

$$l = \frac{1,25 \sqrt{1,51}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,25}\right)^2} \right] = 1,98 \text{ km}$$

et

$$L = \frac{1,25 \sqrt{1,51}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,25}\right)^2} \right] = 0,76 \text{ km}$$

I.1.5. Pente moyenne de ROCHE :

La pente moyenne est la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires.

Méthode de ROCHE :

Nous considérons comme surfaces élémentaires, les bandes comprises entre 2 courbes de niveau maîtresses, où :

- D : équidistance des courbes de niveau
- ai : aire d'une bande
- di : largeur moyenne de cette bande
- li : longueur de la courbe de niveau
- si : pente moyenne de la bande
- P : pente moyenne du bassin
- S : surface du bassin
- L : longueur totale des courbes de niveau

La pente élémentaire d'une bande est : $si = \frac{D}{di}$ multiplions les 2 membres par li.

$$si = \frac{D li}{di li} = \frac{D li}{ai}$$

La pente moyenne P est obtenue en divisant la somme des pentes élémentaires par le nombre de bandes $\frac{S}{ai}$:

$$P = \frac{ai}{S} \sum \frac{D li}{ai} = \sum \frac{ai D li}{ai S} = \sum \frac{D li}{S}$$

$$P = \frac{D}{S} \sum l_i$$

$$P = \frac{D}{S} l$$

Pour simplifier le calcul de cette pente, on utilise les données du rectangle équivalent :

$$s_i = \frac{D_i l}{a_i} \qquad P = \sum \frac{D_i l}{a_i} \times \frac{a_i}{S}$$

$$P = \frac{1}{S} \sum D_i = \frac{1}{S} \Delta$$

$$\sum D_i = \Delta \quad \text{dénivellée totale}$$

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{L}$$

d'où :

$$P = \frac{\Delta}{L}$$

- avec : L : longueur du rectangle équivalent
l : largeur du rectangle équivalent
D_i : distance entre deux droites de niveau

en pratique, on prend : $\Delta = H_{5\%} - H_{95\%}$

$$P = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} = \frac{444 \text{ m} - 330 \text{ m}}{760 \text{ m}} = 0,15$$

$$P = 0,15$$

I.2. Caractéristiques hydrographiques :

I.2.1. Classification de Horton :

Horton classe par ordre croissant les cours d'eau :

Ordre 1 : ruisseau qui n'a pas de tributaire forme élémentaire de l'écoulement concentré.

Ordre 2 : ruisseau ayant au moins un, s'il n'y a pas plusieurs affluents d'ordre 1 et de ceux là uniquement.

Ordre 3 : on appelle rivière d'ordre 3 celle qui a des tributaires du 2^{ème} ordre, elle peut en même temps en avoir du 1^{er} ordre et ainsi de suite.

Le chevelu hydrographique est constitué à partir du plan de situation à l'échelle 1/10.000; voir figure n° 2.

Dans le tableau n° 2 est représentée la classification de Horton.

I.2.2. Facteurs physiographiques du bassin :

a : densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} = \frac{7,1 \text{ km}}{1,51 \text{ km}^2}$$

$$D_d = 4,7 \text{ km}^{-1}$$

b : fréquence des thalwegs élémentaires

$$F_i = \frac{N_i}{S} = \frac{31}{1,51 \text{ km}^2} = 20,5 \text{ km}^{-2}$$

c : coefficient de torrentialité

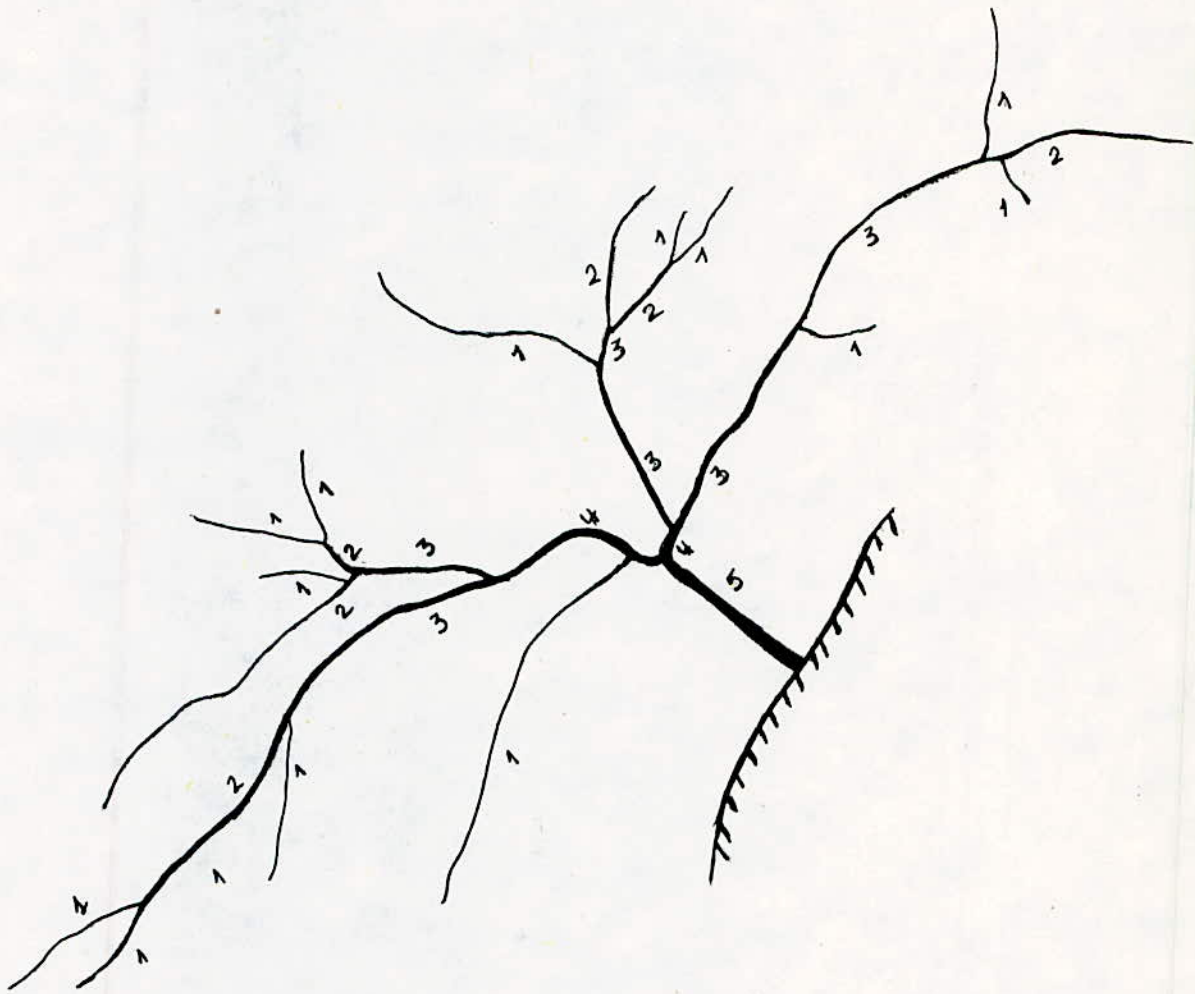


fig 3

schema du chevelu hydrographique de HORTON

Tableau n° 2

Classification de HORTON

Ordre des rivières i	Nombre de rivières de rang i , N_i	Longueur en Km des rivières de rang i , L_i	Longueur moyenne des rivières de rang i $l_i = \frac{L_i}{N_i}$
1	14	2,5	0,18
2	8	4,6	0,20
3	6	1,8	0,30
4	2	0,7	0,35
5	1	0,5	0,50
	$\sum N_i = 31$	$\sum L_i = 7,1 \text{ Km}$	

$$c_t = D_d \times F$$

$$c_t = 20,5 \times 4,7$$

$$c_t = 96,35$$

I.3. Caractéristiques géologiques du bassin versant :

La géologie d'un bassin versant est une fonction très importante du régime des cours d'eau qui drainent ce bassin.

En période de crue, les volumes écoulés seront d'autant plus grands que le bassin sera plus imperméable, en période des basses eaux, les débits seront d'autant plus forts que les nappes sont plus nombreuses et importantes.

La description géologique du bassin versant en projet a été faite à partir de la carte détaillée à l'échelle 1/50.000 carte topographique de l'état major de Draa-El-Mizan (feuille n° 44).

La carte fait apparaître que la plus grande partie du bassin versant est constituée de sols argileux; tandis que dans la partie centrale du bassin versant englobant le site d'étude se trouvent des alluvions issues des sols argileux avec les mêmes caractéristiques.

Cette structure géologique montre que le bassin versant est très peu perméable.

I.4. Le couvert végétal :

Le couvert végétal influe beaucoup sur les quantités d'eau disponibles pour l'écoulement de surface en effet, l'évapotranspiration par les végétaux est très importante et elle varie selon la nature des végétaux (forêts, cultures, prairies).

Par ailleurs, la végétation joue un rôle atténuateur important en période de crue en effet, lorsque la végétation est développée, le ruissellement est retardé et la pointe de crue est atténuée.

Par ailleurs l'écoulement est plus long la part d'eau reprise par l'évapotranspiration augmente et le volume de crue diminue.

Pour caractériser le couvert végétal, on utilise le pourcentage de forestation.

Notre bassin versant n'est pas boisé, cependant, il est utilisé pour des fourrages et des cultures (fèves, pomme de terre, oignons ...). Cette couverture est peu favorable à l'évapotranspiration.

II. PLUVIOMETRIE :

II.1. Les précipitations moyennes inter-annuelles :

La sélection des pluviomètres (PV) représentatifs des précipitations au niveau du bassin versant (BV) du projet se fait à partir des cartes (topographiques à l'échelle 1/200.000 ème) de localisation du réseau hydropluviométrique, de l'I.N.R.H. Sur ces cartes sont mentionnés tous les BV dont l'écoulement est contrôlé par des stations hydrométriques et tous les postes pluviométriques ou pluviographes (PG).

Pour contrôler les précipitations qui tombent sur les BV de petite dimension, un à trois pluviomètres sont généralement suffisants dans nos conditions, nous avons sélectionné les 4 PV les plus proches de notre bassin versant les périodes de fonctionnement de ces pluviomètres varient de 14 à 40 ans.

Des lacunes d'observations surtout à l'échelle mensuelle rendent les séries plus courtes (colonne 7) 11 à 26 années exploitables.

Ce qui est en règle générale insuffisant pour une bonne estimation des paramètres statistiques d'une série pluviométrique.

Pour remédier à cette situation, il a été procédé comme suit :

- dans une première étape, les années n'ayant pas plus de trois mois de lacunes ont été reconstituées au moyen de l'information mensuelle des postes pluviométriques avoisinants (tableau n° 3), nous obtenons ainsi des séries d'observations quasi brutes et relativement plus longues (colonne 8).

Les paramètres statistiques de ces nouvelles séries sont présentés dans le tableau 2.

- Dans une seconde étape, les trois séries courtes ont été ramenées à la même période de fonctionnement que celle de Boghni soit 32 ans. Cette normalisation s'est effectuée au moyen de la corrélation linéaire (tableau 5)

Dans le tableau 5 sont calculés les paramètres de la régression linéaire ayant servis à évaluer la pluviométrie moyenne inter-annuelle \bar{P} .

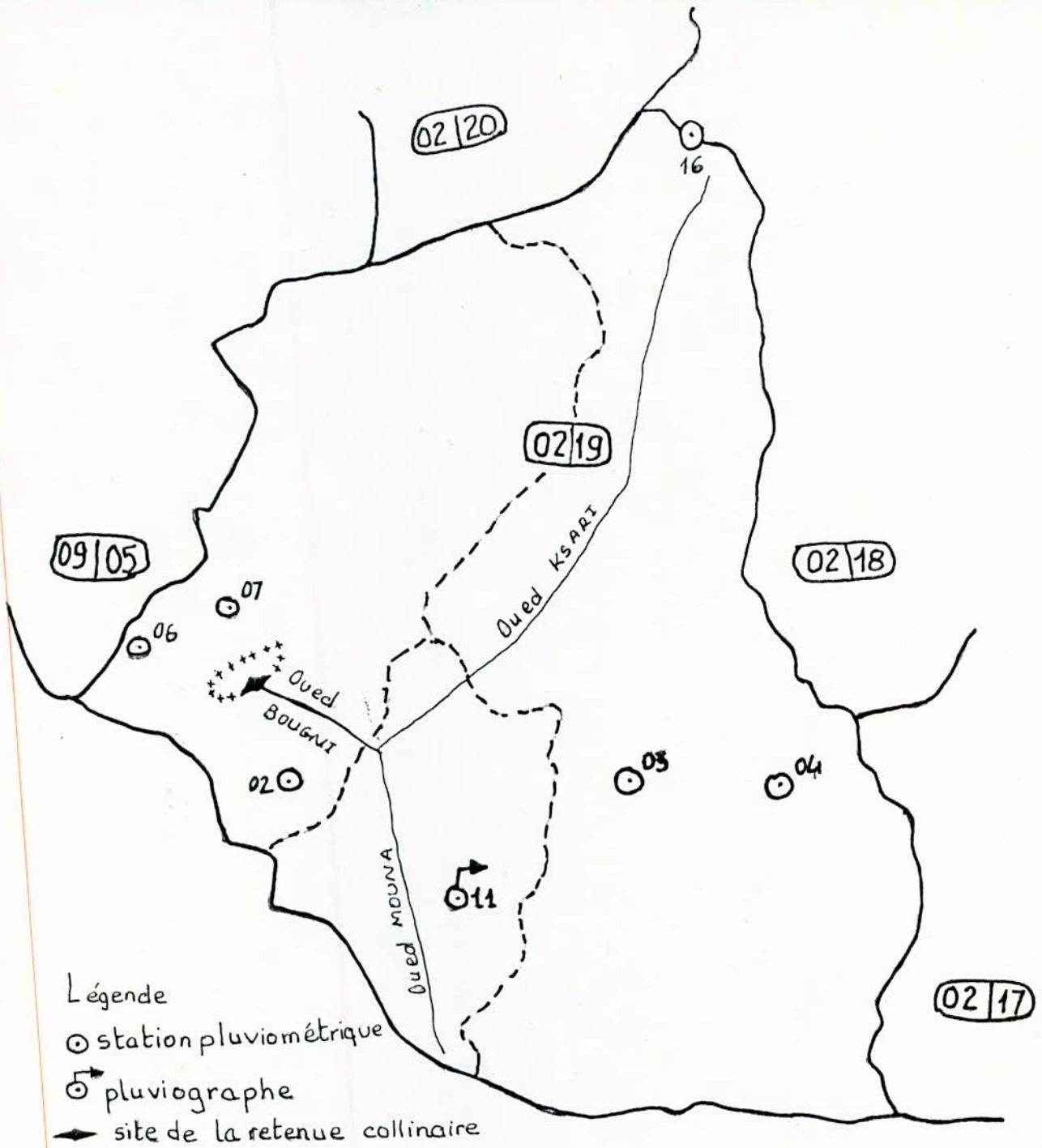


Fig 4: SCHEMA DE SITUATION DE LA RETENUE COLLINAIRE

Limites ~ de grand B.V --- de sous B.V +++ du B.V de la retenue

Codes 02 de grand B.V 19 de sous B.V, 07 de poste pluviométrique.

Stations pluviométriques

Tableau N° 3

Années d'observations	02 19 02	02 19 03	02 19 6	02 19 07
1945 - 1946				
1946 - 1947		611		
1947 - 1948		890		
1948 - 1949		834		
1949 - 1950		657		
1950 - 1951		839		
1951 - 1952		1107		
1952 - 1953	790	754		
1953 - 1954	754	790		
1954 - 1955	547	648		
1955 - 1956	663	718		
1956 - 1957		580		
1957 - 1958		1248		
1958 - 1959		925		
1959 - 1960		974		
1960 - 1961		508		
1961 - 1962				
1962 - 1963				
1963 - 1964				
1964 - 1965				
1965 - 1966				
1966 - 1967				
1967 - 1968	832	882	909	
1968 - 1969	579	715	658	
1969 - 1970	928	1452	1230	
1970 - 1971	490	598	560	
1971 - 1972	1155	1200	1091	1480
1972 - 1973	1000	1133	1179	1111
1973 - 1974	998	984	1027	1051
1974 - 1975		593	572	920
1975 - 1976	848	970	1021	920
1976 - 1977	575	620	541	664
1977 - 1978	427	632	675	680
1978 - 1979	603	639	788	809
1979 - 1980	657	720	788	799
1980 - 1981	734	815	736	745
1981 - 1982	635	609	633	688
1982 - 1983	668	621	628	763
1983 - 1984	619	635	693	693

Reseau pluviométrique du B.V d'étude

NOM du p.v	code INRH	Alti- tude (m)	Fonctionnement				
			Période	Nombre d'années	Nombre d'années		
					Complètes sans lacunes	Après comblement des lacunes mensuelles	
2	3	4	5	6	7	8	
DRAA EL-MIZAN	02-19-02	460	1951-1985	34	11	20	
BOGHNI	02-19-03	251	1945-1985	40	26	32	
NERLIOVA	02-19-06	120	1967-1985	18	13	17	
TIZI NOOKART	02-19-07	400	1971-85	14	13	14	

Les coefficients a et b de la droite de régression et le coefficient de corrélation r sont donnés directement par la calculatrice SHARP Scientific Calculator El 5103 S.

Après y avoir introduit les couples (x, y); x et y désignent les pluviométries moyennes annuelles des 2 PV pour une année commune.

Dans le tableau 6 sont calculés les paramètres des précipitations moyennes annuelles.

- Au moyen des séries brutes avec un intervalle de confiance :

$$S_{\bar{P}} \% = \pm \frac{\delta}{\bar{P} \sqrt{n}} \quad (1)$$

où : δ et n sont respectivement l'écart - type et la longueur de la série.

Les coefficients de variation sont estimés avec un intervalle de confiance :

$$S_{cv} = \pm \frac{\sqrt{1 + cv^2}}{\sqrt{2n}} \cdot 100 \quad (2)$$

- Et au moyen de la régression où \bar{P} est calculée à partir de la droite de régression $y = ax + b$.

x désigne la pluviométrie moyenne annuelle \bar{P} du PV de référence.

y est la pluviométrie moyenne annuelle \bar{P} des pluviomètres.

Dans ce cas, la pluviométrie moyenne annuelle \bar{P} est estimée avec un intervalle de confiance :

$$S_{\bar{P}} \% = \sqrt{S_x^2 + S_y^2} \quad (3)$$

$$\text{où : } S_y = \frac{cv_{xn} \sqrt{1 - r^2}}{\sqrt{m}} \cdot 100 \% \quad (4)$$

cv_{xn} et r sont respectivement les coefficients de variation et de corrélation du poste de référence pour la période de fonctionnement commune (n).

