

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET**

**APPLICATION D'UN MODELE « PLUIE-BEDIT» DANS LE  
DIMENSIONNEMENT D'UN EVACUATEUR DE CRUE : CAS DU  
BARRAGE DE BOUKERDAN (W.TIPAZA)**

**PRESENTE PAR :**  
**MALEK Hamza**

### **Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> M.K.MIHOUBI</b>	Professeur	Président
<b>M<sup>r</sup> B.BENLAOUKLI</b>	M.C.B	Examineur
<b>M<sup>r</sup> M.D.BENSALAH</b>	M.A.A	Examineur
<b>M<sup>me</sup> D.DJODAR</b>	M.A.A	Examinatrice
<b>M<sup>r</sup> A.ZEROUAL</b>	M.A.A	Promoteur

**septembre 2014**

## ***REMERCIEMENTS***

Je remercie notre Bon Dieu le Tout Puissant de m'avoir guidé, aidé et donné la foi et le courage pour accomplir ce travail.

J'exprime mes vifs remerciements à mon encadreur Monsieur A. ZEROUAL, pour sa disponibilité et ses conseils précieux tout au long de l'élaboration de ce travail. Ma profonde reconnaissance va au Professeur monsieur M.K.MIHOUBI qui a accepté de présider mon jury.

Je tien également à remercier les membres du jury, Monsieur B. BENLAOUKLI de ENSH-Blida, Monsieur M.D.BENSALAH de ENSH-Blida et Madame D.DJOUJAR de ENSH-Blida pour le temps consacré à l'évaluation du présent document.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à me faciliter la réalisation de ce travail.

*Je dédie ce travail à :*  
*La mémoire de ma mère*  
*Mon père*

## ملخص:

إن التنبؤ بكمية ودرجة تدفق المياه من أجل تصميم السدود المائية في ظل عدم توفر المعطيات الهيدرومترية في موقع الحوض المائي للسد يبقى صعب. رغم ذلك يمكن استنتاجها عن طريق النظريات التقريبية باستعمال الخصائص المناخية والهيدرولوجية للموقع أو الإستعانة بمعطيات حوض مائي آخر له نفس الخصائص.

وفي إطار ذلك سوف نقوم بإنشاء نموذج إحصائي يمكننا من حساب التدفق المائي في الحوض وتطبيقه على مستوى سد بوكردان الواقع على واد الهاشم في ولاية تيبازة.

## Résumé :

Le besoin de connaître les débits sur des sites non jaugés correspond souvent à des préoccupations d'ordre opérationnel : dans bon nombre de projets du barrage, où on ne dispose pas d'une station hydrométrique et d'enregistrements des débits permettant d'évaluer des crues de projet. Le dimensionnement d'ouvrages devient alors sujet aux incertitudes liées aux méthodes d'approximation. Le présent travail vise à dimensionner un évacuateur de crue du barrage déjà existant. L'objectif est de vérifier la capacité de l'évacuateur de crue de Boukerdan à évacuer le débit de projet sans perturber les habitations et les activités humaines situées en aval. Pour ce faire, il fallait définir l'ensemble des méthodes applicables dans le contexte d'un bassin non jaugé et de réadapter une approche plus appropriée pour notre bassin. Ceci nous a permis de dégager le débit de dimensionnement et de proposer la variante de l'évacuateur la plus adéquate pour notre barrage.

## Abstract :

The need for the determination of discharge on ungauged sites corresponds always to the operational concerns: in many design dams projects, it does not have a hydrometric station and recording discharge to assess flood project. The design of dams becomes subject of uncertainties related to approximation methods. The present work aims to determine the spillway size of the dam already exists. The aim is to verify the ability of the spillway Boukerdan to evacuate the design discharge without disturbing the downstream housing and human activities. To do this, it was necessary to define all the methods applicable in the context of an ungauged basin and rehabilitate a more appropriate approach for our watershed. This allowed us to identify the discharge design and propose the most appropriate variant of the spillway in our dam.

Remerciement

## Résumé

### Introduction général

#### Chapitre I Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	1
I.2 Description et situation géographique.....	1
I.3 Géologie et lithologie.....	2
I.4 Aperçu climatologique et pluviométrique de milieu étudié.....	3
I.4.1 Climatologie.....	3
I.4.1 Température.....	3
I.4.2 Humidité relative.....	4
I.4.3 Les vents.....	4
I.4.4 La pluviométrie.....	5
I.5 Géomorphologie et physiographie du milieu étudié.....	5
I.5.1 Coefficient de compacité.....	5
I.5.2 Rectangle équivalent.....	6
I.6 Hydrographie.....	6
I.6.1 Densité de drainage.....	7
I.6.2 Densité des thalwegs élémentaires.....	7
I.6.3 coefficient de torrencialité.....	7
I.6.4 longueur moyenne des versants.....	7
I.6.5 Temps de concentration du bassin versant tc.....	7
I.6.6 Vitesse de ruissellement.....	7
I.7 Représentation du barrage de Boukerdan.....	8

### Chapitre II Etude hydrologique

Introduction.....	11
II.1 Résolution du problème.....	11
II.1.1 Cas d'un bassin versant non jaugé.....	11
II.1.2 Cas d'un bassin versant jaugé.....	11
II.2 Présentation des stations de mesures et étude des précipitations.....	12
II.2.1 Pluie moyenne annuelle.....	12
II.2.2 Ajustement des précipitations annuelles.....	13
II.2.3 Précipitations mensuelles.....	14
II.2.4 Pluies maximales journalières.....	14
II.2.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	15
II.3 Etude des débits.....	16

II.3.1 Estimation des caractéristiques de la retenue en hypothèse de bassin non jaugé .....	16
II.3.1.1 Calcul de l'apport de 80% pour la formule de SAMIE.....	18
II.3.1.1.1 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	18
II.3.1.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	19
II.1.2 Calcul des débits de crue par les formules empiriques .....	21
II.2 Estimation des caractéristiques de la retenue pour un bassin jauge.....	23
II.2.1 Qualité des données du débit .....	23
II.2.2 Procédure du calage du modèle 'pluie-débit' .....	29
II.2.2.1 Modélisation de la hauteur d'eau de l'échelle limnimétrique.....	29
II.2.3 La modélisation pluie-débits.....	31
II.2.3.1 Le logiciel RS-PDM .....	31
II.2.3.2 Résultats.....	31
Conclusion : .....	33
<b>II.5 Apports solides et estimation de volume mort.....</b>	<b>33</b>
II.5.1 Apports solides en suspension .....	33
II.5.2 Calcul de volume mort.....	35
II.5.3 Transport solide par charriage .....	36
<b>II.6 Etude de crue .....</b>	<b>36</b>
II.6.1 Hydrogrammes des crues.....	36
II.6.1 Choix de la crue de projet.....	38
<b>II.6 Régularisation .....</b>	<b>40</b>
II.6.1 Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	40
II.6.2 Répartition mensuelle des besoins .....	41
II.6.3 Courbes Capacité – Hauteur – Surface.....	41
II.6.4 Calcul du volume utile .....	42
<b>II.7 Laminage des crues.....</b>	<b>46</b>
II.7.1 Principe de laminage.....	46
II.7.2 laminage de crue par la méthode de MUSKINGUM.....	46
Conclusion .....	51

## **Chapitre II Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crue**

Généralités.....	53
III.1 Choix du type de l'évacuateur de crues.....	54
III.2 Choix de la rive favorable .....	54
III.3 Dimensionnement et calcul hydraulique .....	55
III.3.1 Canal d'approche .....	56
III.3.2 Le déversoir .....	56

III.3.3	Chenal d'écoulement	59
III.3.4	Calcul du convergent	61
III.3.5	Coursier	63
III.3.6	Dissipateur d'énergie	66
III.3.6.1	Choix de l'ouvrage de restitution	66
III.3.6.2	Type de l'écoulement	67
III.3.6.7	Canal de restitution	71
III.3.7	Calcul de la hauteur des murs bajoyers	72
III.3.7.1	Chenal d'écoulement	72
III.3.7.2	Le coursier	73
III.3.7.3	Le bassin de dissipation	73
III.4	Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	73
III.4.1	Vérification de l'apparition des vagues roulantes	73
III.4.2	Le phénomène d'entraînement de l'air naturel	74

## **Chapitre IV Etude de génie civil**

<b>Introduction</b>	76
<b>IV.1 Etude de stabilité</b>	76
IV.1.1 Stabilité de déversoir	76
IV.1.1.1 Calcul des forces	76
IV.1.1.2. Stabilité au renversement	80
IV.1.1.3. stabilité au glissement	80
IV.1.1.4. Stabilité au poinçonnement	81
IV.1.2 Stabilité des murs bajoyers	81
IV.1.2.1 Calcul des forces	81
IV.1.2.2 Stabilité au renversement	82
IV.1.2.3 Stabilité au glissement	82
IV.1.2.4 Stabilité au poinçonnement	82
<b>IV.2 Calcul de ferrailage</b>	82
IV.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	83
IV.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier	85
IV.2.3 Ferrailage de radié de déversoir	88
Conclusion	91

## **Chapitre V Organisation de chantier**

Introduction	92
V.1 Organisation technique et données préparatoires	92

V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	92
V.2.1 Installations destinées au personnel.....	93
V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux .....	93
V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	93
V.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	93
V.3 Travaux de réalisation .....	93
V.3.1 Travaux de terrassements .....	93
V.3.2 Travaux d'excavations .....	93
V.3.3 Travaux secondaires .....	94
V.4 Les moyens de chantier .....	94
V.5 Planification.....	95
V.5.1 Attribution des durées de chaque opération.....	95
V.5.2. Délai de construction et programme des travaux .....	96
VI.5.3 Symboles des différentes opérations .....	96
V.5.4 Techniques de la planification.....	97
V.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau .....	97
V.5.4.2 Planification avec la méthode de tableau .....	99
Conclusion général	
Références bibliographiques	

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Présentation de la zone d'étude et le bassin versant. ....	2
Figure I.2 Répartition mensuelle des précipitations. ....	5
Figure I.2 Digue du barrage Boukerdan. ....	9
Figure I.3 Image satellite du lac du barrage Boukerdan (Google Earth). ....	9
Figure I.4 Coupe type de la digue. ....	10
Figure II.1 Variations interannuelles des précipitations avant la construction du barrage. ....	13
Figure II.2 Variations interannuelles des précipitations avant la construction du barrage. ....	13
Figure II.3 Variations moyennes mensuelles des précipitations. ....	14
Figure II.4 Ajustement graphique des Précipitations moyennes annuelles à la loi Gumbel. ....	15
Figure II.5 Débits jaugés et extrapolés de la station hydrométrique de MESDOUR. ....	24
Figure II.6 Illustration simplifiée des contrôles hydrauliques pour une station hydrométrique typique : à droite, profil en long du fond et des lignes d'eau pour différentes valeurs de débit ; à gauche, les niveaux d'eau sont reportés sur le profil en travers de la section de la station. ....	24
Figure II.7 Courbes de tarage observé a la station Mesdour. ....	25
Figure II.8 Courbes de tarage observé a la station Mesdour (suite). ....	26
Figure II.9 Courbes de tarage observé a la station Mesdour (suite et fin). ....	27
Figure II.10 A gauche l'enregistrement horaire des l'averses némuuro 16, 58 et 103, à droite ces hauteurs lues sur l'échelle limnimétrique. ....	31
Figure II.12 Débits simulés et observés de tous évènements ....	32
Figure II.13 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour. ....	38
Figure II.14 Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans. ....	40
Figure II.16 Courbe surface-capacité. ....	45
Figure II.17 L'hydrogramme de crue de projet. ....	48
Figure II.18 Déterminer la courbe caractéristique du réservoir $2S_t + O = f(O)$ . ....	49
Figure II.19 Les hydrogrammes I et O de la crue de projet. ....	51
Figure III.1 Profil en long du barrage. ....	55
Figure III.2 Profil en long de l'évacuateur de crues ....	56
Figure III.3 : Formes du seuil en plan (Med Hireche, 1991) ....	57
Figure III.4 la géométrie de déversoir labyrinthe ....	58
Figure III.5 Schéma d'un convergent ....	62
Figure III.6 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier ....	63
Figure III.9 Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski ....	67
Figure III.10 Rayon minimal relatif $R_{min}/H1$ en fonction de $F1$ ....	68
Figure III.11 Dent du dissipateur à auge ....	69
Figure IV.12 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire ....	69

Figure II.13 Coupe type de l'évacuateur de crue .....	75
Figure IV.1 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.....	76
Figure IV.2 Prédimensionnement du déversoir.....	77
Figure IV.3 Différentes charges agissantes sur le déversoir.....	81
Figure IV.4 Calcul ferrailage de coursier.....	83
Figure IV.5 : Différentes contraintes de la semelle.....	85
Figure IV.6 Diagramme résultantes des contraintes du radié.....	86

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Température moyenne interannuelles en C° (source ANRH) .....	4
Tableau I.2 Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	5
Tableau I.3 Principales caractéristiques du bassin versant.....	8
Tableau II.1 Pluies moyennes annuelles et maximales journalières avant la construction du barrage (Station Bordj Ghobrini : Source ANRH).....	12
Tableau II.2 Pluies moyennes annuelles et maximales journalières avant la construction du barrage (Station Boukerdan : Source ANRH).....	12
Tableau II.3 Caractéristiques statistique des deux stations. ....	15
Tableau II.3 Calcul statistique des deux stations.....	13
Tableau II.4 Précipitations moyennes mensuelles.....	14
Tableau II.5 Précipitations maximales journalière pour chaque fréquence.....	16
Tableau II.6 Résultats d'estimation des pluies maximales de différentes périodes de retour. ....	16
Tableau II.7 Résultats des apports obtenus par les formules empiriques avant et après la construction du barrage. ....	18
Tableau II.8 Répartition de l'apport moyenne annuel de station Bordj Ghobrini. ....	19
Tableau II.9 Répartition de l'apport moyenne annuel de station Boukerdan. ....	19
Tableau II.10 Caractéristique de l'écoulement.....	19
Tableau II.11 Estimation de coefficient de variation Cv, par les formules empirique. ....	19
Tableau II.12 Résultats de calcul de coefficient de variation Cv. ....	20
Tableau II.13 Résultats de calcul de l'apport fréquentielle 80% pour la période de retour de 5ans. ....	20
Tableau II.14 Résultats de calcul de débit maximum de différents périodes de routeur par la formule de SOKOLOVSKY.....	21
Tableau II.15 Résultats de calcul de débit maximum de différents périodes de routeur par la formule de Giandotti.....	22
Tableau II.16 Résultats de calcul de débit maximum de différents périodes de routeur par la formule de Mallet-Gauttier. ....	22
Tableau II.17 récapitulation des résultats de calcul de débit par différentes formules.....	22
Tableau II.18 Résultats de la modélisation de la courbe de tarage suivant l'équation (II.16).....	27
Tableau II.20 les débits maximums annuels.....	32
Tableau II.21 Résultats d'estimation de débits maximum pour les différentes périodes de retour. ....	33
Tableau II.22 Récapitulation des résultats de calcule de débit. ....	33
Tableau II.23 Résultats de calcul de volume mort. ....	36
Tableau II.24 Résultats d'estimation de débits maximum pour les différentes périodes de retour. ....	37
Tableau II.25 Calcule des hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	37
Tableau II.26 Crue de projet recommandée. ....	39

Tableau 27 Répartition de l'apport moyens mensuel du bassin versant.....	41
Tableau II.28 Répartition de l'apport moyen mensuel des eaux du transfert d'oued NADOR.....	41
Tableau II.29 Répartition de l'apport moyen mensuel. ....	41
Tableau II.30 Répartition des besoins moyens mensuels. ....	41
Tableau II.31 Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	44
Tableau II.32 Représentation de l'hydrogramme de la crue de projet. ....	47
Tableau II.33 Résultats de calcul des valeurs de H choisis. ....	48
Tableau II.34 Résultats de calcul de l'hydrogramme laminé. ....	50
Tableau III.1 Les résultats des calculs .....	61
Tableau III.5 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique .....	65
Tableau IV.2 Choix des aciers des murs bajoyers, (H=5.5m).....	88
Tableau IV.3 Choix des aciers du radié de déversoir. ....	90
Tableau V.1 Symboles des opérations.....	96
Tableau V 2 Les paramètres du réseau à nœuds.....	97
Tableau V.03 détermination du chemin critique par la méthode du tableau. ....	99

## **LISTE DES ANNEXES**

Annexe A Dimensionnement du déversoir labyrinthe.

Annexe B Quelques valeurs de  $n$  coefficient de rugosité de Manning.

Annexe C Un bassin de plongée selon USBR.

Annexe D Les contraintes dans les aciers.

Annexe E Les unitaires des matériaux.

## **LISTE DES PLANCHES**

PLANCHE 1 PLAN D'AMMENAGEMENT

PLANCHE 2 PROFILE EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE

PLANCHE 3 PROFILS EN TRAVERS DE L'EVACUATEUR DE CRUE

PLANCHE 4 ORGANISATION DES CHANTIER

## Introduction général

De part sa rareté, l'eau en Algérie, comme dans la plupart des pays du monde, est un facteur limitant du développement et source de tensions sociales. La rareté est appréhendée en termes de stress hydrique et d'irrégularité de la ressource, deux facteurs susceptibles de s'accroître avec le changement climatique.

