

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : D'HYDRAULIQUE**



PROJET DE FIN D'ETUDES

Thème

**L'étude et la conception
d'un évacuateur de crue sur
l'Oued Nador (W.Tipaza)**

Proposé par :

M^r. Y.MOULOUDI

Etudié par :

M^r. A.HATTAB

Promotion 2001

E.N.P 10, Avenue HASSEN BADI-EL HARRACH-ALGER

كلمات مفتاح:

تصريف الحملة ، السد ، حوض التدفق

Mots clés:

Evacuateur de crue , Brrage , Bassin de dissipation.

Keys Works:

Spillways, Dams, Bassin of Dessipation

إن حماية السدود من خطر الكوارث الناتجة عن الفيضانات يتم عن طريق الإنجاز الجيد لمصرف الحملة.

موضوع بحثنا يتمثل في دراسة و تصميم مصرف الحملة على واد الناظور. الهدف منه تحويل مياه واد الناظور (ولاية تيبازة) إلى سد بوكردان.

Résumé

Lors de la réalisation d'un projet de barrage, il faut le protéger contre les submersions, l'aide d'un évacuateur de crue.

Notre projet de fin d'étude intitulé " L'étude et la conception d'un évacuateur de crue sur l'Oued Nador (W.Tipaza) " dans le but de transférer les eaux de Oued Nador vers la retenue de Boukourdane

Abstract

When we realize dams we must protect them against submersions with the technic of spillways.

Our project headed "study and conceptions of spillways on Nado Wadi".

The goal of transferring water with Nador Wadi (W. Tipaza) to Boukourdane Dams.

DEDICACES

*Je dédie ce modeste travaille à la mémoire
de mon père.*

*A ma très chère mère qui est ma plus chère
au monde.*

*A mes frères et ma sœur (Louiza) et mes
neveux et nièces.*

*A tous mes Amis (dont la list est très longs
pour les citer)*

*Particulièrement : Nacima, Djennane youcef,
Abdelatif, Kamel, Benamar, Farouk, Farid, Siad.*

*A tous mes collègues spécialement a la
promotion 2000/20001*

HATTAB Abdenour

REMERCIEMENT

Je remercie vivement mon promoteur, M. Y. MOULOUDI pour les précieux conseils et assistance continue durant l'élaboration de ce projet.

Je remercie tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Je remercie infiniment tous les travailleurs du département d'hydrologie de l'ANRH .surtout :

Mme : ABDA

Mr : HAMID

Mr : BELAID

Je remercie profondément Mr ABAS et Mr BELAIRE, ingénieur à L'ANB , Ainsi Mme TOUNSI

A toutes et à tous (dont le nombre est très élevé pour le citer)

GRAND MERCI

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

CHAPITRE I :

OBJECTIF ET BUT DU BARRAGE

| | |
|---|---|
| I - 1 LOCALISATION DU SYSTEME | 3 |
| I - 2 OBJECTIFS ET COMPOSANTS DU SYSTEME..... | 3 |

CHAPITRE II :

GEOLOGIE

| | |
|---|----|
| II - 1 GEOLOGIE DE LA REGION..... | 8 |
| II - 1 - 1 INTRODUCTION..... | 8 |
| II - 1 - 2 GEOMORPHOLOGIQUE..... | 10 |
| II - 1 - 3 SISMICITE | 10 |
| II - 1 - 4 CARACTERISTIQUE GEOLOGIQUE DU SITE | 10 |
| II - 2 MATERIAUX DE CONSTRUCTION..... | 15 |

CHAPITRE III :

HYDROLOGIE

| | |
|---|----|
| III - 1 INTRODUCTION..... | 17 |
| III - 2 CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT | 17 |
| III - 2 - 1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT | 17 |
| III - 2 - 2 CARACTERISTIQUE HYDROGRAPHIQUE | 17 |
| III - 3 LES PRECIPITATIONS | 24 |
| III - 3 - 1 TRAITEMENT ET ANALYSE DES DONNEES..... | 24 |
| III - 3 - 2 HOMOGENEITE DES SERIES PLUVIOMETRIQUES..... | 24 |
| III - 3 - 3 EXTENSION DES SERIES | 30 |
| III - 3 - 4 ETUDE PLUVIOMETRIQUE | 31 |
| III - 3 - 5 PLUIE DE COURTE DUREE | 40 |
| III - 4 EVALUATION DES APPORTS..... | 41 |
| III - 5 VARIABILITE EMPIRIQUE | 45 |
| III - 6 TRANSPORT SOLIDE ET ENVASEMENT | 46 |
| III - 7 ETUDE DES CRUES..... | 50 |
| III - 7 - 1 INTRODUCTION | 50 |
| III - 7 - 2 DEFINITION DE LA CRUE | 50 |
| III - 7 - 3 EVALUATION DES DEBITS DES CRUES | 50 |
| III - 8 HYDROGRAMMES DES CRUES | 57 |
| III - 9 LAMINAGE DE CRUE..... | 60 |

CHAPITRE IV :

LES EVACUATEURS DE CRUE

| | | |
|------------|--|----|
| IV - 1 | LA CONCEPTION D'UN EVACUATEUR DE CRUE..... | 64 |
| IV - 2 | TYPES D'EVACUATEURS DE CRUE..... | 66 |
| IV - 2 - 1 | EVACUATEURS EN CHARGE | 66 |
| IV - 2 - 2 | EVACUATEURS DE SURFACE | 66 |
| IV - 3 | CHOIX DU TYPE D'EVACUATEURS | 66 |
| IV - 4 | LES DIFFERENTS TYPES DE DEVERSOIR | 67 |
| IV - 4 - 1 | DEVERSOIR A MINCE PAROI AU A CRETE MINCE | 67 |
| IV - 4 - 2 | DEVERSOIR A SEUIL EPAIS | 67 |
| IV - 4 - 3 | DEVERSOIR A SEUIL PRATIQUE GREGRE | 67 |
| IV - 5 | CHOIX DU PROFIL DU DEVERSOIR..... | 69 |

CHAPITRE V :

DIMENSSIONNEMENT DU BASSIN DICIPASSION

| | | |
|-------|--|----|
| V - 1 | BASSIN A RESSAUT | 72 |
| V - 2 | DIFFERENTS TYPES DE BASSINS SUIVANT F | 73 |
| V - 3 | BASSIN A RESSAUT HYDRAULIQUE USBR..... | 74 |
| V - 4 | CALCUL DES PARAMETRES DU BASSIN DE DISSIPATION | 80 |
| V - 5 | CARACTERISTIQUE D'ECOULEMENT DANS LE BIEF AVAL | 83 |
| V - 6 | INTERPRETATION ET RECOMMANDATION | 87 |

CONCLUSION

ANNAXES

INTRODUCTION

L'eau est indispensable à la vie.

La vie est née dans l'eau, elle n'a pu se développer que dans l'eau et autour de l'eau.

Les ressources en eau constituent de plus en plus un élément stratégique dans le processus du développement socio-économique du pays.

De ce fait, en raison de ses incidences sur le développement, l'hydraulique bénéficie d'une attention particulière des pouvoirs publics.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités avec nécessité car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, l'alimentation en eau potable est un élément déterminant pour la croissance économique du pays et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Aujourd'hui, la demande en eau a augmenté, ceci est dû à la croissance démographique et de développement social et économique, alors la moindre ressource hydrique fera l'objet d'une étude approfondie pour l'exploiter à fond. L'existence de petit oued traversant plusieurs régions du pays a permis à l'Algérie de se pencher vers la construction des petits barrages.

Notre étude constituera à développer en détail la conception d'un barrage de transfert NADOR-BOUKOURDANE dans la région Tipaza, sur l'oued NADOR dans le but de l'utilisation de la ressource en eau du bassin versant de cet oued.

CHAPITRE I :

**OBJECTIF ET BUT
DU BARRAGE**

I - 1 Localisation du système :

Le système de transfert NADOR-BOUKOURDANE est localisé à 80 km au sud-ouest d'Alger, sur le bord Ouest de la plaine de la Mitidja, dans l'axe défini par les villes de Cherchell et d'Hadjout (figure 1.1)

I - 2 Objectifs et composants du système :

La retenue créée par le barrage de Boukourdane (déjà construit) régularisera les apports de l'oued el hachem, lesquels seront utilisés pour l'alimentation en eau potable de la ville de Cherchell et pour l'irrigation des périmètres de la Mitidja ouest (Hadjout) et du Sahel ouest.

La demande prévue est de $49 \text{ hm}^3/\text{an}$, dont 9 hm^3 pour l'AEP et 40 hm^3 pour l'irrigation.

Les zones à irriguer sont situées à l'est du barrage de boukoudane à plus de 20 km de distance. pour le transport de l'eau stockée dans la retenue vers ces périmètres, on prévoit la construction d'une conduite commune jusqu'à la vallée de l'oued NADOR, sur une extension de 13400 m. A Partire de ce point, deux conduites transporteront l'eau vers le périmètre d'Hadjout en train de développement, et vers le périmètre du Sahel.

Les débits de pointe prévus pour l'alimentation de ces périmètres sont respectivement 1.5 et $3.1 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondant a un débit maximum total sur le tronçon commun de $4.6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour des raisons topographiques, notamment la traversée de la ligne de partage des eaux entre les bassins versant des oued hachem et NADOR, l'eau pour l'irrigation prise dans la retenue de boukourdane devra être pompée. On prévoit à cet effet l'installation d'une station de pompage au pied du barrage de boukourdane qui refoulera l'eau dans la conduite principale.

Le volume annuel régularisé par la retenue de boukourdane à partir de ses apports propres est de l'ordre de $30 \text{ hm}^3/\text{an}$ (apport moyen de $40 \text{ hm}^3/\text{an}$). L'oued NADOR, dont le bassin versant est voisin de celui de l'oued El hachem, présent un apport annuel moyen de l'ordre de $30 \text{ hm}^3/\text{an}$; cependant, les caractéristique topographique et d'occupation du bassin ne permettent pas la création d'une retenue avec la capacité de stockage nécessaire pour la régularisation de ces apports.

On propose donc de transférer une grande partie de ces apports (environ $20 \text{ hm}^3/\text{an}$) Vers la retenue de boukourdane, ou ils seront stockés temporairement avant la distribution pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

Pour le transfert de l'eau de l'oued Nador vers la retenue de boukourdane on construira un barrage de dérivation de faible hauteur en béton 2 km au sud de la ville de NADOR. L'eau de la retenue de ce petit barrage sera alors pompée vers la retenue de boukourdane en utilisant la conduite principale d'irrigation entre boukourdane et NADOR, laquelle sera donc réversible.

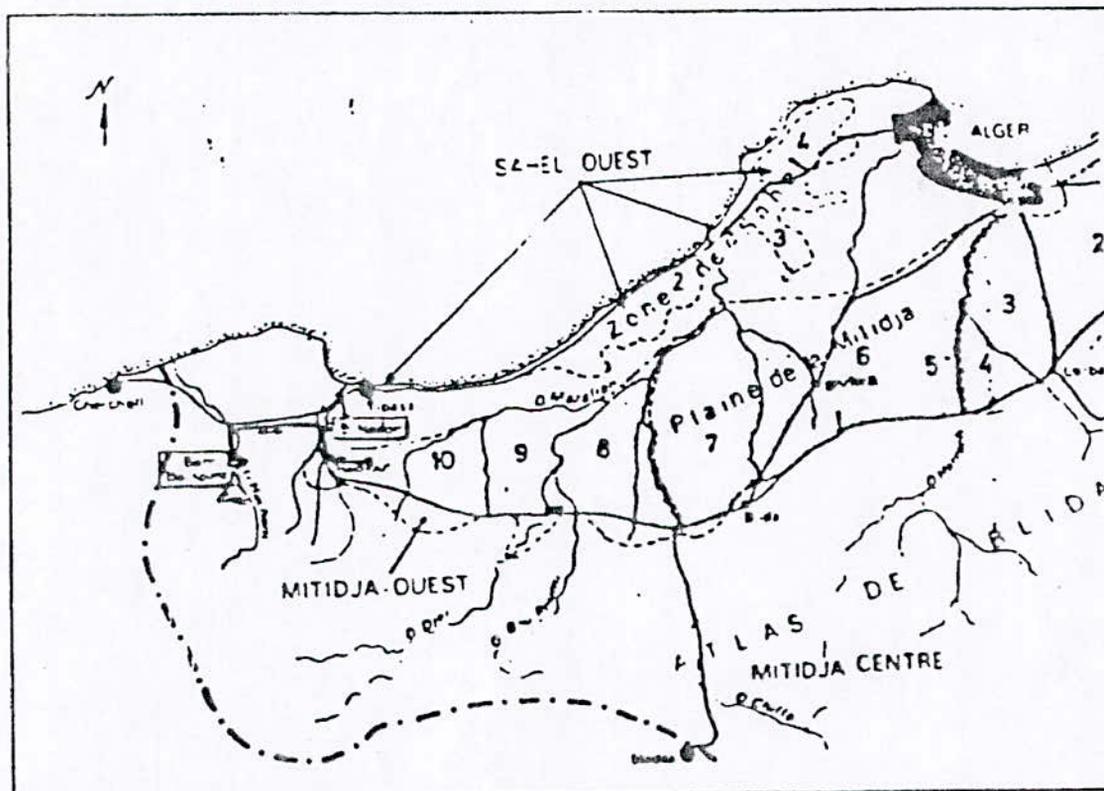


FIGURE 1.1 - LOCALISATION DU PROJET

Le pompage des apports de l'oued Nador présente deux problèmes principaux. Pendant les crues, le volume de sédiment transporté par l'écoulement peut être assez élevé ; le pompage de l'eau très chargée pourra endommager très rapidement les pompes centrifuges nécessaires pour refouler l'eau vers la retenue de boukourdane (hauteur géométrique de refoulement total de l'ordre de 100 m). On prévoit donc le pompage de l'eau en deux étapes :

Dans une première étape, l'eau sera refoulée par des pompes à écoulement axial, donc moins sensibles à l'érosion, vers un dessableur localisé dans la plaine en rive gauche de l'oued. L'eau ainsi libérée de la plupart des sédiments sera alors refoulée par les pompes principales, centrifuges, vers la retenue de Boukourdane.

La deuxième question concerne la qualité de l'eau. L'oued Nador, en amont du barrage de dérivation, draine une zone assez peuplée (Hadjout, Bourkika, ...etc.) et avec activité agricole importante. Les eaux usées des villes sont versées directement dans l'oued avec traitement insuffisant, voire sans aucun traitement. En conséquence, la qualité de l'eau, principalement lorsque

les débits de l'oued sont faibles, est assez mauvais sous le point de vue bactériologique, avec beaucoup de matière organique en suspension. Par contre, l'eau de l'oued El hachem en amont du barrage de Boukourdane, avec un bassin plus accidenté en faiblement occupé, est de meilleure qualité. Une fois qu'une partie de l'eau stockée dans la retenue sera utilisée pour l'alimentation en eau potable, le pompage à partir du Nador impliquera nécessairement une dégradation de la qualité de l'eau de Boukourdane.

Pour minimiser ces problèmes de qualité et pour empêcher que l'alimentation de Cherchell soit faite directement avec de l'eau du Nador, on prévoit que le point de restitution de l'eau pompée dans la retenue soit éloigné de la prise d'eau, laquelle se situe près de l'appui droit du barrage. Par cette raison, le point de restitution choisi est localisé sur la rive gauche de la retenue, 700 m en amont du barrage et à plus d'un kilomètre de la prise d'eau. Par des raisons constructives (Le barrage de Boukourdane est déjà construit) l'eau sera versée à la cote 123 m, au dessus du niveau normal de la retenue. Elle sera acheminée jusqu'au plan d'eau par un canal en escalier, ce qui permettra d'utiliser l'énergie disponible pour l'aération de l'eau.

Les ouvrages à réaliser comprennent aussi le tronçon de conduite d'alimentation du périmètre d'Hadjout qui prolonge la conduite principale entre le site de la prise du Nador et le réservoir d'arrivée d'Hadjout, sur une extension de 8040 m. La conduite, en béton et de 1.20 m de diamètre, transportera un débit maximum de 1.5 m³/s.

En résumé, les ouvrages à réaliser, dont le schéma est présenté sur la figure 1.2, seront les suivantes :

- Un barrage de prise en béton sur l'oued Nador.
- Une station de pompage permettant le prélèvement de l'eau dès la retenue vers un dessableur en rive droite.
- Un dessableur pour l'enlèvement des sédiments.
- Une station de pompage pour le refoulement de l'eau vers la retenue de Boukourdane
- Une conduite en béton précontraint avec 1.6 m de diamètre et 13400 m de longueur entre la station de pompage du Nador et la retenue de Boukourdane.
- Une station de pompage au pied du barrage de Boukourdane pour le pompage de l'eau à partir de la retenue de Boukourdane en direction du Nador lorsque le système fonctionne en mode irrigation.
- Une conduite en béton précontraint avec 1.2 m de diamètre et 8040 m de longueur entre le site de Nador et le réservoir d'Hadjout.

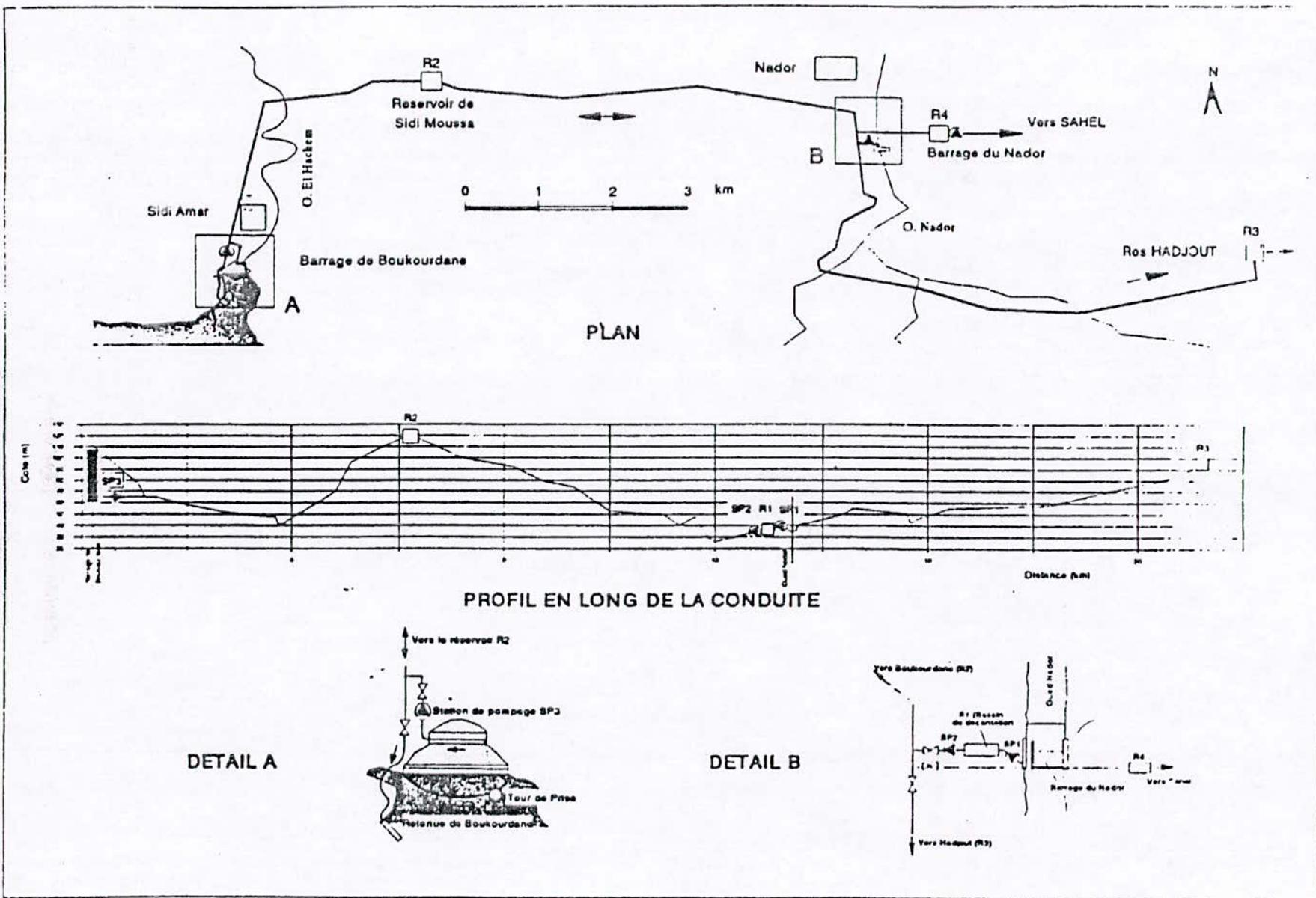


FIGURE 1.2 - SCHEMA DU SYSTEME

CHAPITRE II :

GEOLOGIE

II - 1 GEOLOGIE DE LA REGION

II - 1- 1 INTRODUCTION

La zone d'implantation des ouvrages est située dans la partie NW de la grande plaine de la Mitidja, laquelle est formée par un bassin d'affaissement rempli de dépôts Quaternaires.

Le phénomène d'affaissement synclinal du bassin commence à se produire pendant le Miocène et a été accompagné par l'apparition de roches volcaniques à la périphérie du bassin, notamment sur la bordure sud.

Le Pliocène marque la fin d'une période de sédimentation en mer profonde et le début du léger plissement de l'anticlinal du Sahel lequel isole complètement la Mitidja de la mer.

Au début du Quaternaire, la Mitidja est un bassin fluvio-lacustre qui continue à s'affaisser. Les dépôts essentiellement argileux avec quelques couches de graviers formés à cette époque constituent la formation El Harrach. L'épaisseur de cette couche à la fin du Villafranchien est estimée en plus de 300 m.

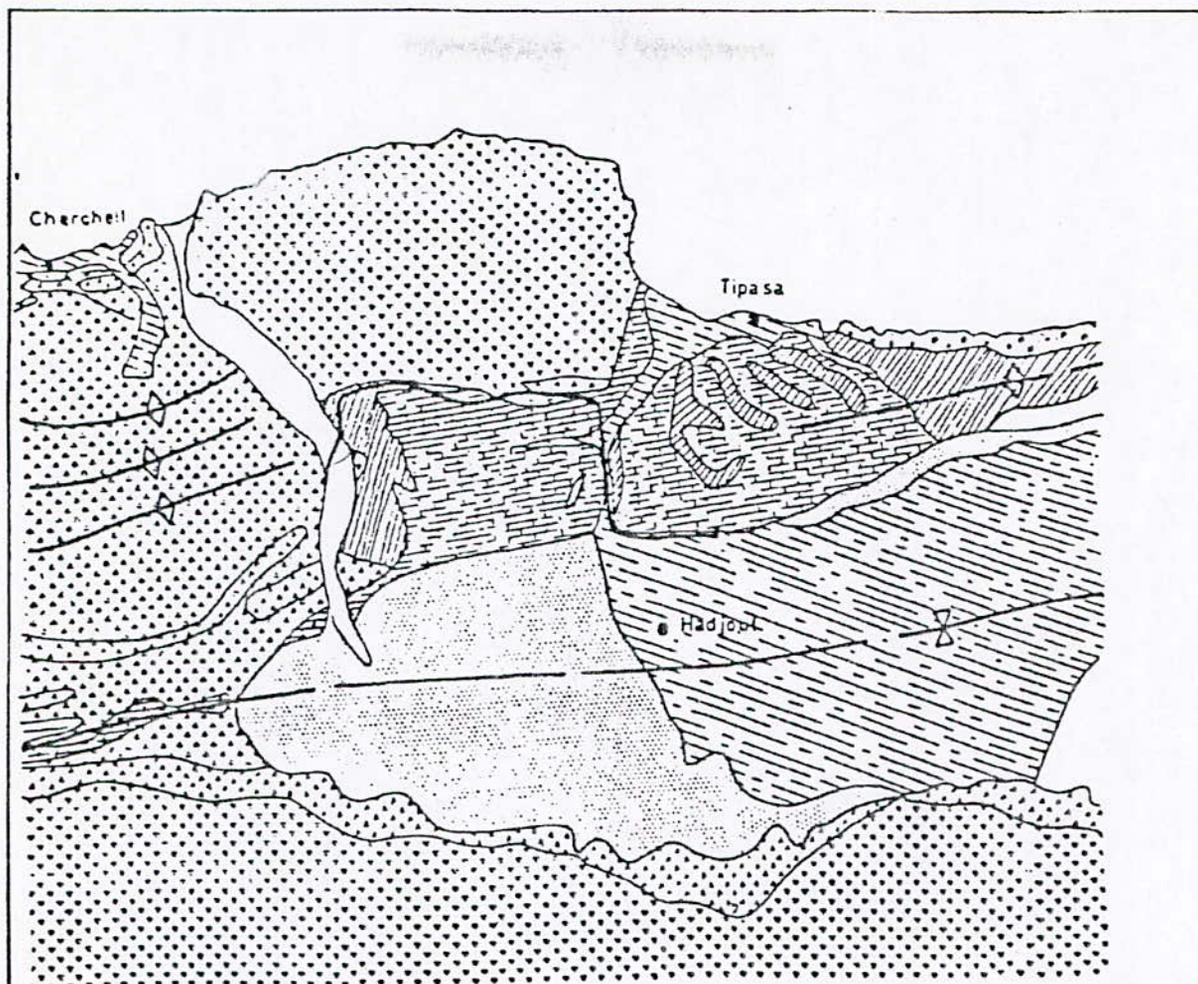
La sédimentation Villafranchienne termine par une baisse du niveau marin qui a provoqué l'érosion de la formation d'El Harrach. C'est pendant cette période d'érosion prolongée que la surface actuelle du Sahel a été exposée et que les oueds Mazafran et Nador ont été creusés dans la dorsale du Sahel pour drainer le bassin de la Mitidja. La formation d'El Harrach a disparu dans la zone orientale de la Mitidja et les grès astiens pliocéniques sous-jacents ont été exposés et puis érodés.

Pendant le Quaternaire moyen, le bassin de la Mitidja se remplit progressivement de dépôts essentiellement caillouteux.

Les principales sources de matériaux sont les dépôts des oueds et les cônes de déjection du piémont de l'Atlas résultants des inondations et de la solifluxion.

À la fin du Pléistocène, la montée de 5 à 6 m du niveau de la mer par rapport à son niveau actuel marque la déposition de sédiments fins dans les lits des oueds, constituant la formation du mazafran.

La figure 3 .1 illustre l'évolution de la plaine de la Mitidja pendant le Pliocène et le quaternaire.



LEGENDE

QUATERNAIRE

- Formations du Mazafran et d'Hadjout
Prédominance limoneuse (centre) et
argileuse (ouest). 
- Formation de la Mitidje: Alluvions
de graviers et d'argiles. 
- Formation d'El Harrach: Argiles et
cailloutis (Villafranchien). 
- Formations dunaires consolidées, quelques
lumachelles, poudingues et grès. 

PLIOCENE

- Astien: Calcaires gréseux, calcaires
construits, marnes jaunes, sables. 
- Pisalsancien: Marnes et argiles bleues. 

MIOCENE ET ROCHES PLUS ANCIENNES

- Roches sédimentaires 
- Roches métamorphiques 
- Roches éruptives 

II - 1 - 2 GEOMORPHOLOGIE

On peut délimiter clairement dans la mitidja actuelle quatre unités géomorphologiques :

- a) L'Atlas (altitude entre 1200 et 1600 m) , avec son relief rajeuni et fortes pentes domine la plaine et est un centre d'érosion active où les lits des oueds sont profondément encaissés.
- b) Le piémont, avec une altitude moyenne de 100 à 150 m, est une zone d'alluvionnement qui masque le contact structural entre les montagnes et le bassin. Il est le résultat de l'équilibre tectonique entre le bloc ascendant (l'Atlas) et la zone d'affaissement (le bassin). Le redressement de l'Atlas provoque le changement graduel du relief du piémont par rapport à la plaine et l'encaissement du lit des oueds .
- c) La basse plaine (20 à 50 m d'altitude) , limoneuse, repose sur une zone de direction NE-SO dont l'affaissement est continu. Le niveau inférieur s'abaisse à une cadence plus rapide que la cadence de creusement des oueds.
- d) Le Sahel, avec une altitude comprise entre 200 et 250 m, constitue la limite septentrionale de l'affaissement est une unité tectonique originale modifiée par les variations climatiques du Quaternaire.

II - 1 - 3 SISMICITÉ

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle forte. Cette activité est liée, d'une part, à l'interaction à la frontière des plaques africaines et Euro-Asiatique provoquée par les mouvements relatifs de ces plaques et d'autre part, aux mouvements internes de la plaque Africaine, traduits par la formation de la Mitidja, des montagnes de l'Atlas et des collines du Sahel.

Une évaluation au plan régional du risque sismique, basée sur des enregistrements anciens et récents de la sismicité (Figure 2 et 3) et destinée à l'estimation de la probabilité d'incidence des différents niveaux de mouvements de sol montre que dans la zone des ouvrages le taux d'activité est fort.