Les coefficients de variation des séries courtes sont estimés en fonction des cv des postes de référence au moyen du rapport :

Paramètres de la regression Linéaire

Code des PV (y)	Altitudes (m)	Paramètres de la regression Linéaire	Code du pv de reference (x)
			02 19 03
02.19.02	460	n _{com} r droite de regression \bar{p}	n = 20 r = 0,85 $y = 0,69x + 168$ $\bar{p} = 726$
02.19.03	251	n _{com} r droite de regression \bar{p}	
02.19.06	120	n _{com} r droite de regression \bar{p}	n = 17 r = 0,94 $y = 0,82x + 146$ $\bar{p} = 809$
02.19.07	400	n _{com} r droite de regression \bar{p}	n = 13 r = 0,87 $y = 0,93x + 144$ $\bar{p} = 896$

PARAMETRES DES PRECIPITATIONS
MOYENNES ANNUELLES

N°	Code des pv	Au moyen des séries brutes			Au moyen de la regression		
		n	$\bar{p} \pm 5\%$	$C_v \pm 5\%$	$\bar{p} \pm 5\%$	C_v	pv de référence
1	02 - 19 - 02	20	727 ± 6	0,26 ± 16	726 ± 6	0,26	02 - 19 - 03
2	02 - 19 - 03	32	809 ± 5	0,26 ± 13	809 ± 5	0,26	02 - 19 - 03
3	02 - 19 - 06	17	812 ± 7	0,27 ± 18	809 ± 6	0,24	02 - 19 - 03
4	02 - 19 - 07	14	871 ± 7	0,27 ± 20	896 ± 6	0,25	02 - 19 - 03

II.2. Pluviométrie moyenne inter-annuelle sur le bassin versant:

Pour l'estimation de la pluviométrie moyenne inter-annuelle sur le bassin versant, il a été tracé la droite $\bar{P} = f(\text{altitude})$ où à chaque valeur de \bar{P} du PV, on fait correspondre l'altitude du PV par ces points obtenus, on fait passer la droite $P = f(\text{altitude})$, fig. 5; on constate sur cette figure que la pluviométrie est très peu variable au niveau des 4 PV choisis. Ainsi, on détermine graphiquement la valeur de la pluviométrie moyenne inter-annuelle sur le bassin versant en faisant correspondre à l'altitude moyenne du bassin versant; la pluviométrie moyenne inter-annuelle, on obtient fig. 5; la valeur de $\bar{P} = 810 \text{ mm}$ pour le bassin versant en projet.

II.3. Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie :

La répartition moyenne mensuelle des précipitations sur le bassin versant étudiée est faite par analogie au moyen des séries mensuelles du PV de Tizi-NDOKART (02/19/07). Ce dernier est le plus proche de notre bassin versant et son altitude est peu différente de l'altitude moyenne du bassin versant.

Le tableau n° 7 montre 97,7% de la pluviométrie moyenne mensuelle a lieu entre Septembre et Mai.

La figure fait apparaitre que le mois de Février enregistre le maximum pluviométrique.

II.4. Pluviométrie maximale journalière :

L'analyse de la répartition des pluies exceptionnelles sur le bassin versant a été réalisée au moyen de la série d'observations du pluviographe (11) de Tizi LETNINE, pour sa situation au voisinage immédiat du bassin versant.

Seules les pluies dont la durée est égale au temps de concentration t_c ont été prises en considération, t_c est donnée par la formule de GIANDOTTI :

$$t_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5L}{0,5\sqrt{h}} \quad (6)$$

Tableau N° 7

REPARTITION MENSUELLE DE LA PLUVIOMETRIE
DANS LA REGION DE TIZI NOOKART

Precipitations mensuelles	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pan	n
Moyennes avec lents écarts-types (σ) en mm	28,9 34,9	68,6 42,2	103,6 67,8	118,9 98,9	91,6 67,1	138,0 81,7	121,7 104,3	79,7 44,4	50,6 43,2	9,20 11,5	2,70 4,3	7,0 12,4	820,50 149,00	12
Moyennes en % de Pan	3,5	8,4	12,6	14,5	11,2	16,8	14,8	9,70	6,20	1,10	0,30	0,90		
Minimales en mm	0	7,0	22,5	20,4	0	24,5	13,1	18,4	0,40	0	0	0		
Maximales en mm	134,5	134,4	244,4	348,8	391,6	243,0	413,3	157,2	121,6	39,2	13,3	20,5		

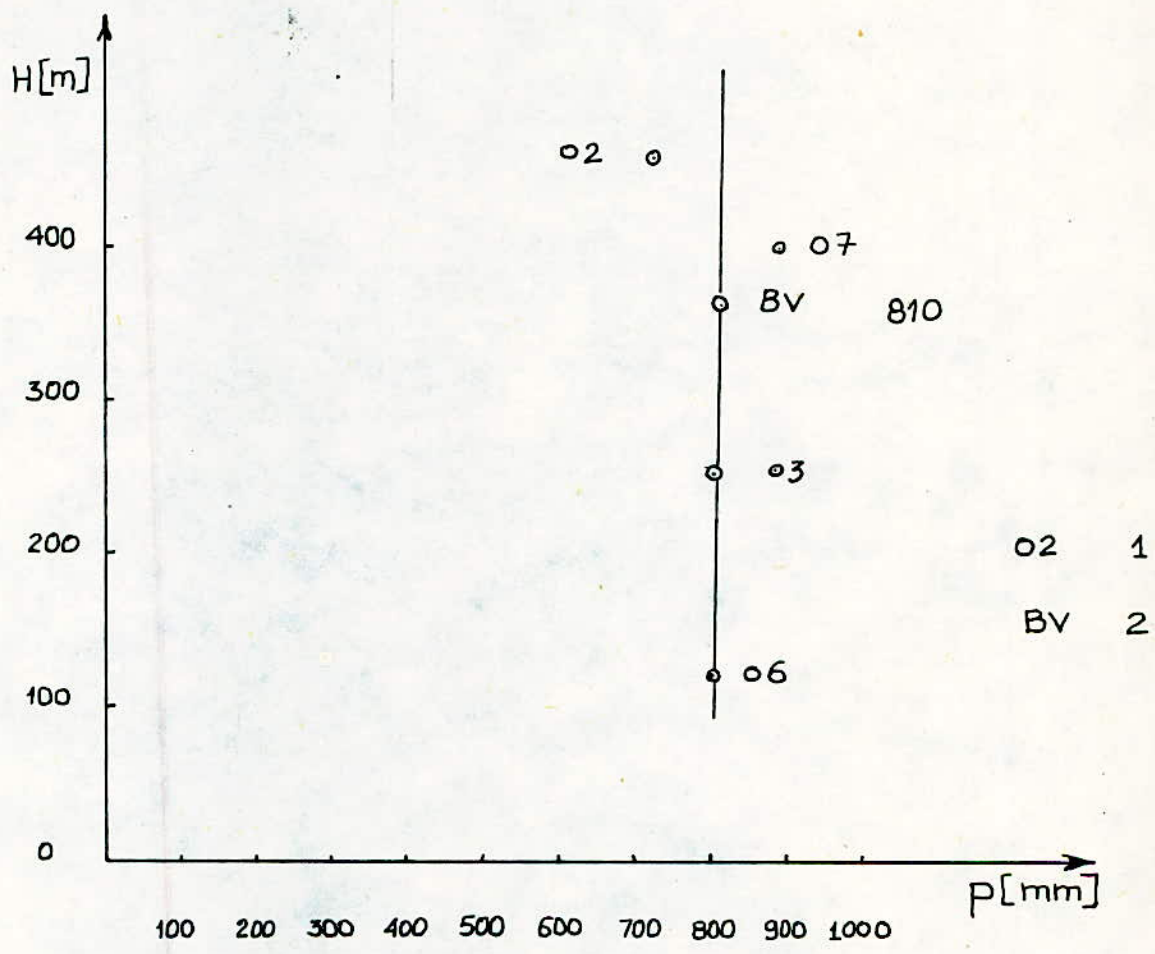
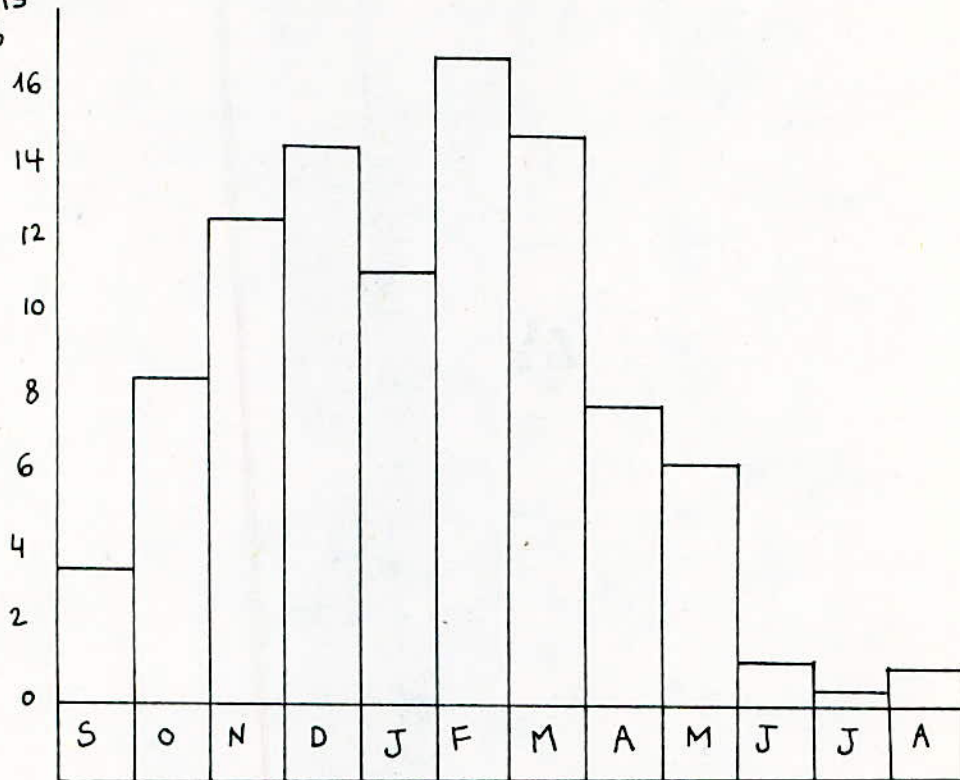


fig n°5 Variation des précipitations en fonction de l'altitude

02 station pluviométrique
 BV Bassin versant

\bar{p} mens
en %



figⁿ°6 Repartition mensuelle moyenne des
precipitations au pluviometre de
TIZI NDOKART (code INRH: 02.19.07)

Pluviométrie maximale journalière

N° d'ordre	Hauteur h (mm)	fréquence (%)	n° d'ordre	Hauteur h (mm)	fréquence (%)
1	37,5	1,09	33	10	50,8
2	23,5	2,64	34	9,5	52,3
3	21,0	4,19	35	9,5	53,9
4	18,0	5,74	36	9,5	55,4
5	17,5	7,29	37	9,5	57,0
6	17,0	8,85	38	9,5	58,6
7	15,5	10,4	39	9,5	60,1
8	15,5	12,0	40	9,5	61,6
9	15,5	13,5	41	9,0	63,2
10	15,0	15,1	42	9,0	64,8
11	14,5	16,6	43	9,0	66,3
12	14,5	18,2	44	8,5	67,9
13	14,5	19,7	45	8,5	69,4
14	14,0	21,3	46	8,0	71,0
15	13,5	22,8	47	8,0	72,5
16	13,5	24,4	48	7,5	74,1
17	13,5	25,9	49	7,5	75,6
18	13,0	27,5	50	7,5	77,2
19	13,0	29,0	51	7,5	78,7
20	13,0	30,6	52	7,5	80,3
21	13,0	32,2	53	7,0	81,8
22	13,0	33,7	54	7,0	83,4
23	12,0	35,2	55	7,0	85,0
24	12,0	36,8	56	7,0	86,5
25	11,0	38,4	57	7,0	88,0
26	11,0	39,8	58	7,0	89,6
27	11,0	41,5	59	6,5	91,2
28	10,5	43,0	60	6,5	92,7
29	10,5	44,6	61	6,5	94,3
30	10,5	46,1	62	6,0	95,8
31	10,5	47,7	63	5,5	97,4
32	10,	49,2	64	4,5	98,9

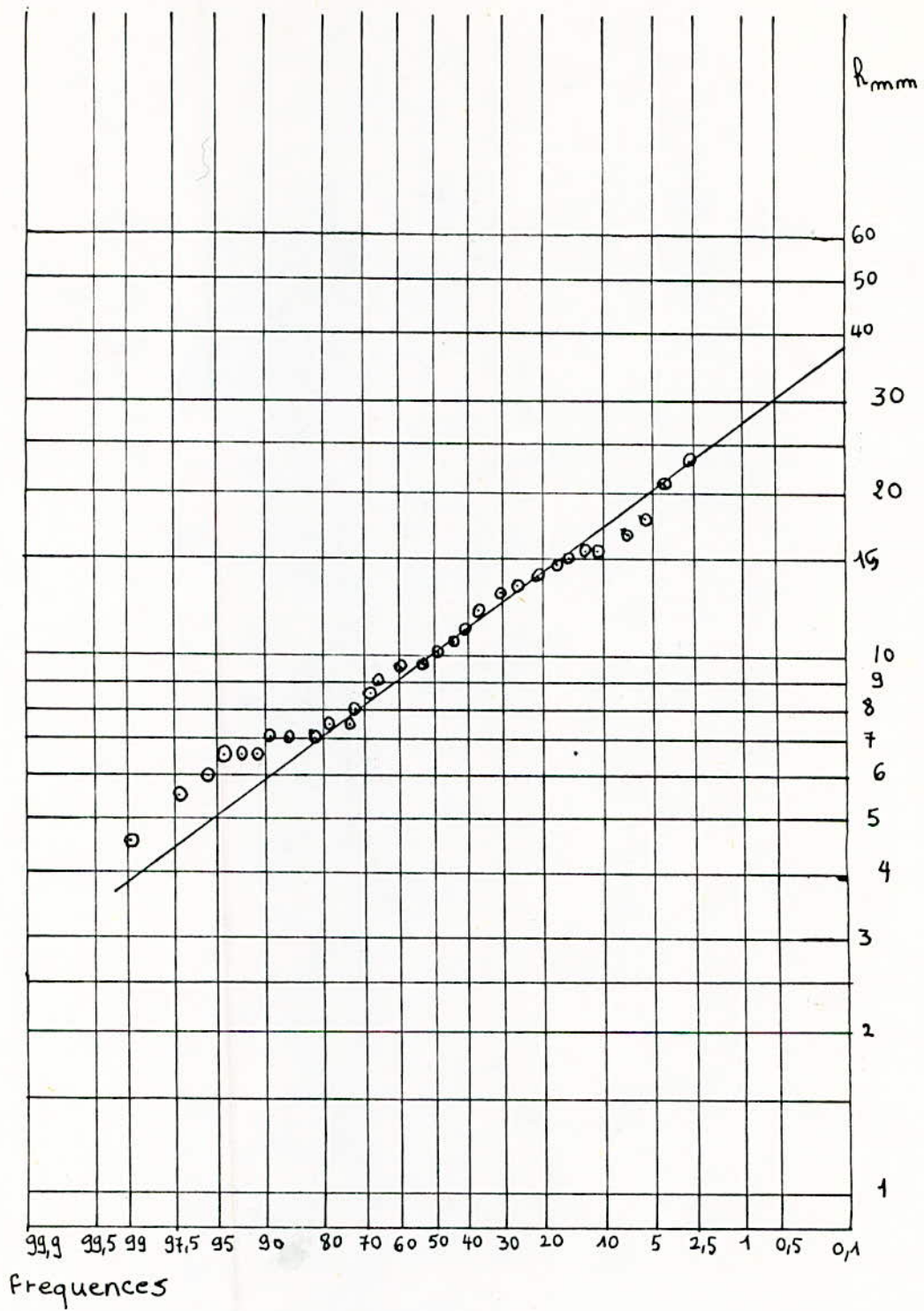


Fig: 5a: Pluviometrie maximale journalière

où : t_c : temps de concentration en heures
L : étant la longueur du thalweg le plus long
S et h : respectivement la superficie et la dénivelée en m entre les altitudes moyennes et minimales du bassin versant.

Application numérique :

$$t_c = \frac{4 \sqrt{1,5} + 1,5 \times 1,4}{0,8 \sqrt{44}} = 1,32 \text{ h} = 79 \text{ minutes}$$

$$t_c = 79 \text{ min.}$$

Dans le tableau n° 8 sont classées les pluies maximales journalières par ordre décroissant, nous avons ajusté cette série sur une loi de GALTON (Log-Normale) après avoir déterminé la fréquence de chaque pluie par la formule suivante :

$$F = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} \quad (7)$$

On associe à chaque hauteur de pluie sa fréquence correspondante, on obtient des points qui forment théoriquement une droite $h(\text{mm}) = F$ (fréquence). On détermine graphiquement la hauteur de la pluie maximale journalière pour la fréquence 1% désignée par $pt_c\%$, la valeur de $pt_c\%$ est égale à 27,5 mm.

III. APPORTS :

III.1. Apport moyen inter-annuel :

Au niveau du bassin versant, il n'existe pas de stations hydrométriques. Pour l'estimation de l'apport, nous optons pour une relation du coefficient d'écoulement en fonction de la pluviométrie établi sur la base des données d'observations de petits bassins versants Algériens (Annexe 1).

L'utilisation de cette relation en tenant compte de la perméabilité du bassin versant donne un coefficient d'écoulement $C_e = 0,35$.

L'apport moyen inter-annuel est calculée comme suit :

$$\bar{A} = \frac{\bar{P}}{1000} \times C_e \times \frac{S}{10^{-6}} = 0,81 \times 0,35 \times 1,51 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$\bar{A} = 428085 \text{ m}^3$$

III.2. Apport annuel de fréquence donnée :

Les retenues collinaires sont dimensionnées généralement pour un apport de période de retour sèche c'est à dire de fréquence au dépassement de 80% : $\bar{A}_{80\%}$, on utilise la loi de GALTON pour calculer l'apport de fréquence 80% :

$$\bar{A}_{80\%} = \frac{\bar{A}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Le coefficient de variation $C_v = C_{vq} = 0,6$ est tirée de l'annexe 2 établi sur la base de petits bassins versants algériens $u = 0,841$ variable de GAUSS pour une fréquence de 80%.

$$\bar{A}_{80\%} = \frac{428085}{\sqrt{0,6^2 + 1}} e^{-0,842 \sqrt{\ln(0,6^2 + 1)}}$$

$$\bar{A}_{80\%} = 230\ 267 \text{ m}^3$$

III.3. Hydrogramme de crue :

III.3.1. Hydrogramme d'une crue centennale :

Nous déterminons le débit de crue de fréquence voulue Q_{\max} en m^3/s à partir de la formule de TURAZZA :

$$Q_{\max} \% = \frac{P t_c \% \cdot S \cdot \alpha}{3,6 t_c}$$

où : t_c : temps de concentration

S : superficie du bassin versant

$P t_c \%$: pluie en mm de même fréquence que le débit Q_{\max}

α : coefficient de ruissellement de la crue qui dépend de la nature des sols de la fouille du bassin versant et de la pluviométrie maximale de fréquence 1% $\alpha = 0,7$.