Mais certains pays comme l'Algérie ont aussi des réseaux hydrométriques peu développés et souvent défaillants pour des raisons diverses (absence de moyens, guerre, manque de volonté politique). Or les données hydrométriques sur de longues chroniques sont indispensables pour la connaissance de la ressource, et par conséquent pour la gestion, la planification des aménagements et le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques.

Face à cette problématique, les études hydrologiques réalisées en Algérie pour la prévention du risque d'inondation ou le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques couvrent une large gamme de méthodologies. Elles visent à déterminer des valeurs de référence de pluie ou de crue extrême, associées à une période de retour  $T$  donnée ou à un maximum connu. Suivant la nature des enjeux. On peut distinguer trois familles de méthodes de prédétermination des pluies et des débits, basées sur :

- 1) L'utilisation de la théorie des valeurs extrêmes ;
- 2) La connaissance des processus de transformation pluie-débit ;
- 3) L'exploitation de données naturalistes sur les crues ;

La maîtrise du passage des crues est un élément fondamental de la sécurité des barrages; elle est en grande partie fonction du dimensionnement des évacuateurs de crues et de leur fonctionnement. Pour cela la prise en compte des risques pendant l'exploitation de l'évacuateur de crue, est le moyen de prévention contre les dommages liés aux risques. L'ingénieur est confronté, aujourd'hui, à l'augmentation du coût pour justifier son ouvrage face au risque ; mais les pertes humaines et financières sont beaucoup plus importantes en cas d'incident.

L'objectif de notre mémoire de fin d'étude est d'appliquer des nouvelles méthodes d'estimation du débit de projet du barrage de Boukerdan pour estimer les risques directs liés aux différents états critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie, et aussi pour prendre la décision afin de minimiser le risque total ou maximiser l'utilité. Ainsi, le mémoire présenté comporte, après une introduction, cinq chapitres répartis qui constituent deux phases principales du travail : une phase bibliographique sur l'étude hydrologique et l'estimation du débit de projet de barrage de Boukerdan et une phase de conception de l'évacuateur de crue par le nouveau débit de projet.

### **I.1 Introduction**

Ce chapitre est consacré à la présentation du terrain d'études : Le bassin Côtiers Cherchell (W.TIPASA). Sont présentées les caractéristiques géomorphologique et hydromorphométriques du milieu étudié, ainsi que l'ensemble des données disponibles et retenues pour la mise en place et l'interprétation de modèles de transformation pluie-débit.

### **I.2 Description et situation géographique**

Le bassin Côtiers Cherchell est le sous bassin « 03 » dans le grand bassin Algérois, il est limité au Nord par la mer Méditerranée, à l'Est et au sud par le sous bassin hydrographique d'Oued Djer Bou-Roumi et le sous bassin Côtiers Tenes qui le borde à l'Ouest. (Fig.I.1)

Notre bassin d'études est situé dans la wilaya de Tipaza (Tipasa) qui est issue du dernier découpage administratif. Son chef-lieu est une ville côtière située à 70 km à l'Ouest de la capitale Alger. La présence de la mer, des reliefs du Mont Chenoua et du sahel lui donne un paysage particulier d'un grand intérêt touristique. De nombreux vestiges puniques, romains, chrétiens et africains attestent de la richesse de son histoire.

La wilaya se distingue également, par la richesse de ses terres agricoles et sa position côtière qui font de l'agriculture, la pêche et le tourisme ses principales vocations.



**Figure I.1** Présentation de la zone d'étude et le bassin versant.

### I.3 Géologie et lithologie

Il est intéressant de connaître la nature des sols présents dans la zone d'étude, ce qui permet de comprendre le tracé du cours d'eau, le déplacement ou la déformation du lit et de qualifier les capacités de saturation des sols, qui est un aspect important pour l'évaluation du ruissellement (Gnouma, 2006).

Le bassin est caractérisé par la présence de calcaires, grès, schistes du miocène et du crétacé qui forment 69% du bassin, les formations érodables sont les marnes et les argiles du crétacé supérieur et forme 16% du bassin.

Le site retenu pour le Barrage de Boukerdan est constitué d'un massif de roche hypovolcanique de type dolomitique.

Le massif est en gros homogène. Selon la sismique, une épaisseur altérée et décomprimées de 10m devra être enlevée.

Selon les sondages effectués au site du barrage, la légende concernant la synthèse des Sondages est comme suit :

- Alluvions ;

- Zone d'altération des doloristes ;
- Doloristes pourries ;
- Doloristes tendres et doloristes dures.

Les alluvions se présentent dans la vallée avec profondeur très variables et peuvent atteindre jusqu'à 20m, les alternances non respectés. Des différentes couches d'altération des doloristes, rendent la tâche plus difficile pour déterminer les limites des alluvions et des couches d'altération suivant la coupe longitudinale du site du barrage. Il faut noter que les éléments prédominants dans la géologie du site sont :

- L'hétérogénéité foncière et généralisée du massif de doloristes ;
- La grand altération en argile qui l'affecte assez souvent ;
- L'épaisseur des alluvions et leur nature argileuse ;
- La nature des alluvions et l'altération argileuses des domérites qui peuvent faire subir aux ouvrages des conséquences quant à leur stabilité.

Quand les alluvions argileuses sont saturées d'eau, sur l'effet des pressions hydrodynamique et sismique, les argiles sont susceptibles de se transformer en un fluide visqueux (phénomène de liquéfaction), qui engendre des tassements préjudiciables pour les barrages et les ouvrages annexes.

De ce fait, des dispositions techniques plus sûres devront être considérées, afin d'assurer la stabilité du barrage contre ce phénomène éventuel. Ces argiles peuvent donner naissance à des pressions suffisamment grandes pour soulever une masse de terre à l'aval du barrage, ce qui peut entraîner la rupture par soulèvement.

## **I.4 Aperçu climatologique et pluviométrique de milieu étudié**

### **I.4.1 Climatologie**

La climatologie et l'étude hydrologique sont à associer. Il convient d'envisager l'intégration des paramètres, de la température, du vent, de l'humidité, du gel, etc., dans les simulations des phénomènes complexes de comportement des sols à l'infiltration, à la saturation et au ruissèlement, ainsi que l'évaluation du stock hydrique du sol, du pouvoir humidifiant et de l'évapotranspiration potentielle (Satin et al., 2006).

Notre bassin d'études est situé dans la zone Cs selon la classification des climats de Koppen (Hufty, 2001). Cette zone, définit le climat, comme étant de type méditerranéen à été chaud et aride, pluvieux et moines chaud le reste de l'année

### **I.4.1 Température**

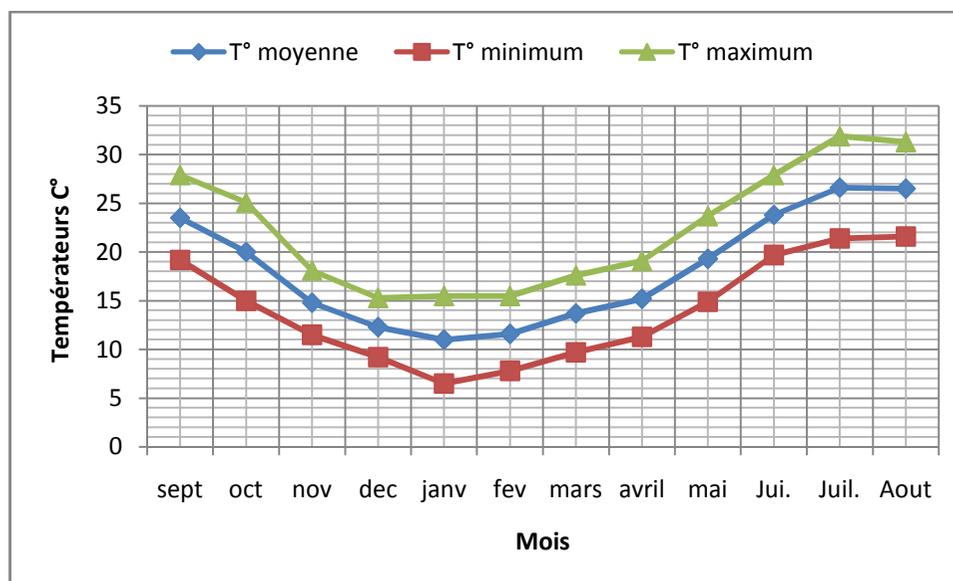
La station météorologique du Barrage de Boukerdane situé sur Oued El Hachem, l'Oued principale de notre bassin d'étude (code station 020329) à une altitude de 110m a été prise comme référence. Les températures moyennes interannuelles enregistrées sur une période de 19 ans (1988-2007) sont données dans le tableau I.1.

**Tableau I.1** Température moyenne interannuelles en C° (source ANRH).

mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	Juin.	Juil.	Aout
T moy	23.5	20	14.8	12.3	11	11.6	13.7	15.2	19.3	23.8	26.6	26.5
T min	19.2	15	11.5	9.2	6.5	7.8	9.7	11.3	14.9	19.7	21.4	21.6
T max	27.9	25.1	18.1	15.3	15.5	15.5	17.6	19.1	23.7	27.9	31.9	31.3
Amplitude	8.7	10.1	6.6	6.1	8.9	7.8	7.9	7.8	8.9	8.1	10.5	9.7

Source (ANRH)

La température varie entre 33°C pour le mois le plus chaud de l'été (juillet, août), et à 5,7°C pour les mois les plus froids (décembre à février).



**Figure I.2** Variation mensuelle de la température.

### I.4.2 Humidité relative

Concernant l'humidité relative, le mois le plus humide est le mois de janvier avec 72,8%. Alors que le mois le moins humide coïncide avec le mois de juin avec 60,2%.

### I.4.3 Les vents

La zone est exposée aux vents marins salés. Sinon les vents dominants soufflent du Nord Est et d'Ouest ; la vitesse moyenne est de l'ordre de 2,5 à 3 m/s. les vents du Nord sont généralement froids se produisent durant la quasi-totalité de l'année Quant aux vents du Sud « Sirocco », souvent chauds et secs ils soufflent en moyenne 13 jours par an (juillet, août).

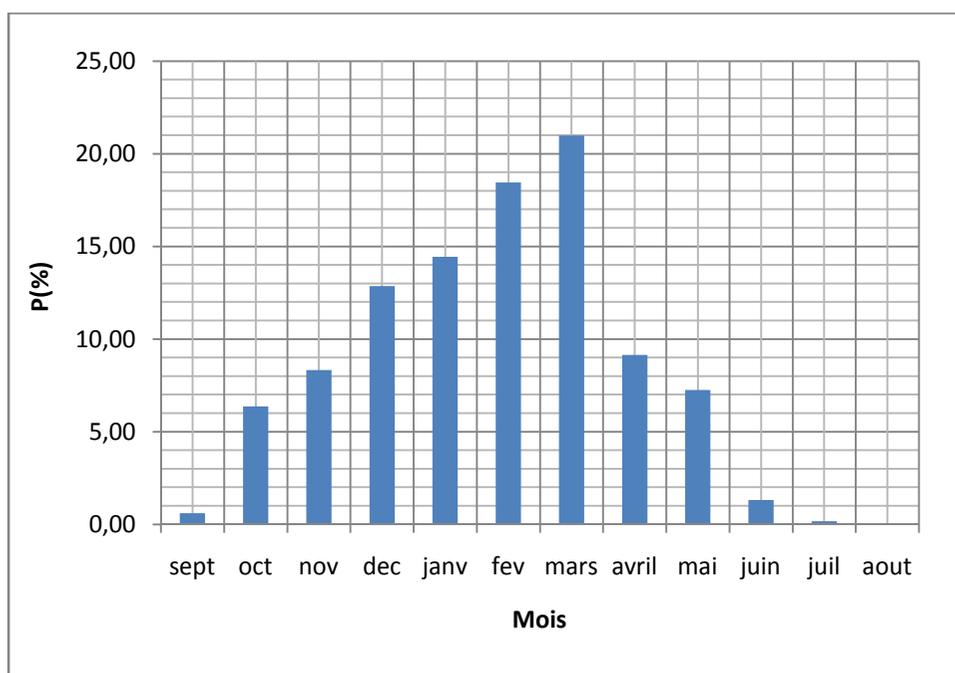
### I.4.4 La pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle du milieu étudié est de 533mm. Ce dernier reçoit plus de 98% de ses pluies entre septembre et mai. En automne et en hiver, le milieu reçoit une quantité égale de pluie. Néanmoins, la répartition saisonnière est assez irrégulière.

**Tableau I.2** Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	sept	oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	avril	mai	juin	juil.	Aout	annuel
p(mm)	2.1	21.97	28.76	44.41	49.83	63.68	72.4	31.55	25.04	4.56	0.6	0.17	533
p(%)	0.61	6.37	8.33	12.87	14.44	18.45	20.98	9.14	7.26	1.32	0.17	0.05	100

Source (ANRH)



**Figure I.2** Répartition mensuelle des précipitations.

### I.5 Géomorphologie et physiographie du milieu étudié

En raison de l'importance des caractéristiques physiques du bassin versant vis-à-vis de l'hydrologie de surface, nous présentons les paramètres les plus importants.

#### I.5.1 Coefficient de compacité

Le contour d'un bassin versant en est sa première définition, ce contour a une certaine forme occupé une certaine superficie « A » cette forme va avoir une influence sur l'écoulement global et surtout sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée. Un bassin allongé ne réagira pas de la même façon qu'un bassin de forme arrondie. La connaissance de cet indice permet de comparer le périmètre du bassin versant à celui d'un cercle ayant la même superficie.

$$K_c = \frac{P}{2 \cdot \pi S} \dots\dots\dots (I.1)$$

$K_c$  indice de compacité.

$P$  périmètre du bassin versant.

$S$  superficie du bassin versant.

Pour notre bassin versant,  $KC = 1,31$  ; le bassin est donc relativement allongé traduisant une érosion linéaire et régressive.

**I.5.2 Rectangle équivalent**

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension (L) et (l) ayant la même surface (Touaibia, 2004). La longueur (L) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (l) comme sa largeur (Lamas, 1993 ; Touaibia, 2004).

$$L = \frac{K_c \cdot \bar{S}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2} \right) \dots\dots\dots (I.2)$$

$$l = \frac{K_c \cdot \bar{S}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2} \right) \dots\dots\dots (I.3)$$

On trouve  $L=22.19$  km

$l=7.03$  km

**I.6 Hydrographie**

La disposition du réseau hydrographique est liée en grande partie à l'évolution des phénomènes structuraux qui ont affecté la région au cours des temps géologiques. Le chevelu hydrographique suit pratiquement les accidents importants qui ont affecté les formations carbonatées du Jurassique et se modifie avec l'évolution de la tectonique. Notre bassin d'étude est drainé par Oued El Hachem. Les paramètres importants qui régissent le régime hydrologique d'un cours d'eau sont :

**I.6.1 Densité de drainage**

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (I.4)$$

$\sum L_i$  : Longueur totale de tous les cours d'eau égale à 733.2km

$S$  : surface du BV

$$D_d=4.7\text{km}/\text{km}^2$$

**I.6.2 Densité des thalwegs élémentaires**

$$F1 = \frac{N1}{S} \dots\dots\dots (I.5)$$

Avec N1 c'est le nombre des thalwegs d'ordre 1.

$$F1 = 15.1.$$

**I.6.3 coefficient de torrentialité**

$$Ct = Dd * F1 \dots\dots\dots (I.6)$$

$$Ct = 70.9.$$

**I.6.4 longueur moyenne des versants**

$$Li = \frac{L}{2 * Dd} \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec L c'est la longueur du rectangle équivalent en Km.

$$Li = 2.4$$

**I.6.5 Temps de concentration du bassin versant tc**

Il est calculé d'après la formule le plus adaptée à notre bassin :

$$tc = \frac{4 + \sqrt{S} + 1.5L}{0.8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.8)$$

Ou H<sub>moy</sub> et H<sub>min</sub> étant respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant

S : la superficie du bassin versant.

L : la longueur du Thalweg principal.

$$A.N : tc = 5.81 = 6h.$$

**I.6.6 Vitesse de ruissellement**

$$Vr = \frac{L}{Tc} \dots\dots\dots (I.9)$$

L= Longueur du cours d'eau principal(Km).

T<sub>c</sub> = temps de concentration en (Heure).

$$\text{On trouve } Vr = 2.03 \text{ km/h}$$

L'ensemble des caractéristiques physiographique et morphométriques du bassin versant sont présentés dans le tableau I.3.