Ainsi, suivant l'étude de 1978 de Morgat et Shah, on a considéré les valeurs suivantes des paramètres sismiques correspondant à une période de retour de 1000 ans:

$$\begin{array}{ll} \text{Accélération} & - \quad 300 \text{ cm.s}^{-2} \\ \text{Vitesse} & - \quad 30 \text{ cm.s}^{-1} \end{array}$$

II - 1 - 4 CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES DU SITE

a) GENERALITES

Le lit actuel de l'oued Nador est généralement étroit (entre 20 et 25m de largeur) et encaissé (15 m de profondeur) dans une large terrasse alluvionnaire Quaternaire, avec 450 m de largeur.

Dans le site prévu pour la prise d'eau le lit actuel se développe à côté à la rive gauche de la vallée, où des formations du Pliocène sont affleurantes.

Les caractéristiques des différentes formations géologiques présentes sont les suivantes:

- **Quaternaire:** La terrasse alluvionnaire, qui devra constituer l'appui gauche de la prise d'eau, est formée par la dénommée formation du Mazafian, litologiquement constituée par des argiles sableuses, brunes, avec ou sans galets, intercalées de niveaux sableux.
- **pliocène Supérieur:** La rive gauche, et la rive droite qui devra constituer l'appui droit de la prise d'eau, sont constitués par deux faciès différents: - Faciès superficiel sableux ou sablo-argileux de couleur rouge; - Faciès calcaire ou calcaire gréseux, de couleur blanchâtre.
- **Pliocène Inférieur:** Marnes du Plaisacien, grises, sous-jacentes aux formations calcaires du Pliocène Supérieur.

b) Travaux Réalisés et Résultats Obtenus

En tenant compte des caractéristiques géologiques du site, on a dressé et réalisé un programme de reconnaissance géologique et géotechnique constituée par des sondages à rotation et des essais "in situ", notamment des essais SPf et des essais de perméabilité.

b -1) PROSPECTION MECANIQUE - SONDAGES

8 sondages ont été à la rotation avec carottage continu. Les principales caractéristiques de ces sondages sont indiquées dans le tableau 1 :

| SONDAGE | LOCALISATION | LONGEUR (m) |
|---------|------------------------|-------------|
| S 101 | Terrasse alluvionnaire | 24 |
| S 102 | | 22 |
| S 103 | | 22.6 |
| S 104 | | 15.1 |
| S 105 | | 30 |
| S 106 | | 20 |
| S 107 | | 20 |
| S 108 | Rive droite | 30.5 |

TABLEAU 1 - CARACTERISTIQUES DES SONDAGES REALISEES AU SITE DE LA PRISE DU NADOR

Les résultats obtenus, illustrés dans le même plan, ont été les suivants:

- Le sondage S108, réalisé en rive droite, a révélé la présence de formations du Pliocène supérieur et inférieur:

| | COUCHES lithologiques | EPAISSEUR DE LA COUCHE (m) |
|--------------------|-----------------------|--|
| Pliocène Supérieur | - Sables rouges | 2 |
| | - Grés calcaires | 3 |
| | - Calcaire gréseux | 5 |
| Pliocène Inférieur | - Marnes grises | Seulement le toit de ce massif a été touché par le sondage |

Essais d'absorption d'eau Lefranc

Vingt trois essais de perméabilité Lefranc (à niveau variable) ont été effectués dans les alluvions et les roches sous-jacentes sur un tronçon de 0,5 à 0,6 mètres et en intervalles de 2 à 3 m

Les résultats des essais reliant à la lithologie figurent au Tableau 2.

| N° de Sondage | Profondeur par rapport à la surface (m) | Essais Lefranc (K=cm/s) | Essais Lugeon (U.A.) | Lithologie |
|---------------|---|-------------------------|----------------------|----------------------------|
| S105 | 1,5 – 2,0 | 3×10^{-8} | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 4,0 – 4,6 | 4×10^{-6} | - | Alluvion (argile+galets) |
| | 7,45 – 7,85 | 2×10^{-7} | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 11,1 – 11,6 | 4×10^{-9} | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 14,0 – 14,5 | 5×10^{-8} | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 18,5 – 19 | 2×10^{-9} | - | Calcaire greseux |
| | 22,8 – 23,3 | 3×10^{-9} | - | Marnes |
| | 27,0 – 27,6 | $2,1 \times 10^{-9}$ | - | Marnes |
| | 29,5 – 30 | 2×10^{-9} | - | Marnes |
| S106 | 4,0 – 4,5 | 2×10^{-8} | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 6,0 – 6,6 | 6×10^{-8} | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 8,0 – 8,5 | 2×10^{-7} | - | Calcaire greseux |
| | 9,8 – 10,4 | 2×10^{-9} | - | Calcaire greseux |
| | 12 – 12,5 | $1,5 \times 10^{-8}$ | - | Marnes |
| | 14,5 – 15 | 4×10^{-9} | - | Marnes |
| S107 | 18 – 18,5 | 3×10^{-9} | - | Marnes |
| | 4 – 4,5 | $1,2 \times 10^{-8}$ | - | Alluvion (argile sableuse) |
| | 9 – 9,5 | 3×10^{-9} | - | Marnes |
| | 10,8 – 11,3 | 3×10^{-8} | - | Marnes |
| | 15 – 15,6 | 1×10^{-8} | - | Marnes |
| S108 | 19,4 – 20 | 2×10^{-9} | - | Marnes |
| | 4 – 4,5 | $1,2 \times 10^{-6}$ | - | Grés calcaire +galets |
| | 7,5 – 8,1 | 1×10^{-4} | - | Calcaire creseux |
| | 9,5 – 11,9 | - | 0,2 | Marnes alterés+calc. |
| | 14 – 16,7 | - | 0 | Greseux |
| | 17 – 19,15 | - | 0 | Marnes |
| | 20,8 – 22,8 | - | 0 | Marnes |
| | 23,8 – 25,6 | - | 0 | Marnes |
| | 26,8 – 28,8 | - | 0 | Marnes |
| | 28 – 30,3 | - | 0 | Marnes |

Tableau 2 : Les essais de perméabilité.

Ces résultats montrent des valeurs de la perméabilité uniformément faibles, dans la gamme de $K = 2 \times 10^{-7}$ à $K = 4 \times 10^{-9}$ cm/s, sauf sur la zone superficielle de la rive droite (0-8 m) où les valeurs de K se situent dans la gamme de 10^{-4} à 10^{-6} cm/s (sables et grès calcaires) Toutefois, on ne dispose d'aucun essai réalisé dans les dépôts alluvionnaires sableux où la perméabilité devra être élevée. Bien que prévus dans le programme proposé, les éboulements continuels des parois du trou des sondages ont impossibilité sa réalisation.

Essais d'absorption d'eau Lugeon

Sept essais de perméabilité Lugeon ont été exécutés dans le massif marneux traversé par le sondage S108 localisé en rive droite. Le tronçon d'essai a été de 2 m avec les paliers de pression d'essai suivants: 1 - 2,5- 4 - 2,5- 1 kg/cm².

Les résultats des essais figurent dans le tableau 2.

L'analyse de ces résultats montre que le massif marneux est imperméable (0 U.A.), avec un résultat exceptionnel de 0,2 U.A. près du contact avec les calcaires gréseux.

c) ANALYSE DE RESULTATS

L'analyse des résultats obtenus a permis d'établir deux zones géologiques et géotechniques avec les caractéristiques suivantes:

Zone Géotechnique 2

Cette zone est formée par les dépôts alluvionnaires situés en rive gauche et au fond de la vallée; deux sub-zones peuvent être établies :

ZG2A:

Lithologie dépôt alluvionnaire argileuse forme une couche supérieure d'épaisseur variable : 15 m dans les terrasses alluvionnaires et 3 à 4 m dans le lit actuel de l'oued.

Essais SPT - Les valeurs de N obtenues sont > 30 avec quelques résultats exceptionnels situés dans la gamme de $N = 18 - 30$ aux sites des sondages S101 et S102.

Perméabilité Les valeurs de K obtenus sont toujours supérieures à 10^{-8} cm/s.

ZG2B:

Lithologie - dépôts alluvionnaires sableux sous-jacents à la zone ZG2A.

Essai SPT - La présence de galets ne permet pas de considérer une valeur fiable; la gamme de résultats obtenus est située entre $N = 20$ et 60 .

Perméabilité - Aucun essai n'a été réalisé; cependant on estime que la perméabilité est de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-6} cm/s.

Zone Géotechnique 1

Constitue le substratum rocheux sous-jacent aux dépôts alluvionnaires de la zone géotechnique 2. Deux sub-zones peuvent aussi être établies:

ZG1A:

Lithologie - Sables argileux compactés de couleur rouge et grés calcaires friables localisés en rive gauche.

Essais SPT - $N > 50$

Perméabilité - $K = 10^{-4}$ à 10^{-6} cm/s

ZG1B:

Lithologie - Calcaires gréseux et marnes grises sous-jacents à la Zone ZG1A en rive droite et à la Zone ZG2A au milieu de la vallée.

Essais SPT - $N > 60$, sauf quelques cas ponctuels avec N entre 40 et 50.

Perméabilité - $K = 10^{-9}$ cm/s ou 0,2 à 0 U.A..

d) Considérations Géotechniques

On prévoit fonder le barrage dans la zone géotechnique (ZG1B), tenant compte surtout des facteurs suivants:

- d -1) Type de structure (un barrage en béton de petite hauteur).
- d -2) Les variations, en profondeur, des caractéristiques mécaniques des terrasses alluvionnaires: argiles consistantes (ZG2A) avec 15m d'épaisseur et sables de faible à moyenne compacité avec une épaisseur variable entre 2 et 10 m.
- d -3) La perméabilité des sables alluvionnaires de la ZG2B, au dessous d'une couche supérieure imperméable, ZG2A.
- d -4) La présence en rive droite de sables et grés friables de la ZG1A.

II-2) Matériaux de Construction

En ce qui concerne les matériaux nécessaires pour les ouvrages (agrégats pour le béton, pierre pour les gabions et matériau pour les remblais et lits de pose des conduites) les faibles volumes nécessaires rendent relativement facile leur obtention.

En ce qui concerne le gravier pour le béton et la pierre pour les gabions, ils pourront être obtenus dans une carrière existante 500 m du nord-ouest de la ville de Nador, à environ 2 km du site de la prise. Cette carrière exploite des calcaires à Lithothamniées et calcaires-gréseux du Pliocène Supérieur, compacts et durs, de bonne qualité. Le volume disponible sera suffisant pour couvrir les besoins prévus.

Le sable pourra être obtenu dans le cordon dunaire côtier à l'embouchure du Nador (alluvions actuelles des vallées), 4 à 5 km du site de la prise, avec de bons accès.

Pour les remblais et lits de pose, les matériaux d'excavation des alluvions dans la zone traversée par la conduite pourront constituer des matériaux de qualité suffisante.

CHAPITRE III :

HYDROLOGIE

III – 1 INTRODUCTION

L'objet de cette étude est de fournir les éléments hydrologiques indispensables permettant la possibilité de construire un barrage sur l'oued NADOR pour satisfaire les besoins en eau potable et d'irrigation.

III – 2 CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT :

Le bassin versant correspond, en principe à l'unité géographique sur la quelle se base l'analyse du cycle hydrologique.

Le bassin versant à une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau, est ses affluents à l'amont de cette section le comportement hydraulique des bassins versants est influencé par des paramètres physiques géométrique et morphologique dont l'analyse et la mesure permettant une explication plus exacte de ceux ci.

III – 2 – 1 Caractéristique géométrique du bassin versant :

a/ **Superficie** : la superficie du bassin versant a été déterminer par planimétrage a l'échelle 1/200.000 ; $S_{bv} = 213 \text{ km}^2$

b/ **Périmètre** : il a été obtenu a l'aide de curvimètre $P_{BV} = 63 \text{ km}$

c/ **Longueur du thalweg principale** : Cette longueur est mesurée a l'aide de profil de l'oued principale $L = 21,5 \text{ km}$.

d/ **Indice de compacité** : l'indice de compacité le plus utilisé pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité (k_c) ce dernier est le rapport entre le périmètre du bassin versant réel est celui du cercle du même superficie .

$$k_c = \frac{P}{P_c} = \frac{\text{Périmètre du bassin}}{\text{Périmètre du cercle}}$$

$$P = 63 \text{ km}$$

$$P_c = 2\pi R \text{ avec } R = \text{rayon de cercle}$$

$$A = \pi R^2 \text{ surface du BV}$$

$$P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$\text{Donc : } k_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi}\sqrt{A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$\text{AN : } K_c = 0,28 \frac{63}{\sqrt{213}} = 1,20 > 1.$$

Nous pouvons donc dire que le bassin versant est de forme allongée.

e/ **Rectangle équivalent** : Pour comparer le comportement hydrologique de deux bassins versant, on utilise la notion de rectangle équivalent au rectangle de GRAVILUS.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique au l'on assimile le bassin versant a un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie. De cette manière les courbes de niveau sont des droites parallèles au petits côtés du rectangle, et l'exutoire et l'un de ces petits côtés.

Soient : l_1 et l_2 les côtes du rectangle.

Le périmètre $P = (l_1 + l_2) \times 2 \dots\dots\dots (1)$

La superficie $A = l_1.l_2 \Rightarrow l_2 = \frac{A}{l_1}$

Donc $(1) \Leftrightarrow 2.l_1 + \frac{2A}{l_1} = P \dots\dots\dots (2)$

Or : $k_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \Rightarrow P = \frac{k_c \sqrt{A}}{0,28} \dots\dots\dots (3)$

De (2) et (3) nous aurons: $\frac{k_c \sqrt{A}}{0,28} = \frac{2.A}{l_1} + 2l_1$

Nous obtenons une équation de seconde ordre de la surface.

$$2 l_1^2 - \frac{k_c \sqrt{A}}{0,28} l_1 + 2A = 0$$

Elle admet comme solution l_1 et l_2 a savoir :

Ou :

- l_1 : longueur de rectangle (km)
- l_2 : largeur de rectangle (km)
- k_c : indice de compacité de GRAVILUS
- A : superficie du bassin versant (km²)

AN :

$l_1 = 21,24$ km
 $l_2 = 10,03$ km

vérification :

$A = l_1.l_2 = 213$ km²
 $P = 2 (l_1+l_2) = 63$ km

Conclusion :

En se basant sur ces deux paramètres (Périmètre, Indice de compacité), on peut conclure que notre bassin versant est allongé.

III – 2 – 2 Caractéristique hydrographique :

a) Relief :

Ils essaient de comprendre que le relief est les caractéristiques physiques du bassin ont une forte influence sur l'hydrogramme de crue.

Ainsi une pente plus forte provoque un écoulement, plus rapide donc un temps de concentration plus court donc une montée plus rapide.

On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique qui représente la répartition des altitudes en fonction de la surface en % .

N'ayant pu obtenir une carte topographique du bassin versant a une échelle acceptable, nous utiliserons les résultats obtenus par les études faites par hydrotechnique et qui concorde avec les observations de l'ANRH.

$$H_{\text{moy}} = 487 \text{ m.}$$

$$H_{\text{max}} = 1417 \text{ m}$$

$$H_{\text{min}} = 14 \text{ m}$$

a-1) Pente moyenne du bassin versant :

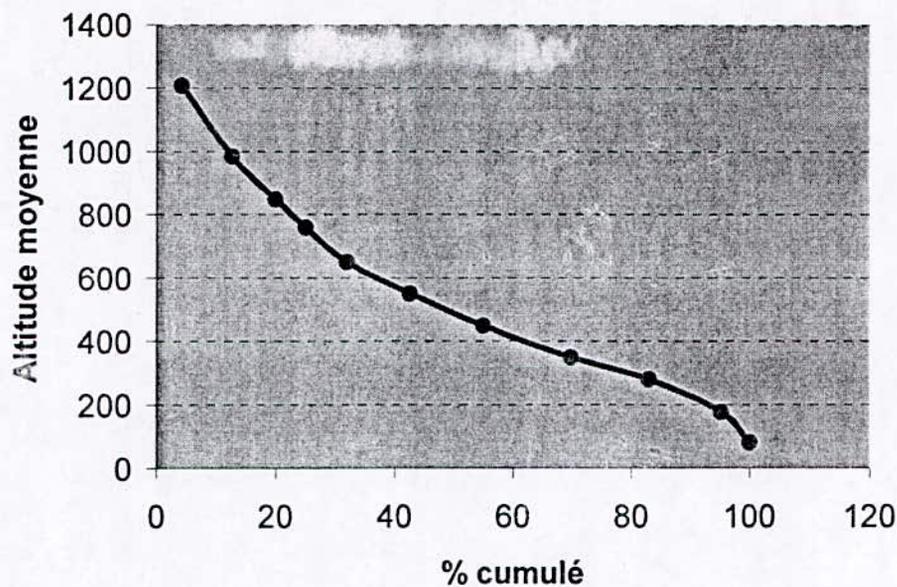
$$I_0 = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L} = \frac{1417 - 14}{21,5} = 65 \text{ m / km .}$$

$$I_0 = 0,65 \% .$$

Le relief caractérisé par la courbe hypsométrique du B.V. renseignement qualitatif sur l'allure de ce premier. Elle représente la répartition des altitudes en fonction de la surface en % de bassin versant. Pour tracé la courbe, voir les résultats du tableau.

| Altitude (m) | Altitude moyenne | Surface partielle km ² | Surface partielle en % | Surface Cumulés % |
|--------------|------------------|-----------------------------------|------------------------|-------------------|
| 1417- 1000 | 1208,5 | 9 | 4,23 | 4,23 |
| 1000 - 900 | 950 | 18 | 8,45 | 12,68 |
| 900 - 800 | 850 | 21,5 | 10,09 | 22,77 |
| 800 - 700 | 750 | 14,5 | 6,81 | 29,58 |
| 700 - 600 | 650 | 19 | 8,92 | 38,5 |
| 600 - 500 | 550 | 16,5 | 7,75 | 46,25 |
| 500 - 400 | 450 | 18,5 | 8,69 | 54,94 |
| 400 - 300 | 350 | 32 | 15 | 69,94 |
| 300 - 200 | 250 | 29 | 13,62 | 83,56 |
| 200 - 100 | 150 | 25 | 11,74 | 95,2 |
| 100 < | 100 | 10 | 4,69 | 100 |

La Courbe Hypsométrique



A partir de la courbe hypsométrique, on détermine :

a- 2) Altitude moyenne du B.V. :

analytiquement par la formule suivante :

$$H_m = \frac{\sum H_i S_i}{\sum S_i} = 516 \text{ mm.}$$

a- 3) Altitude médiane :

$$H_{\text{med}} = H_{50\%} = 500 \text{ mm.}$$

a- 4) Indice de pente globale :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r}$$

Avec

L_r : longueur du rectangle équivalent.

A partir de la courbe hypsométrique on détermine $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

Avec

$$H_{5\%} = 150 \text{ m.}$$

$$H_{95\%} = 1170 \text{ m.}$$

$$I_g = \frac{1170 - 150}{21240} \times 100 = 4,8\%$$

b) Densité de drainage :

$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$ avec L_i : longueur totale des affluents déterminait a l'aide du curvimètre sur une carte

a l'échelle $\frac{1}{50.000}$

A : surface de bassin

AN :

$$D_d = \frac{660}{213} = 3,1 \text{ km} / \text{km}^2$$

Conclusion:

Notre bassin versant bien drainé.

c) Temps de concentration :

C'est le temps qui met la goutte de pluie la plus éloignée hydrauliquement a s'écouler pour arriver a l'exutoire.

Ce paramètre sera déterminé en se basant sur l'utilisation des formules empiriques.

Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

H_{moy} : altitude moyenne = 516 m

H_{min} : altitude minimal = 14 m

A : surface de bassin = 213 km²

L : longueur de thalweg = 21,5 km

AN :

$$T_c = \frac{4\sqrt{213} + 1,5 \cdot 21,5}{0,8\sqrt{516 - 14}} = 5 \text{ h.}$$

Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \left(\frac{A}{I_0} \right)^{1/2}$$

A : surface du B.V.
I₀ : pente moyenne

An:

$$T_c = 0,1272 \left(\frac{213}{0,65} \right)^{1/2} = 2,3 \text{ h.}$$

Formule de PASSINI :

$$T_c = 4 \left(\frac{AL}{10I_0^{3/2}} \right)^{1/4}$$

I_0 : pente moyenne (m/km)

L : longueur de thalweg

A : surface du B.V.

$$A_n : T_c = 4 \frac{213.21,5}{10(65)^{3/2}} = 3,5 \text{ h.}$$

Formule SYNTHETIQUE :

$$T_c = 0,6615 L^{0,77} I_0^{-0,385} = 8,28 \text{ h.}$$

Formule de SCS (soil conservation service)

$$T_c = \left[\frac{0,87L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0,385}$$

H_{\max} : altitude maximale

H_{\min} : altitude minimale

L : longueur de thalweg principale.

$$T_c = \left[\frac{0,87(21,5)^3}{1417-14} \right]^{0,385} = 2 \text{ h.}$$

$$T_c = 2 \text{ h.}$$

Conclusion:

En se basant sur les caractéristiques physiques du bassin versant, on adopte la formule de GIANDOTTI, qui semble donner des résultats satisfaisants en AFRIQUE du NORD, donc $T_c = 5 \text{ h.}$

Récapitulatif des paramètres hydrauliques et géomorphologiques du B.V. de L'Oued NADOR

| Type de paramètres | Unité | Site de Barrage |
|---|---------------------------------|------------------------|
| coordonnées | Lambert | x = 473,3 y = 361,5 |
| Superficie du bassin versant | A (km ²) | 213 |
| Périmètre du bassin versant | P (km) | 63 |
| Altitudes | Maximal H _{max} (m) | 1417 |
| | Moyenne H _{moy} (m) | 506 |
| | Minimale H _{min} (m) | 14 |
| Longueur du rectangle triangle équivalent | L (km) | 21,24 |
| Largeur du rectangle équivalent | l (km) | 10,03 |
| Indice de compacité | K _c | 1,20 |
| Densité de drainage | D _d km ⁻¹ | 3,1 |
| Longueur de thalweg principale | L (km) | 21,5 |
| Pente moyenne du BV | I ₀ (%) | 0,65 |
| Indice de pente global | I _g (%) | 4,8 |
| Temps de concentration | T _c (h) | 5 |

Vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant

$$V_0 = \frac{L}{T_c} \quad L : \text{longueur de thalweg principale}$$

$$V_0 = \frac{21,5}{5} = 4,3 \text{ km/h}$$

$$V_0 = 1,19 \text{ m/s}$$

III – 3 LES PRECIPITATIONS :

III – 3 – 1 Traitement et analyse des données:

Le bassin versant de l'oued Nador ne dispose pas de stations de mesure pluviométriques, pour déterminer la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant , nous avons utilisé les données des postes pluviométrique se trouvant à proximité tel que BORDJ GOBRINI, MENACEUR, BELLAHRANI, CHERIH. ELLPHARE , SIDI GHILES.

La période d'observations de ces stations diffère d'une station a une autre, voire le tableau ci dessous.

| Code de la station | Nom de la station | Altitude Z (m) | Coordonnées lambert | | Période de fonctionnement | Nombre d'années d'observation |
|--------------------|-------------------|----------------|---------------------|--------|---------------------------|-------------------------------|
| | | | X | Y | | |
| 20303 | MENACEUR | 170 | 459.5 | 354.85 | 1969-1994 | 26 |
| 20301 | BORDJ-GHOBRINI | 14 | 460.65 | 367 | 1968-1994 | 27 |
| 20319 | BELLAHRANI | 20 | 458.8 | 367.55 | 1973-1995 | 23 |
| 20312 | CHERIH EL FARE | 16 | 454.35 | 368 | 1946-1995 | 50 |
| 20313 | SIDI GHILES | 8 | 448.6 | 364 | 1934-1992 | 47 |

Tableau 4 :

La localisation de ces stations pluviométriques retenues pour cette étude présenté a la figure ci-après.

III – 3 – 2 Homogénéité des séries pluviométriques:

Nous avons testé l'homogénéité des séries de pluie moyennes annuelles des déférentes stations pour l'utilisation du teste de WELCOXON, le procédé est le suivant:

- On divise la série des pluies d'origines en deux séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentent des tailles de ces deux sous séries, généralement N_2 et supérieur à N_1 .
- On constitues la série XUY après avoir classer la série d'origine par ordre croissant, on attribue a chaque valeur sont rang ont précisant à quelle sous série elle appartient.

WILCOXON à montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%

Si $W_{\min} < W_x < W_{\max}$ Avec: $W_x = \sum |rang|$ et W_x :: somme des ranges des sous série X

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}$$

Les calcules et les résultat d e ce teste appliqué aux différent stations.

a) Teste de WELCOXON appliqué à la série pluviométrique annuelle de BORDJ-GOBRINI (20301)

| X | Y | rang | Série classée par ordre croissant | XUY | rang | Série classée par ordre croissant | XUY |
|--------|--------|------|-----------------------------------|-----|------|-----------------------------------|-----|
| 681 | 633.96 | 1 | 327.8 | Y | 16 | 598.8 | Y |
| 730.2 | 503.88 | 2 | 373.8 | Y | 17 | 633.96 | Y |
| 509.52 | 556.2 | 3 | 375.2 | Y | 18 | 673.33 | X |
| 928.3 | 854.64 | 4 | 404.5 | Y | 19 | 675.2 | Y |
| 1008 | 373.8 | 5 | 434.64 | X | 20 | 681 | X |
| 547.9 | 708.6 | 6 | 450 | Y | 21 | 702.6 | Y |
| 434.64 | 450 | 7 | 503.88 | Y | 22 | 730.2 | X |
| 740.7 | 598.8 | 8 | 5099.52 | X | 23 | 739.2 | X |
| 546.36 | 404.5 | 9 | 543 | Y | 24 | 740.7 | X |
| 543.7 | 585.2 | 10 | 543.7 | X | 25 | 854.64 | Y |
| 673.33 | 675.2 | 11 | 546.36 | X | 26 | 928.3 | X |
| 739.2 | 375.2 | 12 | 547.9 | X | 27 | 100.8 | X |
| | 327.8 | 13 | 556.2 | Y | | | |
| | 543 | 14 | 585.2 | Y | | | |
| | 588 | 15 | 588 | Y | | | |

Tableau 5 :

$$N_1 = 12$$

$$N_2 = 15$$

$$W_x = \sum |rang|_x = 206$$

$$W_{\min} = \frac{(12 + 15 + 1) \times 11}{2} - 196 \left(\frac{12 \times 15 (12 + 15 + 1)}{12} \right)^{\frac{1}{2}} = 113$$

$$W_{\max} = (12 + 15 + 1) \times 12 - 113 = 223 \quad ; \text{ donc } 113 < 206 < 223$$

La condition du Teste $(W_{\min} < W_x < W_{\max})$ vérifié, a lors la série est homogène.

b) Teste de WELCOXON appliqué à la série pluviométrique annuelle de CHERIH EL FARE (20312)

| X | Y | Rang | Série classée par ordre croissant | XUY | Rang | Série classée par ordre croissant | XUY |
|--------|--------|------|-----------------------------------|-----|------|-----------------------------------|-----|
| 551 | 653.88 | 1 | 230.28 | Y | 31 | 671.64 | Y |
| 614.4 | 894.48 | 2 | 363.36 | Y | 32 | 677 | X |
| 718.8 | 1043.2 | 3 | 370.8 | Y | 33 | 701.64 | Y |
| 580 | 904.3 | 4 | 393.48 | Y | 34 | 705.42 | Y |
| 504.36 | 597.72 | 5 | 404 | Y | 35 | 712.2 | X |
| 807.36 | 705.24 | 6 | 412 | Y | 36 | 713.4 | X |
| 677 | 503.52 | 7 | 416.4 | Y | 37 | 714.96 | X |
| 1137 | 393.48 | 8 | 430.44 | Y | 38 | 715.68 | X |
| 715.68 | 651.24 | 9 | 454.68 | Y | 39 | 716.76 | X |
| 713.4 | 701.64 | 10 | 503.52 | Y | 40 | 718.8 | X |
| 635.4 | 667.92 | 11 | 504 | X | 41 | 732.96 | X |
| 933.72 | 412.92 | 12 | 504.36 | X | 42 | 794.76 | Y |
| 716.76 | 614.18 | 13 | 517.44 | Y | 43 | 798.96 | X |
| 794.76 | 685.68 | 14 | 551 | X | 44 | 807.36 | Y |
| 574.56 | 798.96 | 15 | 574.56 | X | 45 | 894.48 | Y |
| 1015.3 | 370.8 | 16 | 577.68 | X | 46 | 904.3 | X |
| 623.4 | 602.7 | 17 | 580.4 | X | 47 | 933.72 | X |
| 577.68 | 363.36 | 18 | 597.72 | Y | 48 | 1015.3 | X |
| 714.96 | 517.44 | 19 | 602.7 | Y | 49 | 1043.2 | Y |
| 504 | 430.44 | 20 | 514.18 | Y | 50 | 1137 | X |
| 654.12 | 404.7 | 21 | 614.4 | X | | | |
| 732 | 454.68 | 22 | 617.04 | Y | | | |
| 638.1 | 416.4 | 23 | 623.4 | X | | | |
| 712.2 | 230.28 | 24 | 625.6 | Y | | | |
| | 671.64 | 25 | 635.4 | X | | | |
| | 617.04 | 26 | 638.1 | X | | | |
| | | 27 | 651 | X | | | |
| | | 28 | 653.88 | Y | | | |
| | | 29 | 654.12 | Y | | | |
| | | 30 | 667.92 | Y | | | |