Application numérique :

$$Q_{\max.} = \frac{27,5 \cdot 1,51 \cdot 0,7}{3,6 \times 1,32} m^3/s$$

$$Q_{\max.} = 6,1 m^3/s$$

III.3.2. Hydrogramme d'une crue millennale :

Le débit de crue Q_{\max} de fréquence 0,1% est donnée par la formule de TURAZZA :

$$Q_{\max.} = \frac{P t_c \% \cdot S \cdot \alpha}{3,6 t_c}$$

Dans ce cas $P t_c \%$ est la pluie maximale journalière de fréquence 0,1 %.

$$Q_{\max.} = \frac{38 \cdot 1,51 \cdot 0,7 m^3}{3,6 \cdot 1,32 s} = 8,45 m^3/s$$

$$Q_{\max.} = 8,45 m^3/s$$

Estimation de l'hydrogramme de crue par la méthode "SOKOLOVSKY"

Montée de la crue $Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{1,32} \right)^2$					Décruce $Q_t = Q_{\max} \left(\frac{3-t}{3} \right)^2$				
t	Q_t	V_t	$\frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	$\sum \frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	t	Q_t	V_t	$\frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	$\sum \frac{V_t + V_{t-1}}{2}$
Heures	m^3/s	$10^3 m^3$	$10^3 m^3$	$10^3 m^3$	Heures	m^3/s	$10^3 m^3$	$10^3 m^3$	$10^3 m^3$
0,00	0	0			0	8,45	12,17		
0,40	0,77	1,11	0,55	0,55	0,4	6,34	9,14	10,65	10,65
0,80	3,10	4,47	2,79	3,34	0,8	4,54	6,54	7,84	18,49
1,20	6,98	10,03	7,26	10,60	1,2	3,04	4,38	8,73	27,22
1,32	8,45	12,17	11,11	21,71	1,6	1,84	2,65	3,51	30,73
					2,0	0,94	1,35	2,00	32,73
					2,4	0,34	0,49	0,92	33,65
					2,8	0,09	0,05	0,27	33,92
					3,0	0	0	0,02	33,94

Le volume de la crue est égal à la somme des volumes pendant la montée et la décroce de l'hydrogramme, soit :

$$21,74 \cdot 10^3 m^3 + 33,94 \cdot 10^3 m^3 = 55,68 \cdot 10^3 m^3$$

III.3.3. Tracé de l'hydrogramme de crue :

Nous avons choisi la méthode de SOKOLOVSKY pour reconstituer le tracé de la crue. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à 2 équations paraboliques, l'une pour la montée de la crue, l'autre pour la décrue.

L'équation de la montée de la crue est :

$$Q_t = Q_{\max.} \left(\frac{t}{t_m}\right)^2$$

et l'équation de la décrue est :

$$Q_t = Q_{\max.} \left(\frac{t_d - t}{t_m}\right)^3$$

où : Q_t : est le débit ponctuel à l'instant t

t_m et t_d : les temps de montée et de décrue.

Le temps de montée est égale au temps de concentration $t_m = t_c$
et le temps de décrue $t_d = \lambda t_m$

λ : coefficient qui dépend des caractéristiques physiques du cours d'eau et du bassin versant

λ est pris égale à 2,27

d'où, on obtient :

$$t_m = 1,32 \text{ heures}$$

$$t_d = 3 \text{ heures.}$$

III.4. Apports solides - envasement :

III.4.1. Utilisation des formules empiriques :

III.4.1.1. Formule de TIXERONT :

Cette formule est établie sur la base des observations d'oueds Algériens et Tunisiens : $q_s = \alpha \bar{A}^{0,15}$

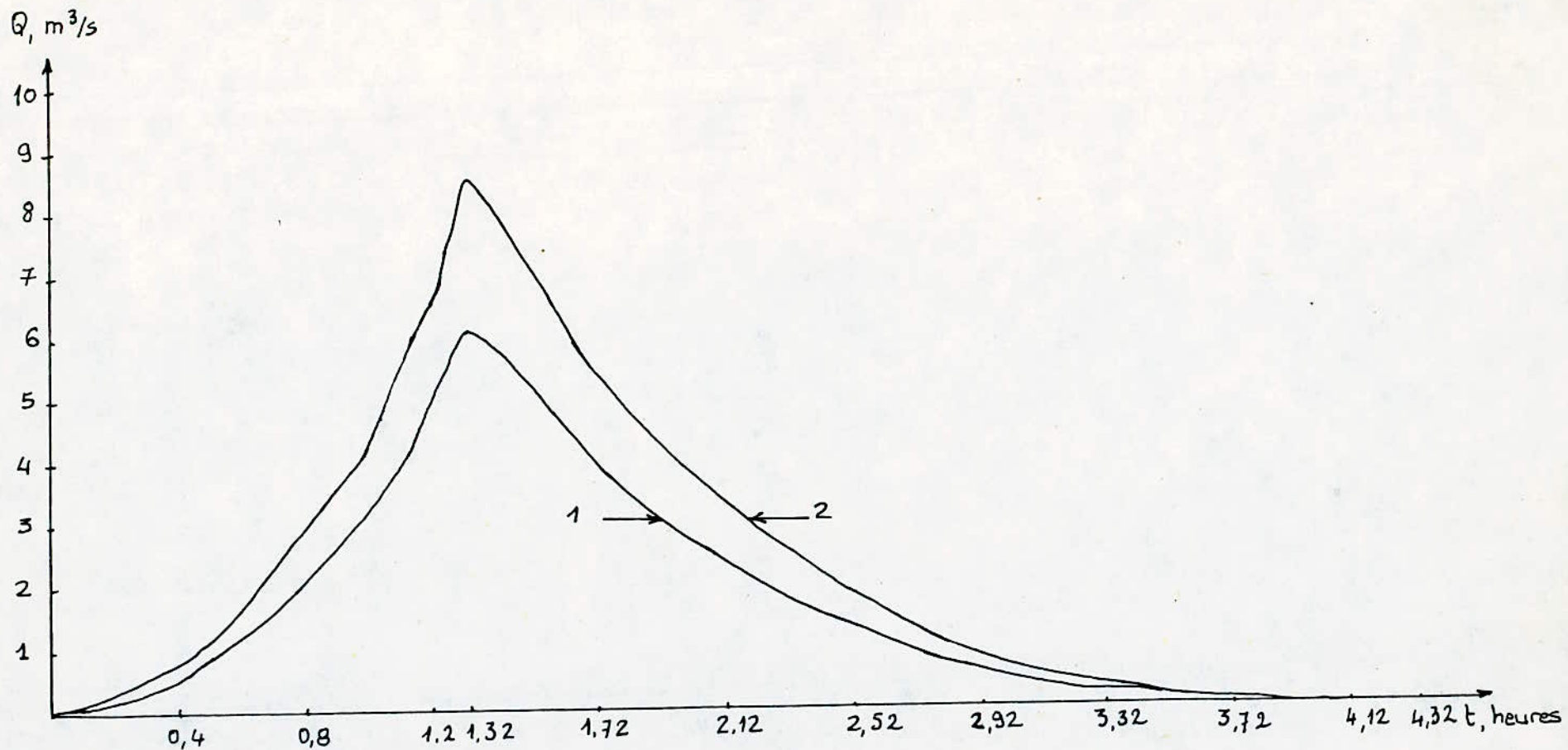


fig n°7 Hydrogramme de crue estimé
 par la méthode "SOKOLOVSKY"
 1 crue centennale.
 2 Crue millénale.

où : q_s : apport solide en t/km^2

α : dépend de la perméabilité du bassin versant, il est pris égal à 2000

\bar{A} : apport moyen inter-annuelle en mm

$$q_s = 2000 (810)^{0,15} t/km^2 = 5460 t/km^2$$

III.4.1.2. Formules de FOURNIER :

$$q_s = 52,5 \frac{\bar{p}^2 \cdot \text{mens. max}}{\bar{p}_a} - 513$$

$$q_s = \frac{1}{36} \left(\frac{\bar{p}^2 \text{ mens. max}}{\bar{p}_a} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46}$$

où : q_s : apport solide en t/km^2

\bar{q} : précipitation mensuelle maximale

\bar{p}_a : précipitation moyenne manuelle

h : dénivelée moyenne

S : surface du bassin versant

On obtient :

$$q_s = \left(52,5 \frac{(138)^2}{810} - 513 \right) t/km^2 = 721 t/km^2$$

et :

$$q_s = \left(\frac{138^2}{810} \right)^{2,65} \cdot \left(\frac{44}{1,51} \right)^{0,46} t/km^2 = 5890 t/km^2$$

On obtient par ces formules des résultats qui dépassent les valeurs réelles des apports solides.

Donc, pour l'estimation de l'apport solide de la retenue en projet, on se base sur les observations faites sur des retenues réalisées et qui ont déjà plusieurs années de service au niveau de la D.H.W. de Tizi-Ouzou, qui recommande une valeur de $800 t/km^2$ pour l'apport solide de notre retenue.

III.4.2. Envasement :

La valeur de l'envasement E est donnée par $E = \frac{q_s}{\gamma}$

avec : q_s : transport solide en t/km^2

E : envasement en m^3/km^2

γ : densité humide des matériaux solides en t/m^3

$$E = \frac{800}{1,6} m^3/km^2 = 500 m^3/km^2$$

Le taux d'envasement annuel pour la retenue en projet est :

$$\bar{E}_{an} = E.S$$

avec : E : envasement en m^3/km^2

S : surface du bassin versant en km^2

$$\bar{E}_{an} = 500 \times 1,5 m^3$$

$$\bar{E}_{an} = 750 m^3$$

Pour une période de 20 années de service, il est à prévoir un comblement d'un volume de $750 \times 20 m^3$, soit $15000 m^3$ à ce volume mort correspond une hauteur de 2,35 m.

IV. L'EVAPORATION :

Les site d'étude n'étant pas pourvu d'appareillage de mesure de l'évaporation sur une nappe d'eau libre, nous faisons recours aux données d'observations du site le plus proche en l'occurrence le barrage de HAMIZ.

Théoriquement, l'évaporation sur une petite surface d'eau libre (bac colorado) est supérieure à celle d'une grande retenue c'est pour cela, qu'il a été déterminé de façon expérimentale des coefficients de réduction propre à chaque type de bac, pour le bac colorado, cette valeur est de 0,78.

Tableau n° 10

Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	$\bar{E}_{\text{v on}}$
	en mm	173	124	86	64	73	76	96	114	152	185	224	234	1601
	en % de \bar{E}_{an}	11	8	5	4	5	5	6	7	9	11	14	15	100

Dans le tableau n° 10 sont reportés les valeurs mensuelles de l'évaporation en mm et en pourcentages de notre retenue. Nous obtenons une valeur annuelle de l'évaporation de \bar{E}_{van} égale à 1601 mm.

V. REGULARISATION :

La régularisation consiste à évaluer la capacité de la retenue pour chaque mois de l'année, c'est à dire déterminer la variation mensuelle du niveau d'eau de la retenue. Le volume d'eau se trouvant dans la cuvette à la fin du mois appelé volume utile V_u est déterminé de la manière suivante:

$$V_u = V_{u-1} + V_A - V_{Ev} - V_I - V_b$$

- avec :
- V_{u-1} : volume utile du mois précédent
 - V_A : volume dû à l'apport liquide mensuel
 - V_I : volume dû aux pertes par infiltration
 - V_{Ev} : volume mensuel évaporé
 - V_b : besoins mensuels.

A partir de la courbe hauteur - surface du plan d'eau (fig. 8), on détermine la surface du plan d'eau en début de mois.

ayant la surface du plan d'eau, on calcule le volume mensuel évaporé.

A ce stade d'étude, on ne peut pas évaluer les pertes par infiltrations qui dépendent des matériaux constituant le corps de la digue, mais elles sont prises égales à 1% du volume de la retenue.

Les besoins annuels sont estimés à 90% de l'apport annuel de la retenue, soit 207000 m³; les besoins mensuels sont répartis suivant le système de cultures pratiquées sur le périmètre d'irrigation.

Ayant obtenu le volume de la retenue à la fin du mois, on détermine sur la courbe hauteur - capacité (fig. 9) la côte du plan d'eau d'après le tableau n° 12, le mois de Février enregistré un maximum pour le volume obtenu de la cuvette, soit 120580 m³ ce qui correspond à une hauteur utile h_u de 6,5 m.

Tableau n° 11

Variation des surfaces et des capacités en fonction de la hauteur

Cotes (m)	Surfaces S_i (ha)	$\frac{S_{i-1} + S_i}{2}$ (ha)	Capacités ($10^3 m^3$)	Cumulées des capacités $10^3 m^3$
96	0,32			
97	0,47	0,40	4	4
98	0,91	0,69	6,9	10,9
99	1,53	1,22	12,2	23,1
100	2,08	1,81	18,1	41,2
101	2,89	2,49	24,9	66,1
102	3,91	3,40	34,0	100,1
103	4,50	4,21	42,1	142,2
104	4,96	4,73	47,3	189,5
105	6,14	5,55	55,5	245
106	7,85	6,70	67,0	312
107	9,35	8,60	86	398

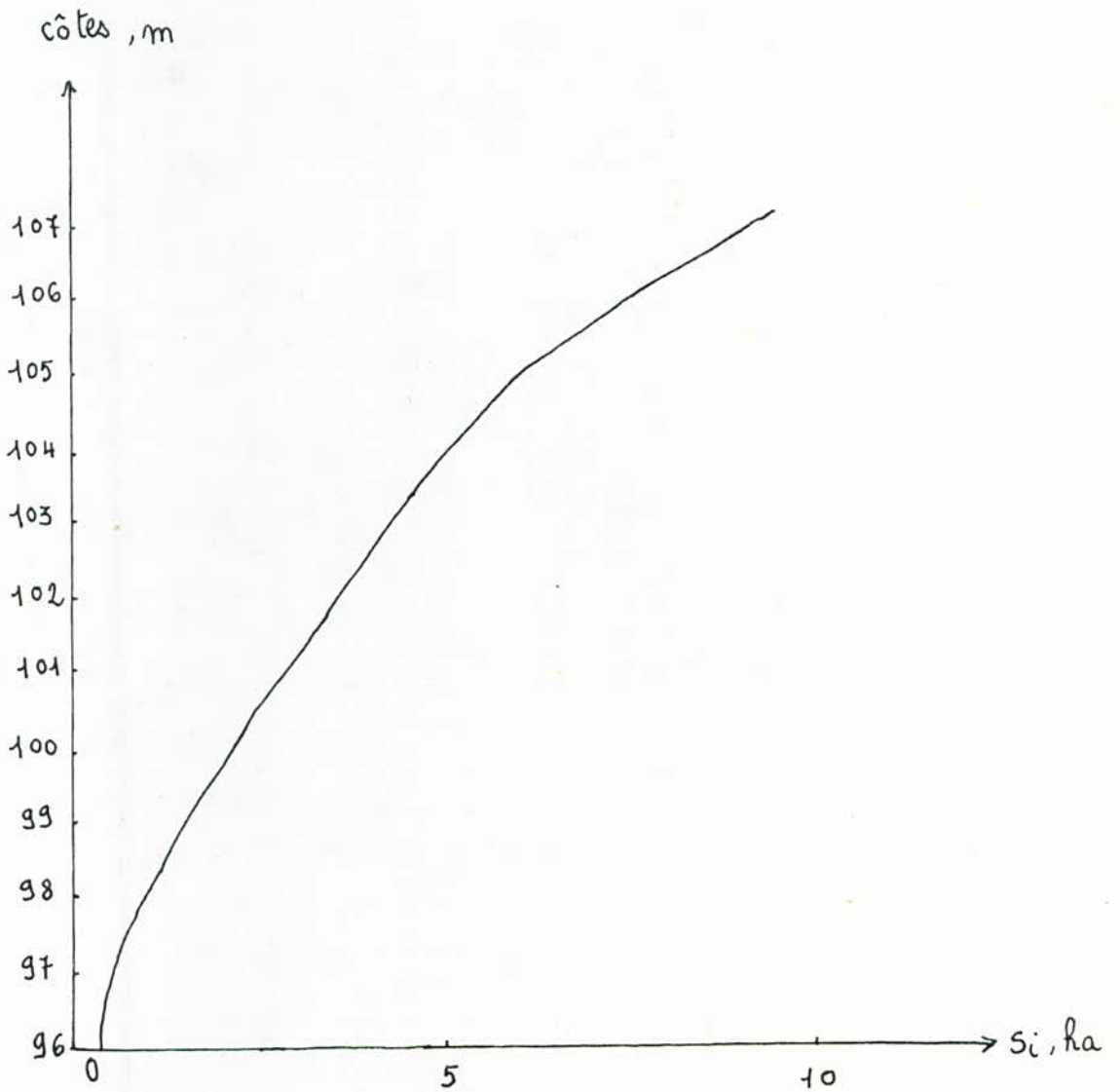


fig n° 8 courbe hauteurs surfaces

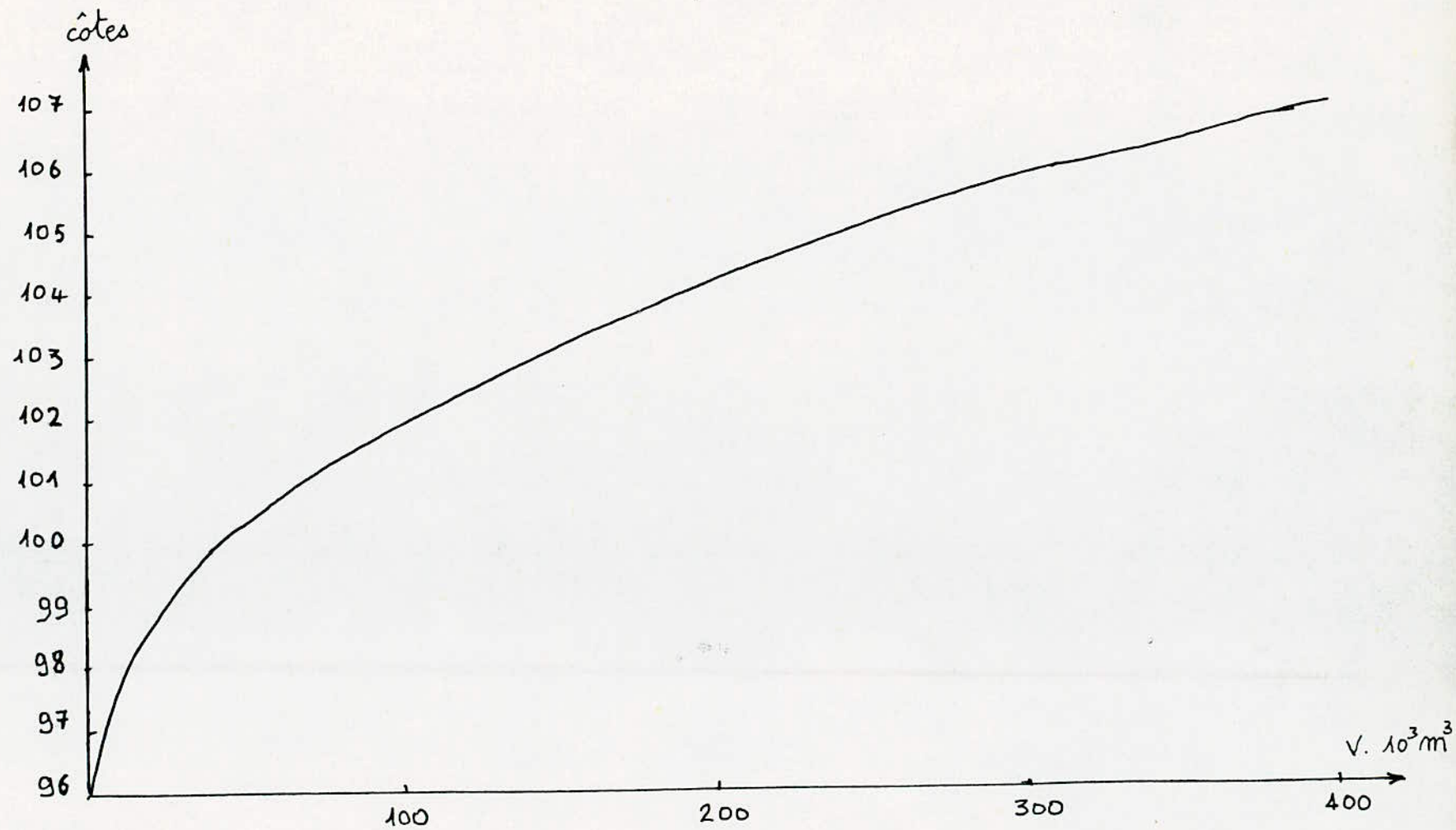


Fig n° 9 : courbe hauteurs - capacités

VI. LAMINAGE DE LA CRUE DANS LA RETENUE :

Ayant fixé la longueur déversante de l'évacuateur de crue, on détermine la charge maximale au dessus du seuil du déversoir. Pendant un intervalle de temps Δt la variation du volume d'eau stocké peut se traduire par l'expression :

$$\Delta V = \Delta t (Q_c - Q_e)$$

avec : Q_c : débit de crue à l'instant considéré

Q_e : débit de l'évacuateur de crue au même instant.