**Tableau I.3** Principales caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	156
Périmètre		P	Km	58
Longueur du thalweg principal		L	Km	24
Indice de compacité		Kc	/	1.28
Coefficient d'allongement		Ca	/	3.69
Rectangle équivalent	longueur	L	Km	22.19
	largeur	L	Km	7.03
altitude	max	Hmax	m	1417
	moyenne	Hmoy	m	420
	min	Hmin	m	78
Indice de pente de roche		Ip	%	2.88
Indice de pente globale		Ig	m/km	62.36
Indice de pente moyenne		Ipm	%	10.33
Densité de drainage		Dd	Km/Km <sup>2</sup>	4.7
Coefficient de torrentialité		Ct	/	70.9
Temps de concentration		Tc	h	6
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2.03

### I.7 Représentation du barrage de Boukerdan

Le barrage de Boukerdan (Fig.I.2) est situé sur le territoire de la Wilaya de Tipaza, sur l'Oued El Hachem. L'ouvrage a une capacité utile de 97 hm<sup>3</sup> et permet de régulariser 50 hm<sup>3</sup>. Il est destiné à l'alimentation en eau potable (AEP) de Cherchel, Tipaza et Nador ainsi qu'à l'irrigation de la vallée de l'Oued El Hachem et des régions de Hadjout et du Sahel. Le barrage de Boukerdan est de type remblai zoné à noyau argileux. Les principales caractéristiques de l'aménagement sont les suivantes :

*Barrage :*

- Altitude de la crête : 125 m NGA
- Cote de Retenue Normale : 119.5 m NGA
- Hauteur maximale au-dessus du lit de l'Oued : 74.41 m
- Longueur en crête : 610 m
- Largeur en crête : 10 m

*Noyau argileux symétrique fondé sur le rocher:*

- Largeur du noyau en crête 5 m
- Pente amont et aval : 3/1

*Recharge :*

- Amont : pente 1/2 de 125 à 89 m NGA, puis pente 1/3 – berme à 89 m NGA

- Aval : pente 1/2.2 de 125 à 85 m NGA, puis pente 1/ 2.5 – bermes à 105 m NGA et 85 m NGA

*Fondation :*

Les fondations sont constituées par des dolérites recouvertes dans la zone du thalweg par une couche alluvionnaire d'épaisseur variant de 4 m à 16 m. Un voile profond d'environ 40 m en partie centrale a été exécuté depuis la galerie d'injection située en fondation dans l'axe du barrage pour assurer l'étanchéité hydraulique de la fondation.

*Ouvrages annexes :*

Evacuateur de crues : L'évacuateur de crue, situé en RD, est constitué d'un déversoir polygonal calé à la cote 119.5 m NGA. Le débit maximum sous une charge de 3.5 m est de 1000 m<sup>3</sup>/s.

Vidange de fond : La galerie de vidange de fond est de section en fer à cheval de 8.6 m de diamètre. Le débit maximum de vidange est de 150 m<sup>3</sup>/s.

Ouvrages de prise : Les ouvrages de prise d'eau sont incorporés dans la tour de prise. Les 3 prises sont étagées aux cotes 88, 104 et 113 m NGA.



**Figure I.2 :** Digue du barrage Boukerdan.



**Figure I.3 :** Image satellite du lac du barrage Boukerdan (Google Earth).

Dans la figure suivante on a présenté les différentes caractéristiques de la digue de notre barrage.

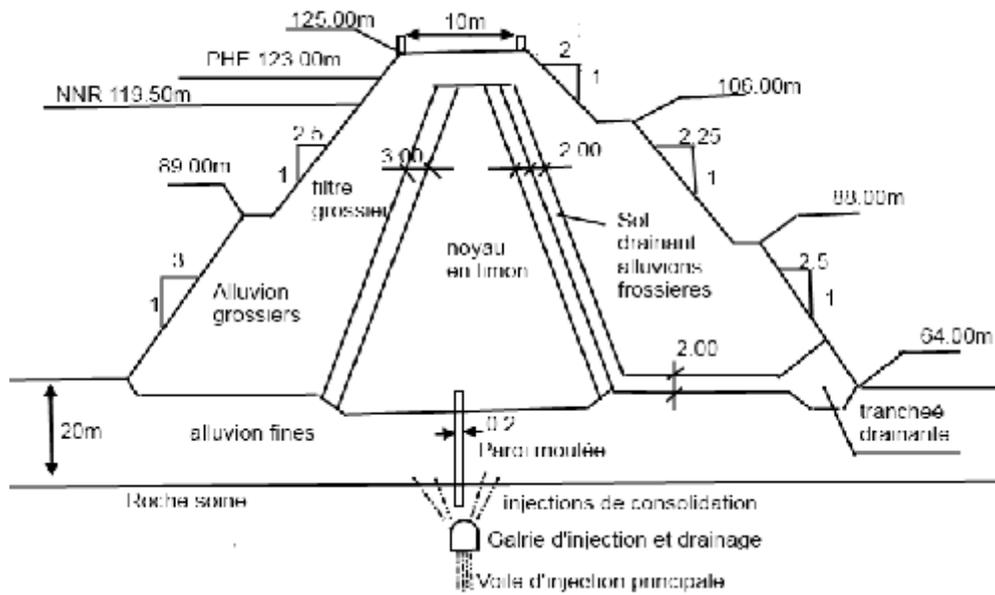


Figure I.4 : Coupe en travers de la digue.

**Introduction**

Cette étude vise à dimensionner un évacuateur de crue du barrage déjà existant. L'objectif est de vérifier la capacité de l'évacuateur de crue de Boukerdan à évacuer le Débit de projet. Il doit fonctionner sans perturber les habitations et les activités humaines situées en aval. Cet ouvrage n'ayant pas de mode de gestion spécifique et étant construit pour un seul objectif, il devra être toujours vide et ne fonctionne que pour des événements de crue à éviter la ruine de l'ouvrage. Ici, l'objectif a été de refaire l'étude hydrologique en se basant sur des séries pluviométriques et hydrométriques longues. Nous nous attacherons ici à déterminer deux paramètres essentiels de cet ouvrage, à savoir :

- le volume utile de la retenue sachant que le volume actuel est déterminé par des formules empiriques appliquées sur des série de courtes précipitations (14 ans).
- Le débit de projet de l'ouvrage tout en sachant que le débit utilisé est le débit dix-millénaire de la méthode de SOKOLOVSKI.

**II.1 Résolution du problème**

La méthodologie à appliquer pour résoudre le problème diffère suivant la nature du bassin versant (jaugé ou non). Avant la réalisation du barrage de BOUKERDEN (1986) son bassin versant a été jaugé mais sur une durée trop courte pour que nous disposions de données hydrométriques en nombre suffisant. Ils ont décidé d'utiliser la méthode applicable aux bassins non jaugés. Dans notre travail, nous avons alors décidé d'utiliser la méthode applicable aux bassins non jaugés avant et après la construction du barrage puis celle pour les bassins jaugés et de comparer les résultats obtenus.

**II.1.1 Cas d'un bassin versant non jaugé**

Les données disponibles sur un bassin versant non jaugé sont :

- Les données pluviométriques avant la construction du barrage sur une période de 17ans d'observation;
- Les données pluviométriques après la construction du barrage sur une période de 19ans d'observation;

La méthode est : de déterminer la crue de projet, crue à évacuer, grâce à des méthodes dites "régionales" qui estiment le débit de pointe de la crue à partir d'informations générales sur le bassin versant. La crue de projet obtenue est souvent entachée d'une forte incertitude ;

**II.1.2 Cas d'un bassin versant jaugé**

Les données disponibles sur un bassin versant jaugé sont :

- les données pluviométriques et hydrométriques avant et après la construction du barrage ;

Noter que la station hydrométrique a été transférée en amont du barrage après la construction du barrage.

Deux solutions sont envisageables pour répondre au problème :

- Reprendre la méthode adaptée aux bassins versants non jaugés. La crue de projet doit être affinée en ajustant les lois. La crue de projet sera d'autant plus fiable que la période des données sera longue.
- utiliser un modèle pluie-débit qui simule la façon dont le bassin versant transforme les pluies en débits. Le modèle est calé sur les données de pluie et de débit observées.
- utiliser un modèle pluie-hauteur pour vérifier la qualité de la série de débits, utilisée dans le calage du modèle 'Pluie-Débit', issue de différentes détarrage de la station hydrométrique.

**II.2 Présentation des stations de mesures et étude des précipitations**

**II.2.1 Pluie moyenne annelle**

**Tableau II.1** Pluies moyennes annuelles et maximales journalières avant la construction du barrage (Station Bordj Ghobrini : Source ANRH).

Années	P <sub>moy.a</sub>	P <sub>j.max</sub>	Années	P <sub>moy.a</sub>	P <sub>j.max.a</sub>
1974 /1975	364	58.52	1981 /1982	268	101.81
1975/1976	783	126.78	1982 /1983	436	132.67
1976 /1977	177	45.78	1983 /1984	188	53.16
1977 /1978	195	28.40	1984/1985	527	153.35
1978 /1979	575	241.67	1985/1986	242	97.54
1979 /1980	606	230.42	1986/1987	655	196.72
1980 /1981	599	174.03	1987/1988	160	26.00

P<sub>moy.a</sub> : Pluie moyenne annuelle ; P<sub>j.max</sub> Pluie journalière maximales

**Tableau II.2** Pluies moyennes annuelles et maximales journalières avant la construction du barrage (Station Boukerdan : Source ANRH).

Années	P <sub>moy.a</sub>	P <sub>j.max.a</sub>	Années	P <sub>moy.</sub>	P <sub>j.max</sub>
1988/1889	580	58.50	1998/1999	673	93.70
1989/1990	359	52.50	1999/2000	522	56.50
1990/1991	534	41.00	2000/2001	428	57.50
1991/1992	612	74.90	2001/2002	425	107.90
1992/1993	431	71.10	2002/2003	594	45.70
1993/1994	340	73.50	2003/2004	544	45.50
1994/1995	671	90.30	2004/2005	685	53.50
1995/1996	634	122.10	2005/2006	632	88.80
1996/1997	396	49.70	2006/2007	563	41.60
1997/1998	514	50.60			

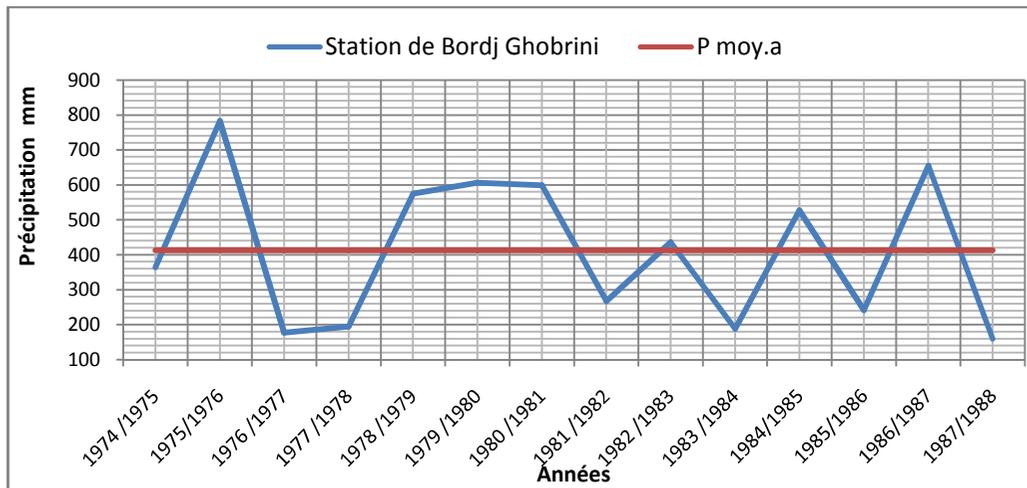


Figure II.1 Variations interannuelles des précipitations avant la construction du barrage.

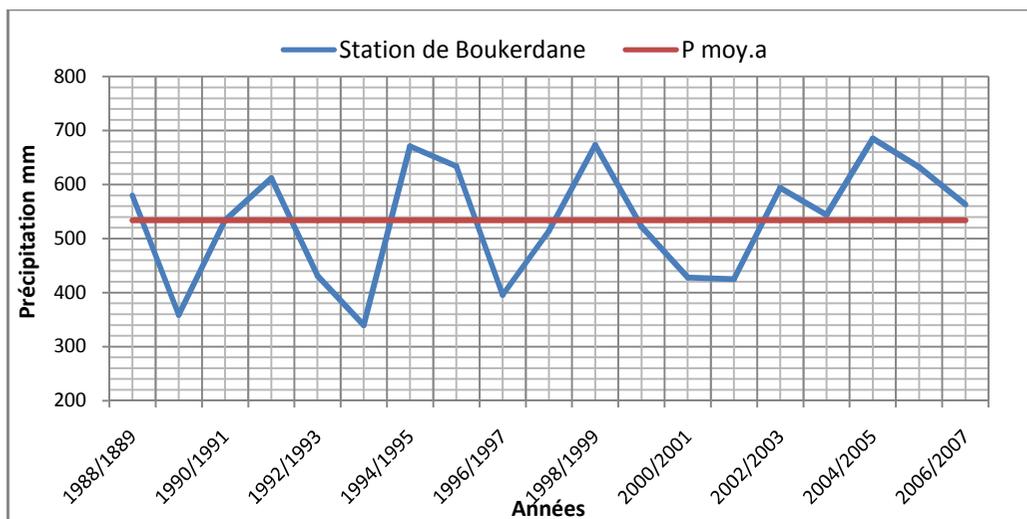


Figure II.2 Variations interannuelles des précipitations avant la construction du barrage.

### II.2.2 Ajustement des précipitations annuelles

Pour mieux cerner cette irrégularité inter annuelle des précipitations qui a un rôle essentiel et décisif sur l'écoulement fluvial et afin de caractériser le régime des précipitations annuelles, nous allons essayer de trouver une loi d'ajustement de la distribution des pluies annuelles dans le but d'aboutir à une estimation des paramètres d'ajustement.

Tableau II.3 Calcul statistique des deux stations.

Stations	Moyenne (mm)	Ecart type	Coef de variation
Bordj Ghobrini	412.5	210.8	0.511
Boukerdan	533.5	109.2	0.2048

**II.2.3 Précipitations mensuelles**

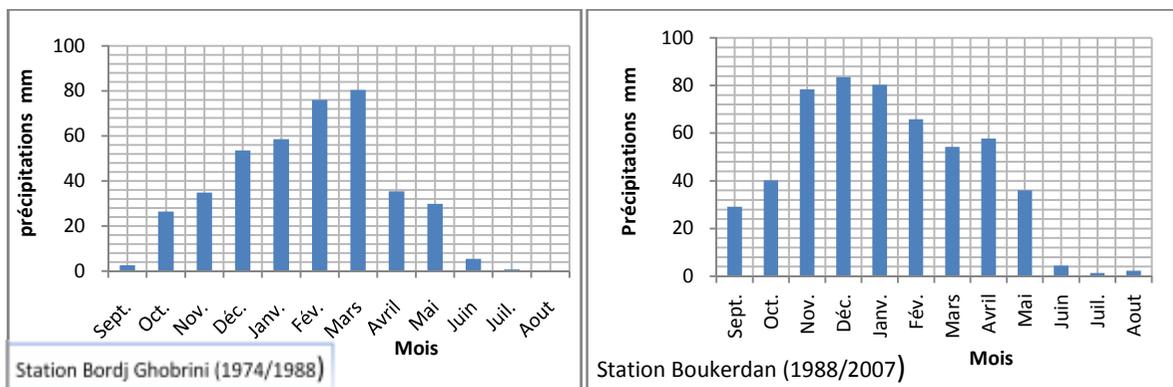
La figure suivante montre la variation mensuelle dans les stations du barrage de Boukerdan avant et après la construction.

**Tableau II.4** Précipitations moyennes mensuelles

Station	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aout	Annuel
Bordj Ghobrini	2.55	26.46	34.92	53.64	58.51	75.93	80.44	35.44	29.83	5.49	0.71	0.21	412.5
Boukerdan	29.1	40.2	78.4	83.5	80.3	65.9	54.2	57.7	36	4.5	1.4	2.3	533.4

(Source ANRH)

Pour les deux stations, la période pluvieuse s’étend de Septembre à Mai, les mois de Juin, Juillet et Août présentent de faibles pluies.



**Figure II.3** Variations moyennes mensuelles des précipitations.

**II.2.4 Pluies maximales journalières**

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

**Test graphique**

L’ajustement graphique des séries pluviométriques des trois stations (figure) ; montre que la pluie s’ajuste en général suivant une Gumbel.

**Ajustement à la loi Gumbel L-moment**

La distribution GEV se réduit à la distribution Gumbel lorsque k=0, dont on se sert également beaucoup, elle a été conçue de façon à décrire les valeurs extrêmes d’un ensemble d’échantillon d’une population donnée telles les précipitations. La fonction de distribution de probabilités est :

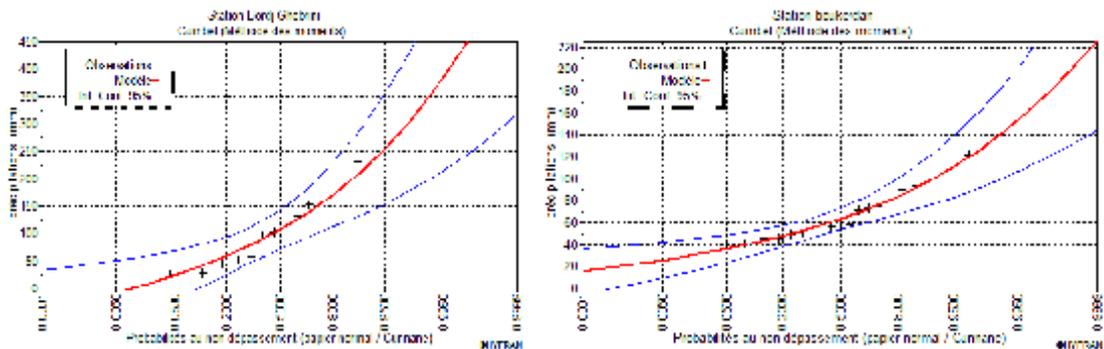
$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{a}}} \dots\dots\dots(II.1)$$

avec :  $y = \frac{x-x_0}{a}$  et  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$ .