Tableau 6 :

$$N_1 = 24$$

$$N_2 = 26$$

$$W_x = \sum |rang| = 11+12+19+15+16+17+21+23+25+26+27+32+35+36+37+38+39+40+41+46+47+50 = 653$$

$$W_{min} = \frac{(24+26+1) \times 23}{2} - 1.96 \left(\frac{24 \times 26 (24 + 26 + 1)}{12} \right)^{\frac{1}{2}} = 485.56$$

$$W_{max} = (24+26+1) \times 24 - 485.56 = 738.44 \quad ; \text{ donc } 485.56 < 653 < 738.44$$

La condition du teste $(W_{min} < W_x < W_{max})$ vérifié, a lors la série est homogène.

c) Teste de WILCOXON appliqué a la série pluviométrique annuelle de SIDI – GHLIES code ANRH (020313)

| X | Y | Rang | Série classée par ordre croissant | XUY | Rang | Série classe par ordre croissant | XUY |
|--------|--------|------|--------------------------------------|-----|------|-------------------------------------|-----|
| 695,76 | 628,92 | 1 | 372 | Y | 15 | 693,24 | Y |
| 962,52 | 925,92 | 2 | 421,8 | Y | 16 | 695,76 | X |
| 577,92 | 421,8 | 3 | 433,44 | Y | 17 | 701,64 | X |
| 1030,9 | 693,24 | 4 | 445,92 | Y | 18 | 706,2 | X |
| 730 | 472,56 | 5 | 472,56 | Y | 19 | 720 | X |
| 858,84 | 886,8 | 6 | 474 | Y | 20 | 730 | X |
| 518,64 | 591,84 | 7 | 518,64 | X | 21 | 733,52 | X |
| 638,16 | 445,92 | 8 | 533,52 | X | 22 | 740,4 | X |
| 720 | 585,6 | 9 | 577,92 | X | 23 | 834,6 | Y |
| 740,4 | 474 | 10 | 585,6 | Y | 24 | 858,84 | X |
| 701,64 | 433,44 | 11 | 591,84 | Y | 25 | 886,8 | Y |
| 533,52 | 834,6 | 12 | 626,16 | Y | 26 | 925,92 | Y |
| 706,2 | 626,16 | 13 | 628,92 | Y | 27 | 962,52 | X |
| | 372 | 14 | 638,16 | X | | | |

Tableau 7 :

$$N_1 = 13$$

$$N_2 = 14$$

$$W_X = \sum |rang|_X = 7+8+14+16+17+18+19+20+21+22+27$$

$$W_X = 189$$

$$W_{\min} = \frac{(13+14+1) \times 12}{2} - 1,96 \left(\frac{13 \times 14 (13+14+1)}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$W_{\min} = 127,60$$

$$W_{\max} = (13+14+1) \times 13 - W_{\min}$$

$$= 236,4 ; \text{ donc } 127,60 < 189 < 236,4$$

La condition du teste ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifié alors la série est homogène

e) Teste de WILCOXON applique à la série pluviométrique annuelle de MENCEUR (20303)

| X | Y | Rang | Série classée par ordre croissant | XUY | rang | Série classée par ordre croissant | XUY |
|---------|--------|------|-----------------------------------|-----|------|-----------------------------------|-----|
| 749,5 | 680,18 | 1 | 380,1 | Y | 15 | 749,50 | X |
| 642,2 | 730 | 2 | 444 | Y | 16 | 749,88 | X |
| 1113,96 | 927,4 | 3 | 489,48 | Y | 17 | 777,48 | X |
| 1214,7 | 971,7 | 4 | 552 | Y | 18 | 842,52 | Y |
| 1142,7 | 644 | 5 | 554,2 | Y | 19 | 918,96 | Y |
| 777,48 | 918,9 | 6 | 619,4 | Y | 20 | 927,48 | Y |
| 973,2 | 552 | 7 | 642,24 | Y | 21 | 971,70 | Y |
| 666,36 | 619,4 | 8 | 644,0 | Y | 22 | 973,2 | X |
| 747,6 | 380,1 | 9 | 666,36 | X | 23 | 1113,96 | X |
| 315,2 | 554,6 | 10 | 680,28 | Y | 24 | 1142,72 | X |
| 744 | 842,52 | 11 | 703,44 | Y | 25 | 1214,76 | X |
| 749,88 | 489,4 | 12 | 730,2 | Y | 26 | 3152 | X |
| | 444 | 13 | 744 | X | | | |
| | 703,44 | 14 | 747,6 | X | | | |

Tableau 9 :

$$N_1 = 12$$

$$N_2 = 14$$

$$W_X = \sum | \text{rang} |_X = 9+13+14+15+16+17+22+23+24+25+26$$

$$W_X = 204$$

$$W_{\min} = \frac{(12+14+1) \times 11}{2} - 1,96 \left(\frac{12 \times 14 (12+14+1)}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$W_{\min} = 110,39$$

$$W_{\max} = (12+14+1) \times 12 - 110,39$$

$$W_{\max} = 213,6 \quad ; \quad \text{donc } (110,39 < 204 < 213,6)$$

La condition du texte ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifié alors la série est homogène

III – 3 – 3 Extension des séries :

En premier, on procède au complètement des lacunes d'observations.

- Nous avons utilisé la régression linéaire pour combler les lacunes et former des séries des pluies annuelles.
- La droite de la régression est donnée par $y = ax + b$

a : pente de la droite de régression.

$$a = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

b : constante de la droite

$$b = \frac{\sum Y - a \sum X}{n}$$

avec un coefficient de corrélation :

$$v = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{\sqrt{(n \sum X^2 - (\sum X)^2)(n \sum Y^2 - (\sum Y)^2)}}$$

Les coefficients de corrélation entre les différentes stations sont donnés par le tableau suivant :

| | 20303 | 20301 | 20319 | 20312 | 20313 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 20303 | 1 | 0.45 | 0.50 | 0.59 | 0.56 |
| 20301 | | 1 | 0.70 | 0.60 | 0.66 |
| 20319 | | | 1 | 0.80 | 0.35 |
| 20312 | | | | 1 | 0.67 |
| 20313 | | | | | 1 |

Tableau 10 :

Remarque : On remarque pratiquement que tous les coefficients de corrélation sont bons.

III – 3 – 4 Etude pluviométrique :

Le tableau ci-dessous donne les précipitations moyennes annuelles de chaque station

| Code de la station | Nom | P _{moy} annuelle (mm) |
|--------------------|----------------|--------------------------------|
| 20303 | MENACEUR | 716,95 |
| 20301 | BORDJ GHOBRINI | 633,75 |
| 20319 | BELLAHRIN | 561,19 |
| 20312 | CHERIH ELPHARE | 643,1 |
| 20313 | SIDI GHILHS | 675 |

Tableau 11 :

a) Précipitation moyenne annuelle du B.V. :

Afin de donner une meilleur estimation, nous avons utiliser déférentes méthodes.

a – i) Méthode arithmétique :

La précipitation moyenne annuelle du B.V est obtenue à partire de la moyenne des précipitation moyenne des stations .

$$P_{\text{moy}} = p = \frac{\sum P_i}{n} = 646 \text{ mm ; nombre de station } n = 5$$

a – ii) Méthode de thiessen :

Cette méthode consiste a deviser la surface du B.V. en polygones a chaque polygone de surface correspond a une précipitation annuelle.

La méthode des polygones de thiessen évalue la hauteur moyenne des précipitation d’après la moyenne pondrés des enregistrement a plusieurs station.

La hauteur moyenne des précipitations est :

$$P_{\text{moy}} = p = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S_i}$$

Si : surface de polygone de la station.

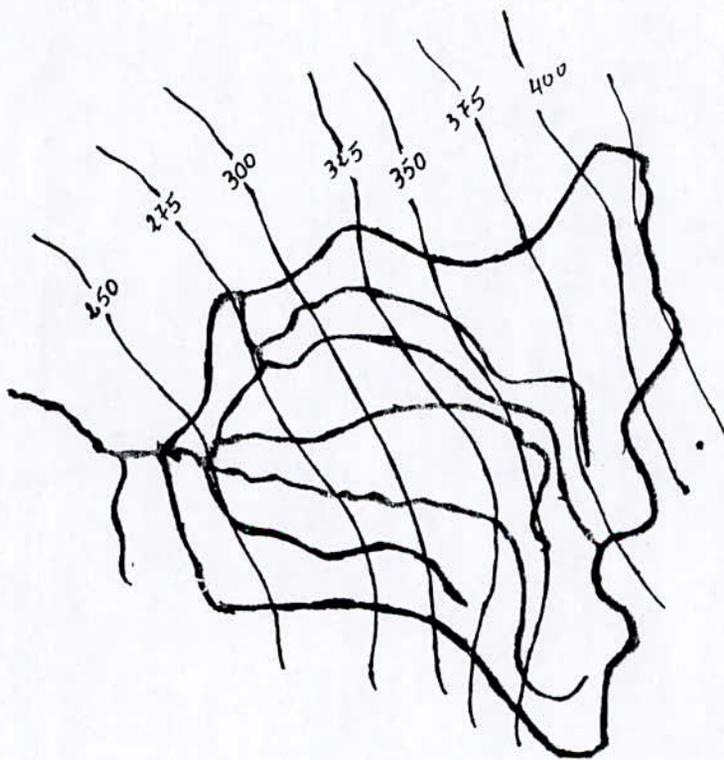
Pi : précipitation moyenne de chaque station.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

| STATION | Pi (mm) | Si (km ²) | Pi Si (mm km ²) |
|---------|----------|-----------------------|-----------------------------|
| 20301 | 633,75 | 150 | 95062,5 |
| 20303 | 716,95 | 20 | 14339 |
| 20319 | 561,19 | 10 | 5611,9 |
| 20312 | 643,1 | 20 | 12862 |
| 20313 | 675 | 13 | 8775 |

Tableau 12 :

Donc : p = 641,55 mm



Légende

— limite du Bassin versant au site du Barrage

— Isohyète

o site du Barrage Nador

Echelle: 1/50.000

a -iii) Méthode des ISOYHETES :

Les isoyhètes sont définies comme lieu géométrique des points de même précipitation pluviométrique pour une période considérée.

A l'aide d'un planimètre, on mesure la surface entre deux isoyhètes, chaque surface à une pluviométrie moyenne équivalente à la moyenne arithmétique des deux isoyhètes.

$$\sum S_i = S_{BV} = \text{surface du B.V.}$$

P_i : pluviométrie moyenne.

Les résultats sont données dans le tableau ci-dessous :

| Isyhètes Des hauteur (m) | Pluie moyenne (mm) | Surface partielle S_i (Km ²) | $P_i S_i$ (m.Km ²) |
|-----------------------------|-----------------------|---|-----------------------------------|
| < 250 | 250 | 10 | 2500 |
| 250 – 275 | 262.5 | 50 | 13125 |
| 275 – 300 | 287.5 | 25 | 7187.5 |
| 300 – 325 | 312.5 | 31 | 9687.5 |
| 325 – 350 | 337.5 | 24 | 8100 |
| 350 – 375 | 362.5 | 30 | 10875 |
| 375 – 400 | 387.5 | 25 | 9687.5 |
| > 400 | 400 | 18 | 7200 |

Tableau 13 :

$$\text{Donc : } P = \bar{P} = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S_i} = 321 \text{ mm}$$

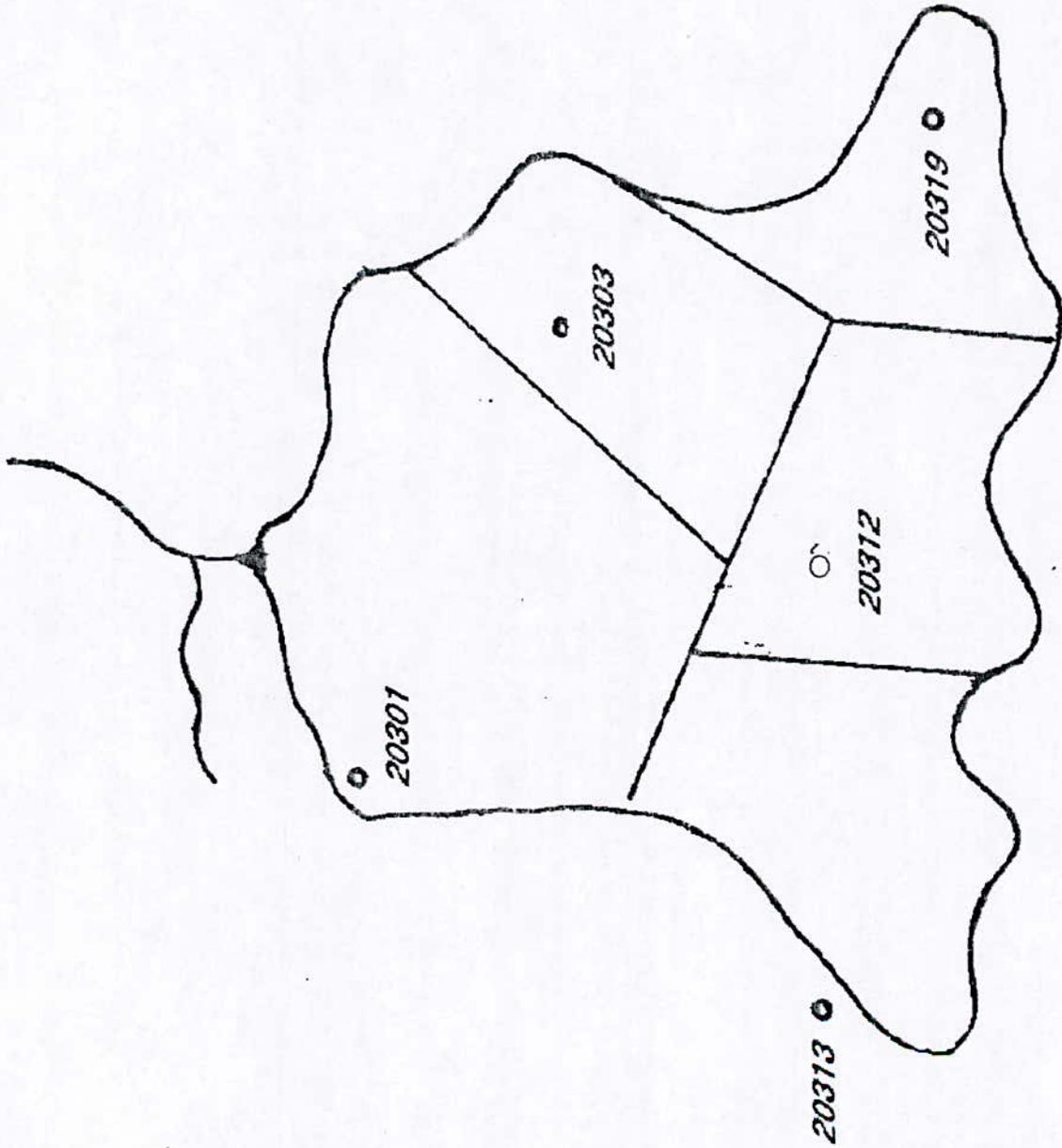
Légende :

∩ Limite du bassin versant de l'oued NADOR.

— Limite de polygones.

△ Site du barrage.

○ Stations pluviométriques.



Méthode de THEISSEN

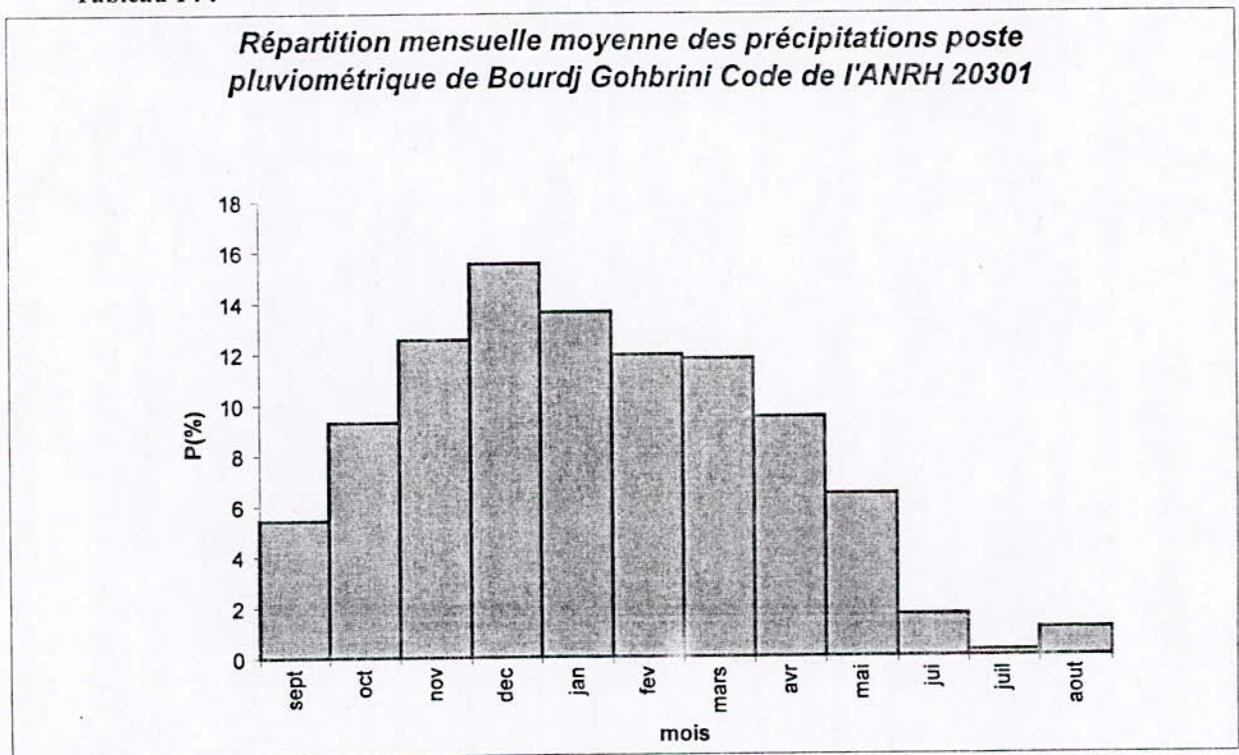
b) Choix de la station la plus représentative :

C'est la station (20301) qui a été choisi parmi les cinq postes pluviométriques, car sa précipitation moyenne annuelle égale a (633mm).

La station représentative est celle de BORDJ GHOBRINI qui offre la série d'observation la plus au moins longue (27 ans), elle ne présente aucune année lacuneuse durant la période (1968 - 1995).

| Mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Année |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|--------|
| P _i (mm) | 29.27 | 55.58 | 67.66 | 83.77 | 73.46 | 64.39 | 63.64 | 51.24 | 34.68 | 8.89 | 1.21 | 5.86 | 539.75 |
| P (%) | 5.42 | 10.30 | 12.54 | 15.52 | 13.61 | 11.93 | 11.79 | 9.49 | 6.43 | 1.65 | 0.22 | 1.09 | 100% |

Tableau 14 :



Conclusion :

D'appris l'histogramme, on remarque que le climat est régulière (les mois Décembre et Janvier les pluvieux, le mois Juillet le plus sèche).

c) Précipitation Maximales Journalières :

Pour l'ajustement de notre série d'observation de la station BORDJ GHOBRINI, nous avons utiliser deux lois, celle de GUMBEL et GALTON.

c - i) Ajustement de la loi de GUMBEL au P_{Jmax} :

La fonction de répartition de cette loi est :

$$F(p) = \exp[-\exp(-\alpha(P-P_0))] \dots\dots\dots(1)$$

Au : $F(p)$: fréquence au nom dépassement = $1-1/T$;

T : période de retour (an)

α, P_0 : coefficient de l'ajustement.

Par un simple changement de variable : $y = \alpha (P - P_0)$,

(1) s'écrira : $F(p) = \exp(-\exp(-y)) \dots\dots\dots(2)$

au : y : variable réduite de GUMBEL

$y = \alpha (P - P_0)$ devient : $P = \frac{1}{\alpha} \cdot y + P_0 \dots\dots\dots(3)$

(3) est une équation d'une droite représentant la loi de GUMBEL, c'est la droite théorique.

Caractéristique empirique de la série :

La moyenne : $\bar{p} = \frac{\sum P_i}{N}$

Au : P_i : précipitation observée.

N : taille de l'échantillon = 21

Ecart type : $\sigma = \left[\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N} \right]^{1/2}$

Variance σ^2

Coefficient de variance $C_v = \sigma / \bar{p}$

Les résultats de la loi de GUEMBL sont données par le tableau suivant :

| Rang | Pi (mm) | F(p)=(n-1/2)/N | Y=-ln[-ln.F(p)] |
|------|---------|----------------|-----------------|
| 1 | 20.3 | 0.0238 | -1.3186 |
| 2 | 30.2 | 0.0714 | -0.9705 |
| 3 | 32.1 | 0.1190 | -0.7555 |
| 4 | 34.4 | 0.1666 | -0.5834 |
| 5 | 35.6 | 0.2142 | -0.4323 |
| 6 | 36.2 | 0.2619 | -0.2925 |
| 7 | 38.9 | 0.3095 | -0.1594 |
| 8 | 39.8 | 0.3571 | -0.0029 |
| 9 | 43.9 | 0.4048 | 0.1005 |
| 10 | 45 | 0.4524 | 0.2317 |
| 11 | 49.4 | 0.5000 | 0.3665 |
| 12 | 52.4 | 0.5476 | 0.5071 |
| 13 | 59.8 | 0.5952 | 0.6561 |
| 14 | 60.6 | 0.6428 | 0.8166 |
| 15 | 72.8 | 0.6905 | 0.9933 |
| 16 | 73.9 | 0.7381 | 1.1918 |
| 17 | 78.5 | 0.7857 | 1.4222 |
| 18 | 84.3 | 0.8333 | 1.7018 |
| 19 | 86.9 | 0.8809 | 2.0650 |
| 20 | 91.9 | 0.9286 | 2.6026 |
| 21 | 110.9 | 0.9762 | 3.7260 |

Tableau 15 :

Etape de calcul :

- Classer l'échantillon par ordre croissant en attribuant un rang à chaque observateur.
- Calculer les fréquences expérimental : $F(x) = (n-1/2) / N$

Au : n : rang.

- Calculer la variable réduite de GUMBEL Y

De l'équation (2) nous tirons l'expression de Y :

$$Y = -\ln(-\ln F(p))$$

Voir le tableau.

- Tracer la droite théorique a partir de 3 point.

Les paramètres de la droite théorique seront déterminés par les expressions suivantes :

$$1/\alpha = 0.78 \sigma \quad \text{et} \quad P_0 = P - (0.577 / \alpha)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nous avons : } P = 56 \text{ mm} \\ \sigma = 24.36 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow 1/\alpha = 19$$

donc : $P_0 = 45.12 \text{ mm}$

La droite de GUMBEL est : $P = 19 y + 45.12$

Les résultats de calcul de la loi de GUMBEL sont donné par le graphe suivant :

Les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour sur le tableau ci-dessous :

| Période T (ans) | Fréquence au nom dépassement | Variable réduite | P_{Jmax} (mm) |
|--------------------|---------------------------------|------------------|-----------------|
| 10 | 0.9 | 2.25 | 90 |
| 20 | 0.95 | 2.97 | 110 |
| 50 | 0.98 | 4.60 | 125 |
| 100 | 0.99 | 4.60 | 145 |
| 1000 | 0.999 | 6.91 | 180 |
| 10.000 | 0.9999 | 9.21 | 250 |

Tableau 16 :

c - ii) Ajustement de la loi de GALTON :

Celle est fréquemment en hydrologie pour l'estimation des extremums.

$$\text{Soit l'équation est : } F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp \left(-\frac{u^2}{2} \right) du$$

avec : $u = a \log(P - P_0) + b$

au : u : variable reduite de GAUSS

P : pluie observé

P_0 : paramètre de position.

Nous remarquons que le passage de la loi de GALTON se faite par le changement de variable P en $\log(P - P_0)$.

Procédé de calcul :

On classe les valeur de précipitation journalières maximales par ordre de grandeur décroissant en attribuant a chacune d'elles un numéro d'ordre (n), on calcule pour chacune des valeurs sa fréquence expérimentale.

$$F(p) = (r-1/2) / N$$

Au : r : rang de l'observation.

N : taille l'échantillon = 21

On porte les points observés et leur fréquences expérimentales sur le papier GALTON, et on trace la droite qui passe par le maximum de points.

Nous pouvons constater sur le graphe N° qui l'alignement des points est proche d'une droite donc nous choisirons un paramètre de position $P_0 = 0$.

Déterminons les paramètres d'ajustement a et b .

$$a = \frac{1.517}{\sqrt{\text{Log} \left(1 + \frac{\sigma_p^2}{(P-P_0)^2} \right)}} \quad \text{Et} \quad b = (1.1513/a) - a \log(P - P_0)$$

$P_0 = 0 \Rightarrow$ les points sur le graphe de GALTON sont alignés

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{\sum (P_i - p)^2}{N}} = 24.36$$

$P = 56 \text{ mm}$

Donc on a : $a = 5.53$

$b = -9.46$

Par suite: $U = a \log(P - P_0) + b \Leftrightarrow U = 5.53 \log(P) - 9.46$.

Estimer les pluies observé en utilisant la droit d'ajustement

$$U_p = a \log(P-P_0) + b \Rightarrow \log(P-P_0) = 1/a (U_p - b) \dots \dots \dots (*)$$

Au: U_p : variable réduite correspondant a la période recherché et que nous tirons de la table de GAUSS.

$P = X_p$: pluie max recherché a une période donnée

l'équation (*) devient : $X_p - X_0 = 10^{\left(\frac{U_p - b}{a}\right)}$

$$X_0 = P_0 \Rightarrow X_p = 10^{\left(\frac{U_p - b}{a}\right)} = 10^{\left(\frac{U_p + 9.46}{5.53}\right)}$$

Les résultats de la loi de Galton sont donnés le tableau suivant:

| Rang | Pj max (mm) | Log p | F(x) |
|------|-------------|-------|--------|
| 1 | 110.9 | 4.7 | 0.0238 |
| 2 | 91.9 | 4.52 | 0.0714 |
| 3 | 86.9 | 4.46 | 0.1190 |
| 4 | 84.3 | 4.43 | 0.1666 |
| 5 | 78.5 | 4.36 | 0.2142 |
| 6 | 73.9 | 4.30 | 0.2619 |
| 7 | 72.8 | 4.28 | 0.3095 |
| 8 | 60.6 | 4.10 | 0.3571 |
| 9 | 59.8 | 4.09 | 0.4048 |
| 10 | 52.4 | 3.96 | 0.4524 |
| 11 | 49.4 | 3.90 | 0.5 |
| 12 | 45 | 3.80 | 0.5476 |
| 13 | 43.9 | 3.78 | 0.5952 |
| 14 | 39.8 | 3.68 | 0.6428 |
| 15 | 38.9 | 3.66 | 0.6905 |
| 16 | 36.2 | 3.58 | 0.7381 |
| 17 | 35.6 | 3.57 | 0.7857 |
| 18 | 34.4 | 3.53 | 0.8333 |
| 19 | 32.1 | 3.46 | 0.8809 |
| 20 | 30.2 | 3.40 | 0.9286 |
| 21 | 20.3 | 3 | 0.9762 |

Tableau 17 :

Les pluies maximales les journalières pour différentes période de retour sur le tableau ci-après :

| Période T(ans) | FREQUENCE OU DEPASSEMENT | Variable de Gauss Up | Pjmax (mm) |
|----------------|--------------------------|----------------------|------------|
| 10 | 0.1 | 1.28 | 87.52 |
| 20 | 0.05 | 1.65 | 102.10 |
| 50 | 0.02 | 2.05 | 120.60 |
| 100 | 0.01 | 2.33 | 135.52 |
| 1000 | 0.001 | 3.08 | 185.20 |
| 10.000 | 0.0001 | 3.72 | 241.75 |

Tableau 18 :

Remarque : On remarque que notre série s'ajuste bien a la loi de GUEMBLE.

III – 3 – 5 Pluie de courte durée :

La pluie de courte durée doit être comme pour la construction de l'hydrogramme d'averse du projet.

Les pluies de courte durée des différentes période de retour peuvent être calculées par la formule de "BODY".

$$P_{tc} = P_{Jmax} (t_i / 24)^b$$

P_{tc} : pluie de courte durée pour une fréquence donnée

P_{Jmax} : pluie journalière maximale pour une fréquence donnée

t_i : temps considéré en heure.

b : exposant climatique, il est égal a 0.29

Dans notre cas le pluie de courte durée est calculée a un temps correspondant au temps de concentration (t_c) étant égal a 5 heures, la formule de "BODY" devient : $P_{tc} = P_{Jmax} (t_c / 24)^{0.29}$

Les résultats sont donnée dans le tableau suivant :

| Période de retour (an) | 10 | 20 | 50 | 10 | 1000 | 10000 |
|------------------------|------|------|------|-----|-------|-------|
| P_{Jmax} (mm) | 90 | 110 | 125 | 145 | 180 | 250 |
| P_{tc} (mm) | 57.1 | 69.8 | 79.3 | 92 | 114.2 | 158.6 |

Tableau 19 :

III – 4 EVALUATION DES APPORTS

L'apport liquide est la quantité d'eau estimée par an et qui passe par l'exutoir.