On résoud cette équation par la méthode graphique de CREAGER.
Nous calculons le débit de l'évacuateur Q_e par la formule suivante :

$$Q_e = m \sqrt{2g} h^{3/2} L$$

avec : h : hauteur de la lame déversante

L : longueur déversante ($L = 2,0$ m)

g : pesanteur

$$m = 0,37$$

Sur une même figure, nous représentons les courbes $Q_e = f(h)$ et à partir du NNR, la capacité en fonction de la hauteur $V = f(h)$, ainsi que les courbes :

$$V - \frac{V_e}{2} \quad \text{et} \quad V + \frac{V_e}{2}$$

Pour un temps Δt égal au temps de concentration t_c , nous relevons les valeurs des débits de crue millénale Q_c , ainsi que les volumes V_c correspondants (tableau n° 9). Pour un volume maximum V' et par interaction sur la courbe $V + \frac{V_e}{2}$, on détermine la charge maximale au dessus du seuil du déversoir.

Sur la figure n° 10, on trouve $h = 0,40$ m, pour un volume de crue maximum $V_c = 25,14 \cdot 10^3 \text{ m}^3$.

Tableau n° 13

Calcul des débits de l'évacuateur.

Hauteur au dessus du seuil du deversoir h (m)	Débit de l'évacuateur Q_e (m^3/s)	Volume déversé par l'évacuateur V_e ($10^3 m^3$)	Capacité V ($10^3 m^3$)	$V + \frac{V_e}{2}$ ($10^3 m^3$)	$V - \frac{V_e}{2}$ ($10^3 m^3$)
0,5	1,16	5,51	61,25	64,00	58,49
1,0	3,27	15,57	67,00	74,78	59,21
1,5	6,01	28,60	76,50	90,80	62,20
2,0	9,26	44,03	86,00	108,01	63,99

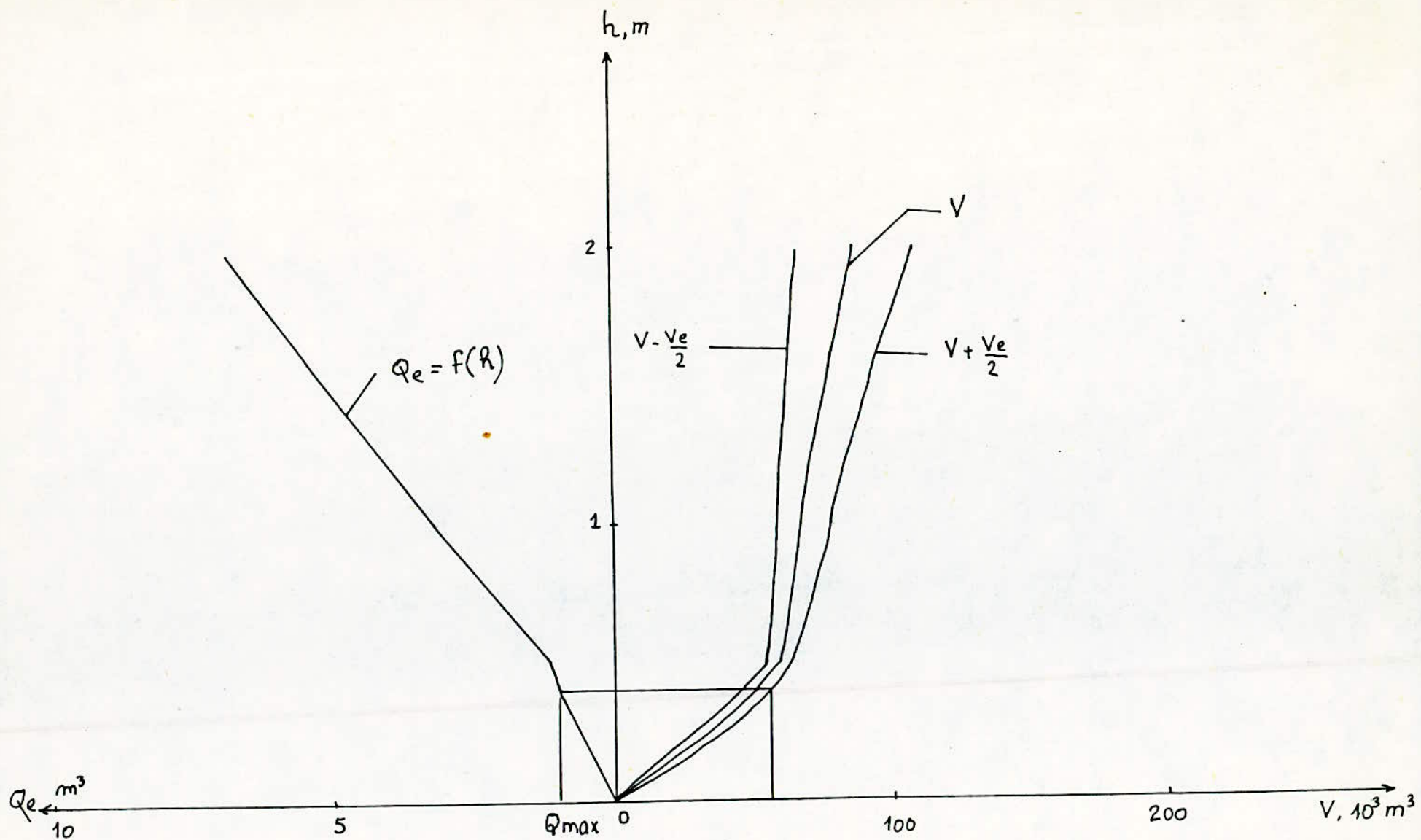
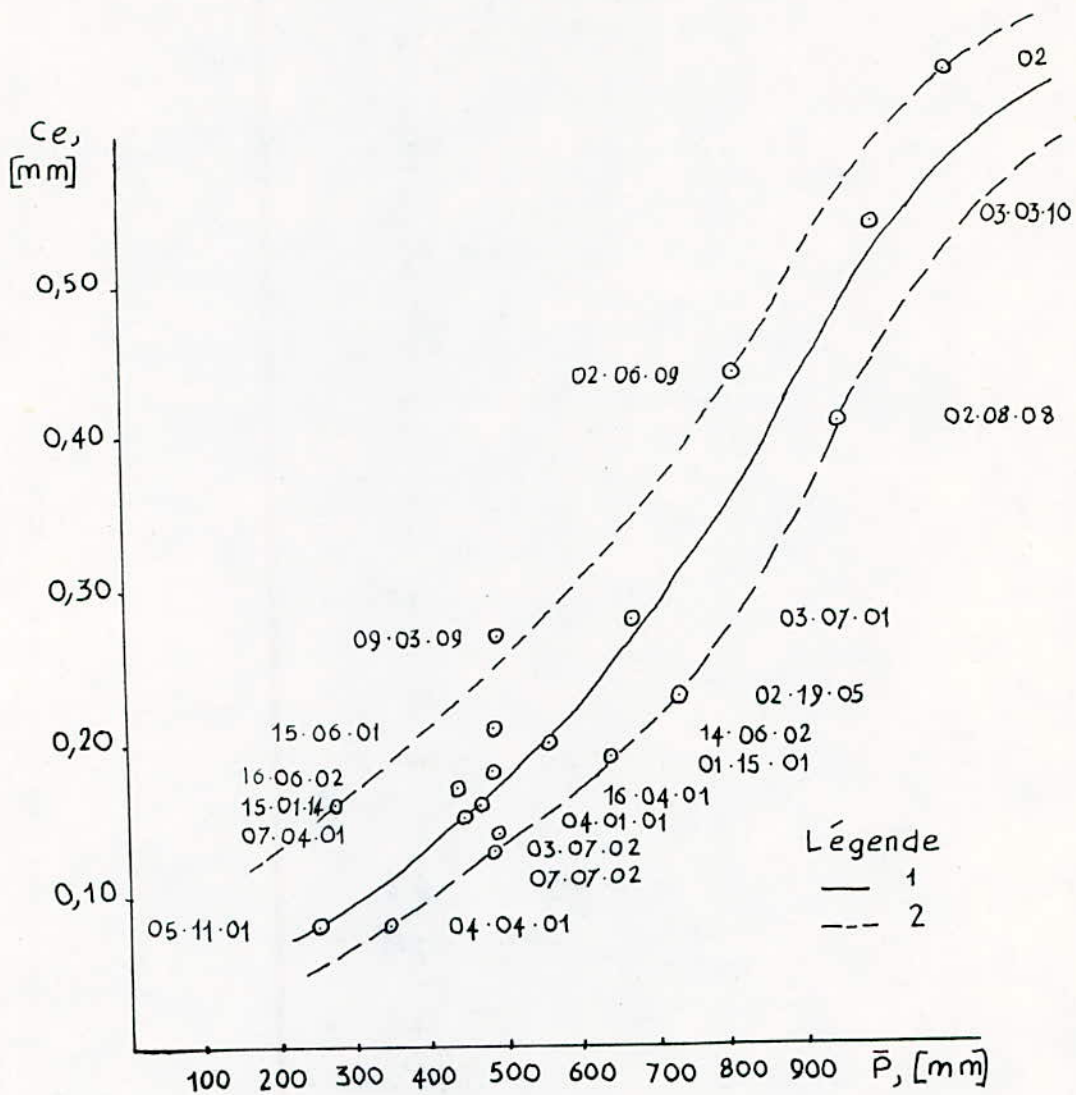


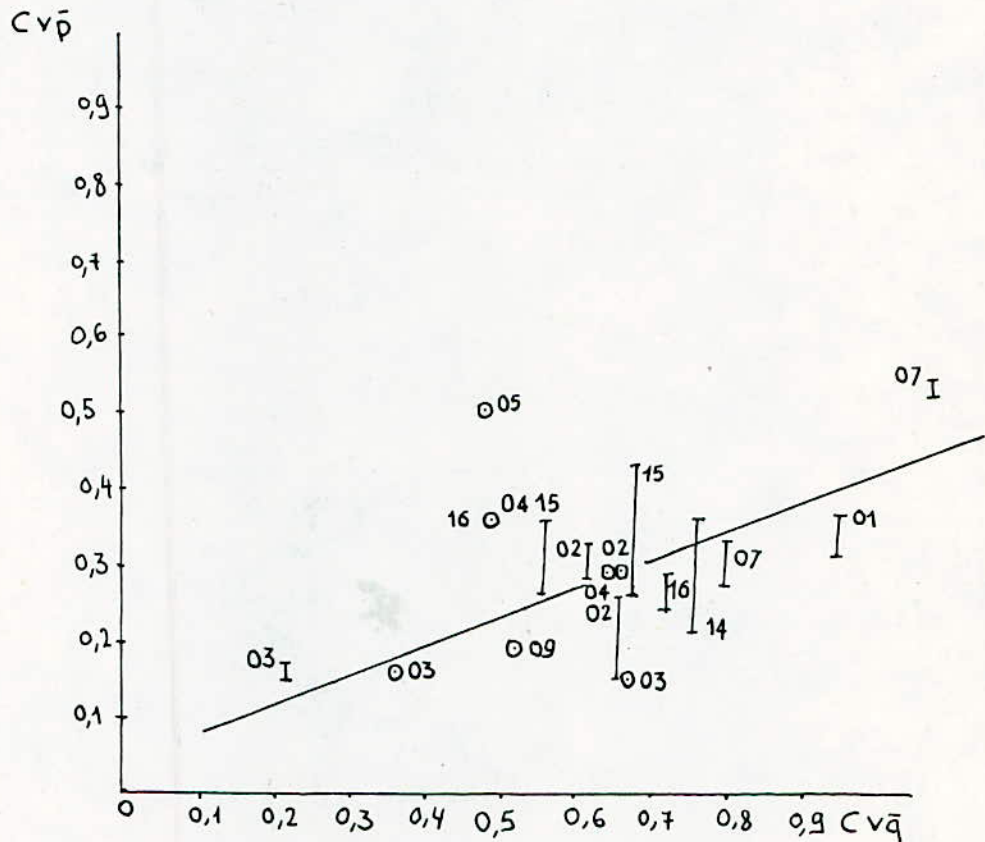
fig n°10 Détermination de la charge maximale
au dessus du seuil du déversoir.



RELATION COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT (C_e) -
PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES (\bar{P})

1. Relation moyenne $C_e = f(P)$ établie à partir
des observations de petits B.V algériens
2. Courbes enveloppes

(Les chiffres accolés aux points sont les codes
I.N.R.H des stations hydrométriques)



RELATION DES COEFFICIENTS DE VARIATION
DES PRECIPITATIONS ($Cv_{\bar{p}}$) ET DES
ECOULEMENTS ($Cv_{\bar{q}}$). MOYENS ANNUELS
SUR DES PETITS B.V ALGERIENS
(Les chiffres sur le graphe sont les
codes I.N.R.H du réseau hydrographique)

CHAPITRE II :

ETUDE GEOTECHNIQUE :

Cette étude a pour but de déterminer avec une précision suffisante :

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

Pour cela, il a été effectué des sondages au niveau du site et de la zone d'emprunt, ainsi que des essais physiques et mécaniques.

I. ETUDE DES FONDATION :

L'étude des échantillons prélevés au niveau de la zone d'assise de la digue a permis de déterminer les paramètres suivants :

- la teneur en eau naturelle $W\% = 22,64$;
- la densité sèche $\gamma_d = 1,59 \text{ t/m}^3$;
- la densité humide $\gamma_h = 1,95 \text{ t/m}^3$;
- le degré de saturation $S_r = 0,92$.

1°- Essais physiques :

Ces essais consistent à déterminer les limites d'Atterberg, la valeur trouvée pour l'indice de plasticité $I_p\% = 32,80$.

D'après la classification soviétique des sols argileux, nous nous trouvons en présence d'un terrain à plasticité élevée.

L'indice de consistance I_c est calculé par la formule suivante :

$$I_c = \frac{W - W_p}{I_p}$$

avec : W : limite de liquidité
 W_p : limite de plasticité
 I_c : indice de consistance

$$I_c = \frac{53 - 23,78}{32,79} = 0,89$$

suivant la classification soviétique des sols argileux, il s'agit d'un argile mollément plastique.