D'où La droite de Gumbel est donnée par la formule  $x = \frac{1}{a} * y + x_0$  .....(II.2)

**Tableau II.3** Caractéristiques statistique des deux stations.

Stations	Moyenne (mm)	Ecart type	Coef de variation
Bordj Ghobrini	119	72.8	0.612
Boukerdan	67.1	23.6	0.352



**Figure II.4** Ajustement graphique des Précipitations moyennes annuelles à la loi Gumbel.

Les résultats de l'ajustement sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6** Résultats d'estimation des pluies maximales de différentes périodes de retour.

Période de retour	10	20	50	1000	1000	10000
Station Bordj Ghobrini	214	255	308	347	478	609
Station de Boukerdan	164	201	250	287	407	527

**II.2.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences**

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANRI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t(\%) = P_{j,max} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.2)$$

$P_t(\%)$  : Pluie de courte durée de même fréquence  $P_{max j} \% (mm)$ .

$P_{j,max}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

$b$  : Exposant climatique (pour notre région est de 0.31).

$T$  : Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.

Tableau II.5 Précipitations maximales journalière pour chaque fréquence

Période de retour	10	20	50	1000	1000	10000
Fréquence	10	5	2	0.1	0.1	0.01
Pmax,p(%)	164	201	250	287	407	527

Dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechnique, une averse type de probabilité déterminée et de durée égale au temps de concentration. En effet, il n'est plus à demander que le débit maximum d'un court d'eau lors d'un épisode pluvial est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration.

La répartition statistique des précipitations temporelles données par la relation :  $(I_t = \frac{P_t}{T_c})$

Tableau II.6 Pluie de courte durée et intensité pour les différentes fréquences

Fréquence	0.01	0.1	1	2	5	10	
Pj.max (mm)	527	407	287	250	201	164	
Pt	T <sub>c</sub> =6h	279.69	216	152.31	132.68	106.67	87.04
I(mm/h)	T <sub>c</sub> =6h	46.61	36	25.39	22.11	17.78	14.51

II.3 Etude des débits

II.3.1 Estimation des caractéristiques de la retenue en hypothèse de bassin non jaugé

Les chroniques de pluie et de débit disponibles permettent d'utiliser un modèle pluie- débit et de simuler le fonctionnement de la retenue en continu. Cette méthode est à priori la plus efficace dans le cas de bassins jaugés. Nous nous sommes cependant également intéressés à la méthode adaptée aux bassins non jaugés afin de comparer les résultats. La méthode employée pour les bassins versants non jaugés se décompose en deux parties. On commence par estimer la crue de projet par des méthodes dites empiriques, puis on évalue le volume de stockage de la retenue.

- Formule de l'ANRH :

$$A = 0.513 P^{2.683} D_d^{0.5} S^{0.842} \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec : A : apport moyen annuel en [Mm<sup>3</sup>] ; P : la pluie moyenne annuel en [m] ; Dd : la densité de drainage en [Km/Km<sup>2</sup>] ; S : la surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>].

- Formule de SAMIE:

$$A = Lr * S \dots\dots\dots (II.4)$$

$$Lr = P^2 * (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II.5)$$

Ou:  $L_r$  : lame d'eau écoulée [mm] ; P : précipitation moyenne [m] ; S: la superficie en [Km<sup>2</sup>] du bassin versant.

• **Formule de Deri I :**

$$A = 0.915 P^{2.684} S^{0.842} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec : A : apport moyen annuel en [Mm<sup>3</sup>] ; P : la pluie moyenne annuel en [m] ; S : la surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>].

• **Formule de Deri II :**

$$A = L_r * S \dots\dots\dots (II.7)$$

$$L_r = M \cdot 31.56 [mm] \qquad M = 11.8 P^{2.82} [l/s/km^2]$$

Avec : A : apport moyen annuel en [Mm<sup>3</sup>] ; P : la pluie moyenne annuel en [m] ; S : la surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>] ;  $L_r$  : la lame ruisselée moyenne annuelle [m].

• **Formule de Padoun :**

$$A = L_r * S \dots\dots\dots (II.8)$$

$$L_r = M \cdot 31.56 [mm] \qquad M = 1.54 (0.0019 P)^{3.57} [l/s/km^2]$$

Avec : A : apport moyen annuel en [Mm<sup>3</sup>] ; P : la pluie moyenne annuel en [mm] ; S : la surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>] ;  $L_r$  : la lame ruisselée moyenne annuelle [m].

Le tableau suivant résume les résultats trouvés par les différentes formules avant et après la construction du barrage :

**Tableau II.7** Résultats des apports obtenus par les formules empiriques avant et après la construction du barrage.

Bordj Ghobrini (Avent la construction de barrage)			Boukerdan (Après la construction de barrage)		
Formule	Apport moyenne A(Hm <sup>3</sup> )	Lame d'eau écoulée (mm)	Formule	Apport moyenne A(Hm <sup>3</sup> )	Lame d'eau écoulée (mm)
Formule de SAMIE	7.1	45.51	Formule de SAMIE	11.77	75.49
Formule de l'ANRH	7.26	46.54	Formule de l'ANRH	14.47	92.76
Formule de Deri I	6	38.46	Formule de Deri I	11.9	76.28
Formule de Deri II	7.71	49.42	Formule de Deri II	9.85	63.14
Formule de Padoun	5.81	37.24	Formule de Padoun	7.95	50.96

D'après ces résultats nous constatons que l'apport moyen avant la construction du barrage est inférieur à l'apport moyen après la construction du barrage par toutes les formules applicables dans le contexte algérien.

**II.3.1.1 Calcul de l'apport de 80% pour la formule de SAMIE**

**II.3.1.1.1 Répartition mensuelle de l'apport moyen**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II.9)$$

$C_e$ : coefficient d'écoulement.

$P_m$ : pluie mensuelle.

$L_e$ : lame écoulée.

$P$ : pluie moyenne annuelle.

$S$ : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$Q_m$ : apport liquide mensuel (hm<sup>3</sup>).

**Tableau II.8** Répartition de l'apport moyenne annuel de station Bordj Ghobrini.

Station BG	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
Apport (%)	0.63	6.55	8.65	13.28	14.49	18.8	19.92	8.78	7.39	1.36	0.18	0.05	100
Apport (hm3)	0.045	0.465	0.614	0.943	1.029	1.335	1.414	0.623	0.525	0.097	0.013	0.004	7.1

**Tableau II.9** Répartition de l'apport moyenne annuel de station Boukerdan.

Station BK	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
Apport (%)	5.46	7.54	14.7	15.65	15.05	12.35	10.16	10.82	6.75	0.84	0.26	0.43	100
Apport (hm3)	0.643	0.887	1.73	1.842	1.771	1.454	1.196	1.274	0.794	0.099	0.031	0.051	11.77

**II.3.1.1.2 Caractéristiques de l'écoulement**

**Tableau II.10** Caractéristique de l'écoulement.

Caractéristiques de l'écoulement	Station Ghobrini	Station Boukerdan
Débit moyen interannuel $Q_0$ (l/s)	225.14	373.22
Module de l'écoulement relatif ou spécifique ( $M_0$ )	1.44	2.39
Coefficient de l'écoulement ( $C_e$ )	45.1	75.49

**II.3.1.1.3 Apports liquides fréquents**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation  $C_v$ , estimé dans notre cas, par des formules empiriques.

**Tableau II.11** Estimation de coefficient de variation  $C_v$ , par les formules empirique.

Auteur Formule Pour $C_v$	Expression formule de $C_v$
Urgiprovdkhov	$C_v = \frac{0.70}{M_0^{0.125}}$
Sokollowsky	$C_v = 0.78 - 0.291 \log M_0$
Sokollowsky-Chevely	$C_v = 0.78 - 0.291 \log (M_0 - S)^{0.063}$
Padoun	$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \cdot k$

Tableau II.12 Résultats de calcul de coefficient de variation Cv.

Les formules	C <sub>V BG</sub>	C <sub>V BK</sub>
Urgiprovodkhoz	0.67	0.63
Sokollowsky	0.73	0.67
Sokollowsky-Chevely	0.60	0.53
Padoun	0.60	0.53

La valeur de C<sub>v</sub> = **0.60** obtenue par la formule de PADOUN ou SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{p\%} = \frac{A_0}{(C_v^2 + 1)^{0.5}} \cdot \exp\{u [\ln(C_v^2 + 1)]^{0.5}\} \dots\dots\dots (II.10)$$

A<sub>0</sub>:apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Donc: A=5.65.e<sup>u.0.59</sup> A=10.1.e<sup>u.0.37</sup>

La même démarche a été utilisée pour déterminer les apports 80% (Tableau II.13) pour les différentes formules de calcul des apports moyens.

Tableau II.13 Résultats de calcul de l'apport fréquentielle 80% pour la période de retour de 5ans.

Formules	A <sub>80%</sub> (hm3) avant la construction du barrage	A <sub>80%</sub> (hm3) après la construction du barrage
Formule de SAMIE	3.5	7.39
Formule de l'ANRH	3.75	9.56
Formule de Deri I	2.84	7.59
Formule de Deri II	4.1	5.9
Formule de Padoun	1.9	4.87

A partir du tableau 13, nous constatons que A<sub>80%</sub> avant la construction du barrage est inférieur à A<sub>80%</sub> après la construction du barrage par toutes les formules applicables dans le contexte algérien.

**II.1.2 Calcul des débits de crue par les formules empiriques**

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28(X_{tc.P\%} - H_0)\alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{t_c} \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :  $X_{tc.P\%}$  : précipitation de probabilité P%, correspondante à un temps  $t_c$  (mm).

$H_0$  : Pertes initiales (mm), au nord de l'Algérie  $H_0 = 7\text{mm}$ .

$\alpha_{P\%}$  : Coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$f$  : Coefficient de forme de la crue :  $= 12 / (4+3.\gamma)$ .

Pour un bassin boisé, sol perméable  $3 \leq \gamma \leq 4$ .

On prend :  $\gamma = 3$  D'où :  $f = 0.92$

$S$  : Surface de bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$t_c$  : Temps de concentration de bassin versant (h).

On à 
$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{tc.P\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{tc.P\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II.12)$$

$X_{tc.P\%}$  Calculé par la formule de Montanari:

$$X_{tc.P\%} = X_{\max.j.P\%} \cdot (tc/24)^b \dots\dots\dots (II.13)$$

**Tableau II.14** Résultats de calcul de débit maximum de différents périodes de routeur par la formule de SOKOLOVSKY.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
$X_{tc.p\%}$	87.4	132.68	152.31	171.42	216	279.69
$\alpha_{p\%}$	0.56	0.63	0.65	0.66	0.69	0.73
$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	263,9	397,67	454,09	582.08	641,55	828,1

• **Formule de Giandotti :**

$$Q_{\max.P\%} = \frac{C.S.H_{tc.P\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec :

$C$  : coefficient topographique variant entre 66 et 166; dans notre cas est pris 166.

S : surface du B.V (Km<sup>2</sup>).

H<sub>tc,p%</sub> : pluie de courte durée .

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne (m).

H<sub>min</sub> : altitude minimale (m).

L<sub>cp</sub> : longueur de thalweg principale (Km).

**Tableau II.15** Résultats de calcul de débit maximum de différents périodes de routeur par la formule de Giandotti.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
H <sub>tc,p%</sub>	87.4	132.68	152.31	171.42	216	279.69
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	205.33	311.71	357.82	402.72	507.45	657.08

• **Formule de Mallet-Gauthier :**

$$Q_{\max.P\%} = \frac{2.K.\log(1 + 20P_{an}).S\sqrt{1 + 4\log T - \log S}}{\sqrt{L_{CP}}} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec : K : représente la géomorphologie du bassin versant comprise entre 1et 3, prise 2.

T : période de retour (année).

S : surface de bassin versant(Km<sup>2</sup>).

P<sub>an</sub> : précipitation moyenne interannuelle (mm).

L<sub>cp</sub> : longueur de talweg principal (Km).

**Tableau II.16** Résultats de calcul de débit maximum de différents périodes de routeur par la formule de Mallet-Gauttier.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	1876.1	2650.58	2921.54	3169.43	3681.18	4308.92

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de débit par différentes formules :

**Tableau II.17** récapitulation des résultats de calcul de débit par différentes formules.

Formule empirique	Périodes de retour					
	10	50	100	200	1000	10000
SOKOLOVSKY	263,9	397,67	454,09	582.08	641,55	828,1
Giandotti	205.33	311.71	357.82	402.72	507.45	657.08
Mallet-Gauthier	1876.1	2650.58	2921.54	3169.43	3681.18	4308.92

## II.2 Estimation des caractéristiques de la retenue pour un bassin jauge

Avec les chroniques de pluie et les données hydrométriques dont nous disposons, nous sommes en mesure de caler un modèle pluie-débit. Les modèles ont pour avantage de simuler en continu le comportement hydrologique du bassin versant, c'est-à-dire la façon dont il transforme les pluies en débits. Ils prennent en compte le cas de crues composées et sont donc sensés fournir des résultats plus proches de la réalité que les méthodes précédentes. La simulation de longues périodes de débit entrant dans la retenue permet donc d'évaluer le comportement de la retenue et son efficacité dans des conditions très variées.

Les différents modèles utilisés en hydrologie ont pour objectif de fournir des valeurs de débit proches de la réalité. Le modèle ici présenté, PDM est un modèle global à réservoir. Le bassin versant est représenté par un ensemble de réservoirs et de liens décrivant le mouvement de l'eau par des outils mathématiques. La plupart des modèles sont adaptés au pas de temps journalier. Comme nous disposons de peu de données hydrométriques et que nous cherchons à simuler le fonctionnement de la retenue sur des événements de durée variées de 07h à 72 heures, le modèle présenté ci-après a été adapté au pas de temps horaire.

### II.2.1 Qualité des données du débit

Le jaugeage de débit dans les cours d'eau nécessite un investissement colossal en termes de constitution d'une banque de données fiable pour l'élaboration de la courbe de tarage qui convertit les hauteurs d'eau enregistrées en débit en une relation univoque. L'établissement d'une telle relation fiable « hauteur – débit » aboutit à divers barèmes d'étalonnage dans l'année suite à la modification perpétuelle de la géométrie de la section de jaugeage. Le passage de crues brèves et violentes détare la station, un affouillement ou un dépôt de sédiments est observé et les débits maxima ne sont pas jaugés. L'univocité de la relation est rompue et l'incapacité d'extrapoler aux débits non enregistrés est observée. La figure suivante montre la gamme des débits jaugés et extrapolés au niveau de la station de Meddour pendant 20ans d'exploitation. Nous ne constatons que les débits extrapolés à 120% du débit jaugé, ce qui augmente l'erreur dans la série des débits instantanés.

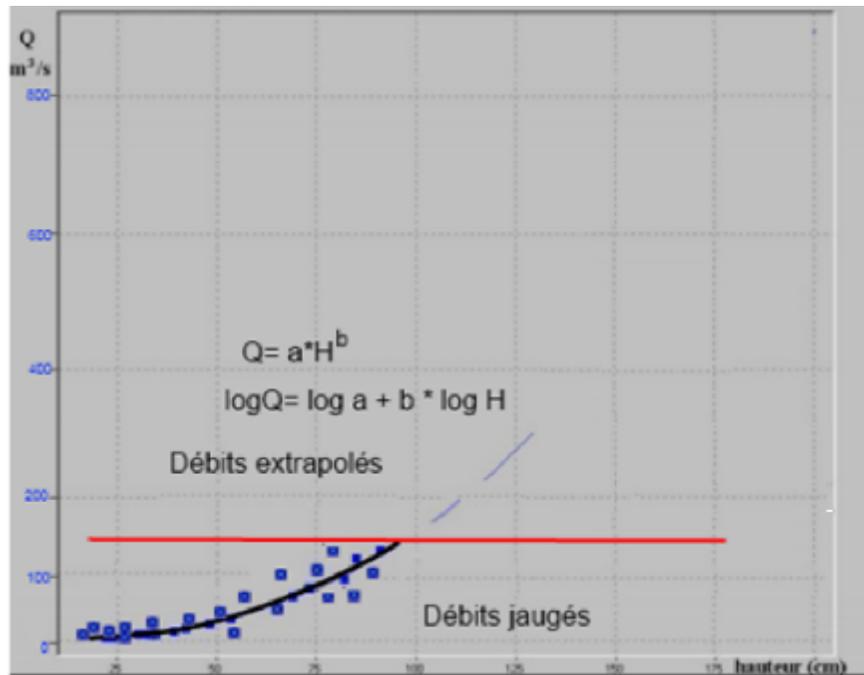


Figure II.5 Débits jaugés et extrapolés de la station hydrométrique de MESDOUR.