Pour l'estimation de l'apport moyenne annuel au droit du site du barrage en étude nous utiliserons :

A / Des formules empiriques

B / Des observations directes a la station hydrométrique de code (020301) BORDJ
GHOBRINI

A / FORMULE EMPIRIQUE :

NOTE : les paramètres utilisés dans ces formules sont :

\bar{P} : Pluie moyenne sur le bassin versant = 633 mm

S : Superficie du bassin = 213 km²

L_e : Lamme d'eau écoulee (mm)

\bar{A} : Apport moyenne annuelle (hm³)

$$\bar{A} = S.L_e.10^3$$

\bar{Q} : Débit moyenne (m³ / s) ; $\bar{Q} = \frac{\bar{A}}{365.24.3600}$

A – 1 / FORMULE DE SAMIE I

$$L_e = 0,784 (\bar{P}.0,232)^2$$

$$L_e = 126 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 213.126.10^3 = 26,83 \text{ hm}^3$$

$$\bar{Q} = 0,8 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A – 2 / FORMULE DE SAMIE II :

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{3})$$

$$L_e = 104,5 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 22,26 \text{ hm}^3$$

$$\bar{Q} = 0,70 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A – 3 / FORMULE DE MALLET GAUTIER

$$L_e = 0,6 \bar{P} \left[1 - 10^{-0,36 \cdot \bar{P}^2} \right]$$

$$L_e = 107 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 22,79 \text{ hm}^3$$

$$\bar{Q} = 0,722 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A - 4 / FORMULE DE MEDINGER I :

$$L_e = \bar{P}_2 (0,24 - 0,0014\sqrt{3})$$

$$L_e = 87,97 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 18,74 \text{ hm}^3$$

$$\bar{Q} = 0,59 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A - 5 / FORMULE DE MEDINGER II :

$$L_e = 0,75 (\bar{P} - 400)$$

$$L_e = 174,75 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 37,22 \text{ hm}^3$$

$$\bar{Q} = 1,18 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A - 6 / FORMULE DE CONTAGNE I :

$$L_e = \lambda \cdot \bar{P}_2 \text{ ou } \lambda = \frac{0,001}{0,8 + 0,14T}$$

Avec :

T : température du BV = 18°C, elle n'est valable que si : $\frac{1}{8\lambda} \leq \bar{P} \leq \frac{1}{2\lambda}$

Or :

$$\lambda = \frac{0,001}{0,8 + 0,14(18)} = 3 \cdot 10^{-4}$$

Donc :

$$416,7 \text{ mm} \leq \bar{P} \leq 1666,7 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

$$L_e = 120,2 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 25,60 \text{ hm}^3$$

$$\bar{\phi} = 0,18 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A - 7 / FORMULE DU TURC :

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

$$D = \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{\bar{P}}{l}\right)^2}} \text{ avec : } l = 300 + 25T + 0,005T^3, \quad T = 18^\circ\text{c}$$

$$L_e = 71,15 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = 15,15 \text{ hm}^3$$

$$\bar{Q} = 0,48 \text{ m}^3 / \text{s}$$

B / MODELE ANALOGIQUE :

Cette méthode consiste à estimer l'apport annuel moyen au site à partir de l'apport annuel à la station hydrométrique.

Le modèle analogique donne une approximation faible que la station hydrométrique se trouve à l'intérieure du bassin du site ou proche du site et que son bassin est morphologiquement est hydrologiquement semblable au bassin du site.

La station hydrométrique d'HADJOUT, sur l'oued BOURKIKA domine un bassin versant de 70 km² de superficie et la station de BORDJ GHOBRINI, sur l'oued EL -- HACHEM, draine un bassin de 215 km², on dispose pour ces deux stations des écoulements journaliers observés pendant la période 1976/68 à 1983/84 pour la station de BORDJ GHOBRINI (17 années) et pour la période 1973/74 à 1983/84 à HADJOUT le tableau suivant, on indique les apports annuels observés pendant cette période.

Apports annuels observés aux stations de BORDJ GHOBRINI et D'HADJOUT(Hm³)

| ANNEES | BORDJ GHOBRINI | HADJOUT |
|-----------|----------------|---------|
| 1967/1968 | 36,9 | |
| 1968/1969 | 16,1 | |
| 1969/1970 | 53,2 | |
| 1970/1971 | 25,5 | |
| 1971/1972 | 98,1 | |
| 1972/1973 | 90,7 | |
| 1973/1974 | 82,9 | 12,5 |
| 1974/1975 | 32,1 | 4,5 |
| 1975/1976 | 68,6 | 10,7 |
| 1976/1977 | 15,3 | 2,3 |
| 1977/1978 | 15,3 | 2,1 |
| 1978/1979 | 49,6 | 7,4 |
| 1979/1980 | 52,6 | 5,5 |
| 1980/1981 | 52,0 | 8,3 |
| 1981/1982 | 27,1 | 1,8 |
| 1982/1983 | 40,1 | 0,8 |
| 1983/1984 | 16,0 | 2,1 |

Tableau 20 :

En l'absence d'autre données, on considère sur un tiers du bassin un débit moyenne spécifique de 0,09 hm³/km² sur un autre tiers 0,21 hm³/km², soit la moyenne des deux valeur antérieur, l'apport annuel moyen au site de la prise sera dans ce cas, de 30,6 hm³.

Son apport annuel a été estimé à partir d'une série d'observation de 17 année, il faut ajouter que cette série a subi le teste de *wilecoxon*, est elle est homogène si on accepte l'année

1982 / 1983, pour laquelle les débits mesurés à HADJOUT sont évidemment erronés, on observe une bonne corrélation entre les apports des deux stations.

Pour la période de 10 années entre 1973/1974 et 1983/1984, le coefficient de corrélation est de 0.93 . Pour la station de BOURKIKA, la série des apports annuelle observés pendant la période 1973\1974 à 1983 \1984 (sans 1982\1983) présente une valeur moyenne du 5.7 hm³.

Pour la station de BORDJ GHOBINI la valeur moyenne des écoulements observés pendant cette période de 10 années, pour laquelle on dispose d'observations sur le bassin de BOURKIKA, est de 41.2 hm³ /ans. pou la série totale disponible de 17 années, la moyenne observée est de 45.4 hm³, 10% plus élevée, une que les apports annuel des deux stations sont corrélés, on peut estimer l'apport moyen du BOURKIKA et HADJOUT comme étant de $(45.4/ 41.2) \times 5.7 = 6.3 \text{ hm}^3$.

Les débits annuels spécifiques pour les bassins versant des stations HADJOUT et BORDJ GHOBINI sans assez différents.

L'apport annuel moyen est calculé comme suite :

Avec : A_s : apport annuel moyen a la station
 $A_s = 30.6 \text{ hm}^3$
 $A_0 = A_s (S_0/S_c)$

Avec :

A_s : apport annuel moyen a la station
 S_0 : surface du bassin versant du site = 213 Km²
 S_c : surface du bassin versant de la station (20103)

On a : $A_0 = 30.6 (213/215)$
 $A_0 = 30.315 \text{ Hm}^3$

Et donc : $y_0 = A_0 / 213.10^6 = 142 \text{ mm}$

$Q = 0.95 \text{ m}^3/\text{s}$

Récapitulation des résultats obtenus :

| Modèle | Module Le (mm) | Apport A (hm ³) | Q ₀ (m ³ /s) | q (l/s/Km ²) |
|-----------------|----------------|-----------------------------|------------------------------------|--------------------------|
| SAMIE I | 126 | 26.83 | 0.8 | 3.75 |
| SAMIE II | 104.5 | 22.26 | 0.7 | 3.28 |
| Mallet-Gauthier | 107 | 22.79 | 0.72 | 3.39 |
| Meding I | 87.97 | 18.74 | 0.59 | 2.77 |
| Meding II | 174.75 | 37.22 | 1.18 | 5.54 |
| Contagne I | 120.2 | 25.60 | 0.81 | 3.80 |
| Turc | 71.15 | 15.15 | 0.48 | 2.25 |
| Analogie | 142 | 30.31 | 0.95 | 4.46 |
| Moyenne | 116.69 | 24.86 | 0.78 | 3.66 |

Tableau : 21

L'apport annuel moyen est donc évalué a 24,86 hm³ ce qui correspondant a une lame ruisselée annuellement de 116,69 mm, un débit spécifique moyen de 3,655 l/s/km².

III – 5 Variabilité empirique :

Pour le calcul de variabilité Dans toutes les formules ci – dessous q_0 est le débit spécifique moyen annuel en ($l/s/km^2$) et C_v le coefficient caractérisant la variabilité de l'apport.

1/ Formule de SKOLOVSKY :

$$C_v = 0,78 - 0,29 * \log (q_0)$$

2/ Formule de UKRIGUI PROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0,70}{q_{0,125}}$$

3/ Formule de PADOUN :

$$C_v = k \cdot \frac{2,06}{Le_{0,25}}$$

$K = 0,9$ et lame d'eau annuel = 116,69

Tableau récapitulatif :

| Formule 1 | Formule 2 | Formule 3 |
|-----------|-----------|-----------|
| 0,61 | 0,60 | 0,56 |

Tableau 22 :

Conclusion :

Les valeurs obtenues par toutes les formules sont relativement convergentes, le coefficient de variation est la moyenne des trois valeurs obtenue.

Est donc : $C_v = 0,59$.

III – 6 Transport solide et envasement :**INTRODUCTION :**

Tous les barrages sont, plus au moins, exposés à des apports solides et à leurs dépôts.

Les apports solides sont constitués d'une part de matériaux grossiers carrières sur le fond du lit de l'oued et qui s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part des éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond de la cuvette de la rivière les apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de l'eau résistance à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, ou régime des pluies, l'envasement d'une retenue sera d'autant plus rapide que la capacité de la réserve sera faible. Vis-à-Vis du débit solide, qui lui-même est proportionnel à la surface du bassin versant.

Les apports solides sont important en Algérie, les précipitations mal réparties dans l'année.

La quantification des transports solides sera déterminée dans ce cas à partir des formules empiriques, étant donné l'absence des formules au niveau de l'oued NADOR parmi les méthodes d'évaluation du débit solide ; nous avons utilisé les formules empiriques suivantes :

1 / FORMULE DE TIXCERONT :

Elle est basée sur les données de 32 bassin versant algériens et 9 bassins tunisiens. Les observations portent sur 2 à 22 ans la superficie du bassin doit vérifier la condition suivante :

$$90\text{Km}^2 \leq S \leq 22300 \text{ Km}^2$$

or : $S = 213 \text{ Km}^2 \longrightarrow$ Vérifiés

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

Avec:

T_a : Apport solide moyen annuel (t / km² . an)

L_e : Lambe écoulée (mm)

α : Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin, il varie de 8,5 à 3200, sa valeur est donnée dans le tableau 2

| Perméabilité | Perméabilité élevée | Perméabilité moyenne élevée | Faible à moyenne | faible | nulle |
|--------------|---------------------|-----------------------------|------------------|--------|-------|
| α | 8,5 | 75 | 350 | 1400 | 3200 |

Tableau 23 :

Dans notre cas le bassin est faible à moyenne perméabilité donc $\alpha = 350$

On a : $L_e = A_{\text{moy}} / s$

A_{moy} : Apport liquide moyenne

S : Surface du bassin versant

L_e : 116 mm

$$T_{\text{as}} = 350 \times 116^{0,15} = 714 \text{ t / km}^2 / \text{an}$$

2 / FORMULE DE FOURIER :

Cette formule donne l'estimation du taux d'abrasion à partir des indices pluviométrique et orographique.

$$T_{\text{as}} = \frac{1}{3,6} \left[\frac{P_{\text{AMAX}}^2}{P_{\text{an}}} \right]^{2,65} \left[\frac{h_2}{S} \right]^{1,46}$$

Ou :

$P_{\text{a max}}$: Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux (mm)

P_{an} : Pluie moyenne annuelle (mm)

h : 45% de la différence des altitudes maximale et minimale du bassin (m)

S : Surface du bassin versant (km^2)

AN :

$$P_{\text{an}} = 633,75 \text{ mm}$$

$P_{\text{a max}} = 83,77 \text{ mm}$, précipitation observée a la station BORDJ GHOBRINI (20301) au mois de décembre.

$$S = 213 \text{ km}^2$$

$$h = \frac{45(H_{\text{max}} - H_{\text{min}})}{100} = \frac{45(1417 - 14)}{100} = 631,35 \text{ m.}$$

donc :

$$T_{\text{as}} = 520 \text{ t / km}^2 \cdot \text{an}$$

3 / FORMULE DE GRAVILLOVIC:

C'est une formule mise au point en Yougoslavie et utilisée en Algérie.

Elle est basée sur deux (2) fonctions :

a / Une fonction donnant la production annuelle de sédiments :

$$T_{\text{ap}} = \alpha P_{\text{an}} \Pi \sqrt{Z}$$

Ou : T_{ap} : Production moyenne annuelle de sédiments ($\text{m}^3 / \text{km}^2 \cdot \text{an}$)

P_{an} : Pluie moyenne annuelle = 633,75 mm.

α : Coefficient de température, $\alpha = \frac{T}{10} + 0,1$

T : Température moyenne sur le bassin versant = 18° c ⇒ α = 1,44

Z : Coefficient empirique liée a l'érosion sur le bassin donné sur le tableau suivant :

| TYPE D'EROSION | Z |
|-------------------|-----------|
| Erosion excessive | 1 - 1,5 |
| Intensité | 0,7 - 1 |
| Moyenne | 0,4 - 0,7 |
| Faible | 0,2 - 0,4 |
| Très Faible | 0,1 - 0,2 |

Tableau 24 :

Dans notre cas Z = 0,4

an :

$$T_{ap} = 724,93 \text{ m}^3 / \text{km}^2 \cdot \text{an}$$

b / Une fonction donnant le taux de rétention (R_m) des sédiments produits par le bassin.

$$R_m = \frac{\sqrt{P \cdot H_{moy}}}{0,2(L+10)}$$

Ou :

R_m : Taux de rétention des sédiments

P : Périmètre du bassin = 63 km

L : Longueur de thalweg principale = 21,5 km

H_{moy} du bassin en km = 0,387 km

A.N :

$$R_m = 0,48$$

La dégradation spécifique est donnée (m³ / km² . an) par la formule suivante :

$$D_s = T_{ap} \cdot R_m$$

Ou :

T_{ap} : Production moyenne annuelle de sédiments (m³ / km² . an)

R_m : Taux de rétention des sédiments

A.N :

$$D_s = 347,96 \text{ m}^3 / \text{km}^2 \cdot \text{an}$$

L'apport solide spécifique par suspension sera :

$$T_{as} = D_s \cdot \gamma_s$$

Ou :

D_s : Dégradation spécifique = 347,96 m³ / km² . an

γ_s : Densité des sédiments = 1,4 t / m³

A.N :

$$T_{as} = 487,2 \text{ t / km}^2 \cdot \text{an}$$

Remarque :

$$T_a = T_{as} + T_{ac} .$$

Avec:

T_a : Apport solide total

T_{as} : Apport solide par suspension

T_{ac} : Apport solide par charriage

$T_{ac} = 40\% T_{as}$, en général

Tableau récapitulatif :

| Formule utilisée | $T_{as} \text{ (t / km}^2 \cdot \text{an)}$ | $T_{ac} \text{ (t / km}^2 \cdot \text{an)}$ | $T_a \text{ (t / km}^2 \cdot \text{an)}$ |
|------------------|---|---|--|
| Taxeront | 714 | 296,4 | 1010,4 |
| Fournier | 520 | 208 | 728 |
| Gravillovic | 724 | 289,6 | 1013 |

Tableau 25 :

Conclusion :

Les formules empiriques ne sont pas suffisamment faibles pour la détermination des charges sédimentaires de référence pour le dimensionnement de la retenue, car elle donne des valeurs de différence très sensibles.

On adopte les valeurs de Taxeront par ce que c'est le seul qui a travaillé sur les bassins Algériennes , on prendra

Donc : $T_a = 1010,4 \text{ t / km}^2 \cdot \text{an}$

III – 7 ETUDE DES CRUES

III – 7 - 1 / Introduction :

L'intérêt économique de la prédétermination des crues d'un cours d'eau, en un point, est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces catastrophes hydrologique et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art.

Les dimensions des évacuateurs de crues de barrage, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminés par le maximum probable de la crue auquel ces ouvrages devront faire face .

III – 7 – 2 / Définition de la crue :

On appelle crue l'élévation du niveau d'un cours d'eau provoquée par les pluies ou par la fonte de neiges qui risquent de causer des dégâts.

La crue est caractérisée par :

- Son débit maximum instantané.
- Sa durée
- Le volume total écoulé

III – 7 – 3 / Evaluation des débits des crues :

Il existe plusieurs méthodes pour la recherche du débit maximum de crue nous utiliserons dans notre étude.

- Les formules empiriques
- Les lois statistiques

1/ Formules empiriques :

a/ Formule de MALLET GAUTIER :

Cette formule est couramment utilisée en ALGERIE.

$$Q_{max} = 2k \log(1 + Ap) \frac{S}{\sqrt{L}} (1 + 4 \log T \cdot \log S)^{1/2} m^3 / s$$

S : superficie du BV (km²)

P : pluie moyenne annuelle (m)

T : période de retour

K : coefficient dépend de la forme du bassin, il varié de 0,5 à 6 on prend k = 1

A : varié de 20 à 25

L : longueur de thalweg

Les résultats sont donné dans le tableau 26 :

| | | | | | | |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| T(ans) | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 | 10000 |
| Qmax (m ³ /s) | 274,60 | 330,73 | 392,83 | 433,93 | 548,81 | 643,50 |

Tableau 26 :

Remarque :

La formule de MALLET – GAUTIER permet de calculer le débit maximum pour n'importe quel site .

b/ Formule de BELBACHIR – LAFFITE :

elle est utilisée pour la détermination de Q_{1000} elle a pour hypothèse $400 \leq \bar{P} \leq 900$
 or dans notre cas $\bar{P} = 633 \text{ mm.} \longrightarrow$ Vérifiée

$$Q = S \cdot 10^{0.67 - 5 \cdot 10^{-4}} = 213 \text{ km}^2 .$$

c/ Formule de SAMIE :

$$Q_{\max} = \frac{C \cdot S \cdot P_{j\max} \cdot K_a \cdot 10^3}{86400} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$P_{j\max}$: pluie journalière fréquentielle (mm)

K_a : coefficient d'amortissement de la crue 2

C : coefficient de ruissellement variant avec la période de retour les résultats de calcul sont dans le tableau 27 :

| | | | | | | |
|-------------------------------|------|--------|--------|--------|------|-------|
| T(ans) | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 | 10000 |
| Pjmax (mm) | 90 | 110 | 125 | 145 | 180 | 250 |
| C | 0,65 | 0,70 | 0,72 | 0,80 | 0,85 | 0,95 |
| Qmax (m³/s) | 288 | 379,65 | 443,75 | 571,97 | 754 | 1171 |

Tableau 27 :

d/ Formule de TURAZA :

Cette formule est bien adaptée aux petits bassin versant, en admettant que la fréquence au période de retour de débit de pointe déterminer est égale a celle de la pluie maximale sur le temps de concentration, cette formule s'écrirait sous le forme suivante :

$$Q_{\max} = \frac{P_{jc} \cdot S \cdot C}{3,6 \cdot T_c}$$

Ou :

T_c : temps de concentration $T_c = 5\text{h.}$

C : coefficient de ruissellement pour une période de retour donnée.

S : aire du bassin = 213 km^2

P_{jc} : pluie fréquentielle de courte durée (mm)

Les résultats sont dans le tableau 28 :

| | | | | | | |
|-------------------------------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| T (ans) | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 | 10000 |
| P_{tc} (mm) | 57,1 | 69,8 | 79,3 | 92 | 114,2 | 158,6 |
| C | 0,65 | 0,70 | 0,72 | 0,80 | 0,85 | 0,95 |
| Qmax (m³/s) | 439,1 | 578,18 | 675,60 | 870,9 | 1148,6 | 1782,92 |

TABLEAU 28 :

2/ Méthode statistique :

Le principe de ces méthodes consiste à ajuster une distribution connue à un échantillon donné.

Ce dernier est constitué des débits caractéristique enregistrées au niveau d'une station hydrométrique de BORDJ-GHOBRINI nous allons ajuster à notre échantillon, constitué de débit de crue, les lois suivant :

- La distribution double exponentielle des valeurs maximum au loi de GUMBEL.
- La distribution log-normal au loi de GALTON.

2 – 1 / Loi de GUMBEL :

la fonction de distribution de la loi de GUMBEL est

$$F(Q) = \exp. (-\exp. (-\alpha (Q - Q_0))) \dots\dots(1)$$

Avec

$F(Q)$: fréquence de non dépassement de la valeur Q .

α, Q_0 : coefficient d'ajustement.

par un simple changement de variable

$$y = \alpha.(Q - Q_0)$$

l'équation (1) devient : $F(y) = F(Q) = \exp (- \exp (-y))$

Ou :

$F(y)$: fréquence de non-dépassement de la variable réduite y

L'équation $y = \alpha.(Q - Q_0)$. présenté sous la forme

$$Q = \frac{1}{\alpha}y + Q_0 \text{ est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL}$$

Procède de calcul :

- classer des débits de crue par ordre de grandeur croissante
- calculer les fréquences expérimentales de non dépassement

$$F(Q) = \frac{r-0,5}{N}$$

Ou :

r : rang

N : taille de l'échantillon ; $N = 18$

- Calculer les caractéristiques de l'échantillon.

On a :

$$\bar{Q} = \sum_i^n Q_i$$

\bar{Q} : moyenne des débits maximums (m³/s)

Q_i : débit observé (m³/s)

N : taille de l'échantillon

Donc : $\bar{Q} = 150,3 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,785 \delta \quad ; \quad \text{avec } \delta : \text{l'écart type} = 135,7$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 135,7$$

$$Q_0 = \bar{Q} - \frac{0,577}{\alpha} \quad \text{donc } Q_0 = 89,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc les différents débits seront estimés par la droite d'ajustement d'équation :

$$Q = 105,85 y \pm 89,23$$

| Rang | F | Y | Q (m ³ /s) |
|------|-------|-------|-----------------------|
| 1 | 0,027 | 3,60 | 15,2 |
| 2 | 0,083 | 2,45 | 28 |
| 3 | 0,139 | 1,90 | 39 |
| 4 | 0,194 | 1,53 | 41 |
| 5 | 0,250 | 1,24 | 61,2 |
| 6 | 0,305 | 1,01 | 61,3 |
| 7 | 0,361 | 0,80 | 64,2 |
| 8 | 0,417 | 0,62 | 79,2 |
| 9 | 0,472 | 0,45 | 114 |
| 10 | 0,523 | 0,30 | 116 |
| 11 | 0,583 | 0,13 | 140,6 |
| 12 | 0,639 | -0,02 | 155,2 |
| 13 | 0,694 | -0,17 | 198,7 |
| 14 | 0,750 | -0,33 | 206,3 |
| 15 | 0,805 | -0,50 | 208,0 |
| 16 | 0,861 | -0,68 | 291 |
| 17 | 0,917 | -0,91 | 330 |
| 18 | 0,972 | -1,26 | 550 |

Tableau 29 :

Les résultats sont données dans le tableau 30

| Période T(ans) | Fréquence au non-dépassement | Variable réduite | Q _{max} (m ³ /s) |
|----------------|------------------------------|------------------|---------------------------------------|
| 10 | 0,9 | 2,25 | 330 |
| 20 | 0,95 | 2,97 | 440 |
| 50 | 0,98 | 3,90 | 540 |
| 100 | 0,99 | 4,60 | 640 |
| 1000 | 0,999 | 6,91 | 900 |
| 10000 | 0,9999 | 9,21 | 1000 |

TABLEAU 30 :

2 - 2 / Loi de GALTON :

Elle est fréquemment utilisée en hydrologie pour l'estimation des extremums.

Son équation est : $F(U) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int \exp\left(-\frac{U^2}{2}\right) du$

Avec :

$U : a \log(Q - Q_0) + b.$

Ou :

U: variable réduite de GAUSS.

Q : débit d'origine

Q₀ : paramètre de position

Nous remarquons que la passage de la loi de GAUSS à la loi de GALTON se fait par le changement de variable Q en log(Q-Q₀)

Procède de calcul :

- o classer l'échantillon par ordre de grandeur décroissante
- o calculer les fréquences expérimentales au dépassement

$$F(Q) = \frac{r-0,5}{N}$$

Ou :

r : rang de l'observation

N : taille de l'échantillon

Nous pouvons constater sur le graphe 2 que l'alignement des points est proche d'une droite.

Donc, nous choisirons un paramètre de position nul Q₀=0

- Déterminer a et b , paramètre de la droite d'ajustement

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log\left(\frac{\delta^2}{(\bar{Q}-Q_0)^2} + 1\right)}} \quad \text{et } b = \frac{1,1513}{a} - a \log(\bar{Q}-Q_0)$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\sum(Q_i - \bar{Q})^2}{N}} = 135,7$$

$$\bar{Q} = 150,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc on a : a = 2,98

$$b = - 6,10$$

Par suite : $U = a \log(Q - Q_0) + b \Leftrightarrow U = 2,98 \log(Q) - 6,10$

Estimer les débits de crue utilisant le droite d'ajustement :

$$Up = a \log(Q - Q_0) + b \Leftrightarrow \log(Q - Q_0) = \frac{1}{a}(Up - b) \dots \dots \dots (1)$$

Ou : Up : variable réduite correspond a la période rechercher et que nous tirons de la table de GAUSS.

Q_p : débit maximum recherché a une période donné l'équation (1) devient :

$$Q_p - Q_0 = 10^{\left(\frac{4,0+6,10}{2,98}\right)}$$

Or : $Q_0 = 0 \Rightarrow Q_p = 10^{\frac{(Up - b)}{a}} = 10^{\frac{(Up - 6,10)}{2,98}}$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau 31.

| T (ans) | Fréquence au dépassement | Variable de GAUSS | Débits calculés Q(m ³ /s) |
|-----------|--------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| 10 | 0,1000 | 1,28 | 299,57 |
| 20 | 0,0500 | 1,65 | 398,72 |
| 50 | 0,0200 | 2,05 | 543,12 |
| 100 | 0,0100 | 2,33 | 674,30 |
| 1000 | 0,0010 | 3,08 | 1203,75 |
| 10 000 | 0,0001 | 3,72 | 1973,80 |

TABLEAU 31 :

Conclusion :

Pour la loi de GALTON, nous prendrons les valeurs des débits maximums tirées du graphe N°2.

Résultats :

| T (ans) | F (Q) | Q (m ³ /s) |
|-----------|---------|-------------------------|
| 10 | 0,1000 | 300 |
| 20 | 0,0500 | 400 |
| 50 | 0,0200 | 550 |
| 100 | 0,0100 | 700 |
| 1000 | 0,0010 | 1200 |
| 10 000 | 0,0001 | 1800 |

TABLEAU 32 :

Tableau récapitulatif :

| Méthode | Période de retour (T ans) | | | | | |
|----------------|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|
| | 274 | 331 | 393 | 434 | 549 | 643 |
| Mallet-Gautier | | | | | | |
| Belbachir | | | | | 949 | |
| Samie | 288 | 379,65 | 443,75 | 571,97 | 754 | 1171 |
| Turaza | 430,1 | 578,18 | 675,6 | 870,9 | 1148,6 | 1782,92 |
| Loi de Gumbel | 330 | 440 | 540 | 640 | 900 | 1000 |
| Loi de Galton | 300 | 400 | 550 | 700 | 1200 | 1800 |

TABLEAU 33 :

Conclusion :

Pour les formules empirique, on ne peut, en aucun cas, faire une comparaison approfondie entre elles, du faite qu'elles sont basées sur l'analyse des données recueillis par les spécialistes sur des bassins versants particulièrement bien étudiés.

Nous avons retenu les valeurs trouvées par la loi statique de GUEMBEL qui est plus représentative de notre bassin.

III – 8 HYDROGRAMMES DES CRUES :

Il est évident que la connaissance seul du débit Max d'une crue est insuffisante lorsque l'on procède au dimensionnement d'un ouvrage d'art sur un cours d'eau ; une crue pointe (de durée) exigera des ouvrages moins importants qu'une crue de même débit maximal qui s'étend sur plusieurs jours et qui comporte plusieurs pointes secondaires.

Des méthodes plus au moins empirique ont été proposées pour la construction des hydrogrammes de crues en absence d'hydrogrammes réellement observés sur un cours d'eau, mais souvent ces méthodes font appel à des paramètres qui sont rarement disponibles, et dont l'estimation n'est pas toujours possible.

Une méthode d'application relativement simple et qui peut donner des résultats satisfaisants est celle de la schématisation géométrique des hydrogrammes proposée par SOKOLOVSKI.