2°- Essai de cisaillement rectiligne :

Il s'agit d'un essai rapide de type non drainé c'est à dire à l'état saturé. Les caractéristiques à court terme tirées de cet essai sont :

- la teneur en eau du sol saturé $W_s = 24,05$;
- la résistance au cisaillement $t = 7,5 \text{ t/m}^2$;

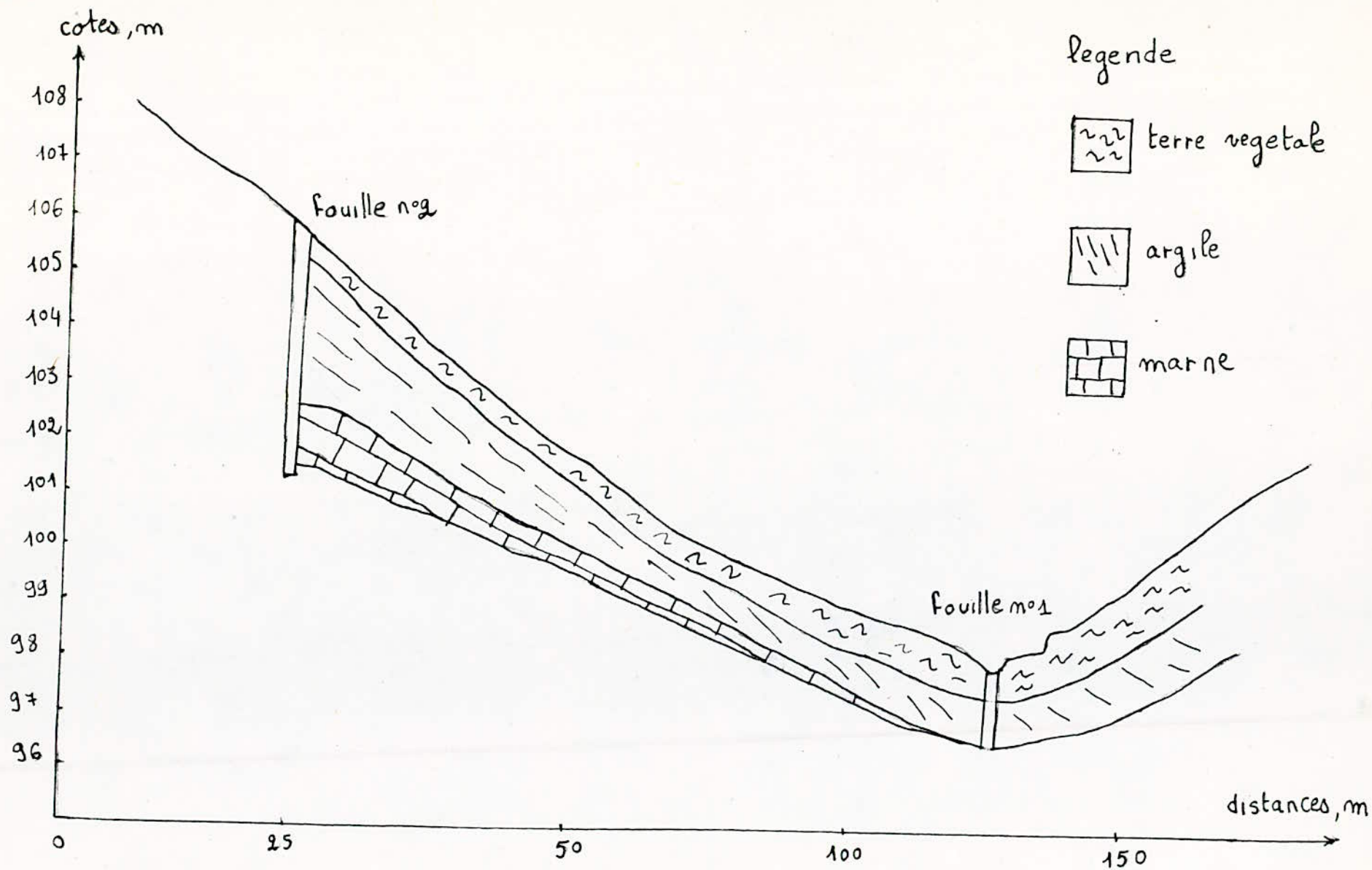


Fig n°1 coupe geologique de la zone d'assise

3° - Stabilité des fondations :

Il faudra s'assurer de la stabilité des fondations si les essais de cisaillement donnent un angle de frottement inférieur à 20°. Pour ce, on vérifie que la résistance de cisaillement des fondations est supérieure à la contrainte maximale de cisaillement horizontal.

La contrainte moyenne de cisaillement horizontal t_1 est donnée par la formule suivante :

$$t_1 = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2B} d \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\theta_1}{2} \right)$$

où : H_1 : hauteur totale du barrage et des fondations jusqu'à la couche rigide

H_2 : épaisseur des fondations jusqu'à la couche rigide

B : projection horizontale du talus

d : densité saturée des matériaux de fondation

θ_1 : angle de frottement interne équivalent déterminé par la formule :

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{C + d H_1 \operatorname{tg} \theta}{d H_1}$$

C : cohésion des fondations

θ : angle de frottement interne réel des fondations

Application numérique :

$$C = 3,6$$

$$d = 2,0$$

$$H_1 = 12 \text{ m}$$

$$\theta = 12^\circ$$

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{3,6 + 2 \cdot 12 \operatorname{tg} 12}{2 \cdot 12} = 0,36$$

$$\operatorname{tg} \theta_1 = 0,36 \implies \theta_1 = 19,928^\circ$$

Calculons la contrainte moyenne t_1 :

$$B = 27 \text{ m}$$

$$H_2 = 1 \text{ m}$$

$$H_1 = 12 \text{ m}$$

$$\theta_1 = 20^\circ$$

$$d = 2,0$$

$$t_1 = \frac{12^2 - 1^2}{2 \cdot 27} \times 2 \operatorname{tg} \left(45 - \frac{20}{2} \right)$$

$$t_1 = 3,7 \text{ t/m}^2$$

La contrainte maximale se déduit de la contrainte moyenne par la relation $t_{\max} = 1,4 \cdot t_1$:

$$t_{\max} = 1,4 \times 3,7 \text{ t/m}^2 = 5,18 \text{ t/m}^2$$

$$t \quad t_{\max}$$

II. ETUDE DES MATERIAUX DESTINES A LA CONSTRUCTION DE LA DIGUE :

La zone d'emprunt se trouve à 150 m du site de la retenue. Deux sondages ont été effectués sur cette zone, chacun de profondeur de 2,25 m.

1°- Identification des terres :

L'identification des terres se fait d'après les mesures de teneur en eau, de poids spécifiques et des analyses granulométriques du matériau. Les résultats des mesures sont les suivants :

- la densité sèche $\gamma_d = 1,58$;
- la densité humide $\gamma_h = 1,96$;
- la teneur en eau naturelle $w\% = 24,05$;

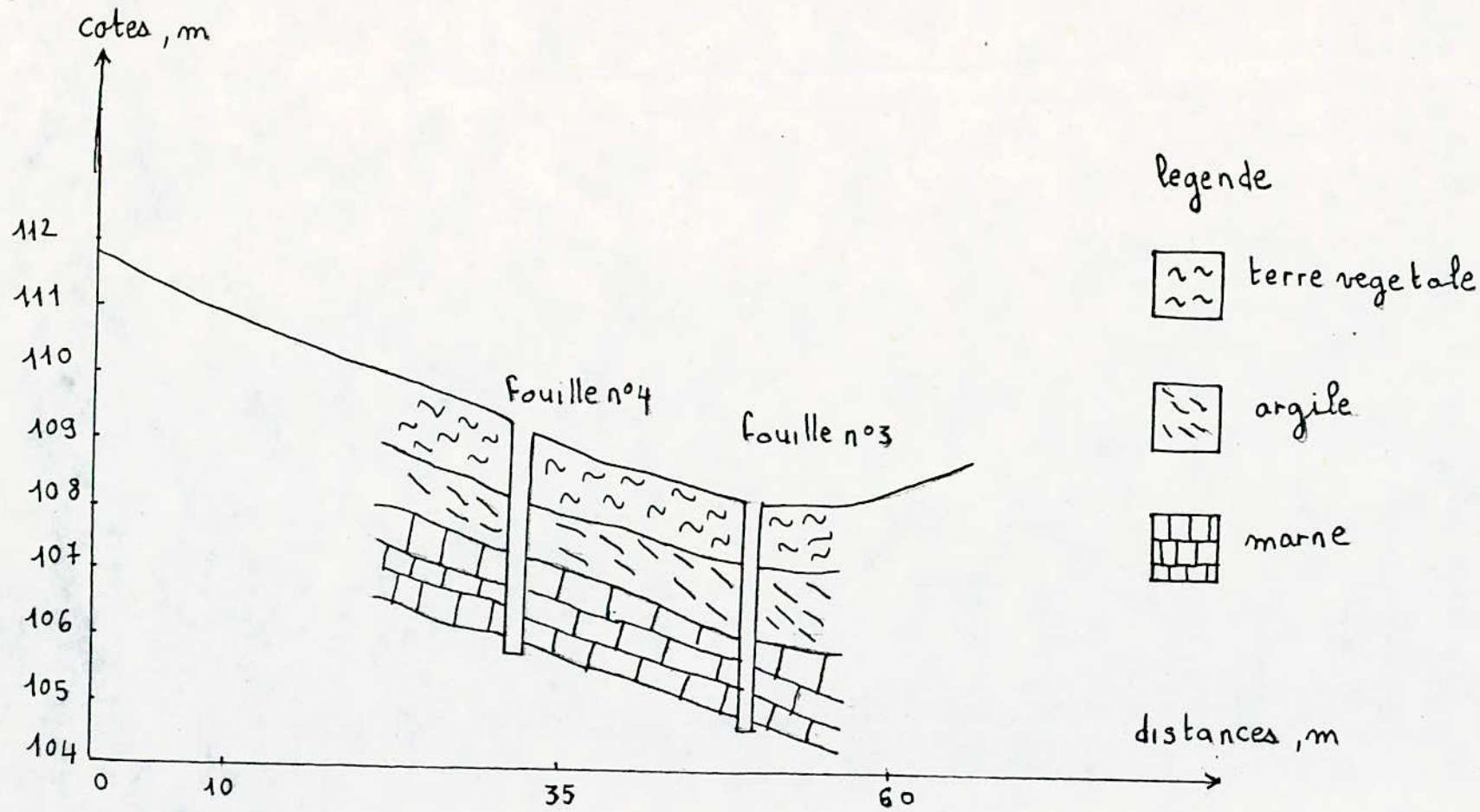


Fig n°2 coupe geologique de la zone d'emprunt

- le degré de saturation $S_r = 0,90$;
- les limites d'Atterberg sont l'indice de plasticité
 $I_p = 31,54$;
- limite de liquidité $w\% = 51$;
- limite de plasticité $w_p = 31,54$.

2°- Caractéristiques physiques et mécaniques des terres :

Le massif de terre sera d'autant plus stable et étanche qu'il contiendra peu de vide, c'est à dire que les grains qui le constituent seront mieux ambriqués les uns dans les autres. A cet état, correspond pour une terre donnée un maximum de densité sèche.

Les essais PROCTOR donnent pour la teneur en eau optimum $w_{op} = 17\%$;
la densité sèche maximale $\gamma_{max} = 1,75 \text{ t/m}^3$;
la densité sèche $\gamma_d = 1,58$ s'écarte du maximum donc, il sera difficile d'obtenir un bon compactage.

Les résultats obtenus par l'essai de cisaillement sont pour :

- l'angle de frottement interne $\theta = 10^\circ$;
- la résistance de cisaillement $t = 7,5 \text{ t/m}^2$.

3°- Conclusion :

Il importe de souligner que ces matériaux argileux assurent une bonne imperméabilité mais, ils sont trop plastiques, et possèdent une résistance au cisaillement faible à l'état humide, de plus, ils sont sujet au retrait et au gonflement et se compactent difficilement.

CHAPITRE III.

ETUDE DE LA DIGUE :

LA DIGUE :

I. Les dimensions de la digue :

I.1. La hauteur de la digue :

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

La hauteur normale de la retenue est égale à la somme de la hauteur utile et de la tranche morte déterminées par l'étude hydrologique :

$$h_N = h_u + h_M$$

avec : h_N : hauteur normale de la retenue

h_u : hauteur utile

h_m : tranche morte

$$h_N = 6,5 \text{ m} + 2,5 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

$$h_N = 9 \text{ m}$$

La charge maximale h_e au dessus du seuil du déversoir est déterminée par l'étude du laminage de la crue, on a $h_e = 0,40$.

La revanche est une tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux et la crête du barrage. Elle est déterminée de telle façon que les vagues qui pourraient se former ne submergent pas la digue et constitué de plus une tranche de sécurité en cas de crue catastrophique.

Nous calculons la revanche R par la formule de STEVENSON :

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

ou : $v = 1,5 + 2 h_v$

et : $h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{w.F} - 0,26 \sqrt[4]{F}$

avec : h_v : hauteur des vagues
 w : vitesse du vent en km/h ($w = 97,2$ km/h)
 F : longueur du plan d'eau en km ($F = 0,2$ km)

$$h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{97,2 \times 0,2} - 0,26 \sqrt[4]{0,2}$$

$$h_v = 0,75 \text{ m}$$

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

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

donc, la hauteur totale de la digue sera :

$$H = h_N + h_e + R + h_d$$

$$H = 9 \text{ m} + 0,40 \text{ m} + 1 \text{ m} + 0,60 \text{ m}$$

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

cote en crête : 107 m

I.2. Largeur en crête du barrage :

Largeur en crête b_c de la digue est estimée par deux formules :
formule de KNAPPEN;

$$b_c = 1,65 \sqrt{H} = 1,65 \sqrt{11} = 1,65 \text{ m}$$

formule de B. PREECE;

$$b_c = 1 + 1,1 \sqrt{H} = 1,1 \sqrt{11} + 1 = 4,64 \text{ m}$$

On prendra la moyenne des deux résultats soit $b_c = 5$ m.

I.3. Pente des talus de la digue :

La pente des parements ainsi que le type de la digue dépendra des matériaux disponibles pour la construction. La digue sera de type homogène, car les matériaux disponibles constituent un massif imperméable.

Pour déterminer la pente des talus, on se donne des pentes qui paraissent optimales et on vérifie ensuite grâce à une étude de stabilité qu'avec ces pentes, la digue présente une sécurité suffisante.

Nous tirons du tableau n° 1, qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur de la digue et du type de la digue :

- pente amont 1/2,5;
- pente aval 1/2.

I.4. Protection des talus :

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

Talus amont : une protection contre le batillage des vagues est indispensable, elle peut être réalisée en enrochements rangés à la main ou en vrac, cette dernière, par sa facilité de mise en place et pour son économie est préférable.

La protection doit reposer sur une couche drainante qui s'oppose à l'entraînement des petites particules du corps par le courant liquide surtout lors de l'abaissement rapide du niveau de réservoir. L'épaisseur minimale peut être calculée par les formules empiriques.

a.- Formule de CHANKIN :

$$t_{\min.} = 1,7 h_v \frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m(2 + m)}$$

- avec :
- t_{\min} : épaisseur minimale de protection en m
 - h_v : hauteur des vagues en m
 - γ : poids volumique de l'eau en t/m^3
 - γ_p : poids volumique des pierres en t/m^3
 - m : fruit du talus amont

Pentes des talus

Hauteur de la digue	Type de digue	Pentes des talus	
		amont	aval
3 à 5 m	1) Homogène	1/2.5	1/2
	2) A zones	1/2	1/2
5 à 10 m	1) Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	2) Homogène, mais à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2
	3) à zones	1/2	1/2
10 à 20 m	1) Homogène, granulométrie étendue	1/2.5	1/2
	2) Homogène, mais à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2.5
	3) à zones	1/2.5	1/2.5
20 m et plus	1) Homogène, granulométrie étendue	1/3	1/2.5
	2) Homogène mais à fort pourcentage d'argile	1/3.5	1/2.5
	3) A zones	1/3	1/3

$$t_{\min} = 1,7 \cdot 0,75 \frac{1}{2,2 - 1} \cdot \frac{\sqrt{1 + 2,5^2}}{2,5(2 + 2,5)} \text{ m}$$

$$t_{\min} = 0,25 \text{ m}$$

b.- Formule de PICKIN :

$$t_{\min} = \frac{n \cdot 0,178 h_v}{\gamma_p - \gamma} \sqrt{\frac{1 + m^2}{m^2}}$$

avec : n : facteur de sécurité = 1,2 à 1,5

$$t_{\min} = 0,18 \text{ m.}$$

On prendra $t_{\min} = 20 \text{ cm.}$

Talus aval : en pratique le talus aval est enherbe au fur et à mesure que les travaux avancent, cet enherbement contribuera à la consolidation rapide des terres.

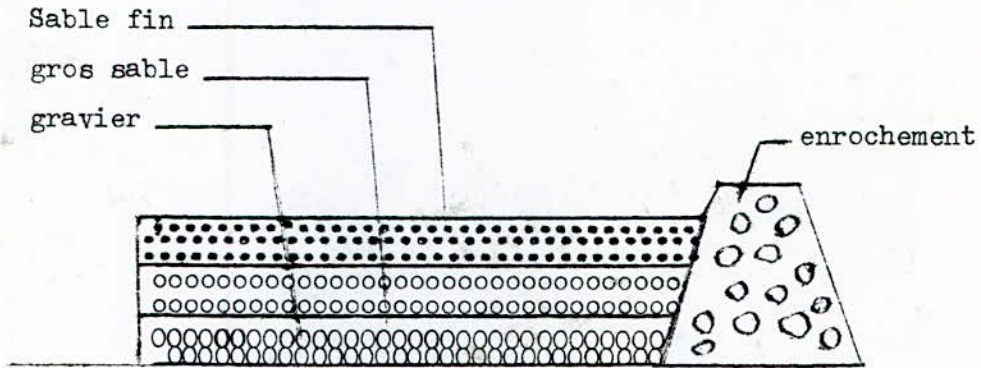
II. DETERMINATION DE LA LIGNE DE SATURATION :

Avant d'entreprendre le calcul de la stabilité, il faut déterminer la position de la ligne de saturation qui délimite la partie sèche (ou humide) de la digue et celle qui est saturée d'eau.

II.1. Protection contre les infiltrations :

Du fait qu'on a créé une charge hydraulique derrière la digue, l'eau aura tendance à s'infiltrer dans le massif même du barrage et dans les terrains d'ossise. Le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de telle sorte que les débits d'infiltration soient négligeables. Toutefois, ceux-ci ne sont jamais nuls et il importe de s'assurer que les resurgences, à l'aval, des eaux infiltrées ne nuisent pas à la stabilité de l'ouvrage. Pour ce, il faut éviter d'une part que ces eaux ne causent des destructions locales en entraînant des particules de terres du talus aval, d'autre que les sous pressions en aval ne tendent à soulever

Donc, on aura soin de placer au pied aval du massif un tapis filtrant et un drain de pied qui auront pour effet de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur de la digue en interceptant les eaux d'infiltration.

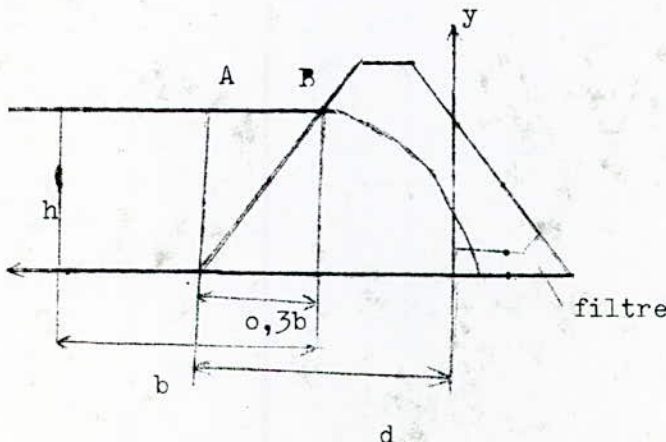


II.2. Ligne de saturation :

Dans une digue homogène la, ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane, à une parabole d'axe horizontal, de foyer situé à l'extrémité amont du drain et définie par l'équation :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$



étant la largeur en base de la digue, diminuée de $0,7b$ et b la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont. (Voir planche n° 2).

II.3. Calcul du débit de fuite :

Nous prenons une valeur approximative de la perméabilité K des argiles soit 10^{-9} m/s; le débit de fuite est égal à q donné par la formule suivante :

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

$$q = 10^{-9} (\sqrt{9^2 + 26,75^2} - 26,75) \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q = 0,147 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

III. ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS :

La vérification de la stabilité des talus est faite par la méthode de FELLENIUS. Dans cette méthode, on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture. D'autre part, on considère la longueur du barrage comme infiniment grande. Cette approximation est valable si cette longueur est supérieure à 2 ou 3 fois, la longueur de l'arc de rupture.