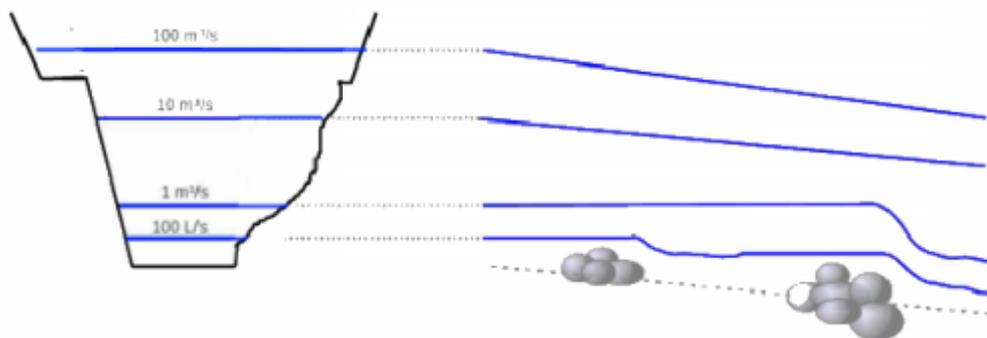


Figure II.6 Illustration simplifiée des contrôles hydrauliques pour une station hydrométrique typique : à droite, profil en long du fond et des lignes d'eau pour différentes valeurs de débit ; à gauche, les niveaux d'eau sont reportés sur le profil en travers de la section de la station.

La forme la plus utilisée de la courbe de tarage traite le débit comme une fonction unique de la hauteur. Ces courbes suivent typiquement une courbe de puissance de la forme donnée par l'équation 1 (Herschy, 1995) :

$$Q = a (H \pm h_0)^b \dots\dots\dots (II.16)$$

Où : "a" et "b" sont des constantes et "h<sub>0</sub>" hauteur mesurée à débit nul.

Le pondérateur h<sub>0</sub> est déterminé par approximations successives jusqu'à l'obtention de la meilleure relation "hauteur-débit".

Lors des crues exceptionnelles, un détarage est observé sur le terrain. La quantité de matériaux mise en mouvement peut être énorme, la section de l'échelle s'accroît par affouillement et rétrécit par remblaiement (dépôt). Ces phénomènes sont observés dans la station de "Mesdour", dont la variation autour du zéro de l'échelle est de -0,6 à +0,2m. Le nombre de détarage observé au niveau de cette station est de l'ordre de 28. Les figures II.7, II.8 et II.9 représentent les différentes courbes de tarage observé au niveau de la station de Mesdour. La modélisation de la courbe suivant l'équation (II.16) est donnée dans les tableaux II.18 et II.19.

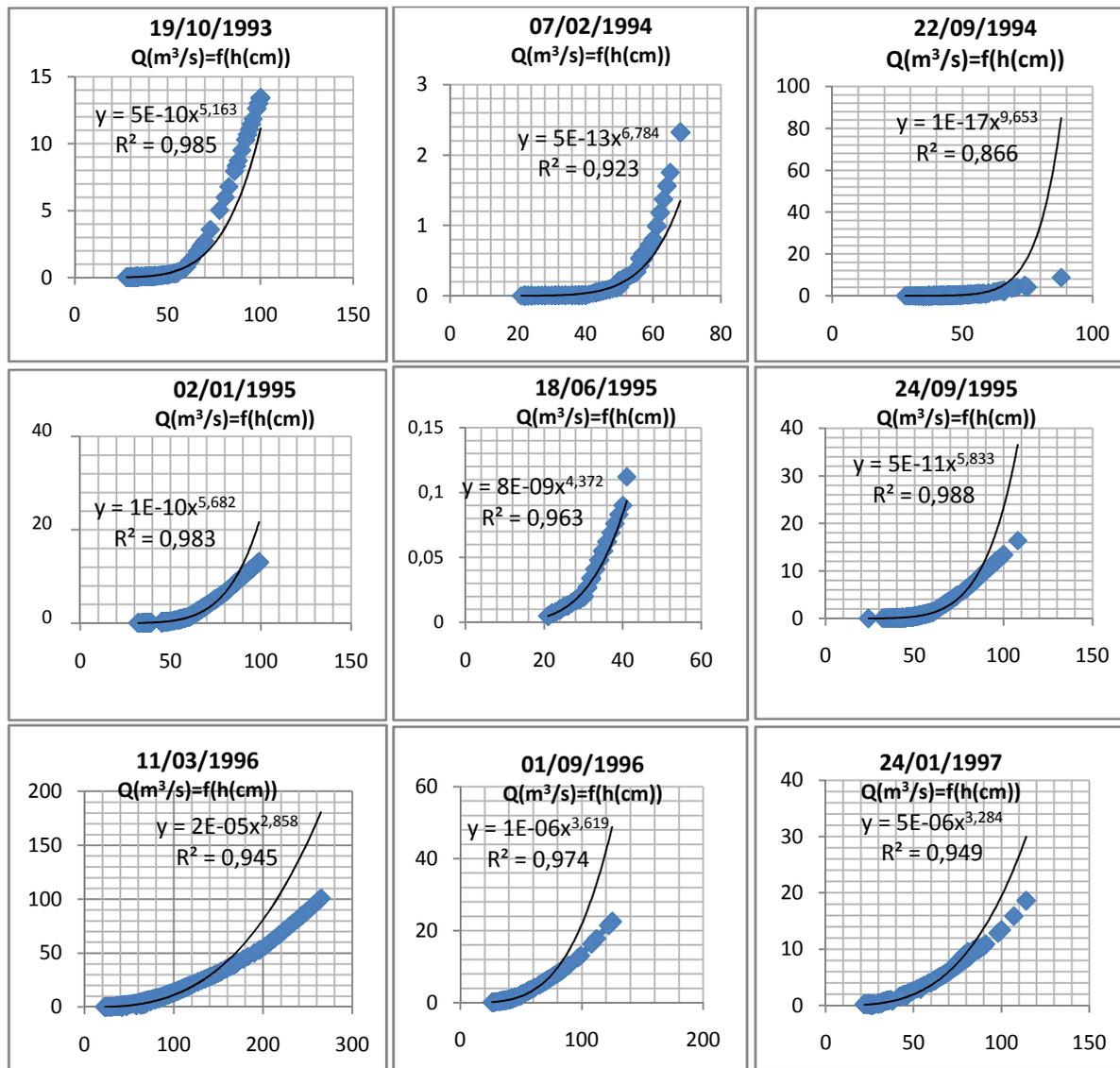


Figure II.7 Courbes de tarage observé a la station Mesdour.

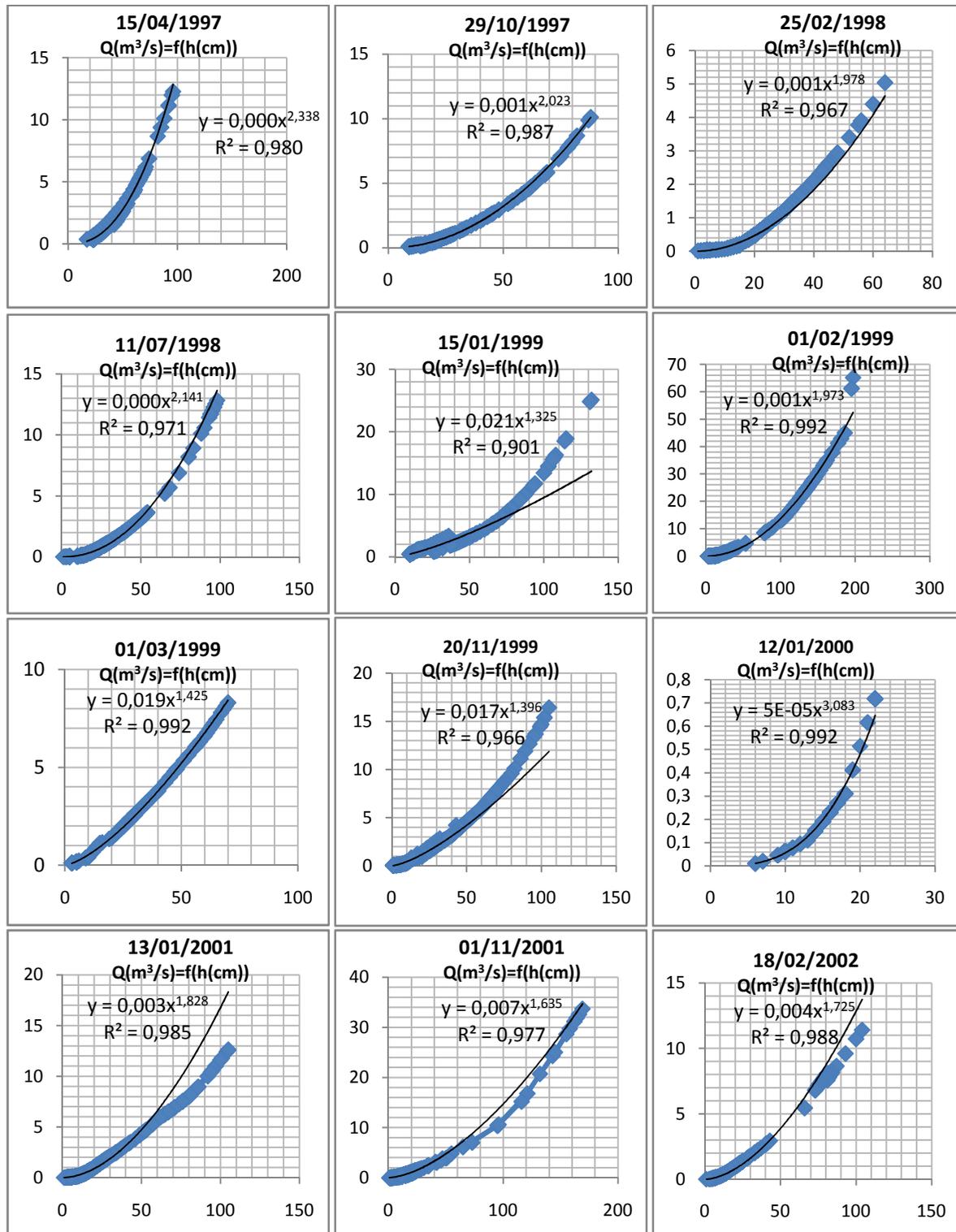


Figure II.8 Courbes de tarage observé a la station Mesdour (suite).

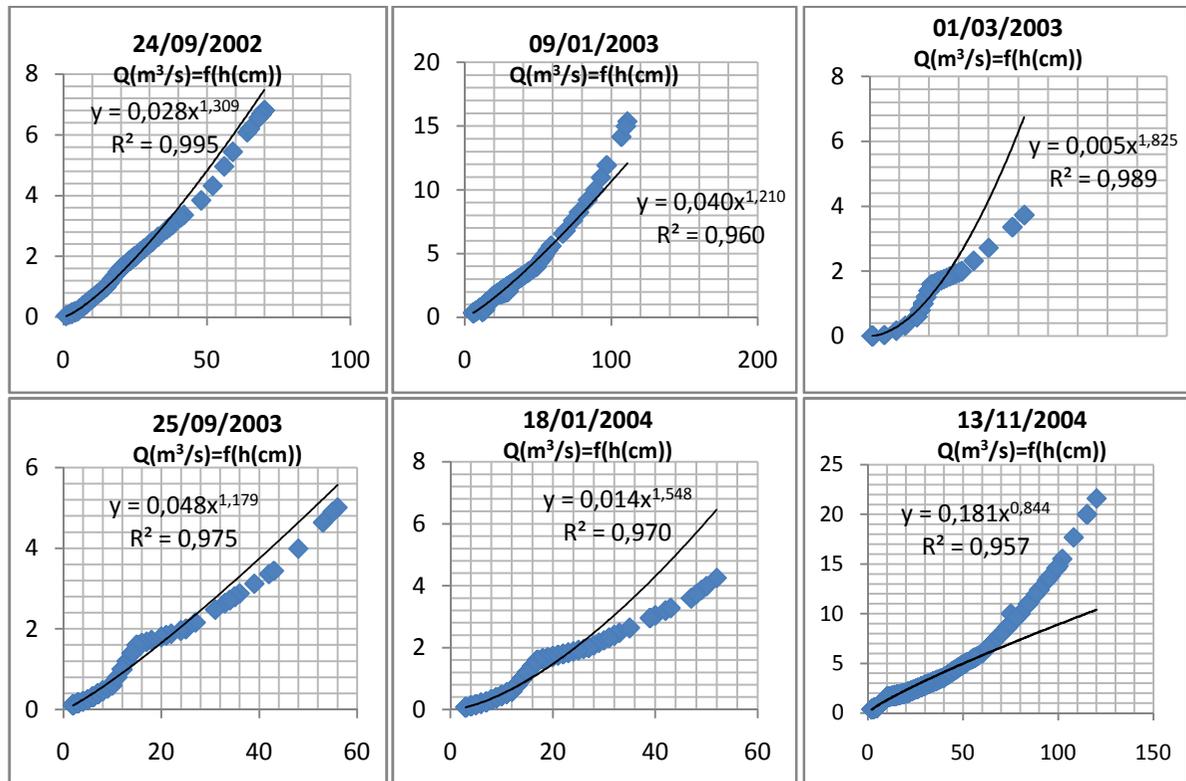


Figure II.9 Courbes de tarage observé a la station Mesdour (suite et fin).

Tableau II.18 Résultats de la modélisation de la courbe de tarage suivant l'équation (II.16).

N° de C	Début de l'événement	Fin de l'événement	valeur de A	valeur de B	valeur de R
1	de 19/10/93	à 22/01/94	5.00E-10	5.16	0.985
2	de 07/02/94	à 13/06/94	5.00E-13	6.78	0.924
3	de 22/09/94	à 24/12/94	1.00E-17	9.654	0.867
4	de 02/01/95	à 06/05/95	1.00E-10	5.682	0.984
5	de 18/06/95	à 28/08/95	8.00E-09	4.372	0.964
6	de 24/09/95	à 29/02/96	5.00E-11	5.833	0.988
7	de 11/03/96	à 02/05/96	2.00E-05	2.859	0.956
8	de 01/09/96	à 08/10/96	1.00E-06	3.62	0.975
9	de 24/01/97	à 13/02/97	5.00E-06	3.28	0.95
10	de 15/04/97	à 22/04/97	0.0003	2.34	0.981
11	de 29/10/97	à 24/12/97	0.0012	2.023	0.988
12	de 25/02/98	à 25/05/98	0.0012	1.99	0.968
13	de 11/07/98	à 27/12/98	0.0007	2.142	0.972
14	de 15/01/99	à 22/01/99	0.0212	1.33	0.902
15	de 01/02/99	à 16/02/99	0.0016	1.973	0.99
16	de 01/03/99	à 25/05/99	0.0197	1.426	0.99
17	de 20/11/99	à 23/12/99	0.0179	1.396	0.97
18	de 12/01/00	à 25/05/00	5.00E-05	3.1	0.99
19	de 24/10/00	à 18/11/00	0.0032	1.81	0.84
20	de 13/01/01	à 05/06/01	0.0037	1.83	0.985

Tableau II.19 Résultats de la modélisation de la courbe de tarage suivant l'équation II.1 (suite et fin).

N° de C	Début de l'événement	Fin de l'événement	valeur de A	valeur de B	valeur de R
21	de 01/11/01	à 16/01/02	0.0079	1.636	0.98
22	de 18/02/02	à 16/07/02	0.0045	1.726	0.988
23	de 24/09/02	à 21/12/02	0.029	1.31	0.996
24	de 09/01/03	à 28/02/03	0.04	1.211	0.96
25	de 01/03/03	à 17/04/03	0.005	1.826	0.989
26	de 25/09/03	à 03/12/03	0.0482	1.18	0.975
27	de 18/01/04	à 24/05/04	0.0142	1.55	0.971
28	de 13/11/04	à 09/03/05	0.182	0.84	0.958

Il convient d'emblée de distinguer clairement l'incertitude sur la courbe de tarage  $Q(h)$  (i.e. sur la relation hauteur-débit établie pour le régime hydraulique), donc l'incertitude sur le débit instantané  $Q(t)$  (hydrogramme) issue de cette même courbe de tarage et l'incertitude dans la transformation pluie-Débit.

Pour parer à cette problématique, l'investigation d'une méthodologie pour l'extrapolation des débits est recherchée en se basant sur d'autres paramètres mesurables (hauteur, Débit).

En tenant compte de l'erreur dans la formule de courbe de tarage, la relation (II.16) devient sous la forme suivante :

$$Q_t = CT(H_t, \theta_{CT}) + E_t^{CT} \dots\dots\dots (II.17)$$

$\theta_{CT}$  : est le vecteur des paramètres de la courbe de tarage et  $E_t$  est l'erreur.

En général, le modèle de la courbe de tarage 'CT' l'équation (II.17) a des paramètres empiriques qui ne peuvent être étalonnés si certaines observations simultanées de  $H_t$  et  $Q_t$  sont disponibles;  $H_t$  est lu directement sur l'échelle limnimétrique de la station.  $Q_t$  est déterminé par la méthode d'exploration du champ de vitesse (WMO, 2008). Ainsi, les incertitudes sur  $Q_t$  sont environ 3-6% en moyenne mais peut atteindre environ 20% dans le cas des crues (Sauer et Meyer, 1992). Le terme d'erreur  $E_t$  représente donc les incertitudes liées au calcul de  $Q_t$ .