On peut dans ce cas présenter l'hydrogrammes d'une crue sous la forme de deux équations.

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

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

$Q(t)$: Débit à l'instant t après le début de la crue

Q_{\max} : Débit de montée de la crue, c'est l'intervalle de temps situé entre le début de la crue et la pointe de l'hydrogrammes .

Il est déterminé sur terrain, d'après les plus comportant crues réellement observées. En absence de données d'observation que le temps de monté est égale au temps de concentration du bassin .

n, m : exposant de la parabole (généralement $n = 2$ et $m = 3$)

la courbe de décrue a pour expression :

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t'}{t_d} \right)^n$$

$Q(t)$: Débit a l'instant t' après la pointe de la crue.

t_d : Durée de la décrue, que l'on détermine a partir des plus importants crues réellement observées, au en prenant un certain multiple de temps de montée que l'on déterminera

à $t_d = k \cdot t_m$.

k : Coefficient qui tabulé en fonction de la taille de cours d'eau , de la perméabilité et du taux de boisement du BV voir tableau 34.

| K | |
|---------|---|
| 2 – 2.5 | Si le BV a petit cours d'eau + faiblement perméable |
| 3 – 4 | Si le BV a petit cours d'eau boisé et perméable |
| 4 – 7 | Pour grand et moyens cours d'eau avec terrasse de déformation |

Tableau 34 :

Notre : BV est petit peu boisé, peut perméable de forte pente, et une grande densité de drainage donc $k = 2.5$

Hydrogramme du cru de différent période de retour.

La crue (m^3/s)

| T(h) | Q (10) | Q (20) | Q (50) | Q (100) | Q (1000) | Q (10000) |
|------|--------|--------|--------|---------|----------|-----------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 13.2 | 17.6 | 21.6 | 25.6 | 36 | 40 |
| 2 | 52.8 | 70.4 | 86.4 | 102.4 | 144 | 160 |
| 3 | 118.8 | 158.4 | 194.4 | 230.4 | 324 | 360 |
| 4 | 211.2 | 281.6 | 345.6 | 409.6 | 576 | 640 |
| 5 | 330 | 440 | 540 | 640 | 900 | 1000 |

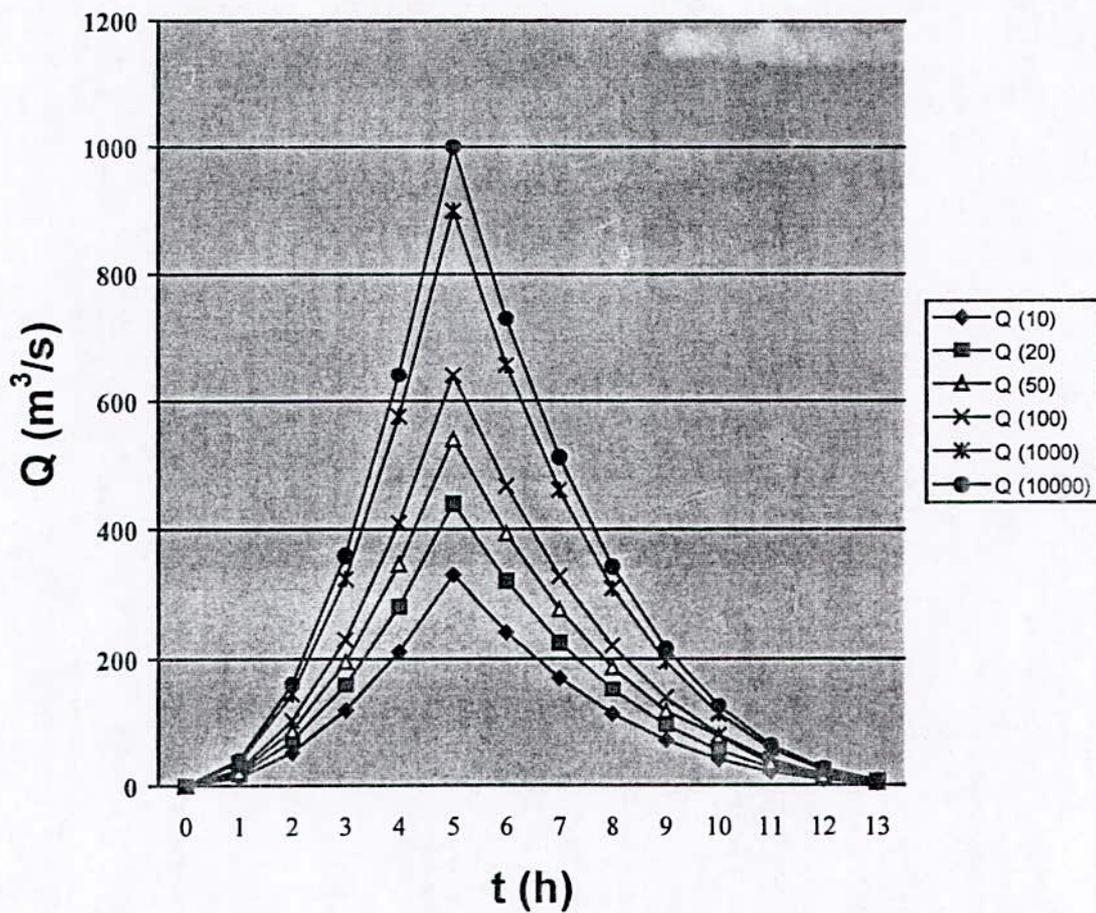
Tableau 35 :

La décrue (m^3/s)

| T(h) | Q (10) | Q (20) | Q (50) | Q (100) | Q (1000) | Q (10000) |
|------|--------|--------|--------|---------|----------|-----------|
| 0 | 330 | 440 | 540 | 640 | 900 | 1000 |
| 1 | 240.54 | 320.76 | 393.66 | 466.56 | 656.1 | 729 |
| 2 | 168.96 | 225.28 | 276.48 | 327.68 | 460.8 | 512 |
| 3 | 113.19 | 150.92 | 185.22 | 219.52 | 380.7 | 343 |
| 4 | 71.28 | 95.04 | 116.64 | 138.24 | 194.4 | 216 |
| 5 | 41.25 | 55 | 67.5 | 80 | 112.5 | 125 |
| 6 | 21.12 | 28.16 | 34.56 | 40.96 | 55.6 | 64 |
| 7 | 8.91 | 11.88 | 14.58 | 17.28 | 24.3 | 27 |
| 8 | 2.64 | 3.52 | 4.32 | 5.12 | 7.2 | 8 |
| 9 | 0.33 | 0.44 | 0.54 | 0.64 | 0.9 | 1 |
| 10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tableau 36 :

Les Hydrogrammes des crues



III - 9 LAMINAGE DE CRUE

Introduction :

L'étude du laminage consiste en la détermination de la lame d'eau déversant, permettant le passage débit de pointe sans pour autant causer de dégâts à l'aval.

Calcul de laminage :

Pour obtenir la crue l'aminée ainsi que la hauteur déversée, des procédés graphique, analytique au numérique sont utilisés.

Pour notre cas, on utilise le procédé numérique.

Modèle numérique :

Le mécanisme du laminage peut expliquer comme suit:

volume de crue entrant → emmagasinement → volume de crue sortant

- Le volume de crue entrant est complètement déterminé par l'hydrogramme de crue entrant.
- Le volume de crue sortant est complètement déterminé par le seuil de contrôle.

il suffit de l'approximer à partir de niveau normal de retenue, par un modèle numérique simple

- le volume entrant dans la retenue pendant un temps Δt .

On peut l'approximer par:

$$V_i = \left[Q_i + \frac{Q_{i+1} - Q_i}{2} \right] \times \Delta t \dots\dots\dots(1)$$

- le volume emmagasiné pendant Δt est

$$V_i^* = C_1 h_i + C_2 h_i^2 + C_3 h_i^3 + \dots + C_m h_i^m \dots\dots\dots(2)$$

$i = 1, n$

- le volume déstocké est:

$$V_{di} = q_i \cdot \Delta t = C_d b \sqrt{2g} h_i^{\frac{3}{2}} \Delta t \dots\dots\dots(3)$$

$i = 1, n$

l'équation du laminage s'écrit :

$$V_i = V_i^* + V_{di} \dots\dots\dots(4)$$

$i = 1, n$

Ou bien : $\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t = C_1 h_i + C_2 h_i^2 + C_3 h_i^3 + \dots + C_m h_i^m + C_d \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_i^{\frac{3}{2}} \Delta t \dots\dots\dots(5)$

L'équation (5) est non linéaire d'une connue h_i qui peut se résoudre facilement par approximation successive.

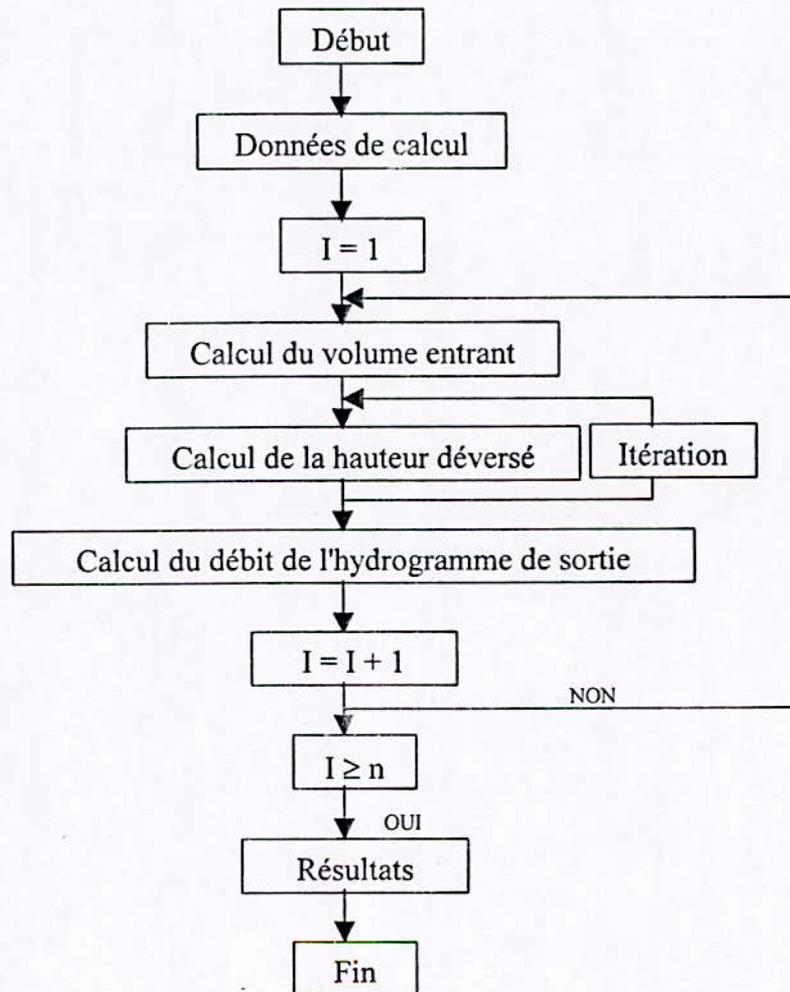
ainsi pour $i = 1, n$ on obtient:

| i | hauteur déversée |
|----------|-------------------------|
| 1 | h_1 |
| 2 | h_2 |
| 3 | h_3 |
| . | . |
| . | . |
| . | . |
| n | h_n |

La hauteur maximale correspondant à la lame déversant maximal, est qui engendre un débit laminaire :

$$Q_{lam} = C_d b \sqrt{2g} h_{max}^{3/2}$$

Pour cela on a établi un programme de calcul dont l'organigramme est le suivant :



Conclusion :

Les résultats de laminage pour les différentes largeurs (Voir l'annexe 1), montre que la faible variation de la hauteur déversant fonction de la largeur.

$$b = 30 \text{ m}$$

$$Q_{\text{dev}} = 728 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\text{dev}} = 5 \text{ m}$$

Pour éviter l'inondation des terrains agricole en amont du barrage, a l'occasion des crues, l'évacuateur devrait être équipé de vannes.

CHAPITRE IV :

**LES EVACUATEURS DE
CRUE**

LES EVACUATEURS DE CRUES :

IV – 1 La conception d'un évacuateur de crue

IV – 1 - 1 Définition :

C'est le dispositif associée à un barrage de retenue destiné à permettre le passage des débits de crue dans les conditions telles que le barrage ne soit endommagé ni par submersion ni par affouillement, et que le plan d'eau à l'amant comme à l'aval en dépasse pas le niveau prévu pour la protection des rives.

IV – 1 - 2 Composantes de l'évacuateur de crue :

Pour distinguer les différents évacuateurs de crue, il est nécessaire de définir les parties qui compose celle-ci :

- Une section de contrôle (type à l'amant) (siphon, orifice, déversoir.....).

Soit un chenal ou galerie dans lequel le débit s'écoule d'amant en aval.

Section de contrôle du débit :

Le contrôle est assuré par un déversoir le plus souvent, soit par un orifice pour les écoulements du fond au de demi-fond ou par les évacuateurs de crue. Pour conduite en charge (évacuateur par galerie de fond), ou en dépression (siphon) en plan les formes les plus divers ont été imaginées pour augmenter la longueur du déversement.

Pour les hauteurs d'eau plus faibles (moins de 10 m), on peut simplifier considérablement la conception en créant simplement un déversoir mince profilé en crête complètement placé à l'amant de la retenue elle-même.

Le mur du déversoir lui-même forme les trois cotés du bassin de dissipation, placé pratiquement à la même cote que celle du fond de la retenue, le bassin est prolongé par un canal d'évacuation qui traverse la digue et aboutit à l'aval.

Cette conception conduit à d'importantes économies en béton et résout le problème de la dissipation d'énergie, le débit transite peut être aussi grand qu'il est nécessaire.

Une solution économique consiste à réaliser un déversoir central bétonné sur la digue. Ce desservir constitue d'éléments articulés, liés par des joints souples de type Waterstop de façon à permettre au déversoir de suivre les déformations du barrage dues au tassement, ces tassements doivent être évidemment limité.

Pour que la conception d'un évacuateur du crue soit économique, le choix dépend essentiellement de constance et géologique.

L'optimale économique et la sécurité amènent alors en général à concevoir un évacuateur bétonné très largement, est capable d'encaisser même des crues de faible probabilité (par exemple 1/1000).

IV – 1 - 3 Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur de crue :

L'importance du risque en terme de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de évacuateur le plus approprié à un projet donné soit les suivant :

- a/ La qualité des prévisions du crues.
- b/ La séismicité de la zone d'aménagement.
- c/ La condition topographique et géologique, particulières du site aménagé.
- d/ Type du barrage.

a/ Qualité des prévisions des crues :

Le bon sens conduit à ne pas faire dépendre étroitement l'existence du barrage d'une erreur par défaut relativement faible sur la crue du projet.

Autrement dit, la capacité nominal de l'évacuateur devrait augmenter rapidement s'il arrivait que ce niveau soit dépassé accidentellement par suite d'une sou-évacuation de la crue de projet.

L'évacuation de surface répond mieux à cette condition que les évacuateurs en charge, puisque sa capacité augmente avec la puissance $3/2$ au lieu de $1/2$ de la charge.

b/ Séismicité de la zone de l'aménagement :

Le degré de séismicité de la zone de l'aménagement et les doutes qu'on peut entretenir sur la qualité de l'exploitation concernant le problème de savoir si l'installation de vanne est judicieuse ou non.

Pour ce qui concerne la qualité de l'exploitation, il faut prévoir le risque d'une défaillance mécanique susceptible d'empêcher la manœuvre d'une ou de plusieurs vannes au moment de la crue, ainsi le choix est celui d'un évacuateur non vanné.

c/ Condition topographique :

Ces conditions représentent aussi un facteur de choix important, indissociable, bien souvent de l'un ou l'autre des facteurs précédents.

Un site peut être naturellement favorable à un évacuateur de surface, tandis que qu'un autre s'accommode mieux ouvrages souterrains avec ou sans possibilité d'utiliser dans les remblais du barrage, les matériaux provenant des excavations évacuatrices de rive sont aussi un élément économique.

IV – 2 TYPES D'EVACUATEURS DE CRUE :

Suivant leur type de fonctionnement hydraulique, les évacuateurs de crue peuvent être classés en deux grandes catégories; les évacuateurs en charge, et les évacuateurs de surface.

IV – 2 – 1 Evacuateurs en charge :

La transition de l'eau vers l'aval est assurée par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposé sous le barrage, ou latéralement en rive.

Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puit ou d'une tour ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire, appelée tulipe.

Le siphon est un cas particulier d'évacuateurs en charge. Il est constitué par une conduite épousant la forme de la digue et dont l'amorçage est réalisé automatiquement par la surélévation du plan d'eau de la retenue.

IV – 2 – 2 Evacuateurs de surface :

L'évacuateur de surface débute par un seuil ou un déversoir, permettant de contrôler le débit évacué. Celui-ci emprunte le coursier, dont la forte pente provoque une vitesse importante à l'écoulement et donc une énergie qui sera absorbée par l'ouvrage dissipateur à l'aval.

Cet évacuateur est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre (évacuateur frontal) ; le choix dépend essentiellement des conditions topographiques. Suivant les conditions d'exploitation, les évacuateurs de surface peuvent être :

*** A déversement libre :**

fonctionnant pour une hauteur d'eau supérieure au Niveau Normal de la Retenue.

*** Avec vannes :**

permettant de régler le débit évacué par des vannes placées au niveau du seuil.

IV – 3 Choix du type d'évacuateurs :

La réalisation d'un évacuateur en charge nécessite des conditions géologiques et topographiques meilleures que celles d'un évacuateur de surface; en effet l'assise d'un évacuateur en charge doit résister aux différents effets dangereux auxquels il est souvent soumis, tels que les vibrations engendrées par les écoulements rationnels.

De plus, la difficulté de réalisation des évacuateurs en puits réside dans la maîtrise des techniques d'exécution, et par conséquent l'augmentation du coût et la durée des travaux, par contre les techniques de réalisation des évacuateurs de surface sont assez bien maîtrisées, et présentent plus de sécurité.

Conclusion :

En fonction du type de barrage, de la bonne géologie du site et de sa topographie et de la valeur des paramètres hydrologique ainsi que l'exploitation de se barrage devient, on opte pour un évacuateur de crue frontal à surface libre.

IV – 4 LES DIFFERENTS TYPES DE DEVERSOIR :

IV – 4 – 1 Déversoir à mince paroi :

Le déversoir est à mince paroi ou crête mince si l'épaisseur de la crête est inférieure à la moitié ou même quelque fois aux deux tiers de la charge.

Suivant la forme de profil les expériences lentes confirmées le coefficient de débit varie avec la charge H , avec la largeur B du déversoir, avec la hauteur du peller Z

Dans la pratique courante pour une première approximation dans le cas d'un déversoir à mince paroi on peut prendre : le coefficient de débit $\mu = 0.42$

IV – 4 – 2 Déversoir à seuil épais :

Cet ouvrage est utilisé pour l'évacuateur de gros débit suivant la forme du profil du perment et la valeur de la charge à l'amont, certaines zones du radier peuvent être soumises à des dépressions qui risquent de provoquer des vibrations .

Les nombreuses expériences effectuées sur les déversoirs de ce type, notamment celle de CAMICHEL et ESCANDE , on montre que la charge le long de la lame déversant était pratiquement négligeable .

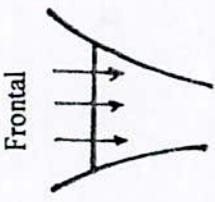
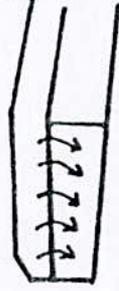
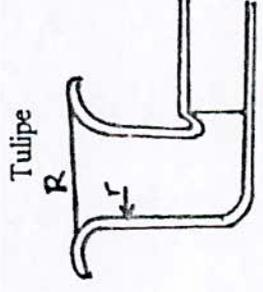
IV – 4 – 3 Déversoir à seuil pratique CRAEGER :

L'ingénieur américain CRAEGER a préconisé un profil situé légèrement au-dessous de profil – type de la nappe libre .

Le profil CRAEGER correspondant à un coefficient de sécurité de 10% par rapport à la charge, son coefficient de débit (μ) est de 0.49 à 0.495 pour la charge H correspondante à l'équation du profil .

Les avantages et les inconvénients d'un déversoir

Tableau N° I-1 : DEVERSOIR.

| Type | Ecoulement | Avantages | Inconvénients | Gamme |
|---|-------------------------------------|---|--|---|
| <p>Frontal</p>  | Surface libre noyée ou dénoyée. | <ul style="list-style-type: none"> - Très sûr. - Facile à réaliser sur un barrage en béton. - Facile à calculer. - Pas d'exigences topographiques ou géologiques. | <ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé. - Difficile à réaliser sur un barrage en terre. - Difficile à modifier sauf si le système est l'évacuateur mineur ou majeur. | <ul style="list-style-type: none"> - Peut être conçu en évacuateur mineur-majeur. - Mieux adapté aux barrages béton. |
| <p>Latéral</p>  | Surface libre noyée ou dénoyée. | <ul style="list-style-type: none"> - Bon rendement. - Moins coûteux que le frontal. - Facile à réaliser en côte de digue. | <ul style="list-style-type: none"> - Attention à la saturation. - Difficile à calculer. - Difficile à modifier. | <ul style="list-style-type: none"> - Toute, surtout pour les barrages en terre ou en enrochement. |
| <p>Col latéral</p>  | Surface libre dénoyée. | <ul style="list-style-type: none"> - sûr, s'il n'y a pas de risque de déversement sur la digue. - Réalisation très simple par une protection souple. - Calcul facile. | <ul style="list-style-type: none"> - Opportunité topographique. - Entretien bien suivi. | <ul style="list-style-type: none"> - Tout (question de site). |
| <p>Tulipe</p>  | Surface libre dénoyée ou en charge. | <ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement avec forte chute. - Assez coûteux si en liaison avec la vidange. - Aucune exigence. | <ul style="list-style-type: none"> - Attention à la saturation. Problème de vibration. - Prévoir des protections anti-voûtes. Bien assurer la liaison digue-conduite. | <ul style="list-style-type: none"> - Tulipe pour les fortes chutes (barrage en béton). - Moins pour les faibles chutes. |

IV – 5 Choix du profil du déversoir.

- Le profil doit être compatible avec la stabilité de barrage.
- Il faut que le profil tende vers un optimum hydraulique, il faut assurer un coefficient de débit adéquat.
- Le profil économique (volume du béton minimum), forme géométrique simple pour l'implantation et le coffrage.

Le dernier critère n'intervient pas beaucoup, or des fois on est obligé de construire un type de déversoir \forall les conditions, donc pour l'étude technico-économique, il faut faire une comparaison entre les deux premiers critères.

On cherche un profil optimal c'est à dire un profil avale du déversoir où la pression est la plus faible (nulle ou minimum).

La forme d'un barrage déversoir est généralement exprimée par la géométrie de la ligne de la nappe libre qui se manifeste dans un déversoir à paroi mince.

Plusieurs profils ont été développés par les chercheurs notamment SCIMENI, GREAGER et OFETESROV qui ont donné l'équation de profil du déversoir (voir annexe N°2)

$$y / H = 0.50 (X / H)^{1.85} \quad \text{ou} \quad y / H = 0.47 (X / H)^{1.80}$$

- Notons que le coefficient de débit pour ces deux profils est compris entre : $0.45 < m < 0.50$.
- Un profil standard a été développé aux Etats Unis par le "Water Experiment Station" (W.E.S) pour un parement amont vertical (voir annexe N°).
- Pour le dimensionnement d'un barrage déversoir à parement amont vertical tel profil on suppose un débit Q^* de dimensionnement correspondant à une hauteur H^* .

Si le débit Q , effectif varie, les causes suivantes peuvent résulter :

Si $H < H^* \Rightarrow P > P_{at}$: la nappe inférieure est plus courbée et une surpression peut se produire sur le dos de déversoir.

Si $H > H^* \Rightarrow P < P_{at}$: la nappe inférieure est moins courbée et une surpression peut se produire sur le dos du déversoir et possible et une sous pression se manifeste "phénomène de cavitation".

Le déversoir choisi sera du type GREAGER, qui a développé un profil optimal du déversoir de façon à n'avoir ni pression, ni dépression, sur le béton pas de perte de charge et pas d'adhérence entre le béton et l'eau.

Les coordonnées données par GREAGER sont pour un profil du déversoir correspondant a une charge unitaire $H = 1$ m.

Par application de la similitude de RECH-FROUD, on peut obtenir les coordonnées du profil :

$$X = x \cdot H_d \quad , \quad Y = y \cdot H_d$$

H_d : La lame déversant $\Rightarrow H_d = 5$ m

Le profil est donc tracer point par point d'après le tableau qui suit :

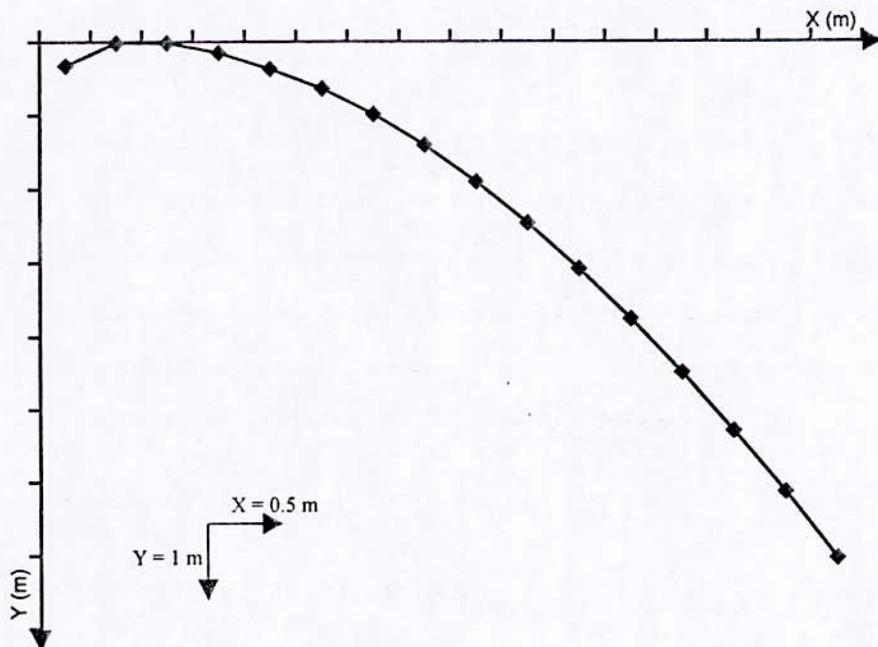
Profil pour $H = 1$ m

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| X | 0 | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3 |
| Y | 0.126 | 0.007 | 0.006 | 0.06 | 0.146 | 0.256 | 0.394 | 0.564 | 0.764 | 0.987 | 1.235 | 1.508 | 1.804 | 2.122 | 2.462 | 2.824 |

Profil pour $H_d = 5$ m

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|------|------|-------|------|-------|------|-------|-------|-------|------|----|-------|------|-------|
| X | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| Y | 0.650 | 0.035 | 0.03 | 0.30 | 0.730 | 1.28 | 1.970 | 2.82 | 3.820 | 4.935 | 6.175 | 7.54 | 9 | 10.61 | 12.3 | 14.12 |

Profil de Déversoir Type GREAGER



CHAPITRE V :

**DIMENSIONNEMENT
DU BASSIN DISSIPATION**

Introduction:

Des grandes structures ont des circonstances peu communes, un bassin de dissipation ne peut être examiné dans un laboratoire hydraulique ou il le peut être, mais avec beaucoup de dispositifs et considération, bien que la conception finale n'implique pas une série d'étude sur modèle. Basé sur ce fait, plusieurs bassins normalisés ont été développés :

- . Bassin de type SAF (Saint Anthony Falls)
- . Bassin de type USBR (United States Bureau of Reclamation)
- . Bassin de type VNIIG (Institut d'hydraulique d'ex-urss)

Ces bassins ont été examinés sur une gamme considérable des paramètres (débit déversé Q, la vitesse d'entrée V_1 , le tirant d'eau h_1 , entre autres quantités, et leur performance sous des conditions réelles a été bien connue. Une telle approche peut être justifiée techniquement et économiquement. Les dépenses supplémentaires mise en vigueur pour le développement des structures normalisées peuvent être économisées par la conception des bassins plus tard sans recours à des études complètes où limitées sur modèle.

V – I Bassin à ressaut :

Rappelons que dans ce chapitre en tient compte que de cas d'un bassin à ressaut qui représente un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval. Les bassins à ressaut ont été étudiés très complètement par le USBR et les règles de construction découlant de cette étude figurant d'une façon détaillée dans le «design of Small Dams»

Tous d'abord, la forme de ressaut et ces caractéristiques dépendent directement de nombre de F :

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g h_1}$$

h_1 = tirant d'eau d'entrée

V_1 = vitesse à l'entrée

F_1 est proportionnel à la vitesse donc dépend directement de la hauteur de chute, pratiquement dès que cette dernière dépasse 6m, V devient supérieur à 10 m/s. Pour des barrages de 15 à 18 m de haut (et en admettant une perte de charge de 20%) elle peut atteindre 16 à 17m/s.