Si le talus étudié est découpé en tranches de largeur $b = \frac{R}{m}$ où :

R : rayon du cercle de glissement

m = 10, 20,

Soient N, la composante normale et T la composante tangentielle du poids G_n d'une tranche au niveau du cercle de glissement. Soit dl la longueur de l'arc du cercle de glissement intercepté par la tranche.

Le mouvement se fait le long du cercle de glissement. Si le matériau constituant la tranche à un angle de frottement φ et une cohésion c, les forces stabilisantes sont :

- force de frottement $(N - \bar{w}) \operatorname{tg} \varphi$

- force de cohésion : c dl

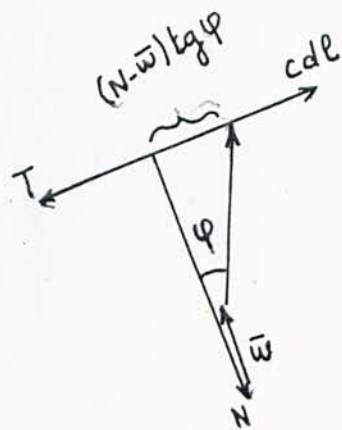
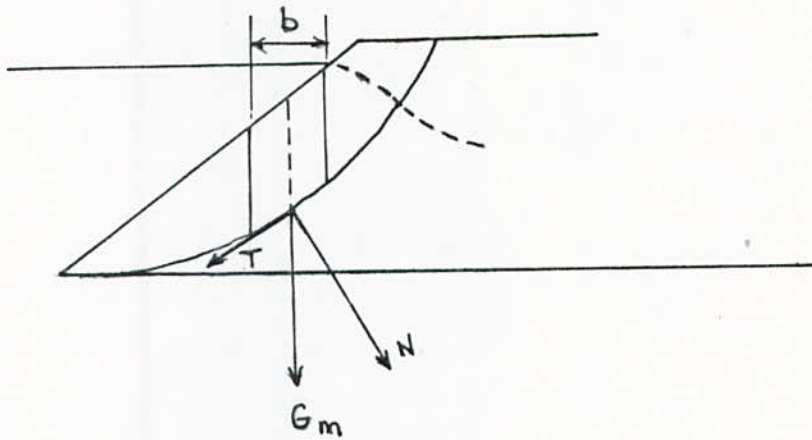


fig n°1 Epure des forces

\bar{w} : étant la pression hydrostatique interne qui ayant tendance à écarter les grains les uns des autres et se retranche de la composante normale et provoque une diminution des forces de frottement.

La force motrice est T.

Le coefficient de sécurité K_s se définit comme le rapport des forces qui stabilisent le barrage, aux forces qui ont tendance à produire un mouvement de glissement :

$$K_s = \frac{\sum (N - \bar{w}) \operatorname{tg} + \sum dl}{\sum T}$$

Le centre du cercle critique est situé sensiblement sur la droite OO' dont la construction est indiquée sur la figure 2.

Le poids de la tranche n se calcule comme suit :

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

avec : b : largeur de la n^{ième} tranche

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation

γ_3 : densité de la zone d'assise de la digue

h' : hauteur moyenne de la partie de la tranche sèche

h'' : hauteur moyenne de la partie de la tranche saturée

h''' : hauteur moyenne de la partie appartenant à la zone d'assise de la digue.

La force tangentielle s'exprime par :

$$T = G_n \sin \alpha_n$$

La composante normale par :

$$N = G_n \cos \alpha_n$$

$$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$$

où : n : numéro de la tranche considérée

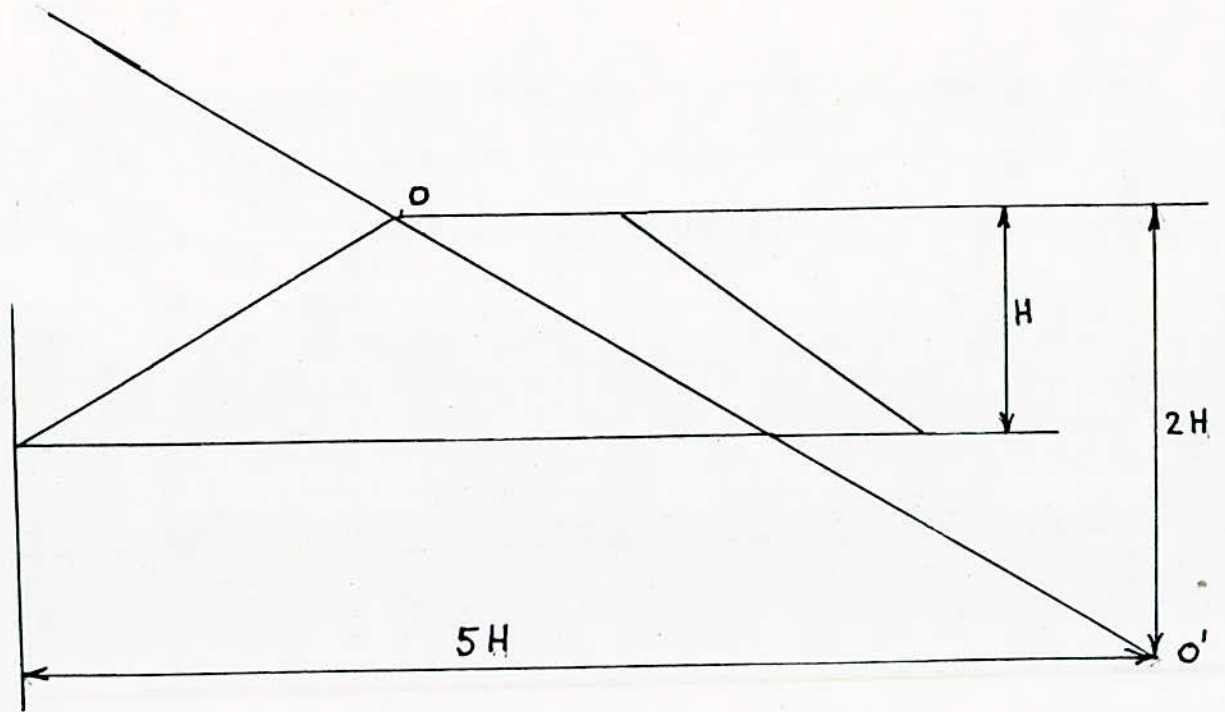


Fig n° 2 Choix du centre du cercle de glissement

Le calcul de la pression intersticielle est délicat dans ces conditions. On emploie plutôt l'approximation suivante.

Juste après la vidange, l'eau qui est dans le barrage n'a pas eu le temps de s'écouler et cette eau supporte par sa pression une partie du poids du massif mouillé. Cette pression n'est pas génératrice de frottement; on admet donc que la composante normale à multiplier par $\text{tg } \alpha$, est égale au profit de la densité immergée ($\rho_{\text{sat}} - 1$) par la hauteur moyenne et la largeur de la tranche :

$$N - \bar{w} = b (\rho_{\text{sat}} - 1) h$$

avec : ρ_{sat} : densité saturée du matériau.

Par contre, le poids de l'eau emmagasiné dans le massif est générateur d'une force d'entraînement et dans le calcul de la composante tangentielle T , il faut prendre la densité saturée :

$$T = \rho_{\text{sat}} \cdot h$$

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

avec : α_n : angle que fait la droite interceptant la tranche $n^{\text{ième}}$ considérée avec la verticale.

La pression hydrostatique \bar{w} est égale à γh_p :

γ : poids spécifique de l'eau

h_p : hauteur piézométrique de la tranche considérée

$$K_s = \frac{\sum (G_n \sqrt{1 - (\frac{n}{m})^2} - \frac{h_p \cdot b}{\cos \alpha_n}) \text{tg } \alpha_n + \sum \frac{c \cdot b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \frac{n}{m}}$$

Talus amont : nous considérons deux cas :

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

Une vidange peut être considérée comme rapide si elle est faite en moins d'un mois et si la digue est constituée de terrains très imperméables.

Talus aval : nous considérons deux cas :

- fin de construction (réservoir vide);
- fonctionnement normal (réservoir plein).

Pour tous les cas cités précédemment, nous devons aussi tenir compte de l'effet du séisme en faisant intervenir une force due à l'accélération d'un tel mouvement.

Le coefficient de sécurité en cas de séisme est :

$$K_{SS} = \frac{\sum (N - \bar{w}) \operatorname{tg} \phi + \sum c_i d_i}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

- avec :
- a : accélération du séisme
 - d_n : bras de levier de la tranche n
 - G_n : poids de la tranche n.

Les calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Talus amont, udange rapide R = 17m

no	b	R ^{II}	R ^{III}	α ₂	α ₃	G _m	sin α _m	cos α _m	G _m sin α _m	G _m cos α _m	wφ	(G _m cos α _m - wφ) tg φ	Ci	l _m	C _l l _m	d _m	a G _m d _m
-4	1,7	0,35	0,25	1,98	2,00	2,03	-0,4	0,92	-0,81	1,87	0,60	0,27	3,6	1,85	6,65	16,5	3,68
-3		1,05	0,70			5,91	-0,3	0,95	-1,77	5,61	1,75	0,82		1,79	6,44	16,3	10,59
-2		1,70	1,00			9,12	-0,2	0,98	-1,82	8,94	2,70	1,32		1,73	6,24	15,7	15,75
-1		2,40	1,15			11,99	-0,1	0,99	-1,20	11,87	3,55	1,77		1,71	6,18	25,3	23,36
1		3,00	1,15			14,01	0,1	0,99	1,40	13,87	4,15	2,06		1,71	6,18	14,9	22,96
2		3,75	1,00			16,02	0,2	0,98	3,20	15,67	4,75	2,32		1,73	6,24	14,7	25,90
3		4,45	0,65			17,19	0,3	0,95	5,15	16,33	5,10	2,38		1,79	6,44	14,5	27,42
4		5,05	0,20			17,68	0,4	0,92	7,07	16,26	5,25	2,34		1,85	6,65	14,7	28,59
5		5,15	0			17,33	0,5	0,87	8,67	15,07	5,15	2,11	3,3	1,95	6,45	14,8	28,21
6		5,00	0			16,83	0,6	0,80	10,10	13,46	5,00	1,80		2,12	7,01	15,2	28,14
7		4,60	0			15,48	0,7	0,71	10,84	10,99	4,60	1,36		2,39	7,90	15,6	26,56
8		3,20	0			10,77	0,8	0,60	8,61	6,46	3,20	0,69		2,83	9,35	16,1	19,07
9		2,30	0			7,74	0,9	0,44	6,97	3,40	2,30	0,23		3,86	12,75	16,5	14,05
													Σ = 19,47	Σ = 94,48	Σ = 287,28		

$$k_s = \frac{\sum (G_m \cos \alpha_m - w\phi) \operatorname{tg} \phi + \sum C_i l_m}{\sum G_m \sin \alpha_m} = \frac{\Sigma = 56,40}{\Sigma = 2,02}, k_{ss} = 1,55$$

Talus amont, vidange rapide $R = 19 \text{ m}$

n°	b	h''	h'''	α_2	α_3	G_m	$\sin \alpha_m$	$\cos \alpha_m$	$G_m \sin \alpha_m$	$G_m \cos \alpha_m$	$W\phi$	$(G_m \cos \alpha_m - W\phi) \text{tg} \phi$	l_n	c_i	$c_i l_n$	d_n	$a G_m d_m$
-3	1,9	0,50	0,30	1,98	2,00	3,02	-0,3	0,95	-0,90	2,87	0,80	0,44	2,00	3,6	7,20	18,4	6,11
-2	1,9	1,25	0,75			7,55	-0,2	0,98	-1,51	7,40	2,00	1,25	1,94		6,98	18,0	14,95
-1	1,9	1,50	0,95			12,07	-0,1	0,99	-1,20	11,95	2,45	2,02	1,92		6,91	17,6	23,36
1	1,9	2,75	0,95			13,95	0,1	0,99	1,39	13,81	2,70	2,36	1,92		6,91	17,4	26,70
2	1,9	3,50	0,75			16,02	0,2	0,98	3,20	15,70	4,25	2,43	1,94		6,98	17,0	29,95
3	1,9	4,25	0,35			17,32	0,3	0,95	5,19	16,45	4,60	2,52	2,0		7,20	16,8	32,00
4	1,9	4,65	0			17,49	0,4	0,92	6,99	16,09	4,65	2,01	2,06	3,3	6,81	16,7	32,13
5	1,9	4,65	0			17,49	0,5	0,87	8,74	15,21	4,65	1,86	2,18		7,20	17,2	33,09
6	1,9	4,35	0			16,36	0,6	0,80	5,89	13,09	4,35	1,54	2,37		7,83	17,5	31,49
7	1,9	3,60	0			13,54	0,7	0,71	9,48	9,61	3,60	1,06	2,67		8,83	17,7	26,36
8	1,9	2,45	0			9,22	0,8	0,60	7,37	5,53	2,45	0,54	3,16		10,45	18,2	18,46
9	1,4	0,85	0			2,35	0,9	0,44	2,12	1,03	0,85	0,03	3,18		10,50	18,7	4,83

$\Sigma = 46,76$

$\Sigma = 18,06$

$\Sigma = 93,8$

$\Sigma = 279,43$

$$K_s = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m - W\phi) \text{tg} \phi + \Sigma c_i l_n}{\Sigma G_m \sin \alpha_m} = 2,39$$

$$K_{ss} = 1,81$$

Talus amont vidange rapide $R = 20\text{m}$

n°	b	R''	R'''	α_2	α_3	G_m	$\Delta \sin \alpha_m$	$\cos \alpha_m$	$G_m \Delta \sin \alpha_m$	$G_m \cos \alpha_m$	$w \phi$	$(G_m \cos \alpha_m - w \phi) \tan \rho$	l_n	c_i	$c_i l_n$	d_n	$a G_m d_n$
-3	1,5	0,30	0,20	198	2,0	1,49	-0,3	0,95	-0,45	1,41	0,50	0,19	1,58	3,6	5,68	19,6	3,21
-2	2,0	1,00	0,55			6,16	-0,2	0,98	-1,23	6,03	1,55	0,95	2,08		7,49	19,2	13,01
-1	2,0	1,80	0,75			10,13	-0,1	0,99	-1,01	10,03	2,55	1,59	2,02		7,27	18,8	20,95
1	2,0	2,10	0,75			11,31	0,1	0,99	1,13	11,20	2,85	1,77	2,02		7,27	18,6	23,14
2	2,0	3,35	0,50			15,26	0,2	0,98	3,05	14,95	3,85	2,36	2,08		7,49	18,3	30,72
3	2,0	4,05	0,10			16,44	0,3	0,95	4,93	15,62	4,15	2,43	2,10		7,58	18,0	32,55
4	2,0	4,40	0			17,42	0,4	0,92	6,97	16,02	4,40	2,05	2,17	3,3	7,16	17,9	34,30
5	2,0	4,30	0			17,03	0,5	0,87	8,50	14,81	4,30	1,85	2,30		7,58	18,2	34,09
6	2,0	3,90	0			15,44	0,6	0,80	9,26	12,35	3,90	1,49	2,50		8,25	18,5	31,42
7	2,0	3,10	0			12,27	0,7	0,71	8,59	8,59	3,10	0,97	2,81		9,29	18,8	25,37
8	2,0	1,90	0			7,52	0,8	0,60	6,02	4,51	1,90	0,46	3,33		11,00	19,2	15,88
9	1,1	0,55	0			1,20	0,9	0,44	1,08	0,53	0,55	0	2,50		8,25	19,7	2,60

$\Sigma = 46,84$

$\Sigma = 16,11$

$\Sigma = 94,31$

$\Sigma = 267,24$

$$K_S = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m - w \phi) \tan \rho + \Sigma c_i l_n}{\Sigma \Delta \sin \alpha_m \cdot G_m} = 2,35$$

$$K_{SS} = 1,83$$

Talus amont, fin de construction

R = 21 m

n°	b	h ₁	h ₂	γ ₁	γ ₂	G _m	sin α _m	cos α _m	G _m sin α _m	G _m cos α _m	$(G_m \cos \alpha_m) \operatorname{tg} \varphi$	l _n	c _i	c _i l _n	d _n	a G _m d _n
-3	2,1	1,30	0,20	1,95	1,98	6,15	-0,3	0,95	-1,85	5,84	1,24	2,28	3,6	7,53	20,2	13,66
-2	2,1	2,20	0,65			11,71	-0,2	0,98	-2,34	11,47	2,44	1,73		6,24	19,5	25,12
-1	2,1	3,00	0,90			16,03	-0,1	0,99	-1,60	15,87	3,37	2,12		7,63	19,2	38,85
1	2,1	3,80	0,75			19,30	0,1	0,99	1,93	19,11	4,06	2,12		7,63	18,7	39,70
2	2,1	4,65	0,30			22,16	0,2	0,99	4,43	21,71	4,62	1,73		6,24	18,3	44,60
3	2,1	5,50	0			23,77	0,3	0,95	7,13	22,58	4,80	2,21		7,96	18,2	47,58
4	2,1	5,90	0			24,16	0,4	0,92	9,66	22,23	4,72	2,28	3,3	7,53	18,1	48,10
5	2,1	5,85	0			23,95	0,5	0,87	11,98	20,84	4,43	2,41		7,96	18,5	48,73
6	2,1	5,50	0			22,52	0,6	0,80	13,51	18,02	3,83	2,62		8,66	18,8	46,57
7	2,1	4,70	0			19,24	0,7	0,71	13,47	13,66	2,90	2,95		9,76	19,3	40,84
8	2,1	3,45	0			14,13	0,8	0,60	11,30	8,48	1,80	3,50		11,55	19,9	30,93
9	2,1	0,80	0			3,27	0,9	0,44	2,95	1,44	0,30	4,77		15,75	20,5	7,37