Le modèle 'pluie débit' (PD) prédit les débits  $Q_t$  en continu en fonction des informations d'entrée  $X_{1:t}$  qui contient généralement au moins les précipitations moyennes du bassin versant. Chaque modèle (PD) peut être écrit comme :

$$Q_t = PD(X_{1:t}, \theta_{PD}) + E_t^{PD} \dots\dots\dots (II.18)$$

$\theta_{PD}$  : est le vecteur des paramètres de modèle 'pluie débit' et  $E_t$  est l'erreur.

Avec les chroniques de pluie et les données hydrométriques dont nous disposons, nous sommes en mesure de caler le modèle pluie-débit. Cependant, le calibrage est compliqué par le fait que la sortie du modèle  $Q_t$  ne peut être mesurée directement.

**II.2.2 Procédure du calage du modèle ‘pluie-débit’**

- 1- Le niveau d’eau  $H_t$  est lu sur l’échelle et le débit  $Q_t$  correspond est estimé par l’exploration du champ de vitesse.
- 2- Sur la base de ces données, la courbe de tarage (CT) peut être calibrée sous la forme de l’équation (II.2).
- 3- Le débit  $Q_t$  est calculé pour les différentes  $H_t$  par l’équation (II.17), tout en négligeant l’erreur de la CT.
- 4- Le modèle PD est calibré pour simuler  $Q_t$ .

La procédure du calage peut être formalisée comme suit :

$$CT(H_t, \theta_{CT}) = PD(X_{1:t}, \theta_{PD}) + E_t^{PD} \dots\dots\dots (II.19)$$

Dans l’équation (II.19) l’erreur dans la courbe de tarage est perdue  $E_t^{CT}$  si on compare l’équation II.2 et II.3. Donc l’erreur dans la courbe de tarage n’est pas prise en considération dans la procédure du calage du modèle pluie-Débit.

$$CT(H_t, \theta_{CT}) + E_t^{CT} = PD(X_{1:t}, \theta_{PD}) + E_t^{PD} \dots\dots\dots (II.20)$$

**II.2.2.1 Modélisation de la hauteur d’eau de l’échelle limnimétrique**

Les deux problèmes constatés dans le calage du modèle pluie-débit peuvent être modérés par la modélisation du niveau d’eau directement. En conséquence, au lieu du modèle pluie-débit, un modèle Pluie-hauteur d’eau est formulée. Ce modèle relie les entrées  $X_i$  (précipitations dans notre cas) au niveau d’eau mesurée à l’échelle limnimétrique par l’équation II.19 Ce dernier est construit par l’utilisation de deux formules (II.17) et (II.18).

$$H_t = PH(X_{1:t}, \theta_{PH}) + E_t^{PH} = CT^{-1}(Q_t, \theta_{CT}) + E_t^{PH} \\ = CT^{-1}(PD(X_{1:t}, \theta_{PD}), \theta_{CT}) + E_t^{PH} \dots\dots\dots (II.21)$$

Les sorties du modèle pluie-débit (débit simulé) à l’échelle horaire ont été utilisées pour calculer les hauteurs par la fonction réciproque da courbe de tarage et les comparées avec la séries des hauteurs lu sur l’échelle limnimétrique.

Si la corrélation entre les hauteurs lues et simulées a dépassé les 90% donc nous validons la courbe de tarage et la série de débit issue de cette courbe, sinon on recalcule les paramètres de la courbe de tarage.

La figure suivante montre quelques événements parmi les 107 événements de précipitation horaire enregistrée dans notre série et les hauteurs lue dans l'échelle limnimétrique.

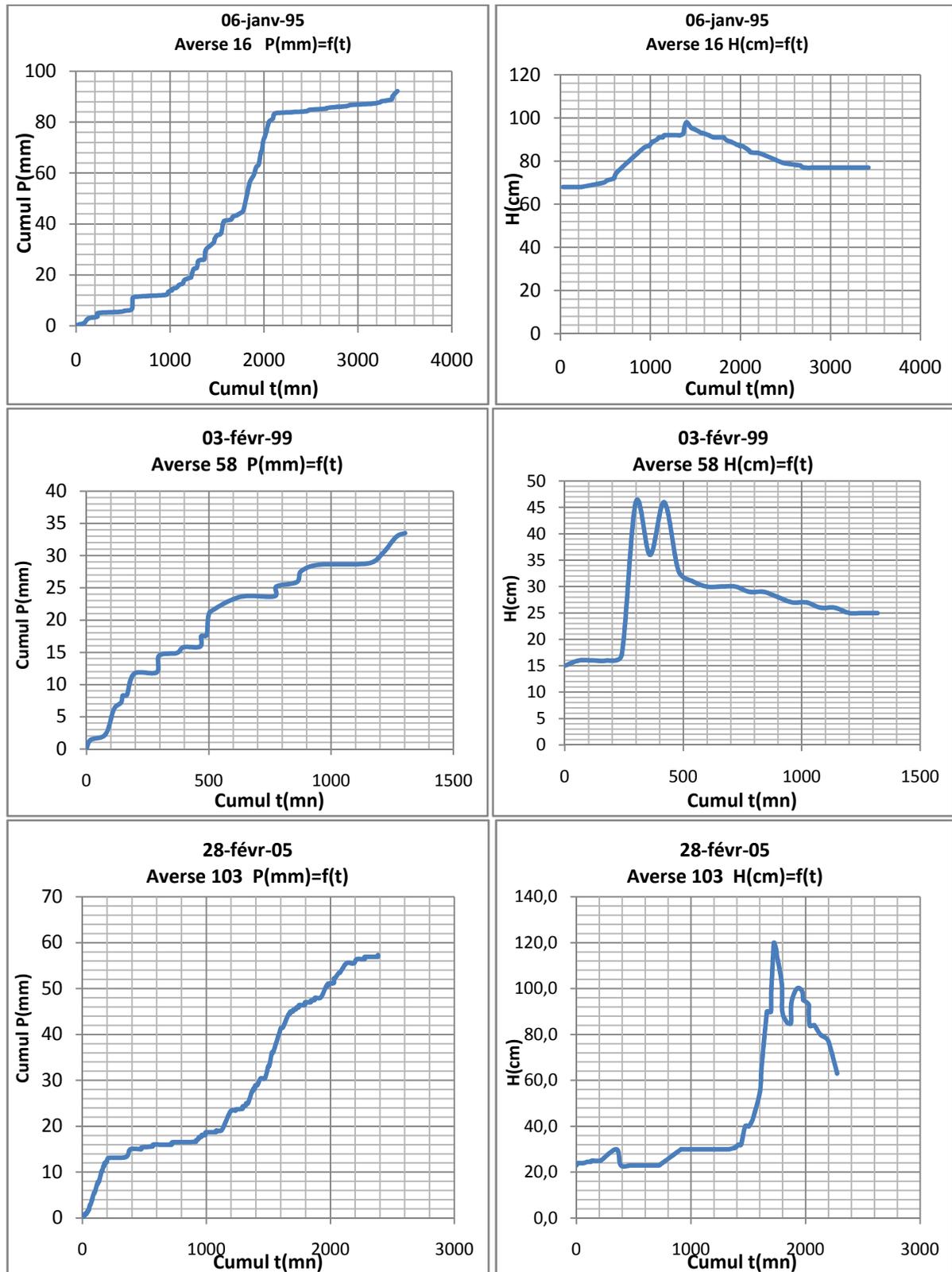


Figure II.10 A gauche l'enregistrement horaire des l'averses némuro 16, 58 et 103, à droite ces hauteurs lues sur l'echelle limnimetrique

## II.2.3 La modélisation pluie-débits

### II.2.3.1 Le logiciel RS-PDM

Le logiciel RS-PDM 6.0 édité par Wallingford Software met en œuvre la méthode proposée par Moore (1985). Le principe de ce modèle est d'attribuer une "capacité de stockage C" en tout point du bassin versant. Les paramètres de la fonction de densité de probabilité de la variable "C" (fonction de Pareto) sur le bassin versant font partie des paramètres calibrables. La production de ruissellement dépend en chaque point du stock initial d'eau, des précipitations reçues, de l'évapotranspiration.

La percolation profonde est également prise en compte au-delà d'un niveau donné d'humidité dans le sol. Le ruissellement se produit lorsque le bilan de ces différents flux dépasse la valeur "C" en ce point.

Le débit à l'exutoire est composé de ruissellement de surface (transfert rapide) et d'un apport hypodermique lent. Les routages sont simulés par différentes fonctions de transfert entre réservoirs successifs dont les paramètres peuvent eux aussi être l'objet de calibration. Bien que la configuration du modèle permette des calibrages de paramètres avec intervention de l'opérateur, le principe a été de ne pas y recourir et de laisser le logiciel se calibrer par défaut sur les paramètres indiqués.

Les paramètres du modèle PDM sont :

- **bg** : contrôle la capacité de recharge de la nappe ;
- **fc** : contrôle le volume de ruissellement ;
- **b** : exposant de la fonction de Pareto qui contrôle la répartition spatiale de la capacité de stockage du sol ;
- **td** : temps de concentration, permet de déplacer l'hydrogramme selon l'axe du temps.

Pour rappel, le calage automatique des paramètres du modèle est utilisé. Pour chaque événement, les résultats des simulations et des validations sont analysés par la comparaison des séries chronologiques de débits observés et simulés.

### II.2.3.2 Résultats

La comparaison des débits simulés aux débits observés sur la station de MESDOUR dans le bassin Côtier CHERCHELL (156 km<sup>2</sup>) suivant le mode calage automatique sur plusieurs événements est montré à la **figure 12**.

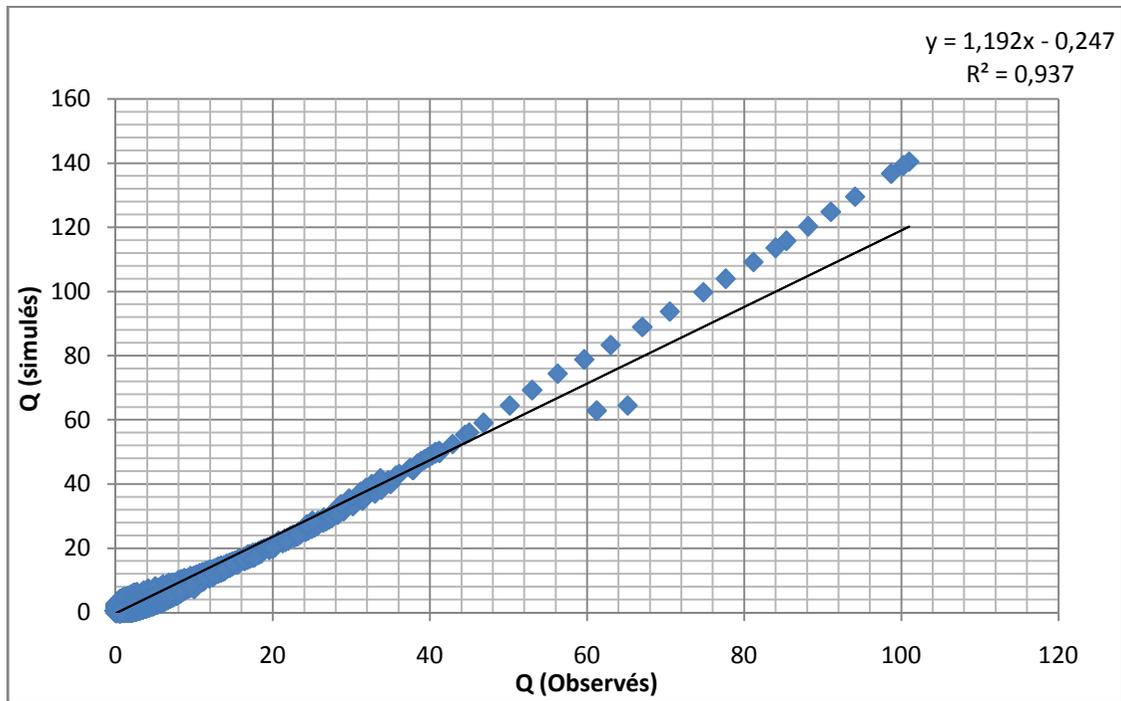


Figure II.12 Débits simulés et observés de tous évènements

Après la correction des paramètres de la courbe de tarage comme indiqué dans le modèle de l'équation (II.21), on procède à la reconstitution de la série du débit. Le tableau II.20 présente la série des débits maximums.

Tableau II.20 les débits maximums annuels.

N°	Années	Q max m3/s	N°	Années	Q max m3/s
1	1985 - 1984	48,80	11	1995 - 1996	42,00
2	1986 - 1987	46,14	12	1996 - 1997	198,70
3	1987 - 1988	357,20	13	1997 - 1998	96,60
4	1988 - 1989	239,80	14	1998 - 1999	18,00
5	1989 - 1990	117,90	15	1999 - 2000	54,40
6	1990 - 1991	90,10	16	2000 - 2001	338,00
7	1991 - 1992	153,20	17	2001 - 2002	25,23
8	1992 - 1993	162,20	18	2002 - 2003	233,40
9	1993 - 1994	95,40	19	2003 - 2004	167,56
10	1994 - 1995	183,17	20	2004 - 2005	49,15

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série des débits maximums à la loi log normal.

Tableau II.21 Résultats d'estimation de débits maximum pour les différentes périodes de retour.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	300.93	527.29	629.61	730.97	972.7	1327.43

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de débit :

**Tableau II.22** Récapitulation des résultats de calcul de débit.

Formule empirique	Périodes de retour					
	10	50	100	200	1000	10000
SOKOLOVSKY	263,9	397,67	454,09	582.08	641,55	828,1
Giandotti	205.33	311.71	357.82	402.72	507.45	657.08
Mallet-Gauthier	1876.1	2650.58	2921.54	3169.43	3681.18	4308.92
Modèle II.5	300.93	527.29	629.61	730.97	972.7	1327.43

**Conclusion :**

les modèles ‘Pluie-Débit’ ont pour avantage de simuler en continu le comportement hydrologique du bassin versant, c'est-à-dire la façon dont il transforme les pluies en débits. Ils prennent en compte le cas de crues composées et sont donc sensés fournir des résultats plus proches de la réalité que les méthodes précédentes. Nous constatons que le débit de dimensionnement donné par notre approche est supérieur au débit de dimensionnement de l'évacuateur existant (1000 m<sup>3</sup>/s).

**II.5 Apports solides et estimation de volume mort**

Le transport solide est un phénomène avec deux modes :

- La suspension : c'est l'entraînement par le courant turbulent dans toute la section d'écoulement. Les matériaux en suspension ont beaucoup moins d'interaction avec ceux du fond, ils se déplacent à la vitesse du courant.
- Le charriage : c'est la translation en masse des matériaux de fond.

**II.5.1 Apports solides en suspension**

- **Formule de Tixeront :**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension:

$$T_s = T_a \cdot L_r^{0.15} \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec :  $T_s$ : transport solide moyen annuel en suspension (t/Km<sup>2</sup>/an).

$L_r$  : lame d'eau ruisselée (mm).

$T_a$ : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. ( $\alpha= 350$ ).

$$T_s = 767.96 \text{ t/Km}^2/\text{an}.$$

Le volume solide est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s = T_s \cdot S / \gamma_s \dots\dots\dots (II.23)$$

Avec:  $\gamma_s$  : Poids spécifique moyen des sédiments,  $\gamma_s = 1.4$ .

$$A_s = 146680,36 \text{ t/an.}$$

$$V_s = 104772,16 \text{ m}^3/\text{an.}$$

• **Formule de Fournier :**

Le transport solide est donné par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.24)$$

Avec :  $E_s$  : érosion spécifique (t/Km<sup>2</sup>/an).

$P_m$  : pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

$P_a$  : pluie moyenne annuelle (mm).

$H$  : 45%( $H_{max} - H_{min}$ ). (mm).

$S$  : surface de bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$$E_s = 552,78 \text{ t/Km}^2.\text{an.}$$

Alors :  $V_s = 75414,98 \text{ m}^3/\text{an.}$

• **Formule de Gravitovitch :**

$$T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm} \dots\dots\dots (II.25)$$

Avec :  $T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (II.26)$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (II.27)$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \dots\dots\dots (II.28)$$

$T_0$  : taux d'abrasion (t/Km<sup>2</sup>.an).

$T_{sp}$  : taux de la production annuelle des matériaux (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>.an).

$G_{rm}$  : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description de bassin versant (Z=0.3).

t : température moyenne annuelle (mm).

P : périmètre de bassin versant (Km).

L : longueur de talweg principal (Km).

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne (Km).

P<sub>moy</sub> : pluie moyenne interannuelle (mm).

Alors : T = 2.24.

$$T_{sp} = 255.03 \text{ m}^3/\text{Km}^2.\text{an.}$$

$$G_{rm} = 2.00 \text{ t/m}^3.$$

$$T_a = 1367.6 \text{ t/Km/an.}$$

$$V_a = 133341 \text{ m}^3/\text{an.}$$

### II.5.2 Calcul de volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, il est destiné à être occupé par les apports solides.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de volume mort :

- **Méthode liée à l'érosion spécifique :**

Le volume mort est calculé par la formule suivante :

$$Vm = \frac{Es.S.T}{\gamma} \dots\dots\dots (II.29)$$

Avec : Es : érosion spécifique (t/Km<sup>2</sup>.an).