F est inversement proportionnel à \sqrt{y} , on peut donc faire croître F en diminuant y_1 ce qui revient à augmenter la largeur de coursier et du bassin. Il est nettement claire que de point de vue hydraulique on a souvent intérêt à augmenter F donc a diminué- y mais cela augmente le coût de l'ouvrage. D'où la nécessité d'une étude qui conduira à l'optimum économique.

V – 2 Différents types de bassins suivant F :

1- pour $F = y_1 = y_c$ le ressaut ne peut pas se former.

2- pour $1 < F < 1,7$

Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique ; le passage à un niveau supérieur est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface.

Il n'est alors pas nécessaire d'établir un bassin spécial de dissipation. Pour $F = 1,7$ le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois de celui de l'entrée y_1 , et la vitesse de sortie d'environ de moitié.

Aucun déflecteur n'est nécessaire; il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois y_2 à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est-à-dire immédiatement après la rupture de pente en fin de coursier)

3- pour $1,7 < F < 2,5$ un ressaut hydraulique commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de «pré-ressaut»)

Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en 2, à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

4- pour $2,5 < F < 4,5$ le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant d'une façon intermittente le long de fond ou de la surface libre cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

Pour amortir les mouvements des vagues on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur $y'_2 = 1,1 y_2$.

5- pour $F > 4,5$ le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs, de déflecteur permettent de raccourcir et évitent le déplacement de ressaut à l'aval.

Les blocs chicanes sont soumis à leur face amont à une force :

$$f = 2 \varpi S \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad f \text{ en Newton}$$

ϖ = poids spécifique de l'eau (10^4 N/m^3)

S = aire de la face amont de bloc (m^2)

$y_1 + V_1^2/2g$ Energie spécifique de la lame d'eau à l'entrée.

V – 3 Bassin à ressaut hydraulique USBR:**a) bassins à plan rectangulaire et fond horizontal**

Ces bassins auront les dimensions pour confiner le ressaut formé dans les limites de débit de dimensionnement. Il convient d'en vérifier le comportement pour les débits inférieurs. La hauteur des murs latéraux est fonction des caractéristiques du ressaut, en particulier des oscillations de la surface libre.

Ce type de bassins est utilisé pour des chutes supérieures à 60 m et des débits $q > 45 \text{ m}^2/\text{s}$. Le degré de submersion du ressaut, dans ce type de bassin est donné par l'équation

$$D = 0,57 - 0,02 (10\phi)^2 \exp(10\phi)$$

Le ressaut est très sensible à l'abaissement des niveaux aval, qui ne pourront, en aucun cas, être inférieur au niveau conjugué de ressaut.

Pour aider la localisation du ressaut:

a.1) Bassins avec blocs de chute et seuil dentelé (bassin de type II USBR):

A utilisé pour des chutes inférieures à 65m et des débits $q < 45 \text{ m}^2/\text{s}$. Grâce à ce procédé, on peut réduire jusqu'à 70% la longueur du bassin, par rapport à celle d'un bassin simple. On recommande un degré de submergence du ressaut égal à 0.15, au minimum, autrement dit, la profondeur d'eau en aval devra être supérieure à 1.05h. La longueur L de bassin peut être égale à 0.7 fois la longueur C(du ressaut).

Pour la pente du canal $I = 0$.

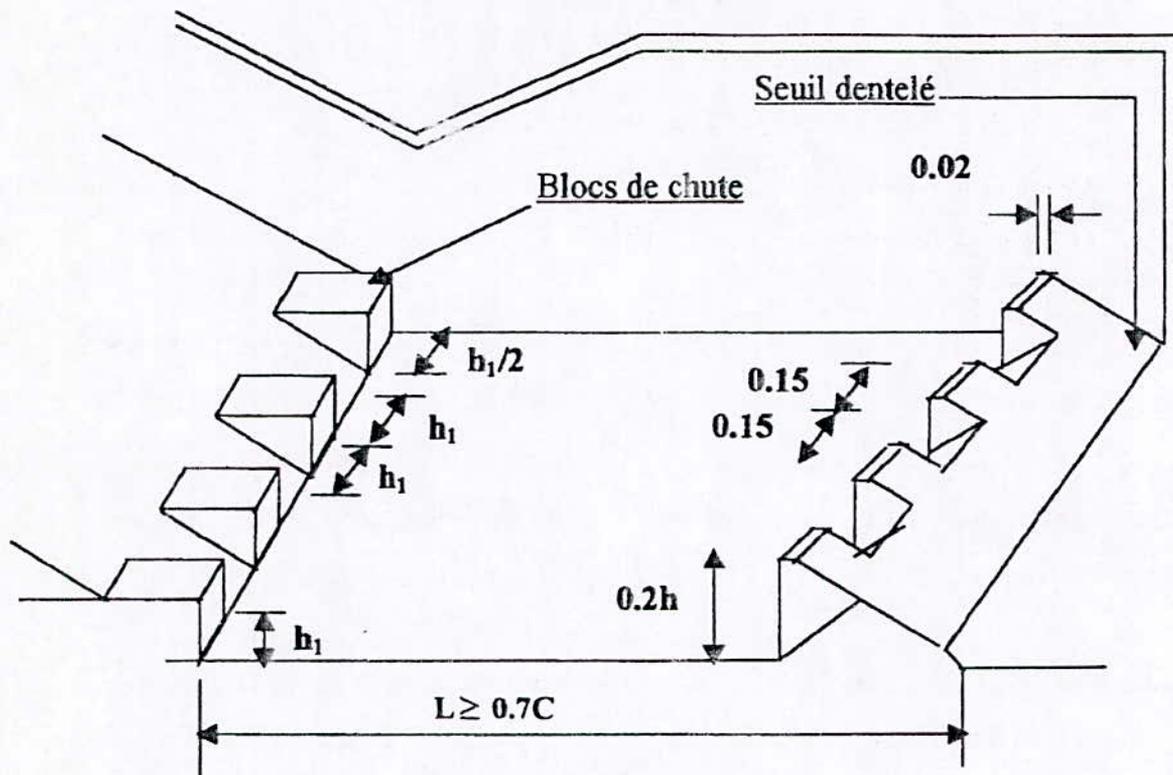


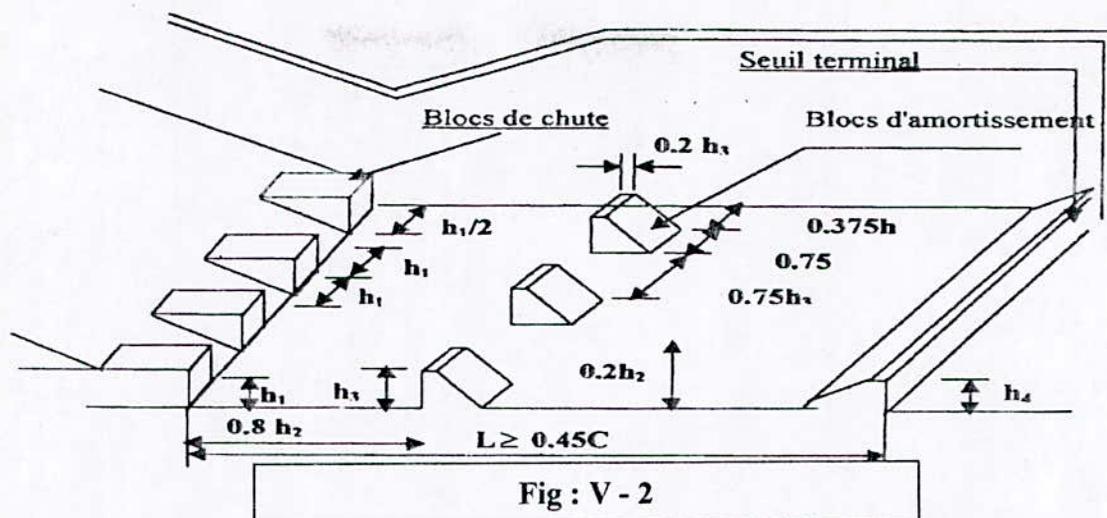
Fig : V - 1

a.2) bassins avec blocs de chute, et blocs d'amortissement et seuil terminal continu (bassin de type III USBR)

On utilise ce type de bassins, quand, en amont du ressaut, on a $V_1 < 18 \text{ m/s}$ et $q < 18 \text{ m}^2/\text{s}$

Pour des vitesses supérieures, la cavitation pourra se produire sur les blocs d'amortissements

Les blocs de chute sont identiques à ceux de bassin de type II. Cette solution permet de réduire jusqu'à 45% la longueur de bassin, par rapport à un bassin simple

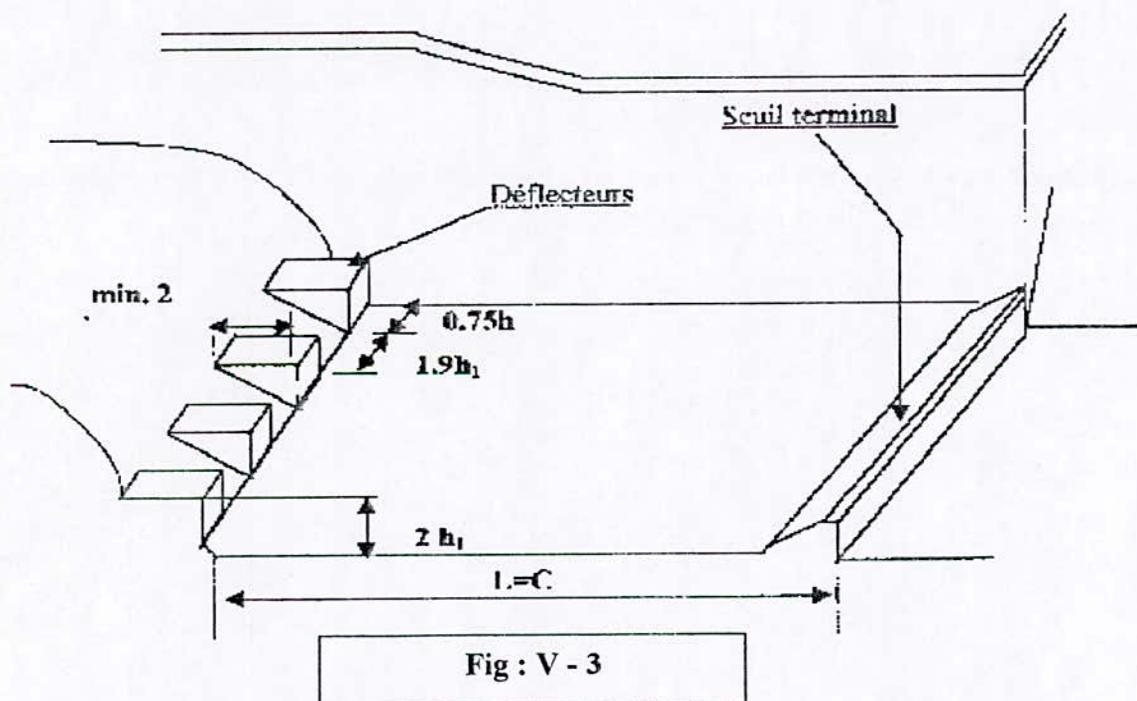


a.3) bassins avec déflecteur et seuil terminal continu (bassin de type IV USBR)

Ces bassins sont spécialement indiqués dans le cas où le ressaut est oscillant, ce qui arrive quand le nombre de FROUDE est entre 2.5 et 4.5.

La longueur, L , de la structure sera égale à celle qui a été définie pour la bassin rectangulaire simple: $L=C$

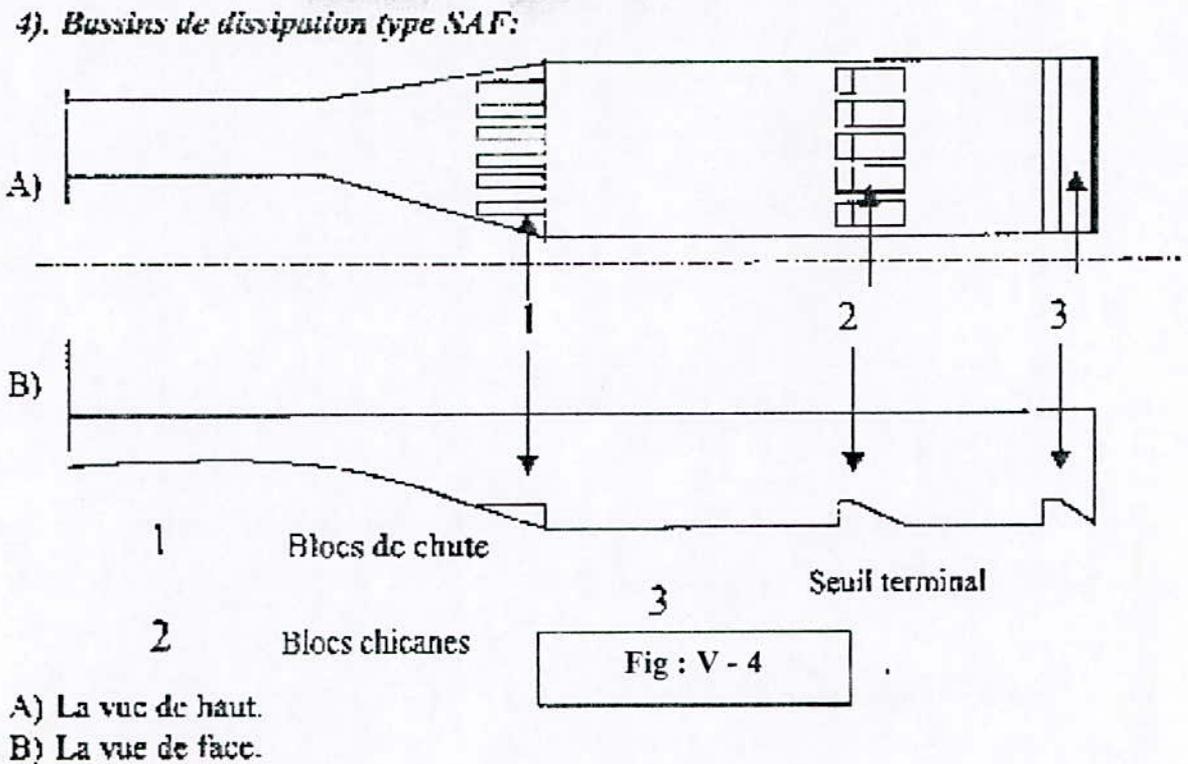
Le degré de submergence du ressaut sera de 0.1



b) bassin à plain rectangulaire, murs verticaux et fond incliné.

Pour le dimensionnement de ce type du bassin, il faut tenir compte des considérations formulées précédemment. On a toujours intérêt, à installer, à l'extrémité du bassin, un seuil triangulaire continu, d'une hauteur de l'ordre de 0.05 à 0.1 h_2 , et avec parement d'amont incliné de 3/1 à 2/1.

4) Bassins de dissipation type SAF :



* Bassin SAF initial

Considération générale: Les bassins de type SAF peuvent être considérés comme une approche primaire avec une conception sommairement effectuée. En général, on fait recours à des déflecteurs et des seuils pour réduire la taille de bassin, ce type est développé à partir des bassins de type USBR, en considérant une longueur optimale qualifiée à $L_b/h_2^* = 1.25$, prise en compte après les études effectuées sur le positionnement du ressaut hydraulique; l'action de l'affouillement à l'aval, ainsi que la hauteur d'eau maximale.

Pour des différents de hauteur de chute, il est déduit de l'expérimentation que la longueur de bassin L_b/h_2^* dépend principalement du nombre de FROUDE. Pour obtenir une performance satisfaisante de ressaut hydraulique; la formule suivante est recommandée;

$$L_b/h_2^* = 4.5 F_1^{-0.76} ; \quad \text{pour } F_1 < 12.$$

Les blocs de chute à l'entre de bassin augmentent la profondeur de l'écoulement entrant et brisent la grande vitesse de l'écoulement. Dans une conception finale; la hauteur des blocs $S = h_1$ et l'espacement approximatif de $0.75 h_1$ est recommandé.

Les blocs déflecteurs (d'amortissement): ont une performance optimale lorsque la distance entre l'extrémité amont du bassin et la face frontale des blocs est de l'ordre de $L_b/3$, et pour une hauteur de blocs égale à h_1 , un espacement de 40% à 55% doit être considéré.

Le seuil terminal déflecte le courant du fond à la surface libre, et déclenche un rouleau au

fond, la hauteur de seuil est proposée proportionnellement à h_2^* (la hauteur de l'écoulement aval)

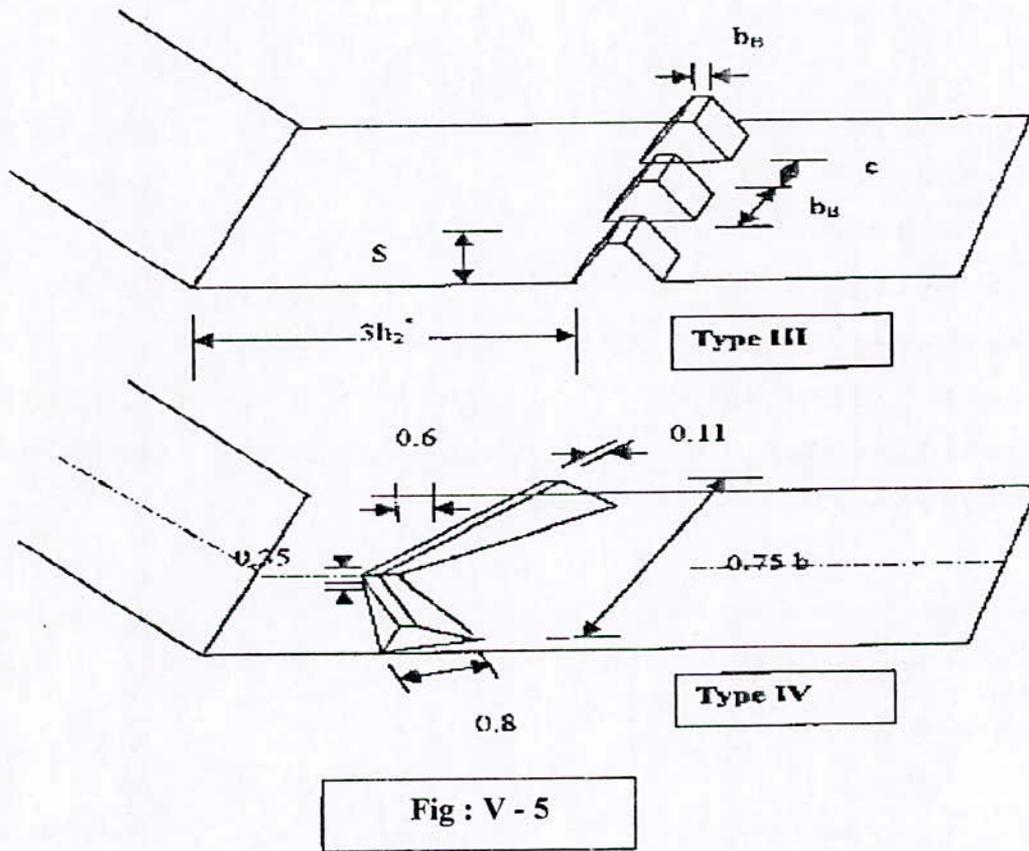
Pour confiner le ressaut à l'intérieur du bassin, il faut qu'il y est une hauteur minimale du courant aval $h_2 = Gh_2^*$ avec

$$G = h_2/h_2^* = 1 - (1/800)F_1^2$$

Avec $5 < F_1 < 10$; on trouve $G=0.85$, indiquant une réduction de 15% de la hauteur de courant aval comparée à celle produite par un ressaut hydraulique classique, l'effet de ces accessoires (blocs, seuils) augmentent avec l'augmentation de F_1 .

5). Bassins de dissipation VNIIG

L'institut d'hydrotechnique à LENINGRADE (ex-URSS) a développé un type de bassin de dissipation. Qui doit être utilisé pour des écoulements à un nombre de FROUDE à l'amont entre 2.5 et 10,



(1) Bassin de dissipation VNIIG(I):

Correspond, dans la forme générale, au type USBR I, impliquant un ressaut hydraulique classique. La longueur recommandée par ce bassin est de: $L_b = 7/(h_2^* - h_1)$,

(2) Bassin de dissipation VNIIG(II):

Avec un seuil déflecteur distant de $3h_2^*$ par rapport à l'extrémité amont de bassin, la hauteur de seuil dépend de l'énergie de chute H , ainsi que, de la profondeur critique

$$h_c = (Q^2/gb^2)^{1/3} \text{ comme;}$$

$$\frac{s}{h_c} = 0.12 \left[\left(\frac{H}{h_c} \right) + 2 \right]^{1/2}$$

$$\text{Avec : } 6 < F_1 < 10 \Rightarrow S = s/h_c = 0.12F_1^{1/3} \left[1 + 2F_1^{2/3} + (1/2)F_1^2 \right]^{1/2}$$

Une hauteur max de chute est de 40m, et un débit unitaire max est de $Q/b=80\text{m}^2/\text{s}$ peuvent être considérés pour cette structure .

(3) Bassin de dissipation VNIIG(III):

Adopter Pour la forme symétrique et trapézoïdal du fond.

$$\text{La hauteur des blocs est de: } \frac{s}{h_c} = 0.26 + 0.53 \left[\left(\frac{H}{h_c} \right) - 2 \right]^{1/2} \text{ pour } 5 < F_1 < 10,$$

La valeur constante $s = 3.5$ est adoptée .

La distance entre les blocs et l'entre de bassin est de $3h_2^*$ égale à celle du type VNIIG(II), le rapport entre la largeur des blocs et leur espacement est : $b_B/l=3.4$, et le rapport s/b_B doit être

$$\text{confiné à } 1 \leq \frac{s}{b_B} \leq 2.4$$

Une énergie minimale de chute inférieure à 19m, et un débit unitaire de l'ordre de $Q/b_B < 80\text{m}^2/\text{s}$ doivent être considéré.

Plus de détaille sont élaborée par YADITSKI (1965) particulièrement en ce qui concerne les aspects de la cavitation.

(4) Bassin de dissipation VNIIG(IV):

Ce type de bassin se constitue des blocs déflecteur triangulaire spécial, ces caractéristiques géométriques sont détaillées dans la figure ci-dessus; La hauteur des blocs varie entre $0.35h_c$ (au extrémité), la distance entre les blocs et l'entré du bassin est $1.3h_c$, La hauteur max de chute doit être inférieure à 30m, et le débit unitaire inférieur à $100\text{m}^2/\text{s}$.

Il est a noter que les bassins de dissipation de type USBR sont les plus efficace comparant à d'autre conception:

- Les plus performant hydrauliquement;
- Les plus économiques;
- Produisent un ressaut stable, et avec une faible hauteur d'écoulement à l'aval;
- Les plus en sécurité contre (érosion, cavitation, pression dynamique)

Cette comparaison a fait l'objet de plusieurs études.

Calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Ils sont déterminées en passant par les étapes suivantes :

- tout d'abord, il faut établir le type de ressaut.
- calculer les hauteurs conjuguées h' et h'' , ainsi que la longueur de ressaut.
- calculer et choisir le type de dissipation d'énergie.

Il existe plusieurs méthodes de résolution pour déterminer les hauteurs conjuguées, ces dernières donnent par leurs différences d'encadrement passe brusquement du régime sur-critique (torrentiel), au régime fluvial sous critique (fluvial), provoquant aussi une dissipation d'énergie mécanique très importante.

Etant donné, que la méthode analytique est très fastidieuse, car il s'agit de résoudre une équation de troisième degré.

Nous allons recourir à l'utilisation d'une méthode tabulaire d'AGROSKYNE [Annexe 3], pour déterminer les hauteurs conjuguées.

Procédé de calcul :

1/ On calcul la valeur de la fonction auxiliaire :

$$\phi = q / \varphi \cdot E_0^{3/2}$$

Où ϕ : Le coefficient de répartition des vitesses

φ : 0,95 (cas d'un barrage deversoir).

$$E_0 = E + \alpha (V_0^2 / 2g)$$

$$E = P + H + \alpha \cdot (V_0^2 / 2g) + d$$

V_0 : vitesse d'approche.

d : marge de sécurité (0.5 - 1) m

2/ Détermination des valeurs τ_c' et τ_c'' pour la fonction auxiliaire correspondante.

3/ calcul des hauteurs conjuguées

$$h_c' = \tau_c' E_0 \quad \text{et} \quad h_c'' = \tau_c'' E_0$$

Application numérique :

$$\phi = q / \varphi \cdot E_0^{3/2}; \text{ avec } q = Q_{\text{dev}} / b = 24.26 \text{ m}^2/\text{s}.$$

Q_{dev} : le débit total à évacuer est exprimé en m^3/s

b : largeur de déversoir.

$$V_0 = Q_{\text{dev}} / b \cdot h_{\text{dev}} = 728 / 30 \times 5 = 4.85 \text{ m/s}$$

$$E_0 = 1.1 \cdot [(4.85)^2 / 2 \times 9.81] + 5 + 7 + 0.5 = 13.81 \text{ m}$$

$$\phi(\tau_c) = 24.26 / 0.95 (13.81)^{1.5} = 0.50$$

A Partir du tableau [Annexe]

$$\phi(\tau_c) = 0.50 \quad \text{on a : } \begin{cases} \tau_c' = 0.120 \\ \tau_c'' = 0.545 \end{cases}$$

Alors : $h_c' = 0.120 \times 13.81 = 1.65 \text{ m}$
 $h_c'' = 7.5 \text{ m}$

Après avoir déterminé les profondeurs conjuguées, on compare la seconde hauteur par rapport au tirant d'eau aval (h_{av}) pour contrôler le positionnement du ressaut hydraulique.

Si $h_{av} > h_c''$ le ressaut est noyé, seul un radie suffit pour dissiper l'énergie induite pour le changement du régime d'écoulement.

Si $h_{av} < h_c''$ le ressaut est dénoyé d'où on doit recourir à un dimensionnement d'un bassin de dissipation.

Pour cela on doit comparer la profondeur de la deuxième conjuguée avec celle du bief aval.

Calcul de profondeur du bief aval (h_{av}) :

$$h_{av} = \sqrt[3]{q^2 / b}$$

d'où :

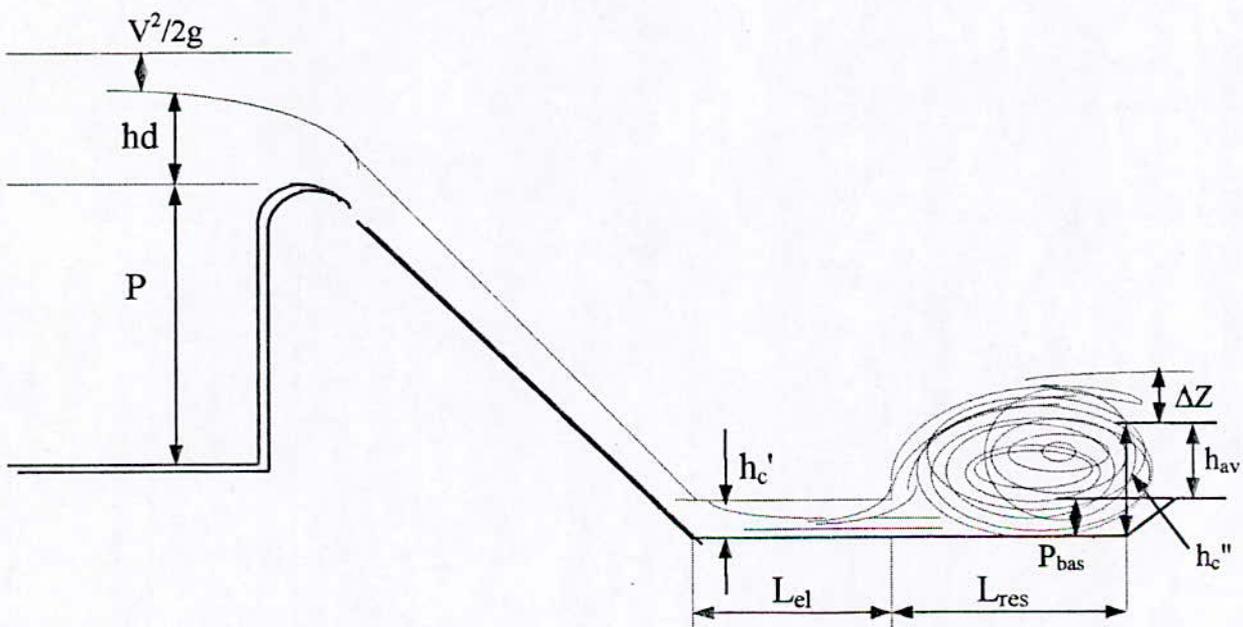
q : débit unitaire lamine (m²/s)

b : la largeur du lit d'oued (m)

$$h_{av} = 24.26 / 30 = 2.70 \text{ m}$$

Finalement on remarque que $h_{av} < h_c''$

Dons nous avons un raccordement avec un ressaut dénoyé comme le presente cette figure :



Comme le schéma le montre, la profondeur de l'eau dans le bassin est constituée de trois grandeurs : $h_{bas} = P_{bas} + h_{av} + \Delta Z$ (*)

D'où :

h_{av} : Profondeur du bief aval

ΔZ : la différence de niveau à la sortie du bassin

P_{bas} : la profondeur du bassin

La grandeur (ΔZ) est définie comme suite :

$$\Delta Z = q^2 / (2 g \varphi^2 h_{av}^2)$$

Où :

φ : le coefficient de répartition des vitesses; $\varphi = 0.95$ (cas d'un barrage déversoir)

La profondeur de l'eau dans le bassin h_{bas} doit être quelque peut supérieure à la deuxième profondeur conjuguée (h_c''), déterminée à l'aide des formules pour le ressaut parfait

$$h_{bas} = \sigma h_c''$$

Où : σ est le coefficient de réserve (1.05 – 1.1) à partir de (*) on obtient la formule pour déterminer la profondeur du bassin

$$P_{bas} = h_c'' - (h_{av} + \Delta Z)$$

Application numérique :

$$\Delta Z = 4.55 \text{ m}$$

Avec $q = 24.26 \text{ m}^2/\text{s}$

$$\varphi = 0.95$$

$$h_{av} = 2.7 \text{ m}$$

Finalement : $P_{bas} = (1.1 \times 7.5) - (2.7 + 4.55) = 1 \text{ m}$.