$\Sigma = 70,57$

$\Sigma = 38,51$

$\Sigma = 104,44$ $\Sigma = 432,05$

$$K_c = \frac{\Sigma(G_m \cos \alpha_m) \operatorname{tg} \varphi_i + \Sigma c_i l_n}{\Sigma G_m d_n} = 2,02$$

$$K_{cs} = 1,56$$

Talus amont, fin de construction $R = 17\text{ m}$

n°	b	h	δ	G_m	$\sin \alpha_m$	$\cos \alpha_m$	$G_m \sin \alpha_m$	$G_m \cos \alpha_m$	$(G_m \cos \alpha_m) \text{tg } \varphi$	l_n	c_i	$a \text{ l m dn}$	d_n	$a G_m d_n$
-4	1,7	1,00	1,95	3,31	-0,40	0,92	-1,32	3,04	0,54	1,85	3,3	6,17	16,5	6,01
-3	1,7	2,20		7,29	-0,30	0,95	-2,19	6,92	1,22	1,79		5,91	15,9	12,75
-2	1,7	3,30		10,94	-0,20	0,98	-2,19	10,72	1,89	1,73		5,71	15,2	18,29
-1	1,7	4,20		13,92	-0,10	0,99	-1,39	13,78	2,43	1,71		5,64	14,8	22,66
1	1,7	4,90		16,24	0,10	0,99	1,62	16,08	2,83	1,71		5,64	14,5	25,90
2	1,7	5,40		17,90	0,20	0,98	3,58	17,54	3,09	1,73		5,71	14,2	27,96
3	1,7	5,70		18,89	0,30	0,95	5,67	17,94	3,16	1,79		5,91	14,6	30,33
4	1,7	5,85		19,39	0,40	0,92	7,76	17,84	3,14	1,83		6,17	14,2	30,29
5	1,7	5,80		19,23	0,50	0,87	9,61	16,73	2,95	1,95		6,45	14,5	30,67
6	1,7	5,55		18,40	0,60	0,80	11,04	14,72	2,59	2,12		7,01	14,9	30,15
7	1,7	4,90		16,24	0,70	0,71	11,37	11,53	2,03	2,39		7,90	15,1	26,97
8	1,7	3,80		12,59	0,80	0,60	10,08	7,55	1,33	2,83		9,35	15,7	21,74
9	1,7	2,10		6,96	0,90	0,44	6,26	3,06	0,54	3,86		12,75	16,6	12,70

$\Sigma = 59,90$

$\Sigma = 27,74$

$\Sigma = 90,32$

$\Sigma = 296,42$

$$K_S = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m) \text{tg } \varphi + \Sigma c_i l_n}{\Sigma G_m \sin \alpha_m} = 1,97$$

$$K_{SS} = 1,52$$

Talus awal fin de construction R = 20m

no	b	h ₁	h ₂	α ₁	α ₂	G _m	sin α _m	cos α _m	G _m sin α _m	G _m cos α _m	[G _m cos α _m] tg φ	ln	c _i	c _i ln	d _n	a G _m d _n
-2	2,0	1,00	0	1,95	1,98	3,90	-0,2	0,98	0,78	3,86	0,69	2,02	3,6	7,27	19,2	8,23
-1		2,00	0			7,80	-0,1	0,99	0,78	7,64	1,37	2,04		7,34	18,7	16,25
1		3,00	0			11,70	0,1	0,99	1,17	11,46	2,06	2,04		7,34	18,2	23,42
2		4,00	0			15,60	0,2	0,98	3,12	15,44	2,75	2,02		7,27	18,0	30,89
3		4,7	0			18,33	0,3	0,95	5,50	17,41	3,23	2,10	3,3	6,94	17,7	35,69
4		4,2	1,0			20,34	0,4	0,92	8,13	18,71	3,58	2,17		7,17	17,5	39,15
5		3,5	1,9			21,77	0,5	0,87	10,59	18,42	3,73	2,30		7,58	17,7	41,21
6		3,45	1,75			20,38	0,6	0,80	12,23	16,30	3,59	2,50		8,25	17,9	40,13
7		3,3	1,3			18,02	0,7	0,71	12,60	12,79	3,18	2,81		9,29	18,5	36,63
8		2,95	0,75			14,47	0,8	0,60	11,58	8,48	2,55	3,33		11,00	19,0	30,24
9		1,35	0			5,26	0,9	0,44	4,74	2,31	0,93	4,54		15,00	19,5	11,28

Σ = 68,10

Σ = 27,66

Σ = 94,45

Σ = 313,12

$$K_s = \frac{\sum (G_m \cos \alpha_m) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i \ln}{\sum G_m \sin \alpha_m} = 1,79$$

$$K_{SS} = 1,45$$

Talus awal fin de construction R = 15 m

n ^o	b	h	δ	G_m	$\sin \alpha_m$	$\cos \alpha_m$	$G_m \sin \alpha_m$	$G_m \cos \alpha_m$	$(G_m \cos \alpha_m) \tan \varphi$	c	l_n	$c l_m$	d_n	$a G_m d_n$
-4	1,5	0,95	1,95	2,78	-0,4	0,92	-1,11	2,55	0,45	3,3	1,63	5,38	14,5	4,43
-3	1,5	2,15		6,29	-0,3	0,95	-1,88	5,97	1,05		1,58	5,21	14,0	9,68
-2	1,5	3,25		9,50	-0,2	0,98	-1,90	9,31	1,64		1,53	5,05	13,5	14,10
-1	1,5	4,10		11,99	-0,1	0,99	-1,20	11,87	2,09		1,51	5,00	13,0	17,14
1	1,5	4,10		11,99	0,1	0,99	1,20	11,87	2,09		1,51	5,00	12,6	16,62
2	1,5	5,60		16,38	0,2	0,98	3,27	16,05	2,83		1,53	5,05	12,4	22,34
3	1,5	6,45		18,86	0,3	0,95	5,66	17,92	3,16		1,58	5,21	12,0	24,89
4	1,5	6,15		17,99	0,4	0,92	7,19	16,55	2,92		1,63	5,38	12,2	24,14
5	1,5	5,90		17,25	0,5	0,87	8,63	15,01	2,64		1,72	5,69	12,4	23,53
6	1,5	6,10		17,84	0,6	0,80	10,70	14,27	2,51		1,87	6,19	12,7	24,92
7	1,5	5,80		16,96	0,7	0,71	11,87	12,04	2,12		2,11	6,97	13,0	24,25
8	1,5	5,05		14,77	0,8	0,60	11,82	8,86	1,56		2,50	8,25	13,6	22,09
9	1,0	3,50		6,82	0,9	0,44	6,14	3,00	0,53		2,50	8,25	14,2	10,65

$$\Sigma = 60,39$$

$$\Sigma = 25,59$$

$$\Sigma = 76,63$$

$$\Sigma = 238,78$$

$$K_S = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m) \tan \varphi + \Sigma c l_m}{\Sigma G_m \sin \alpha_m} = 1,69$$

$$K_{SS} = 1,34$$

Talus aval, Fonctionnement normal R = 15 m

no	b	h'	h''	γ_1	γ_2	Gm	$\sin \alpha_m$	$\cos \alpha_m$	$G_m \sin \alpha_m$	$G_m \cos \alpha_m$	$w\phi$	$(G_m \cos \alpha_m - w\phi) \operatorname{tg} \phi$	l_n	c_i	$c_i l_n$	d_n	$a G_m d_m$
-4	1,5	0,95	0	1,95	1,98	2,77	-0,40	0,92	1,11	2,55	0	0,45	1,63	3,3	5,38	14,6	4,44
-3		2,15	0			6,29	-0,30	0,95	1,88	5,97	0	1,05	1,58		5,21	14,1	9,75
-2		3,25	0			9,50	-0,20	0,98	1,90	9,31	0	1,64	1,53		5,05	13,6	14,21
-1		4,10	0			11,99	-0,10	0,99	1,20	11,87	0	2,09	1,51		5,00	13,0	17,14
1		4,10	0			11,99	0,10	0,99	1,20	11,87	0	2,09	1,51		5,00	12,1	15,96
2		3,35	2,25			16,48	0,20	0,98	3,29	16,15	2,25	2,45	1,53		5,05	11,2	20,30
3		2,95	3,50			19,02	0,30	0,95	5,70	18,07	3,50	2,57	1,58		5,21	10,6	22,18
4		2,90	3,25			18,13	0,40	0,92	7,25	16,68	3,25	2,37	1,63		5,38	10,7	21,34
5		2,60	3,30			17,40	0,50	0,87	8,70	15,14	3,30	2,08	1,72		5,69	10,8	20,67
6		2,85	3,25			17,99	0,60	0,80	10,79	14,39	3,25	1,96	1,87		6,19	11,2	22,16
7		2,60	3,20			17,11	0,70	0,71	11,97	12,15	3,20	1,58	2,11		6,97	11,9	22,40
8		2,25	2,80			14,89	0,80	0,60	11,92	8,93	2,80	1,06	2,50		8,25	12,7	20,80
9		2,30	1,20			10,29	0,90	0,44	9,26	4,52	1,20	0,58	3,40		11,25	13,9	15,73

$\Sigma = 63,39$

$\Sigma = 21,91$

$\Sigma = 79,63$

$\Sigma = 229,08$

$$K_s = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m - w\phi) \operatorname{tg} \phi + \Sigma c_i l_n}{\Sigma G_m \sin \alpha_m} = 1,60$$

$$K_{ss} = 1,29$$

Talus aral, fonctionnement normal $R = 20 \text{ m}$

n°	b	R'	R''	R'''	G_m	$\sin \alpha_m$	$\cos \alpha_m$	$G_m \sin \alpha_m$	$G_m \cos \alpha_m$	$w\phi$	$(G_m \cos \alpha_m - w\phi) \operatorname{tg} \phi$	h_n	c_i	$c_i \rho_m$	d_m	$a G_m d_m$
-2	2,0	1,00	0	0,20	4,70	-0,2	0,98	0,94	4,65	0,20	0,94	2,02	3,6	7,27	19,2	9,92
-1		2,00	0	0,45	9,60	-0,1	0,99	0,96	9,41	0,45	1,90	2,04	"	7,34	18,7	19,74
1		3,00	0	0,45	13,50	0,1	0,99	0,13	13,23	0,45	2,71	2,04	"	7,34	18,3	21,17
2		4,00	0	0,29	16,60	0,2	0,98	3,32	16,43	0,25	3,44	2,02	"	7,27	18,0	32,87
3		4,70	0	0	18,33	0,3	0,95	5,50	17,41	0,00	3,07	2,10	3,3	6,94	17,9	36,09
4		4,20	1,00	0	20,34	0,4	0,92	8,14	18,71	2,00	3,12	2,17	"	7,17	17,1	38,26
5		3,50	1,95	0	21,17	0,5	0,87	10,59	18,41	1,90	2,91	2,30	"	7,58	16,9	39,35
6		3,45	1,75	0	20,38	0,6	0,80	12,23	16,30	1,75	2,56	2,50	"	8,25	17,2	38,56
7		3,30	1,30	0	18,02	0,7	0,71	12,61	12,79	1,30	2,02	2,81	"	9,29	17,8	35,28
8		2,95	0,75	0	14,47	0,8	0,60	11,58	8,68	0,75	1,40	3,33	"	11,00	18,6	29,60
9		1,35	0	0	5,26	0,9	0,44	4,74	2,31	0	0,41	4,54	"	15,00	19,2	11,11

$(\gamma_1 = 1,95, \gamma_2 = 1,98, \gamma_3 = 2,00) \quad \Sigma = 66,94$

$\Sigma = 24,48$

$\Sigma = 94,45$

$\Sigma = 311,95$

$$K_S = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m - w\phi) \operatorname{tg} \phi_i + \Sigma c_i \rho_m}{\Sigma G_m \sin \alpha_m} = 1,77 \quad K_{SS} = 1,44$$

Talus aval, fonctionnement normal $R = 21 \text{ m}$

m	b	h'	h''	h'''	G _m	sin α _m	cos α _m	G _m sin α _m	G _m cos α _m	Wφ	$(G_m \cos \alpha_m - W\phi) \text{tg} \phi$	l _m	c _i	c _i l _m	d _m	a G _m d _m
-2	1,7	0,40	0	0,10	1,86	-0,2	0,98	0,33	1,64	0,10	0,33	1,73	3,6	6,24	20,6	3,76
-1	2,1	1,45	0	0,30	7,20	-0,1	0,99	0,72	7,13	0,30	1,45	2,12	"	7,63	20,2	15,99
1	2,1	2,40	0	0,25	10,88	0,1	0,99	1,09	10,77	0,25	2,23	2,12	"	7,63	19,7	23,57
2	2,1	3,50	0	0,10	14,75	0,2	0,98	2,95	14,45	0,10	3,05	2,14	"	7,71	19,3	39,93
3	2,1	4,20	0	0	17,20	0,3	0,95	3,44	16,34	0	2,88	2,21	3,3	7,29	19,1	36,13
4	2,1	4,00	0,50	0	18,46	0,4	0,92	7,38	16,98	0,50	2,90	2,28	"	7,53	18,8	38,17
5	2,1	3,45	1,20	0	19,11	0,5	0,87	9,55	16,62	1,20	2,72	2,41	"	7,96	18,5	38,89
6	2,1	3,45	1,15	0	18,91	0,6	0,80	11,34	15,13	1,15	2,46	2,62	"	8,66	18,7	38,89
7	2,1	3,25	0,70	0	16,22	0,7	0,71	11,35	11,51	0,70	1,90	2,95	"	9,76	19,3	34,43
8	2,1	2,25	0	0	9,21	0,8	0,60	7,37	5,52	0	0,97	3,50	"	11,55	20,1	20,36
9	2,1	1,10	0	0	4,50	0,9	0,44	4,05	1,98	0	0,35	2,50	"	8,25	20,6	10,19

$\Sigma = 57,47$

$\Sigma = 21,24$

$\Sigma = 90,21$

291,31

$$K_s = \frac{\Sigma (G_m \cos \alpha_m - W\phi) \text{tg} \phi + \Sigma c_i l_m}{\Sigma G_m \sin \alpha_m} = 1,94$$

$$K_{ss} = 1,56$$

CHAPITRE IV.

LES OUVRAGES ANNEXES :

I. L'EVACUATEUR DE CRUE :

I.1. Choix du type d'évacuateur :

L'évacuateur par le fond (puits) est à déconseiller pour les risques d'obstruction par les corps flottants, charriés au moment des crues qu'il comporte en cas d'entretien ou de surveillance défectueuse. L'évacuateur sur la digue pose des problèmes de jonction entre le béton et la terre : il y a inévitablement tassement de la terre ce qui amène à deux risques : décollement entre le béton et la terre, qu'il faut immédiatement obstruer, et affaissement de la côte en crête de la digue, qu'il faut très vite réhausser.

L'idéal est l'évacuateur latéral en tranchée creusé sur le sol en place d'une des rives. La topographie nous permet l'implantation de l'évacuateur de crue sur la rive gauche. Ce type d'évacuateur comporte:

- un canal d'amenée;
- un déversoir;
- un canal évacuateur;
- un bassin dissipateur d'énergie.

I.2. Le déversoir :

Le déversoir choisi est à profil pratique de type CREAGER. Les coordonnées de la partie médiane du déversoir sont représentés dans le tableau n° 1 .

I.2.1. Stabilité du déversoir :

a.- Stabilité contre le glissement :

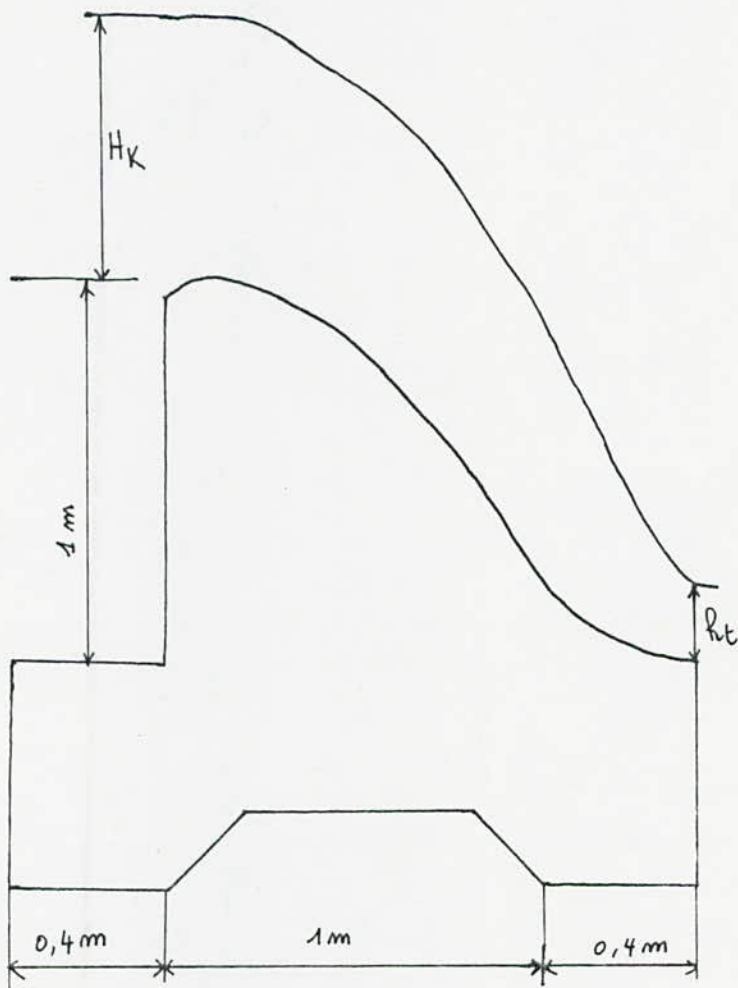
Le coefficient de sécurité contre le glissement est :

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

Tableau n°1

coordonnées du deversoir CREAGER

X	Y
0,00	0,05
0,04	0,0144
0,08	0,0028
0,12	0,00
0,16	0,0024
0,20	0,0108
0,24	0,024
0,28	0,040
0,32	0,058
0,36	0,079
0,40	0,1024
0,44	0,1284
0,48	0,1576



Figⁿ 1 schéma du déversoir

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

- avec : f : coefficient de frottement (f = 0,25 pour l'argile)
 G : poids de l'ouvrage
 w ϕ : pression d'eau d'infiltration
 P : pousseau de l'eau sur le parement amont

$$K_g = \frac{f \left[\frac{1}{2} \gamma_b h \cdot b - \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma h \cdot b \right]}{\frac{1}{2} \gamma h^2}$$

- avec : γ_b : poids spécifique du béton
 b : base du déversoir
 h : hauteur du déversoir
 α : coefficient de réduction $\alpha = 0,5 + 1$

$$K_g = \frac{2,68 - 0,42}{0,5} \cdot 0,25$$

$$K_g = 1,13$$

b : stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{moments/c retenants}}{\sum \text{moments/c renversants}}$$

$$K_r = \frac{G \frac{2}{3} \cdot b - w \phi \frac{2}{3} b}{\frac{1}{3} \cdot p \cdot h} = \frac{\frac{2}{3} b (G - w \phi)}{\frac{1}{3} p \cdot h}$$

$$K_r = 4,79$$

c : stabilité contre le soulèvement

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

$$K_s = \frac{G + p_1}{w \phi}$$

p_1 : poids de l'eau sur la console à la base du déversoir : $p_1 = b_1 \cdot h$

B_1 : largeur de la console de la base

$$K_s = 3,7$$

I.2.2. Calcul hydraulique :

La hauteur critique K au dessus du seuil du déversoir est :

$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{m})$$

avec : q : débit unitaire (m^2/s)

Q : débit de crue laminé (m^3/s)

b : largeur du déversoir (m)

g : accélération de la pesanteur $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$

$$K = \sqrt[3]{\frac{0,5^2}{9,8}} = 0,294$$

La charge critique $H_K = \frac{3}{2} K = 0,44 \text{ m}$.