T : durée de vie de barrage (50ans).

γ<sub>s</sub> : Poids spécifique des sédiments (1.4 t/m<sup>3</sup>).

S : surface de bassin versant (Km<sup>2</sup>).

- **Formule de Tixeront :**

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s.T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.30)$$

Avec :  $Q_s$  : débits solide.  $Q_s = T_a \cdot S$   
 $T_a$  : transport solide (t/Km<sup>2</sup>.an).

$\gamma^S$  : Poids spécifique des sédiments.

• **Formule de Gravitovitch :**

$$V_m = \frac{T_0 \cdot S \cdot T}{\gamma^S} \dots\dots\dots (II.31)$$

Avec :  $T_0$  : taux d'abrasion (t/Km<sup>2</sup>.an).  
 $T$  : durée de vie de barrage (50ans).  
 $S$  : surface de bassin versant(Km<sup>2</sup>).

**Tableau II.23** Résultats de calcul de volume mort.

Formule	Volume mort pour (Hm <sup>3</sup> )
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	6.771
Tixeront	9.57
Gravitovitch	7,467

Les trois méthodes sont largement utilisées en Algérie, pour les raisons de sécurité nous avons opté pour la formule de Tixeront, et nous prenons  $V_s = 9.57 \text{ Hm}^3$ .

**II.5.3 Transport solide par charriage**

Le transport solide par charriage est estimé généralement de (10-20)% de transport solide en suspension.

Alors :  $V_{\text{char}} = 15\% V_s = 1.43 \text{ Hm}^3$ .

Donc :  $V_m = 11 \text{ Hm}^3$ .

D'où le volume d'envasement est de 11 millions de mètre cubes ce qui correspond à la cote 91.87m.

**II.6 Etude de crue**

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

**Tableau II.24** Résultats d'estimation de débits maximum pour les différentes périodes de retour.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	300.93	527.29	629.61	730.97	972.7	1327.43

**II.6.1 Hydrogrammes des crues**

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques

l'une pour le temps de montée et l'autre pour la décrue. Le débit de monté est donné par la formule suivante :

$$Q_t = Q_{\max p\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(\text{II.32})$$

Le débit de décrue est donné par la formule suivante :

$$Q_t = Q_{\max p\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(\text{II.33})$$

Avec :  $Q_{\max p\%}$  : Débit maximum de fréquence donnée.

$t_m, t_d$ : Temps de montée et de décrue.

Temps de base:  $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que :  $t_m = t_c = 6h$ . Donc :  $t_d = \gamma.t_m = 3.t_m = 18h$ .

Alors :  $t_b = 24H$ .

**Tableau II.25** Calcule des hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.

temps (h)	Périodes de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10 000
1	8.36	14.65	17.49	20.30	27.02	36.87
2	33.44	58.59	69.96	81.22	108.08	147.49
3	75.23	131.82	157.40	182.74	243.18	331.86
4	133.75	234.35	279.83	324.88	432.31	589.97
5	208.98	366.17	437.23	507.62	675.49	921.83
<b>6</b>	<b>300.93</b>	<b>527.29</b>	<b>629.61</b>	<b>730.97</b>	<b>972.70</b>	<b>1327.43</b>
7	68.68	120.34	143.69	166.82	221.99	302.95
8	51.60	90.41	107.96	125.34	166.79	227.61
9	37.62	65.91	78.70	91.37	121.59	165.93
10	26.42	46.29	55.27	64.17	85.39	116.54
11	17.70	31.01	37.03	42.99	57.21	78.07
12	11.15	19.53	23.32	27.07	36.03	49.16
13	6.45	11.30	13.49	15.67	20.85	28.45
14	3.30	5.79	6.91	8.02	10.67	14.57
15	1.39	2.44	2.91	3.38	4.50	6.15
16	0.41	0.72	0.86	1.00	1.33	1.82
17	0.05	0.09	0.11	0.13	0.17	0.23
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

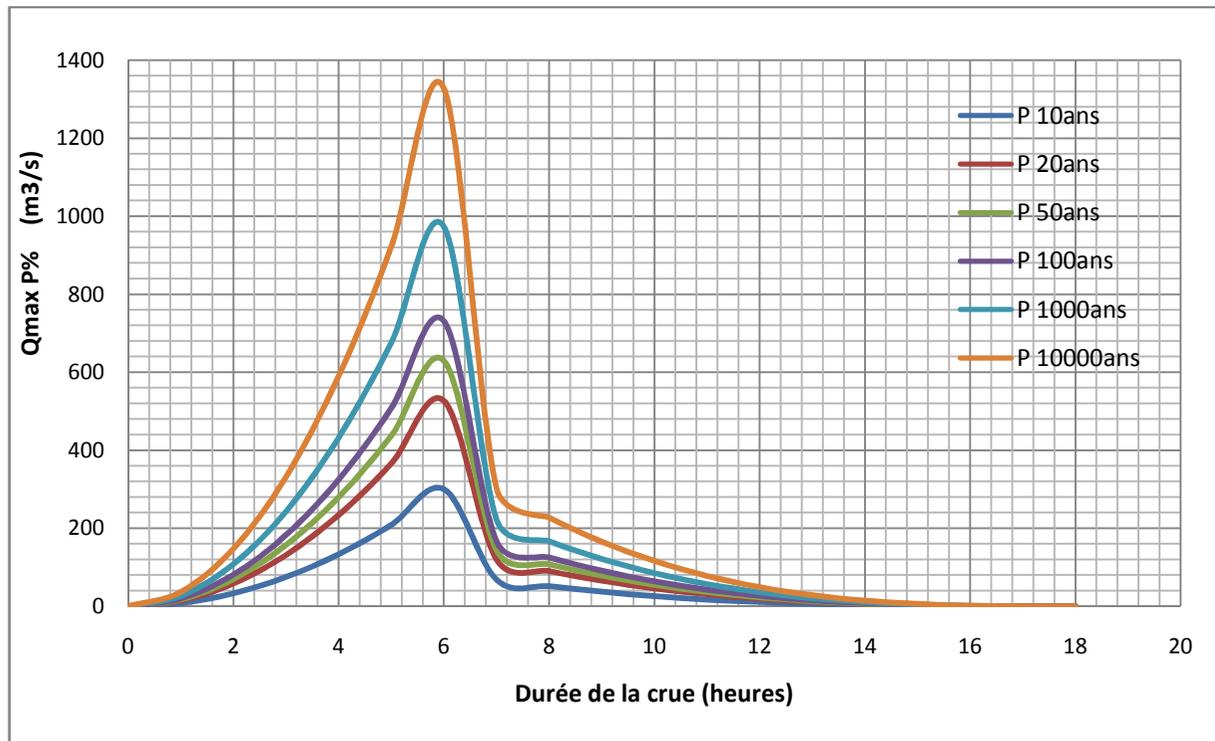


Figure II.13 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.

### II.6.1 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- ✓ la qualité et la quantité des données.
- ✓ la précision
- ✓ la bonne estimation.

Autrement dit, il s’agit de chercher un compromis optimum entre l’aspect économique de la construction et les risques des crues à l’aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau II.26 Crue de projet recommandée.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les directives du Comité Australien des Grands Barrages, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'0000 ans. Donc pour un débit qui vaut  $Q_{0.01\%} = 1327.43 \text{ (m}^3/\text{s)}$

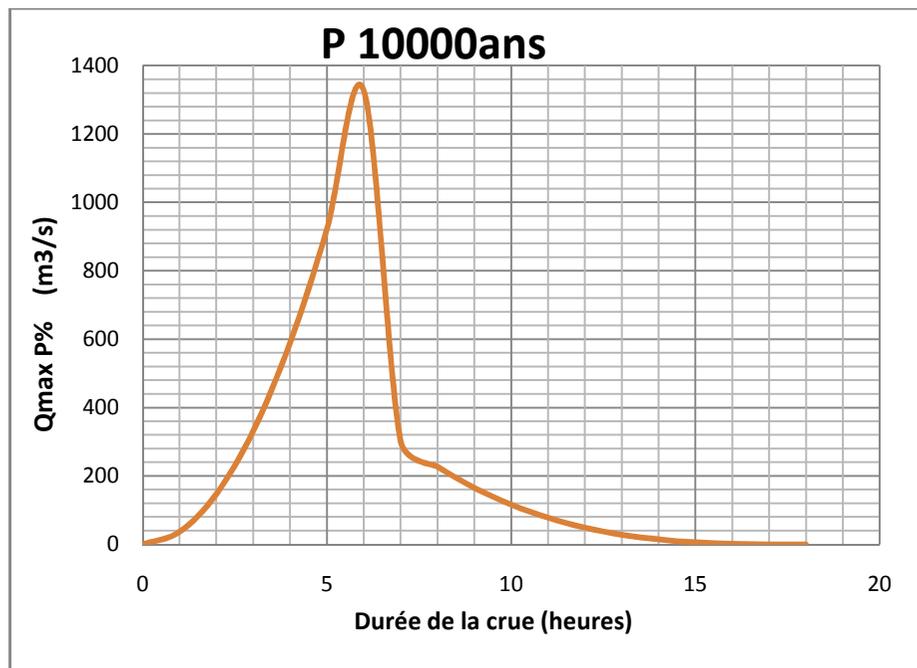


Figure II.14 Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans.

II.6 Régularisation

Vu les conditions topographiques qui permettent un transfert facile et économique des eaux de l’oued Nador vers le bassin de Boukerdan ; il à été conçu, à cet effet, une station de pompage qui assure ce transfert afin de satisfaire les besoins en eau potable et d’irrigation.

Ce transfert permet d’augmenter artificiellement le bassin versant de l’oued Hachem et donc contribuer à l’augmentation du volume utile du barrage par 20Mm<sup>3</sup>/an.

La régularisation consiste à évaluer la capacité de la retenue pour chaque mois de l’année, c'est-à-dire déterminer la variation mensuelle du niveau d’eau de la retenue.

Deux types de régularisation existent :

- Régularisation saisonnière.
- Régularisation interannuelle.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l’apport A80%.
- La répartition mensuelle de la demande en eau.
- La répartition mensuelle de l’évaporation et l’infiltration.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.6.1 Répartition mensuelle de l’apport 80%

- **apport du bassin versant**

Tableau 27 Répartition de l’apport moyens mensuel du bassin versant.

	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
A <sub>moy</sub> (hm <sup>3</sup> )	0.18	1.89	2.49	3.91	4.35	5.53	6.29	2.76	2.18	0.39	0.05	0.02	30.04
Apport %	0.60	6.29	8.29	13.02	14.48	18.41	20.94	9.19	7.26	1.30	0.17	0.07	100.00

L’apport de 80% est de 30.04 (Mm<sup>3</sup>)

- **Apport du transfert d’eaux usées épurées**

Tableau II.28 Répartition de l’apport moyen mensuel des eaux du transfert d’oued NADOR

	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
A <sub>moy</sub> (hm <sup>3</sup> )	0.13	1.38	1.82	2.85	3.18	4.04	4.59	2.01	1.59	0.28	0.04	0.01	21.92

Source ANRH

L’apport annuel est de 53.60 (Mm<sup>3</sup>)

• **La somme**

La somme des deux apports est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II.29** Répartition de l’apport moyen mensuel.

	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
A <sub>moy</sub> (hm <sup>3</sup> )	0.31	3.27	4.31	6.76	7.53	9.57	10.88	4.77	3.77	0.67	0.09	0.03	51.96

**II.6.2 Répartition mensuelle des besoins**

**Tableau II.30** Répartition des besoins moyens mensuels.

	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
Besoin AEP (hm <sup>3</sup> )	0.74	0.67	0.66	0.62	0.6	0.6	0.62	0.63	0.66	0.7	0.76	0.74	8
Besoin AEI (hm <sup>3</sup> )	4.54	0.38	0.08	0.05	0.12	0.17	0.4	1.75	3.77	9.58	11.52	11.52	43.88
Total (hm <sup>3</sup> )	5.28	1.05	0.74	0.67	0.72	0.77	1.02	2.38	4.43	10.28	12.28	12.26	51.88

**II.6.3 Courbes Capacité – Hauteur – Surface**

Le calcul approximatif des volumes a été fait par l’expression suivante :

Le volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux consécutives est :

$$V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \cdot H \dots\dots\dots (II. 34)$$

Avec :

*H* : La différence d’altitude entre deux courbes de niveau consécutives *H<sub>i</sub>* et *H<sub>i-1</sub>*.

*S<sub>i</sub>* : Surface du plan d’eau correspond à la courbe de niveau *H<sub>i</sub>*.

*S<sub>i-1</sub>* : Surface du plan d’eau correspond à la courbe de niveau *H<sub>i-1</sub>*.

Le volume initial qui se trouve près du lit de l’Oued est pris égal à :

Le premier volume :  $V_1 = \frac{2}{3} S_1 \cdot H_1 ;$

Le deuxième volume :  $V_2 = V_1 + \left(\frac{S_1+S_2}{2}\right) * \Delta H_2 ;$

Le nième volume :  $V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{i-1}+S_i}{2}\right) * \Delta H_n.$

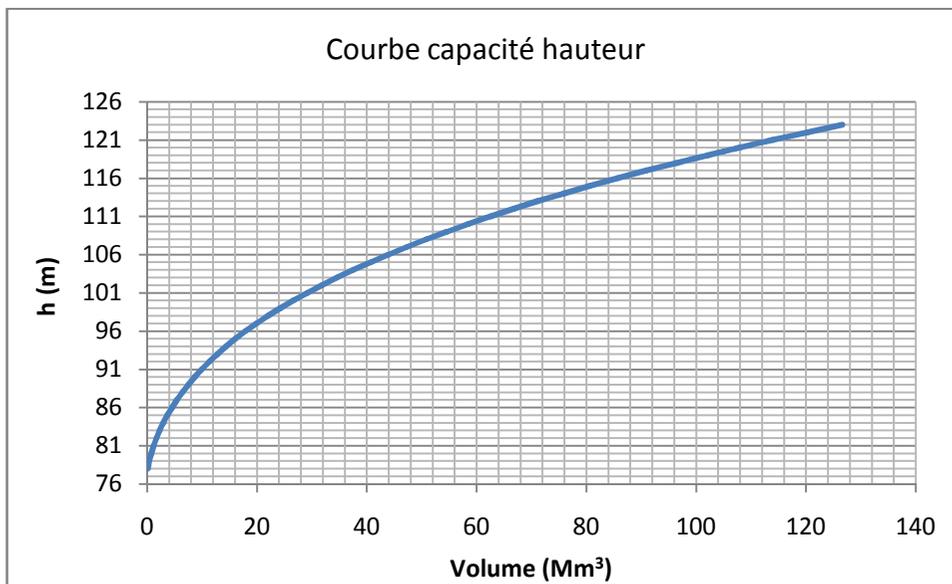


Figure II.15 Courbe Capacité-Hauteur du bassin versant.

**II. 6. 4 Calcul du volume utile**

Dans notre cas nous avons un l’apport dépasse la consommation, alors on fait une régularisation saisonnière. Pour ce faire nous aurons besoin de :

- L'apport interannuel  $A_{80\%}$ .
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Parmi les différentes méthodes de calcul du volume utile on a choisi de travailler avec la méthode de ‘Bilan d’eau’ :

• **Procédé de calcul**

- Détermination de la période à bonne hydraulicité ;
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique ;
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires  $V_s$  et  $V_d$  ;
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Nous avons :  $V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \dots \dots \dots (II. 35)$

Avec :  $V_{rf}$  : Volume de remplissage final ;

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial ;

$W$ : Apport ( $Mm^3$ ) ;

$U$ : Consommation ( $Mm^3$ ).

• **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la côte au niveau normale de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

▪ **1ère Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à le restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

▪ **2ème Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers la vidange de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+).comme le montre le tableau suivant :

**Tableau II.31** Détermination de la période à bonne hydraulicité.

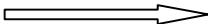
Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
$A_{80\%}(\text{Mm}^3)$	4.65	5.09	5.28	5.48	5.35	4.85	5.12	5.05	5.05	4.49	4.58	4.6
$U_{80\%}(\text{Mm}^3)$	7.37	1.6	0.08	0.08	0.08	0.07	1.6	3.12	5.15	7.69	11.75	12.76
$A_{80\%} - U_{80\%}$	-2.72	3.49	5.2	5.4	5.27	4.78	3.52	1.93	-0.1	-3.2	-7.17	-8.16

On voit bien que la période à bonne hydraulicité est du mois de octobre jusqu'au mois d'avril.

• **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :**

Résultats de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

On a les résultats suivants :

$V_s > V_d$   Fonctionnement à un temps

$V_s=70.59 \text{ Hm}^3$  et  $V_d=68.35 \text{ Mm}^3$

Alors :  $V_u = V_d = 68.35 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = Vu + Vm = 58.35 + 11 = 79.35 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 79.35 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 114.19 \text{ m NGA.}$$

• **Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

**a) Pertes par évaporation :**

On a:  $V_{ep} = E_s * S_{moy} \dots\dots\dots (II.36)$

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ). Elle est déterminée sur la courbe  $S=f(V)$ .