Détermination de la longueur du bassin d'amortissement :

$$L_{bas} = L_{el} + L_{res} ;$$

ou L_{el} : longueur de l'éloignement

L_{res} : longueur du ressaut

La longueur de l'éloignement du ressaut est donnée par PAVLOSKI

$$L_{el} = 0.3H_0 + 1.65 (P_{av} + 0.32 H_0)H_0$$

Avec : $H_0 = H_d + V_o^2 / 2g$

$$H_0 = 5 + 1.1. (4.85)^2 / 2 \times 9,81 = 6.32\text{m}$$

Donc : $L_{el} = 10.9 \text{ m}$

Pour déterminer la longueur du ressaut M.TCHERTOUSSOV propose la longueur du ressaut dans le bassin

$$L_{res} = 3 h_c = 22.5 \text{ m}$$

Donc la longueur totale du bassin $L_{bas} = 33.4 \text{ m}$.

V – 5 Caractéristique d'écoulement dans le bief aval :

la section aval de l'oued sera rectangulaire et il aura une largeur $b = 30 \text{ m}$.

- Caractéristique de la section critique :

On peut déterminer « h_{cr} » la hauteur d'écoulement critique selon l'équation suivante :

$$h_{cr} = 1.1 Q^2 / 9.81 b^2.$$

Où $Q = 728 \text{ m}^3/\text{s}$

$$h_{cr} = 4 \text{ m}.$$

$$b = 30 \text{ m} \text{ Largeur aval.}$$

1,1 coefficient de Coriolis pour l'écoulement turbulent.

De là on détermine :

- La section mouillée critique « S_{cr} »

$$S_{cr} = b \cdot h_{cr} = 120 \text{ m}^2.$$

- Le périmètre mouillé « P_{cr} »

$$P_{cr} = 2 \cdot h_{cr} + b = 38 \text{ m}.$$

- Le rayon hydraulique critique « R_{cr} »

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} = 3.15 \text{ m}.$$

- La pente du lit critique « I_{cr} »

$$I_{cr} = g P_{cr} / (1.1 \cdot b \cdot C_{cr}^2)$$

avec : $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$$P_{cr} = 38 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ m}$$

C_{cr} est le coefficient de Chézy .

D'après MANNING : $C_{cr} = (R_{h_{cr}}^{1/6})/n$

Où n : est la rugosité

On a pu estimé la rugosité de l'oued « n » à $n = 0.020$

$$C_{cr} = R_{h_{cr}}^{1/6} / n$$

Où $R_{h_{cr}}$: le rayon hydraulique critique 2.6 m.

n : est la rugosité = 0.020

$$C_{cr} = 97.7 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$$

$$D'où \quad I_{cr} = 10^{-3}$$

Détermination de la hauteur et de la vitesse d'écoulement au dessus de la crête du réservoir :

La charge déversant " h_d " étant connue, on peut déterminer la vitesse et la hauteur de l'écoulement en progressant de la manière suivante :

On suppose que la vitesse " V_o " est négligeable et donc la hauteur d'eau " h_o " est assimilable à la charge déversant " $H_d = 5 \text{ m}$ " et on procédera par itérations successives

Donc on suppose : $h_o = H_d = 5 \text{ m}$.

$$\text{Alors } V_o = Q_{dv} / ((H_d + P_{am}) b) = 2.42 \text{ m/s}$$

$$\text{Et } h_o = H_d - V_o^2 / 2.g = 4.70 \text{ m}$$

$$P_{am} = 5 \text{ m}$$

$$H_d = 5 \text{ m}$$

- Itération 1 :

$$h_{01} = 4.70 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } V_{01} = Q / (b.(h_{01} + P_{am})) = 2.50 \text{ m/s}$$

$$\text{et } h_{02} = H_d - V_{01}^2 / 2g = 4.68 \text{ m}$$

- Itération 2 :

$$V_{02} = Q / (b.(P_{am} + h_{02})) = 2.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Et } h_{03} = H_d - V_{02}^2 / 2g = 4.68 \text{ m}$$

La hauteur d'eau converge vers $h_o = 4.68 \text{ m}$

Et la vitesse de l'eau vers $V_o = 2.5 \text{ m/s}$

On arrive à exprimer théoriquement les hauteurs conjuguées du ressaut et quantitativement dès que l'on détermine la hauteur aval en régime fluvial mais pour ce qui est de sa longueur on aura recours à des formules semi empirique.

L'expression de l'énergie spécifique " E_o " à l'amont du déversoir par rapport à l'aval est :

$$E_o = H_d + P_{av}$$

Avec : $H_d = 5 \text{ m}$ charge déversant.

$$P_{av} = 7 \text{ m} \text{ pelle aval}$$

Donc $E_o = 12 \text{ m}$.

La hauteur « h_c' » est obtenue en résolvant l'équation :

$$h_c' = (Q / b) / (\varphi \sqrt{2.g (E_o - h_c')})$$

Avec : $Q = 728 \text{ m}^3/\text{s}$

$b = 3.0 \text{ m}$

$\phi = 0.95$ coefficient de vitesse

En remplaçant les constantes par leurs valeurs on obtient :

$$-h_c'^3 + 21 h_c' - 33 = 0$$

La résolution donne : $h_c' = 1.89 \text{ m}$.

Et donc on calcule le paramètre critique « P_{cin} »

$$P_{cin} = 1.1 Q^2 b / g (b h_c')^3 = F_r^2$$

$$P_{cin} = 9.78$$

La deuxième hauteur conjuguée « h_c'' » est :

$$h_c'' = 0.5 h_c' ((\sqrt{1 + 8 P_{cin}}) - 1) = 7.46 \text{ m}.$$

La hauteur du ressaut " a " :

$$a = h_c'' - h_c' = 5.57 > h_c' = 1,89 \text{ m}$$

Le ressant sera parfait mais il sera éloigné car $h_c'' > P_{av} > h_{av}$

$$7.46 \text{ m} > 7 \text{ m} > 2.7 \text{ m}$$

Longueur du ressaut parfait :

Pour le calcul du bief d'aval des ouvrages hydrotechniques, on doit connaître non seulement les profondeurs conjuguées du ressant, mais également sa longueur (L_{res}).

On comprend sans la longueur du ressant (L_{res}) la distance entre la section profonde de h_c' à l'origine du ressant et la section en aval du rouleau dans laquelle la profondeur atteint pratiquement la valeur de la deuxième profondeur conjuguée h_c'' .

Le problème de détermination de la longueur du ressant parfait n'est pas encore résolu théoriquement.

L'étude de la longueur du ressant a été plutôt expérimentale.

Le résultat est qu'on a obtenu une série de formule empirique dont certains sont données plus bas .

La longueur du ressant (L_{res}) dans un lit rectangulaire peut être déterminée à l'aide des formules empiriques suivantes :

$$L_{res} = 2.5 (1.9 h_c'' - h_c') = 30.7 \text{ m} \quad \text{Formule de PAYLOVSKI}$$

$$L_{res} = 10.3 h_c' (\sqrt{P_{cin}} - 1) = 41 \text{ m} \quad \text{Formule de TCHERTOUSSOV}$$

$$L_{res} = 4 h_c' \sqrt{1+2P_{cin}} = 34 \text{ m} \quad \text{Formule de PIKALOV}$$

Le ressaut en canal rectangulaire de pente nulle est caractérisé par la relation suivante :

$$U_1 = \sqrt{g h_c'} \sqrt{(h_c'' / 2 h_c') (1 + h_c'' / h_c')}$$

$U_1 = 14 \text{ m/s}$ donc : le nombre de froude sera :

$$F = U_1 / \sqrt{g h_c'} = \sqrt{(h_c'' / 2 h_c') (1 + h_c'' / h_c')} = 3,55$$

V – 6 Interprétation et recommandation :

Comme nous l'avons observé au cours des différentes étapes de calcul, le bassin avec blocs de chute et seuil dentelé (U.S.B.R) se présente comme une solution satisfaisante pour le cas de notre dimensionnement, vu la concordance des données entre ces deux structures à savoir :

le nombre de froude compris entre 2.5 et 4.5 .

Le débit unitaire est de l'ordre $24.26 \text{ m}^2/\text{s}$.

Le dimensionnement comme déjà cité est effectué conformément à la Fig V-3.

En adopte cette structure.

CONCLUSION

L'objectif du P.F.E consiste a l'étude et la conception d'un évacuateur de crue sur l'oued NADOR (W.TIPAZA).

Le manque de station pluviométrique et hydrométrique a l'intérieur du bassin, ce que incita a utiliser divers formulation empirique, semi-empirique et méthode théorique on contribué cette étude en prenant en considération les paramètres et les caractéristiques du bassin versant.

La conception d'un évacuateur de crue, pour un barrage est une étape très délicate, puisqu'il le fait intervenir plusieurs facteur a la fois (géologique, sismique, topographique, hydrologique, hydraulique et économique).

Sur la base des études géologique et géothermique ainsi l'exploitation de ce barrage on opte un évacuateur de crue frontal a surface libre.

Le déversoir choisi par mais les divers déversoir et donc sera de type CREAGER qui a développé un profil optimal de façon à n'avoir ni pression ni dépression sur le béton.

Pour les calcules des paramètres du bassin, on à utilisé deux méthodes déférentes qui donnent les même résultat :

1° la méthode tableur d'AGROVSKYNE.

2° la méthode analytique.

Notre étude n'est pas très complète, mais ce travail même aussi modeste servira au futur l'étudiant comme support de travail, car on à essayé d'exposer la majeure partie des formule de calcul surtout en hydrologie.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] " Avant projet détaillé du barrage Nador".
.....Belgique 1997-1998.
- [2] comité français des grands barrage.
" petit barrage , recommandation pour la conception , la réalisation et le suivi".
.....Edition cemagref 1997.
- [3] Houil blanche N° 1 (1985).
" évacuateur de crues ".
- [4] Hydrologie de l'ingénieur .Réméniras.
.....Edition Eyrolles 1972.
- [5] P. DUBREUIL
" Initiation a l'analyse Hydrologique".
..... Edition Masson 1974.
- [6] US , Bureau of reclamation,
design of small dams.U.S Government priting office.
.....WACHINGTON 1987.
- [7] M.carlier
" Hydraulique générale et appliquée " .
.....Edition Eyrolles 1980.
- [8] Ministère de l'agriculture.
" technique des barrages en aménagement rural " .
.....Réédition 1988.
- [9] W.H .HAGER
Energies dissipations and hydraulique ,
.....jump 1992.
- [10] M.K. MIHOUBI
Guide de Dimensionnement d'un Barrage Déversoir,
.....Edition ENSH, Janvier 2000.

ANNEXES

hauteur déversée en fonction de la largeur b

| | | | | | | | | | | | | | | |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| 4.20 | 3.62 | 3.51 | 3.74 | 4.22 | 4.60 | 4.71 | 4.66 | 4.54 | 4.37 | 4.19 | 4.01 | 3.83 | 3.67 | |
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 1.03 | 1.74 | 2.06 | 2.19 | 2.21 | 2.18 | 2.11 | 2.04 | 1.95 | 1.88 | |
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | .31 | .51 | .60 | .63 | .63 | .61 | .59 | |
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |

hauteur déversée maximale débit correspondant

| | |
|------|---------|
| 5.00 | 242.66 |
| 4.71 | 443.06 |
| 5.00 | 727.98 |
| 5.00 | 970.65 |
| 5.00 | 1213.31 |
| 5.00 | 1455.97 |
| 5.00 | 1698.63 |
| 5.00 | 1941.29 |

ANNEXE 1

Tableau n°1 : Valeurs de la fonction auxiliaire $\Phi(\tau_c)$ pour la détermination des hauteurs conjuguées à l'aval des ouvrages d'évacuation

| $\Phi(\tau_c)$ | τ_c | H | | | | | | | | | | | |
|----------------|----------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|-------|-------|
| | | τ_c | | | | | | | | | | | |
| | | $\varphi = 0,80$ | $\varphi = 0,85$ | $\varphi = 0,90$ | $\varphi = 0,95$ | $\varphi = 1,0$ | $\varphi = 0,80$ | $\varphi = 0,85$ | $\varphi = 0,90$ | $\varphi = 0,95$ | $\varphi = 1,0$ | | |
| 0,01 | 0,0230 | 0,074 | 0,079 | 0,084 | 0,088 | 0,093 | 0,55 | 0,134 | 0,481 | 0,515 | 0,549 | 0,583 | 0,617 |
| 0,02 | 0,0045 | 0,105 | 0,112 | 0,118 | 0,125 | 0,132 | 0,60 | 0,147 | 0,497 | 0,532 | 0,567 | 0,602 | 0,638 |
| 0,03 | 0,0068 | 0,128 | 0,136 | 0,145 | 0,153 | 0,161 | 0,65 | 0,160 | 0,512 | 0,548 | 0,585 | 0,621 | 0,658 |
| 0,04 | 0,0090 | 0,147 | 0,157 | 0,166 | 0,176 | 0,185 | 0,70 | 0,174 | 0,526 | 0,563 | 0,601 | 0,638 | 0,676 |
| 0,05 | 0,0113 | 0,165 | 0,175 | 0,186 | 0,196 | 0,207 | 0,75 | 0,188 | 0,538 | 0,577 | 0,615 | 0,654 | 0,693 |
| 0,06 | 0,0134 | 0,179 | 0,190 | 0,202 | 0,213 | 0,225 | 0,80 | 0,202 | 0,549 | 0,589 | 0,629 | 0,668 | 0,708 |
| 0,07 | 0,0156 | 0,193 | 0,205 | 0,217 | 0,230 | 0,242 | 0,85 | 0,217 | 0,560 | 0,600 | 0,641 | 0,682 | 0,723 |
| 0,08 | 0,0178 | 0,205 | 0,218 | 0,232 | 0,245 | 0,258 | 0,90 | 0,232 | 0,569 | 0,611 | 0,653 | 0,695 | 0,736 |
| 0,09 | 0,0201 | 0,217 | 0,231 | 0,245 | 0,259 | 0,273 | 0,95 | 0,247 | 0,579 | 0,621 | 0,664 | 0,707 | 0,750 |
| 0,10 | 0,0228 | 0,227 | 0,242 | 0,257 | 0,272 | 0,288 | 1,00 | 0,263 | 0,585 | 0,629 | 0,672 | 0,716 | 0,759 |
| 0,12 | 0,0274 | 0,248 | 0,265 | 0,281 | 0,297 | 0,314 | 1,05 | 0,279 | 0,591 | 0,636 | 0,680 | 0,724 | 0,768 |
| 0,14 | 0,0320 | 0,266 | 0,284 | 0,301 | 0,319 | 0,338 | 1,10 | 0,296 | 0,596 | 0,641 | 0,686 | 0,732 | 0,777 |
| 0,16 | 0,0370 | 0,283 | 0,302 | 0,321 | 0,340 | 0,358 | 1,15 | 0,313 | 0,602 | 0,647 | 0,693 | 0,738 | 0,784 |
| 0,18 | 0,0418 | 0,299 | 0,319 | 0,339 | 0,357 | 0,378 | 1,20 | 0,330 | 0,606 | 0,652 | 0,698 | 0,744 | 0,790 |
| 0,20 | 0,0462 | 0,316 | 0,336 | 0,356 | 0,377 | 0,397 | 1,25 | 0,350 | 0,608 | 0,655 | 0,701 | 0,748 | 0,795 |
| 0,22 | 0,0510 | 0,324 | 0,347 | 0,370 | 0,392 | 0,415 | 1,30 | 0,370 | 0,609 | 0,656 | 0,704 | 0,751 | 0,798 |
| 0,24 | 0,0556 | 0,341 | 0,363 | 0,386 | 0,409 | 0,431 | 1,35 | 0,391 | 0,610 | 0,657 | 0,704 | 0,752 | 0,800 |
| 0,26 | 0,0596 | 0,352 | 0,376 | 0,400 | 0,424 | 0,448 | 1,40 | 0,412 | 0,608 | 0,656 | 0,704 | 0,752 | 0,800 |
| 0,28 | 0,0652 | 0,364 | 0,389 | 0,414 | 0,438 | 0,463 | 1,45 | 0,436 | 0,605 | 0,653 | 0,701 | 0,749 | 0,797 |
| 0,30 | 0,0701 | 0,375 | 0,401 | 0,426 | 0,452 | 0,477 | 1,50 | 0,461 | 0,605 | 0,648 | 0,696 | 0,744 | 0,793 |
| 0,35 | 0,0825 | 0,401 | 0,428 | 0,456 | 0,483 | 0,515 | 1,55 | 0,490 | 0,552 | 0,640 | 0,688 | 0,736 | 0,785 |
| 0,40 | 0,0950 | 0,424 | 0,453 | 0,472 | 0,501 | 0,540 | 1,60 | 0,523 | 0,579 | 0,627 | 0,675 | 0,723 | 0,771 |
| 0,45 | 0,107 | 0,445 | 0,476 | 0,506 | 0,537 | 0,568 | 1,63 | 0,546 | 0,569 | 0,616 | 0,664 | 0,711 | 0,759 |
| 0,50 | 0,120 | 0,464 | 0,491 | 0,516 | 0,545 | 0,573 | 1,66 | 0,574 | 0,553 | 0,601 | 0,648 | 0,696 | 0,742 |

ANNEXE 2

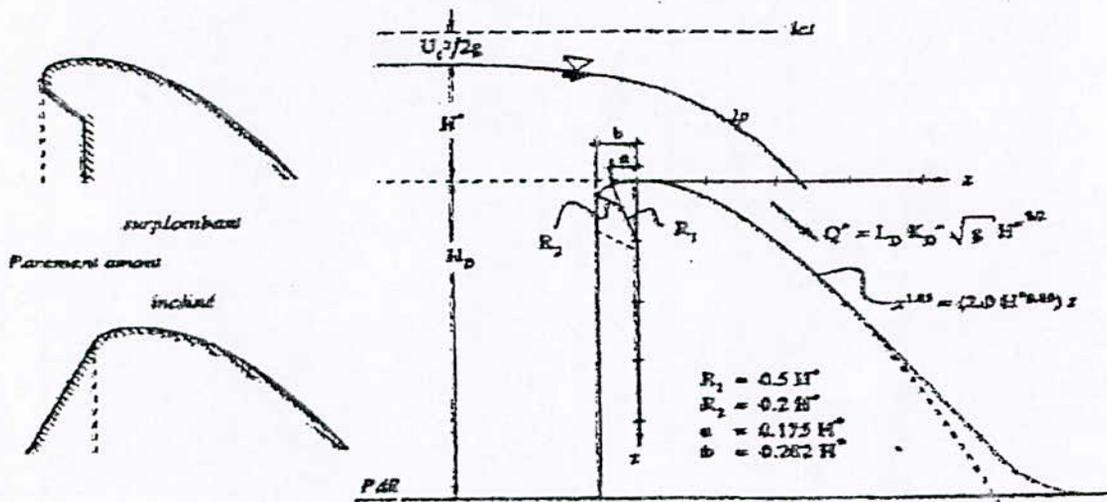
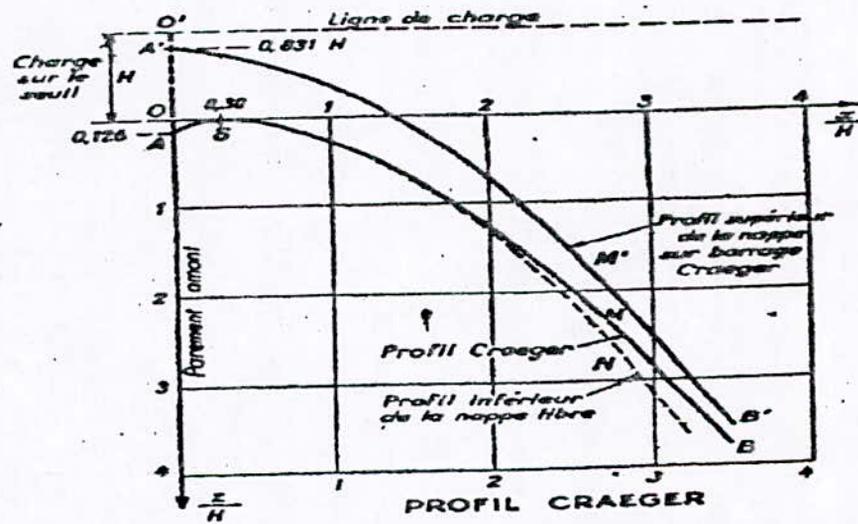


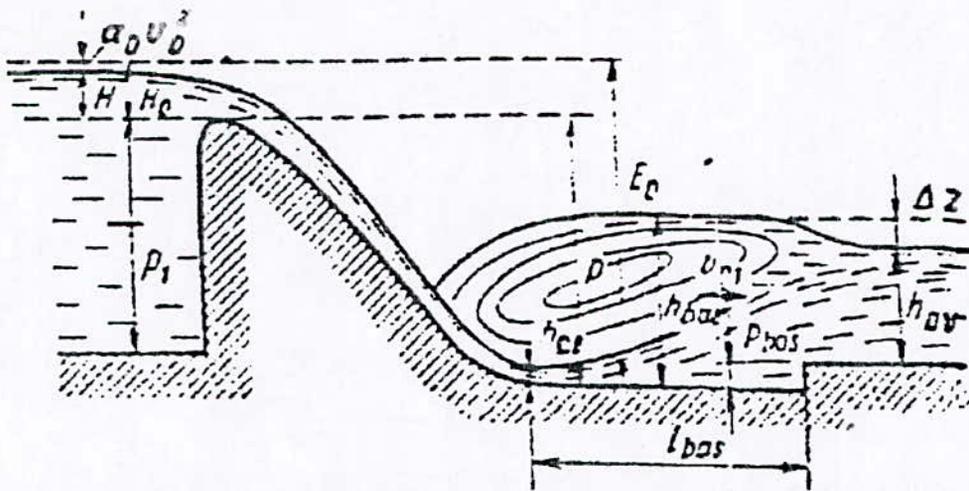
Figure n° 1 : Barrage déversoir ; profil WES et quelques autres profils. [3]



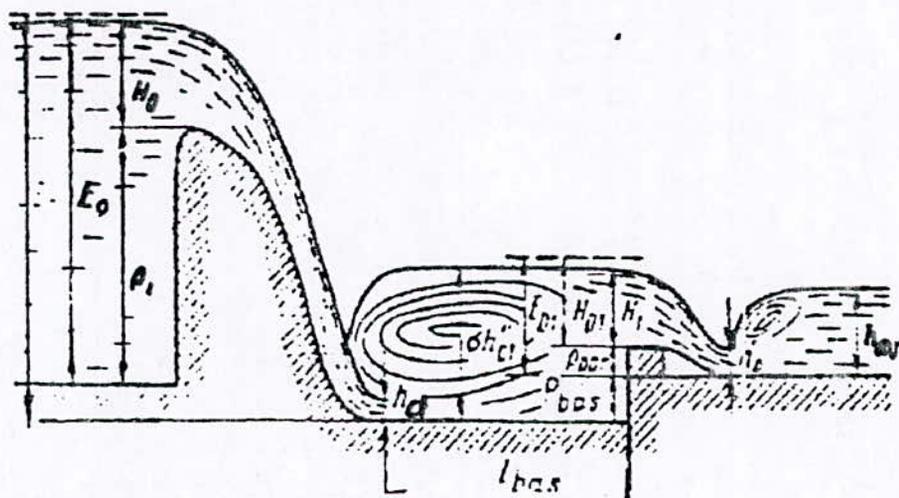
| PROFIL DU BARRAGE | | | SURFACE libre z'/H | h/H | DÉBIT LINÉAIRE q (en m ³ /s par mètre) | COEFFICIENT DE DÉBIT m |
|-------------------|--------|-------|-------------------------|-------|--|--------------------------------|
| z/H | z'/H | z/H | | | | |
| 0.0 | 0.126 | — | 0.831 | 0.075 | | |
| 0.1 | 0.036 | | | 0.180 | 0.448 | |
| 0.2 | 0.007 | | | 0.340 | | |
| 0.3 | 0.000 | | | 0.500 | 0.459 | |
| 0.4 | 0.007 | | | 0.726 | | |
| 0.5 | 0.060 | — | 0.52 | 0.975 | 0.468 | |
| 0.6 | 0.142 | — | 0.38 | 1.250 | | |
| 1.0 | 0.257 | — | 0.22 | 1.550 | 0.480 | |
| 1.2 | 0.397 | — | 0.05 | 1.900 | | |
| 1.4 | 0.565 | — | 0.28 | 2.220 | 0.501 | |
| 1.7 | 0.870 | + | 0.68 | | | |
| 2.0 | 1.22 | + | 1.50 | | | |
| 2.5 | 1.96 | + | 2.48 | | | |
| 3.0 | 2.82 | + | 3.50 | | | |
| 3.5 | 3.82 | + | | | | |

Figure n° 2 : Critères du Profil Greager [5]

ANNEXE 3



a) Coupe transversale d'un barrage déversoir et du bassin d'amortissement avec les éléments de calcul hydraulique



b) Calcul hydraulique du bassin d'amortissement combiné

ANNEXE 4

BASSIN DE TYPE I

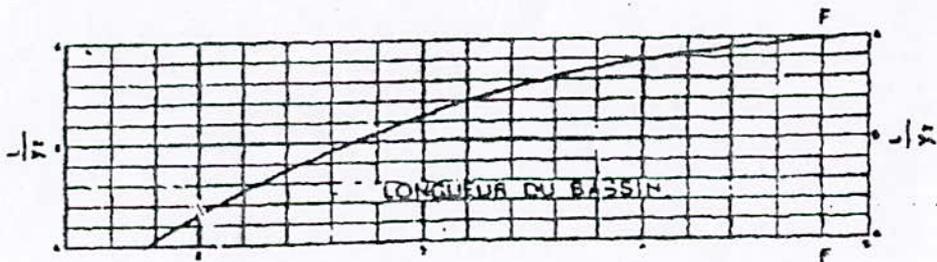
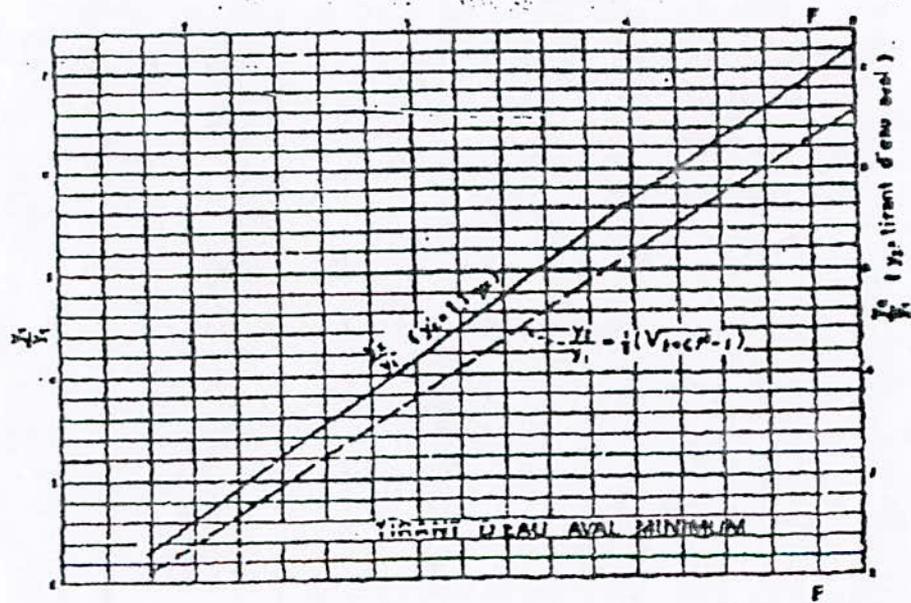
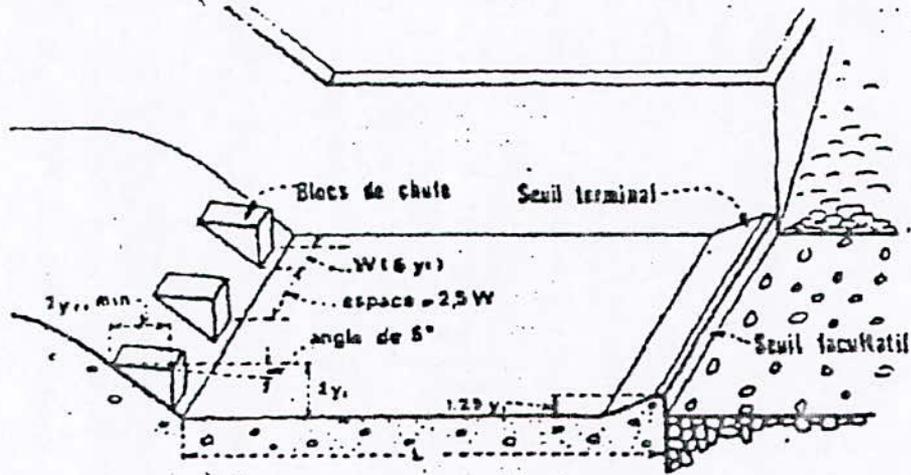