La charge au pied du déversoir si on néglige les pertes de charge sur le parement aval est :

$$H = h_t + \frac{v_t^2}{2g} = H_K + (c_s - c_p) \quad (\text{m})$$

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

v_t : vitesse de l'écoulement au même endroit (m/s)

c_s : côte du seuil (m)

c_p : côte du radier (m)

$$H = (0,44 + 1) \text{ m} = 1,44 \text{ m}$$

En application de la théorie de la longueur fluïdo dynamique, le paramètre adimensionnel :

$$H_t = \frac{H}{K} = \frac{1,44}{0,294} = 4,96$$

$$H_t = 4,96 \text{ abaque 18 } h_{tt} = 0,327$$

$$h_t = K \cdot h_{tt} = 0,294 \cdot 0,327 \text{ m}$$

$$h_t = 0,096 \text{ m.}$$

1.3. Canal évacuateur :

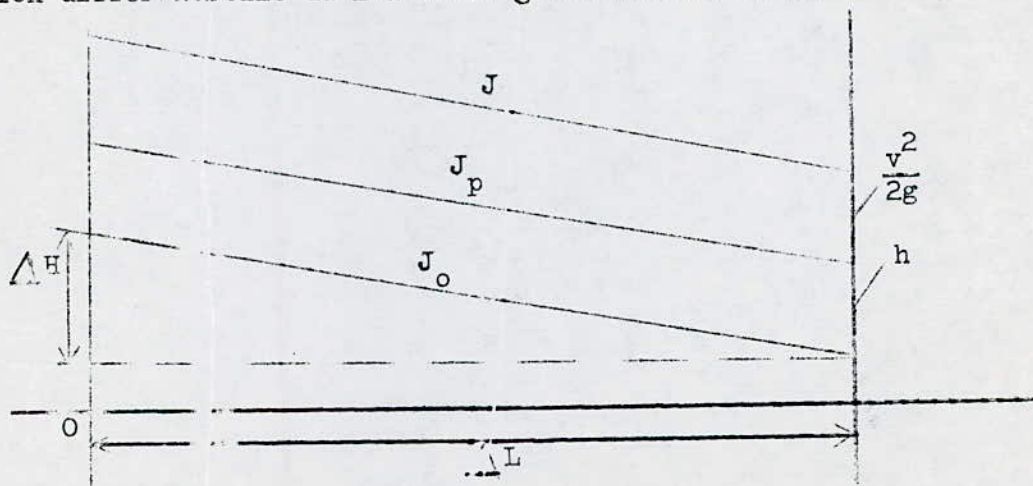
La section du canal est trapézoïdale et linéairement convergent, la pente du canal est déterminée par la topographie du terrain.

1.3.1. Etude de l'écoulement dans le canal :

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

Le remous en une section donnée est la différence entre la profondeur réelle h du courant et la profondeur normale h_u correspondant à un régime uniforme pour un débit considéré.

Equation différentielle du mouvement graduellement varié :



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

$$J = - \frac{d}{dL} \left(\frac{v^2}{2g} + z_o - J_o \cdot L + h \right) \quad (1)$$

z_o désigne la cote du fond du canal, dans la section déterminée par $L = 0$:

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

L'équation de continuité pour un écoulement permanent est :

$$VA = Q = \text{constante} \quad (3)$$

En dérivant (3) suivant L, on tire :

$$A \frac{dv}{dL} + V \frac{dA}{dL} = 0 \quad (4)$$

En posant $dA = e dh$;

e désigne la largeur du plan d'eau (4) devient :

$$\frac{dv}{dL} = - \frac{Ve}{A} \cdot \frac{dh}{dL} = - \frac{Q \cdot e}{A^2} \cdot \frac{dh}{dL} \quad (5)$$

En éliminant $\frac{dv}{dL}$ entre (2) et (5) et en exprimant V par l'équation de continuité, il ressort :

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

En exprimant dL de (6), on a :

$$dL = \frac{1 - Q_e^2 / gA^3}{J_o - J} \cdot dh \quad (7)$$

L'équation (7) est l'équation différentielle du mouvement graduellement varié.

L : distance entre deux sections consécutives

Q : débit véhiculé (m^3/s)

e : largeur du plan d'eau (m)

g : accélération de la pesanteur ($m \cdot s^{-2}$)

A : section mouillée (m^2)

J_0 : pente géométrique du canal

J : gradient de perte de charge

Δh : différence des profondeurs d'eau des 2 sections

I.3.2. Profil en long de l'écoulement :

La détermination de la courbe de remous se fait par intégration de l'équation (7), les calculs sont basés sur les formules suivantes :

$$- b_i^{i-1} = b_0 + \frac{b_n - b_0}{L_n} (L_i + \frac{\Delta L}{2})$$

avec : b_i^{i-1} : largeur moyenne du tronçon

b_0 : largeur initiale du canal

b_n : largeur finale du canal

L_n : largeur du canal

L_i : longueur développée jusqu'au début du tronçon

$$- A_i = (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \left[b_i^{i-1} + I^2 (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \right]$$

avec : A_i : section mouillée moyenne du tronçon

h_i : profondeur d'eau au début du tronçon

Δh_i : décroissement du plan d'eau entre les sections initiale et finale du tronçon

I : inclinaison du talus $I = \cotg \alpha$

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

avec : P_i : périmètre mouillée moyenne du tronçon

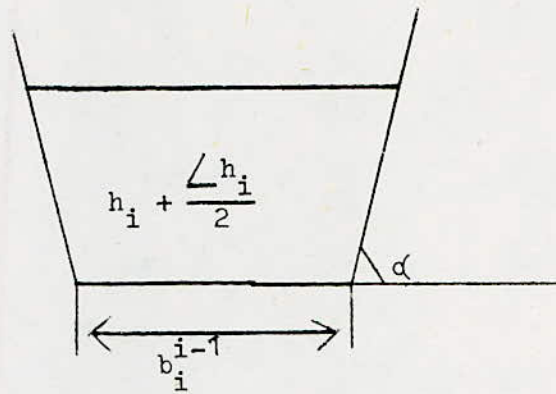
$X = 2 \sqrt{1 + I^2}$: paramètre du talus égale au rapport entre la longueur de l'ensemble des talus et la profondeur moyenne du tronçon

- $f_r = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/Dh)^{-2}$ coefficient de frottement de NIKURADZE

$\epsilon = 0,005$ rugosité absolue

$\Delta h = \frac{A_i}{P_i}$ diamètre hydraulique

$J = \frac{f_r \cdot Q^2}{\Delta h \cdot A^2 \cdot 2g}$ gradient de perte de charge



La profondeur normale est $h_u = 1,1,606$

$\frac{q}{\sqrt{J_0}} = 1,386$

abaque 8 a) $\Lambda^* = 0,227$

$\epsilon = 0,005 \text{ m}$

$h_u = 0,227^{1,606} \text{ m} = 0,092 \text{ m}$

$h_u = 0,092 \text{ m.}$

Exécution du programme :

introduite les données :

$\backslash = .000001 \text{ STO } 00$

$Q = 1 \text{ STO } 01$

$(= .005 \text{ STO } 02$

$J_0 = 0.17 \text{ STO } 03$

$I = .000001 \text{ STO } 05$

$L_0 = 0 \text{ STO } 06$

$H_0 = .096 \text{ STO } 08$

Programme donnant le profil en long de la surface libre

Remous en canal trapézoïdal linéairement convergent

L R N 2nd L B L A R C L 0 5 X²+1=√x x 2 = S T O 0 9 R C L 0 8 + R C L 1 7 ÷ 2 = S T O 0 7 R / S

0 2 5 2nd L B L B R C L 1 5 S T O 1 4 ÷ 2 + R C L 0 6 = ÷ R C L 2 0 X (R C L 1 6 - R C L 1 8) + R C L 1 8 = S T O 0 4

0 5 4 X R C L 0 7 + R C L 0 5 X R C L 0 7 X² = S T O 1 0 X 4 ÷ (R C L 0 4 + R C L 0 9 X R C L 0 7) = S T O 1 1

0 8 3 1 / X X R C L 0 2 = S T O 2 9 ln X x . 8 6 - 1 . 1 4 = X² 1 / X S T O 1 2 1 - R C L 0 1 X² x (R C L 0 4 + 2 X R C L 0 5

1 1 9 X R C L 0 7) ÷ 9 , 8 ÷ R C L 1 0 Y^x 3 = S T O 1 3 ÷ (R C L 0 3 - R C L 1 2 X (R C L 0 1 ÷ R C L 1 0) X² ÷ R C L 1 1 ÷

1 5 5 1 9 , 6) X R C L 1 7 = S T O 1 5 - R C L 1 4 = 2nd | x | x 2nd X >> E B R C L 1 5 2nd | x | S U M 0 6 R C L 1 7 S U M

1 8 1 0 8 R C L 0 8 + R C L 1 7 ÷ 2 = S T O 0 7 R C L 0 1 ÷ R C L 1 0 X R C L 1 1 ÷ R C L 0 0 = S T O 1 9 R C L 0 6 R / S

Allure de la profondeur critique hypothétique

2 0 9 2nd L B L C R C L 0 4 + 2 X R C L 0 5 X R C L 2 7 = S T O 3 1 R C L 0 4 + R C L 0 5 X R C L 2 7 =

2 3 3 X R C L 2 7 = S T O 3 0 1 / X Y^x 3 X R C L 3 1 X R C L 0 1 X² ÷ 9 , 8 = S T O 2 8 Y^x . 3

2 5 9 X R C L 2 7 = S T O 2 7 R C L 2 8 - 1 = 2nd | x | 2nd X >> E C R C L 0 9 X R C L 2 7 + R C L 0 4

2 9 1 = S T O 2 6 1 / X X R C L 3 0 X 4 = S T O 2 3 1 / X X R C L 0 2 = S T O 2 1 ln X x . 8 6 -

3 0 6 1 , 1 4 = X² 1 / X S T O 2 4 ÷ R C L 2 3 X R C L 0 1 X² ÷ R C L 3 0 X² ÷ 1 9 , 6 = S T O 2 2

÷ R C L 0 3 = 1 / X S T O 2 5 R C L 2 7 R / S

Allure de la profondeur normale hypothétique

3 4 4 2nd L B L D R C L 0 4 + R C L 0 5 X R C L 3 7 = X R C L 3 7 = S T O 4 0 R C L 0 4 + R C L 3 7 X R C L 0 9

3 6 9 = S T O 3 6 1 / X X 4 X R C L 4 0 = S T O 3 3 ÷ R C L 0 2 = 1 / X S T O 3 9 ln X x . 8 6 - 1 . 1 4

3 9 8 = X² . 1 / X S T O 3 5 ÷ R C L 3 3 X R C L 0 1 X² ÷ R C L 4 0 X² ÷ 1 9 , 6 = S T O 3 2 ÷ R C L 0 3 =

4 2 6 Y^x . 3 X R C L 3 7 = S T O 3 7 R C L 3 2 - R C L 0 3 = 2nd | x | 2nd X >> E D R C L 0 1 ÷ R C L 4 0 =

4 5 0 S T O 3 4 X R C L 3 3 ÷ R C L 0 0 = S T O 3 8 R C L 3 7 R / S

$$b_n = 1,5 \quad \text{STO 16}$$

$$b_o = 2 \quad \text{STO 18}$$

$$L_n = 48 \quad \text{STO 20}$$

$$\Delta h \text{ (varie par tranche) STO 17}$$

$$(\Delta L)_{0-2} = 1 \quad \text{STO 15}$$

$$K_o = 0,294 \quad \text{STO 27}$$

$$hu_o = 0,092 \quad \text{STO 37}$$

$$\cdot 001 \quad x \rightarrow t$$

Appuyer sur A _____ $hI_1 = h_1 + \frac{\Delta h}{2}$ _____ 07

RCL 09 _____ $X = \sqrt{1 + I^2}$

Appuyer sur B _____ $L_{0-1} =$ _____ 06

RCL 08 _____ $h_1 =$

RCL 04 _____ $b_i =$

RCL 29 _____ $\leftarrow / Dh =$

RCL 19 _____ $R =$

RCL 12 _____ $f = f_r$

Appuyer sur C _____ $K_1 =$ _____ 27

Appuyer sur D _____ $hu =$ _____ 37

Pour obtenir les valeurs à rapporter dans les tableaux suivants, il faut appuyer respectivement sur B, C et D tant que $L_i \leq L_n$.

I.4. Dissipateur d'énergie :

En passant du bief amont ou bief aval, l'énergie potentielle de l'eau se transforme en une grande énergie qui peut entraîner des destructions ou des affouillements importants à l'aval, et vu la vitesse trop importante de l'écoulement à l'aval, il est nécessaire de réaliser un ouvrage appelé saut de ski.

L_i	R_i	$b_{x_i}^{-1}$	K_i	R_{u_i}	ΔR
1,084	0,0960	1,9943	0,294	0,0920	+0,0001
1,8334	0,0961	1,9868	0,2949	0,0965	
2,4606	0,0962	1,9776	0,2958	0,0968	
3,019	0,0963	1,9714	0,2965	0,0970	
3,53	0,0964	1,9658	0,2972	0,0972	
4,0119	0,0965	1,9607	0,2977	0,0974	
4,4668	0,0966	1,9558	0,2982	0,0975	
4,9019	0,0967	1,9512	0,2987	0,0977	
5,3207	0,0968	1,9467	0,2992	0,0979	
5,7260	0,0969	1,9424	0,2997	0,0980	
6,1198	0,0970	1,9383	0,3001	0,0981	
6,5036	0,0971	1,9342	0,3005	0,0983	
6,8788	0,0972	1,9303	0,3010	0,0984	
7,2464	0,0973	1,9264	0,3014	0,0986	
7,6071	0,0974	1,9226	0,3018	0,0987	
7,9618	0,0975	1,9189	0,3022	0,0988	
8,3110	0,0976	1,9152	0,3026	0,0989	
11,0094	0,0977	1,8993	0,3029	0,0991	
14,3430	0,0987	1,8679	0,3046	0,0996	+0,001
17,34	0,0997	1,8349	0,3080	0,1007	
	0,1007		0,3117	0,1019	

L_i	R_i	b_i^{*-1}	K_i	R_{u_i}	ΔR
20,16	0,1017	1,8046	0,3152	0,1050	+0,001
22,87	0,1027	1,7758	0,3186	0,1041	
25,47	0,1037	1,7481	0,3220	0,1052	
28,01	0,1047	1,7214	0,3253	0,1063	
30,46	0,1057	1,6954	0,3286	0,1074	
32,85	0,1067	1,6702	0,3319	0,1085	
35,17	0,1077	1,6456	0,3352	0,1096	
37,44	0,1087	1,6217	0,3385	0,1107	
39,65	0,1097	1,5984	0,3418	0,1118	
41,81	0,1107	1,5757	0,3450	0,1140	
43,91	0,1117	1,5535	0,3483	0,1129	
45,96	0,1127	1,5318	0,3516	0,1151	
47,97	0,1137	1,5107	0,3549	0,1162	

A la fin du coursier, l'eau sera projeté vers le haut à l'aide du saut de ski et tombera sur les blocs d'enrochement afin de dissiper l'énergie cinétique de l'eau; la vitesse de l'eau sera :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h \cdot b} = \frac{1}{0,1137 \times 1,5107} = 5,82 \text{ m/s}$$

tracé du jet :

$$x = (V \cos \alpha) t \quad \text{---} \quad t = \frac{x}{V \cos \alpha} \quad (\alpha : \text{angle de portée} = 30^\circ)$$

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

en éliminant t dans y, on obtient :

$$y = \frac{x}{V \cos \alpha} V \sin \alpha - \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{V \cos \alpha} \right)^2$$

la portée est égale à :

$$x = 1,8 \left(\frac{h + V^2}{2g} \right) \sin 2\alpha$$

avec : V : vitesse au départ du saut de ski calculée précédemment

α : l'angle qui correspond à la portée égale en général à 30°

$$x = 1,8 \left(\frac{0,1137 + 5,82^2}{2 \cdot 9,8} \right) \sin 60^\circ$$

$$x = 2,70 \text{ m}$$

Le rayon de l'ouvrage du saut de ski doit être supérieur à 5 h.

$$R \geq 5 h = 5 \cdot 0,1137 \text{ m} = 0,568 \text{ m}$$

on prendra : R = 1 m.

II. OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE :

L'ouvrage de prise et de vidange est une conduite ancrée dans l'axe de la vallée sous la digue. Pour ce on creuse dans le terrain en place une tranchée de 0,8 m de large et de 1 m de profondeur.

Perpendiculairement à cette fouille, on amorce de petites tranchées latérales de 0,30 m de large et distantes de 5 m l'une de l'autre. Dans ces tranchées latérales, prendront place des masques d'étanchéité en béton qui assureront l'ancrage de la conduite de prise.

La conduite de prise en acier est ensuite calée dans la tranchée principale et enrobée de béton coulé en pleine fouille. Le béton enrobe la conduite de façon uniforme sous une épaisseur minimale de 0,20 m.

Le diamètre de la conduite est choisi de telle façon à assurer une vidange rapide de la réserve, pour ce on prendra une conduite de diamètre 400 mm.

On prévoit pour cette conduite une vanne amont dont l'ouverture est commandée à partir d'une passerelle placée au niveau de la crête de la digue.

Calcul de la vitesse dans la conduite de prise et de vidange :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi \frac{D^2}{4}}$$

avec : Q : débit de la vidange rapide

A : section de la conduite

$$Q = \frac{230\ 000}{21 \times 24 \times 3600} \text{ m}^3/\text{s} = 0,1267 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{0,1267 \cdot 4}{3,14 (0,4)^2} = 1,009 \text{ m/s}$$

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

III. OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE :

Notre digue en terre est construite pendant la saison sèche et doit être terminée avant l'arrivée des pluies.

Le problème de l'évacuation des eaux du ruisseau pendant la construction ne se passera donc pas souvent.

Néanmoins, il peut être utile de prévoir une dérivation provisoire capable d'évacuer les petites cuves susceptibles de se produire durant la mise en œuvre du lavage.

Dans ce cas, la solution la plus simple consiste à réaliser en amont un petit batardeau.

C O N C L U S I O N :

Dans cette étude l'absence d'équipements d'observations hydroclimatologiques au niveau du site nous a amené à estimer les caractéristiques pluviométriques du bassin versant en relation avec les pluviomètres limitrophes.

Du point de vue hydrologique, le site est favorable pour la construction d'une retenue de 200.000 m³ de capacité.

Le site est géologiquement favorable à la construction d'une retenue imperméable.

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

- Cours d'hydrologie superficielle :

MAURICE GRISONNI, JACQUES DE CROUS
Décembre 1972.

- Retenues collinaires : documentation française

Ministère de l'Agriculture, Direction du
Génie Rural et de l'Hydraulique Agricole
Service de l'Hydraulique.

- Etude d'une retenue collinaire à Zéralda :

M TOUAT I.N.R.H.

- Sols et fondations : A RECHETNIKOV

Institut d'Hydrotechnique et de
Bonification.