Figure n°1 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 « EXTRAIT DE DESIGN OF SMALL DAMS »

ANNEXE 4 (Suite)

BASSIN DE TYPE II

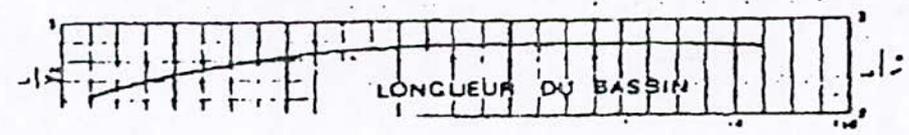
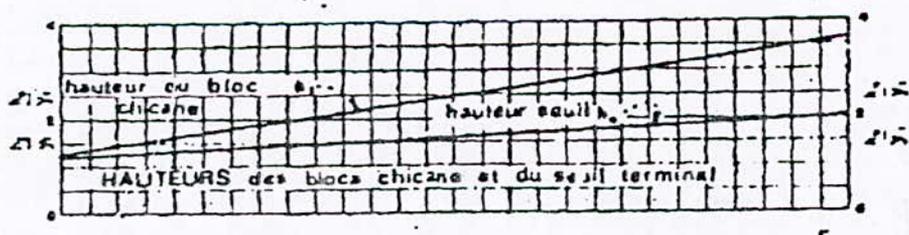
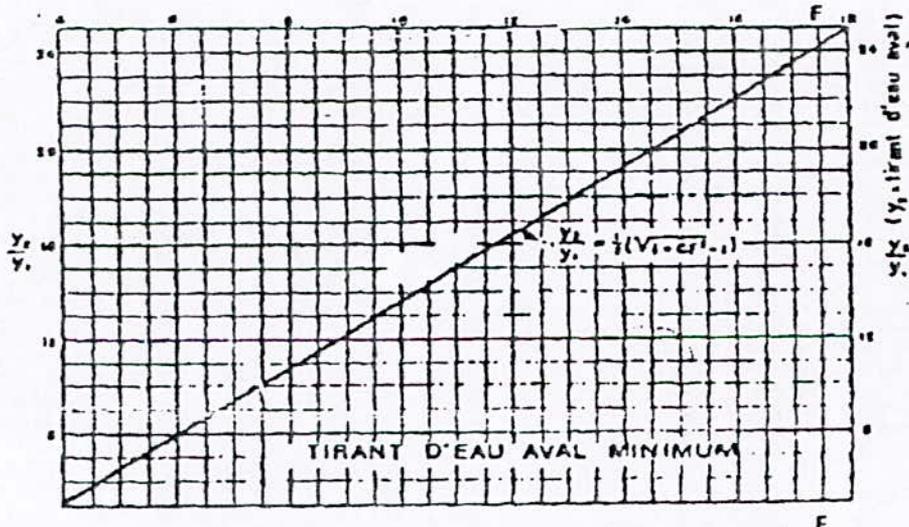
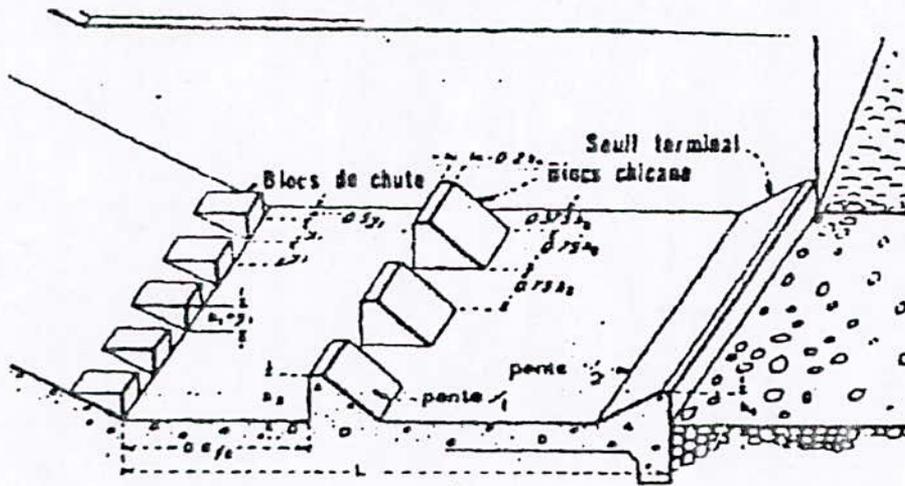


Figure n°2 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4,50 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s "Extrait de DESIGN OF SMALL DAMS"

ANNEXE 5

BASSIN DE TYPE III

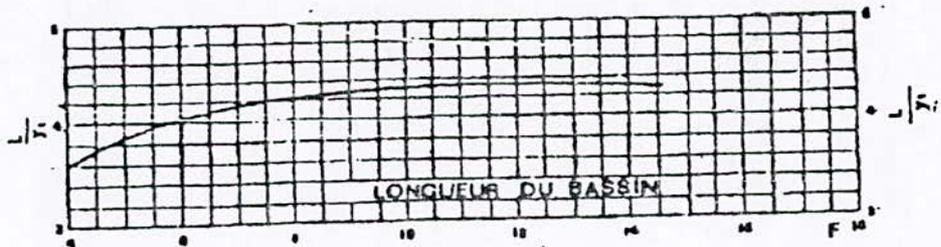
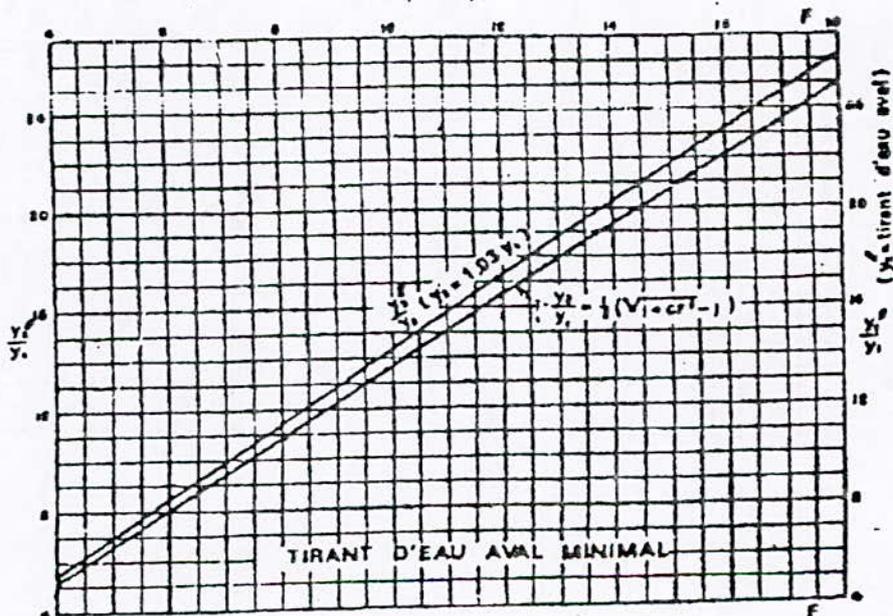
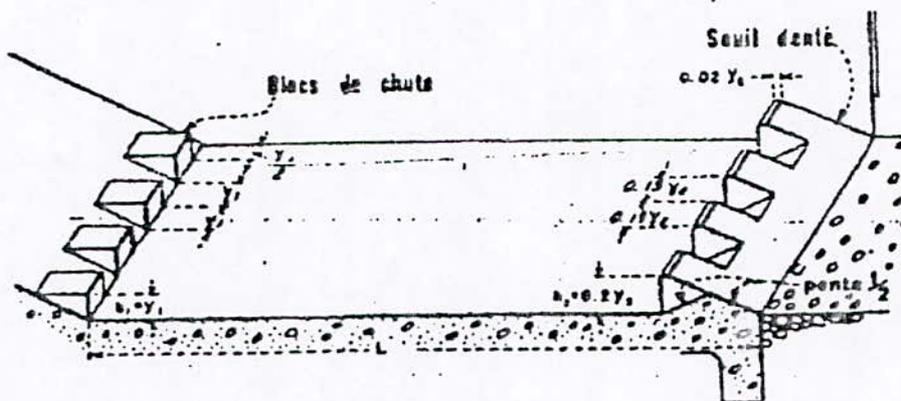
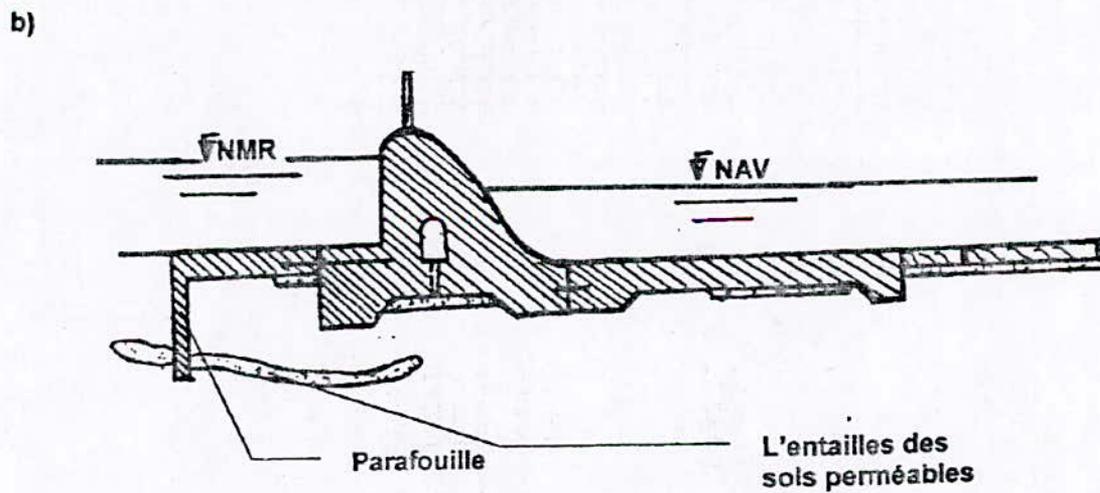
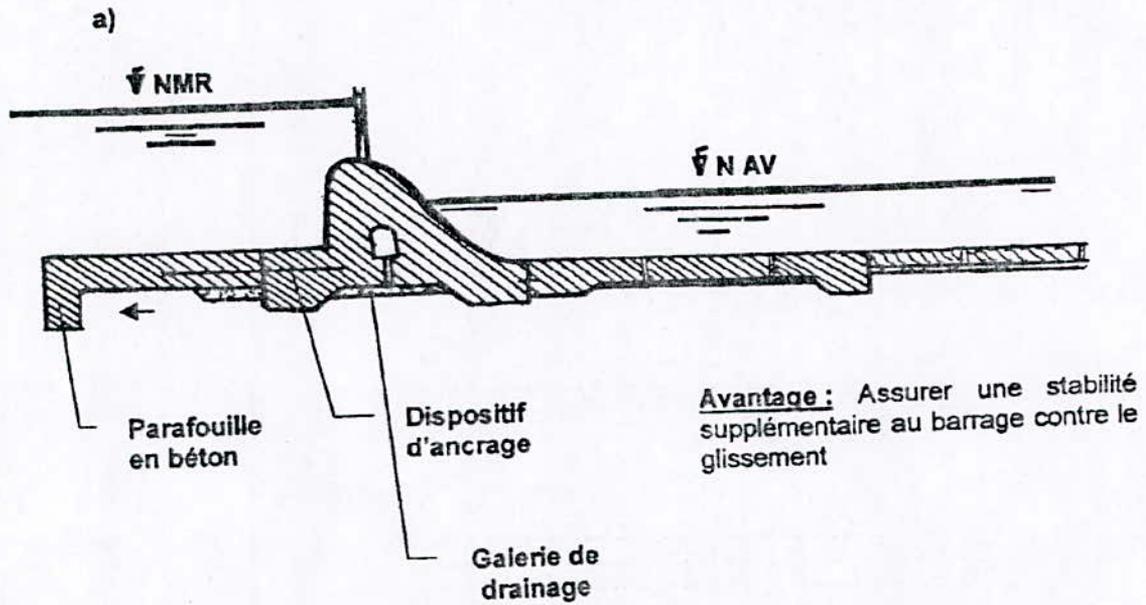


Figure n°3 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée supérieure à 15m/s (extraît du DESIGN OF SMALL DAMS)

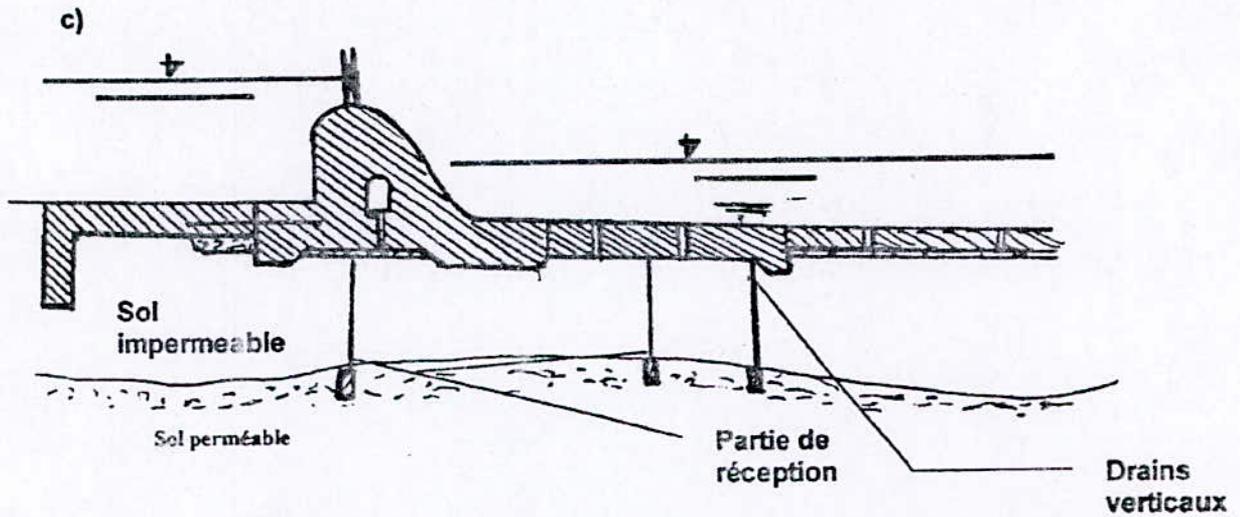
ANNEXE 6

A/ CAS DES SOLS DE FONDATION ARGILEUX

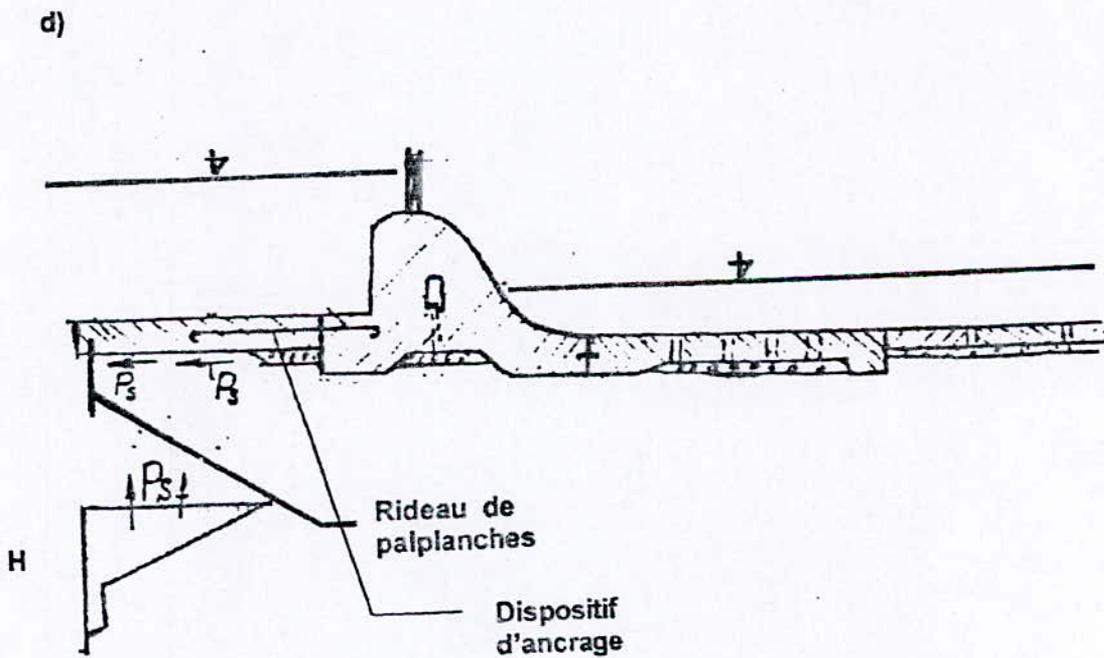


Avantage : Cette construction permet de diminuer considérablement les sous pressions des eaux d'infiltration en cas d'existence des l'entailles des sols perméables

ANNEXE 6 (Suite)

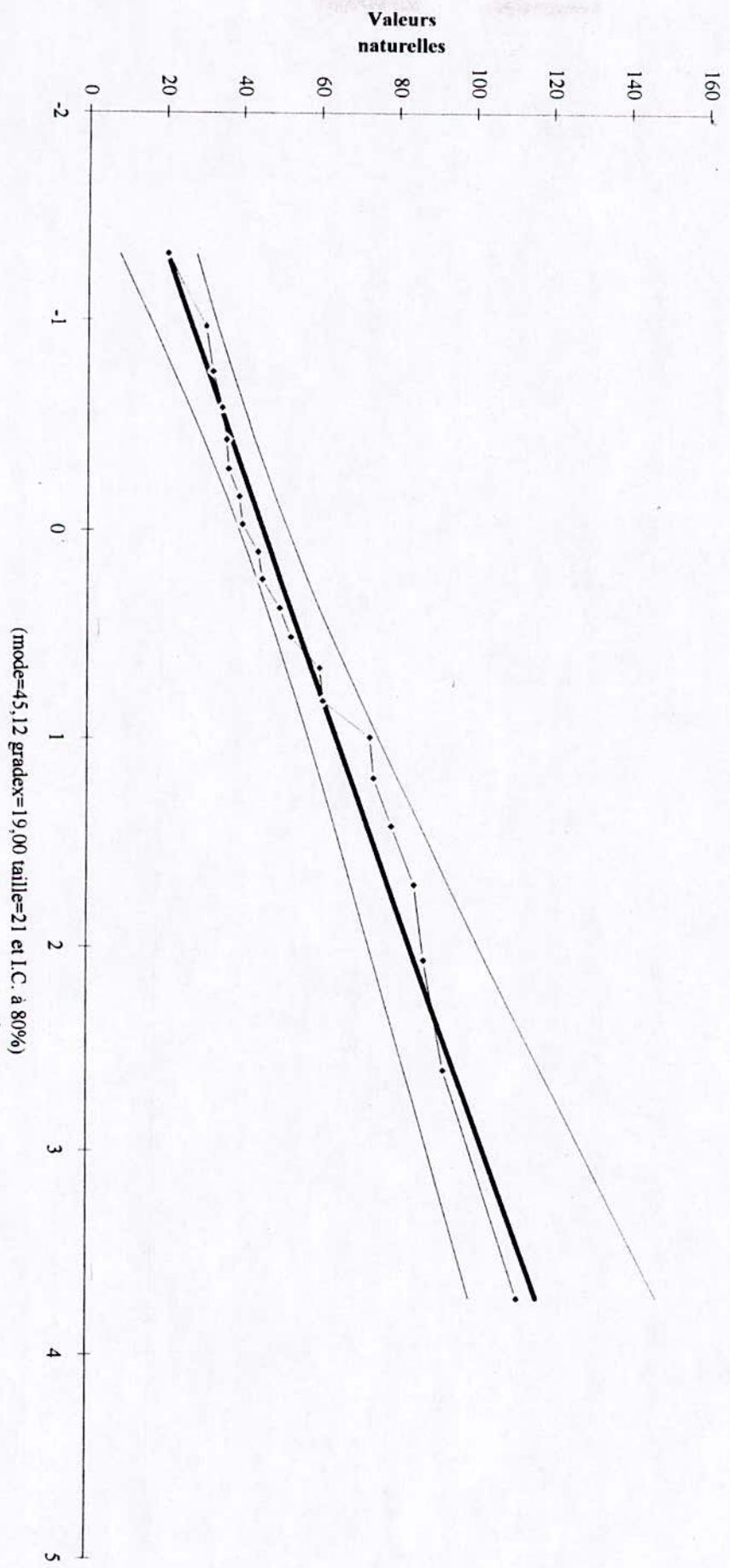


Avantage : On utilise des drains verticaux pour éviter l'apparition des déformations des déformations due à l'infiltration des eaux dans les sols argileux



Avantage : On utilise ce schéma pour eugmenter la stabilité du barrage contre le glissement

ANNEXE 7

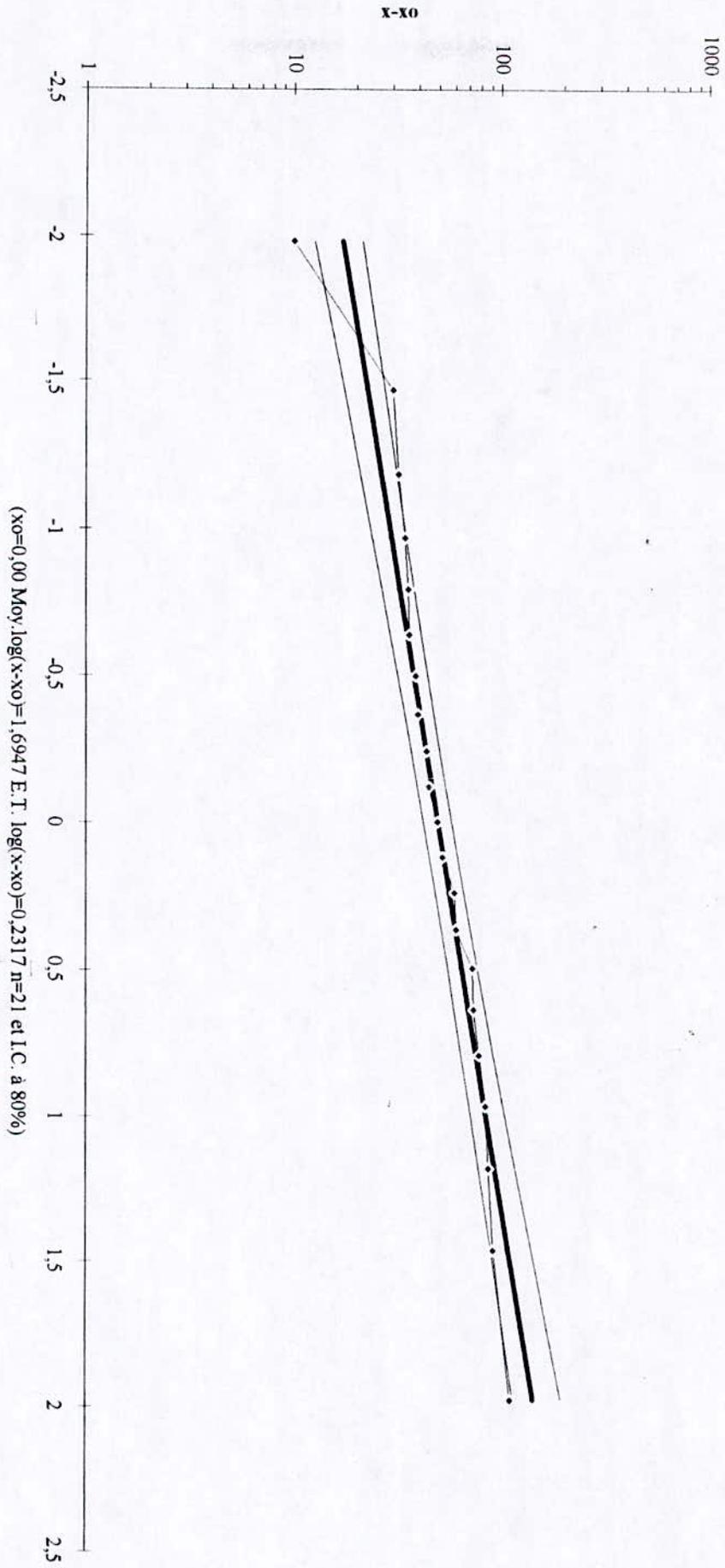


Ajustement à une loi de Gumbel

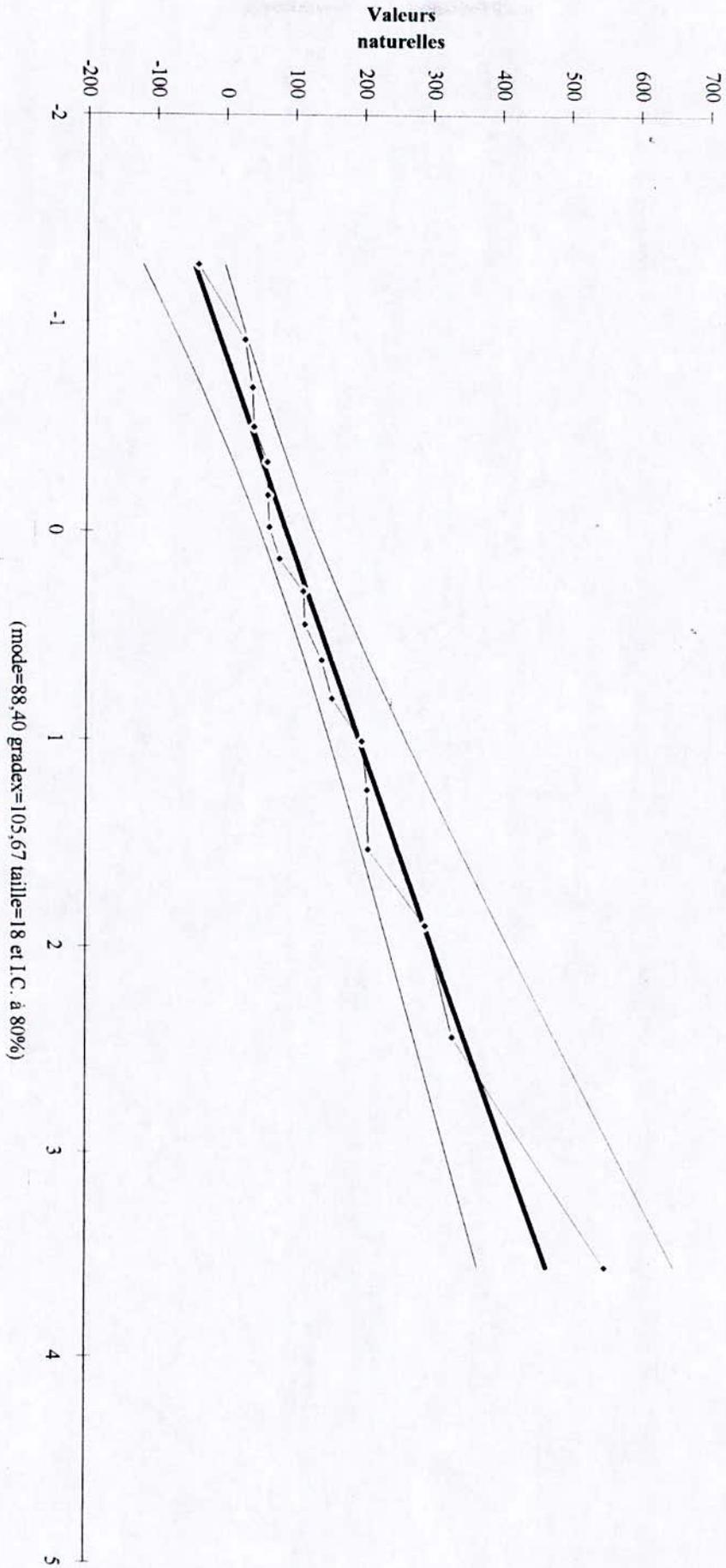
(mode=45,12 gradex=19,00 taille=21 et I.C. à 80%)

ANNEXE 8

Ajustement à une loi de Galton



ANNEXE 9



ANNEXE 10

Ajustement à une loi GALTON