$V_{moy}$  : volume moyen  $\left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$ .

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

**b) Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$V_{inf} = (\delta * V_{moy}) / 100 \dots\dots\dots (II.37)$

$V_{inf}$  : volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Pour notre cas = 1.5 (sol à moyenne perméabilité)

$V_{moy}$  : volume moyen  $\left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successives.

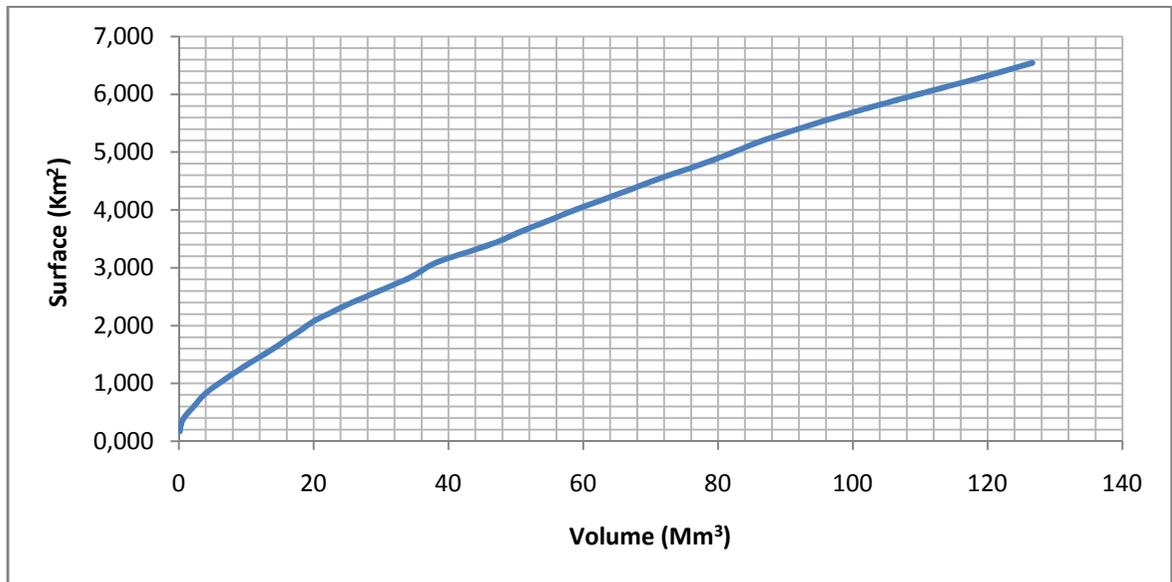


Figure II.16 Courbe surface-capacité.

- **premiere approximation :**

$V_s=77.64 \text{ Mm}^3$  et  $V_d=72.99 \text{ Mm}^3$  ;  $V_s > V_d$  donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors :  $V'_u = V_d = 72.99 \text{ Mm}^3$   $V'_u = 72.99 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 72.99 + 11 = 84 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 84.31 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 118.35 \text{ m NGA.}$$

- **Estimation de l'erreur :**

On a:  $\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \dots\dots\dots(\text{II.38})$

$\zeta=7.13 > 5\%$  donc la condition n'est pas vérifiée.

- **deuxieme approximation :**

$V_s=77.62 \text{ Mm}^3$  et  $V_d=73.02 \text{ Mm}^3$  ;  $V_s > V_d$  donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors :  $V''_u = V_d = 73.02 \text{ Mm}^3$   $V''_u = 73.02 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{\text{NNR}} = V''_u + V_m = 73.02 + 11 = 84.02 \text{ Mm}^3$$

$$V''_{\text{NNR}} = 84.02 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 119.5 \text{ m NGA.}$$

- Estimation de l'erreur :

AN:  $\zeta = 0.13\% < 5\%$  donc la condition est vérifiée.

On constate que le volume du niveau NNR trouvé par notre approche est proche du niveau existant.

## II.7 Laminage des crues

Le calcul de laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et les débits progressifs de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue.

### II.7.1 Principe de laminage

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où : Q: le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S :la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est:

$$Q - q = S \cdot \left( \frac{dh}{dt} \right)$$

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

### II.7.2 laminage de crue par la méthode de MUSKINGUM

Le laminage à travers un réservoir est du à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à partir d'une vanne ou d'un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation (II.29) s'applique. Elle peut être réécrite :

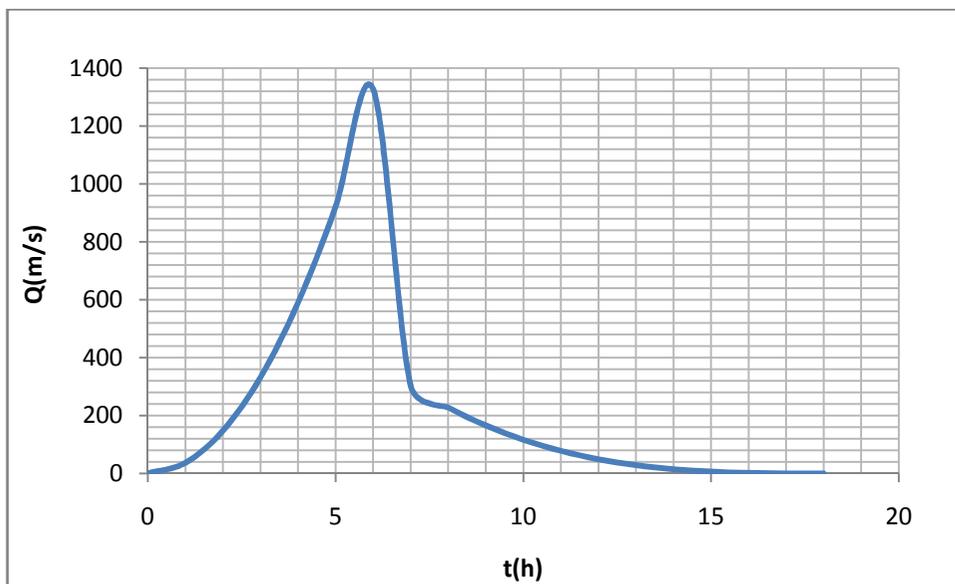
$$\left[ 2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 \right] = \left[ I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2 \right] \dots \dots \dots (II.39)$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue  $\left[2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2\right]$  en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps.  $I_1$  et  $I_2$ , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants.  $S_1$  et  $O_1$  sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue,  $S_1$  et  $O_1$  sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

L'hydrogramme de la crue à l'entrée de notre barrage réservoir est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.32** Représentation de l'hydrogramme de la crue de projet.

t(h)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Q (m <sup>3</sup> /s)	0	36.87	147.49	331.86	589.97	921.83	<b>1327.43</b>	302.95	227.61	165.93	116.54	78.07	49.16	28.45	14.57	6.15	1.82	0.23	0



**Figure II.17** L'hydrogramme de crue de projet.

La première étape de calcul consiste à déterminer la courbe caractéristique du réservoir

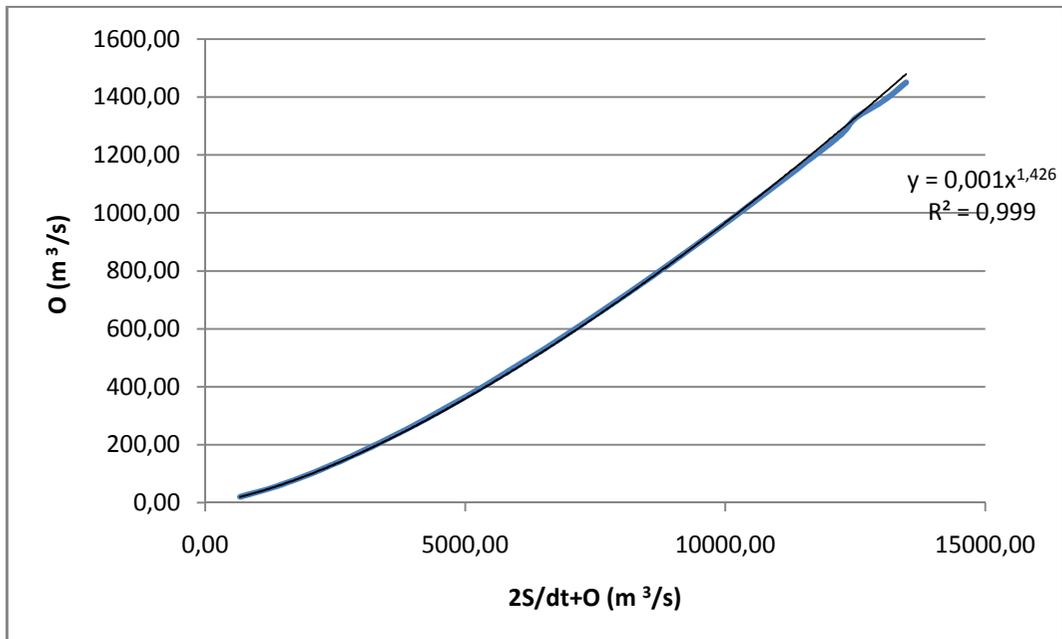
$$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) = f(O).$$

La valeur maximale du débit d'entrée  $1327.43\text{m}^3/\text{s}$  nous donne la plage à couvrir avec la variable H les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont montrés sur le tableau II.21

**Tableau II.33** Résultats de calcul des valeurs de H choisis.

H(m)	S ( $\text{m}^3 \times 10^6$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\frac{2S}{\Delta t} + O$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0	0.00	0.00	0.00
0.2	1.17	19.81	669.81
0.4	2.36	56.04	1367.15
0.6	3.54	102.94	2071.83
0.8	4.74	158.49	2791.83
1	5.94	221.50	3523.72
1.2	7.16	291.17	4266.72
1.4	8.38	366.92	5019.69
1.6	9.60	448.28	5782.17
1.8	10.84	534.91	6554.91
2	12.08	626.50	7336.50
2.2	13.33	722.78	8126.67
2.4	14.59	823.55	8926.33
2.6	15.85	928.61	9734.17
2.8	17.12	1037.79	10550.57
3	18.40	1150.95	11375.39
3.2	19.69	1267.94	12208.50
3.3	20.12	1327.84	12505.61
3.4	20.99	1388.65	13050.31
3.5	21.64	1450.36	13474.80

On peut représenter graphiquement O en fonction de  $\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ , tel que montré sur la figure II.18.



**Figure II.18** Déterminer la courbe caractéristique du réservoir  $\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) = f(O)$ .

Pour calculer l'hydrogramme laminé, nous adoptons la démarche suivante pour construire le tableau II.27 :

- On détermine la colonne 3 du tableau II.22 directement à partir de la colonne 2 ;
- A partir de  $\left[\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O\right]_1$  de la colonne 5 et  $(I_1 + I_2)$  de la colonne 3 on calcule  $\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)_2$  à la colonne 4 selon l'équation (II.29) ;
- A partir de  $\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)_2$  de la colonne 4 on trouve  $O_2$  de la colonne 6 par la courbe figure (II.10).

Tableau II.34 Résultats de calcul de l'hydrogramme laminé.

1	2	3	4	5	6
Temps (heures)	Débit d'entrée (m <sup>3</sup> /s)	$I_1 + I_2$ (m <sup>3</sup> /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ (m <sup>3</sup> /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O$ (m <sup>3</sup> /s)	Débit de sortie O (m <sup>3</sup> /s)
0	0	-	52.51	52.51	0.00
1	36.87	36.87	89.38	88.30	0.54
2	147.49	184.36	272.66	270.35	1.16
3	331.86	479.35	749.70	738.34	5.68
4	589.97	921.83	1660.17	1612.09	24.04
5	921.83	1511.80	3123.89	2974.40	74.75
6	1327.43	2249.26	5223.66	4855.22	184.22
7	302.95	1630.38	6485.60	5718.31	383.65
8	227.61	530.56	6248.87	5204.01	522.43
9	165.93	393.54	5597.55	4606.69	495.43
10	116.54	282.47	4889.16	4042.32	423.42
11	78.07	194.61	4236.93	3538.78	349.08
12	49.16	127.23	3666.01	3096.86	284.57
13	28.45	77.61	3174.47	2711.52	231.47
14	14.57	43.02	2754.54	2377.56	188.49
15	6.15	20.72	2398.28	2090.40	153.94
16	1.82	7.97	2098.37	1845.69	126.34
17	0.23	2.05	1847.74	1638.92	104.41
18	0	0.23	1639.15	1464.99	87.08

Les hydrogrammes d'entrée I et de sortie O pour une largeur de déversoir de 90m, sont montrés graphiquement sur la figure (II.19).

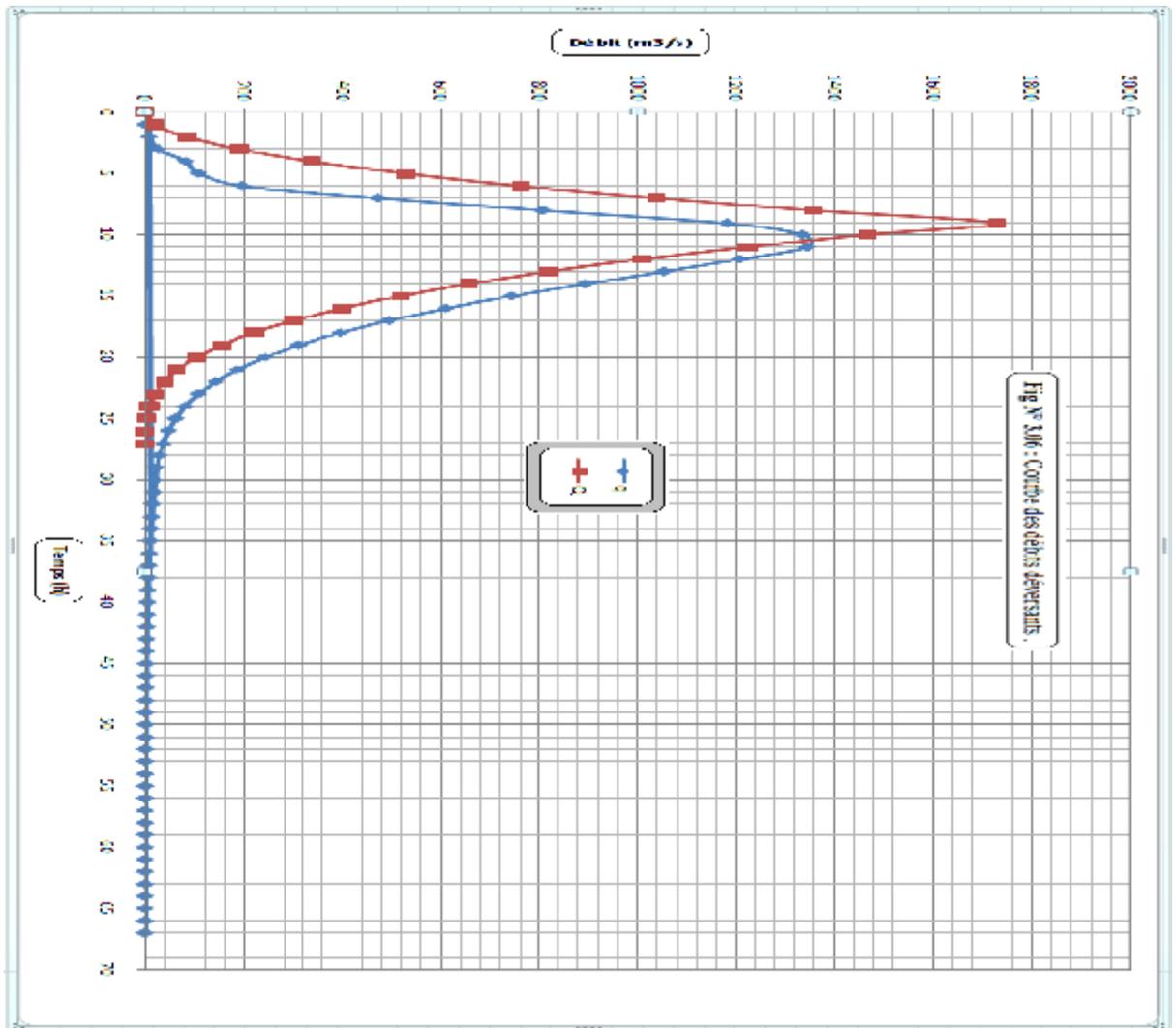


Figure II.19 Les hydrogrammes I et O de la crue de projet.

### Conclusion

L'étude hydrologique a permis d'apprécier l'évolution des lames d'eau écoulées au niveau de la station de jaugeages du bassin versant de côtier Cherchell (Mesdour). L'analyse statistique du test graphique des débits moyens annuels montre qu'ils s'ajustent bien à la loi Log Normale.

Les résultats obtenus par la modélisation pluie-débit et par le modèle II.20, nous a permis d'estimer le débit de la crue probable de différentes périodes de retour.

L'étude de laminage du débit de crue estimé par le modèle montre que l'évacuateur existant (70m de largeur déversant), a un fort risque de rupteur devant la crue dix millénaires calculé. Dans le chapitre suivant, nous avons essayé d'adapter une autre variante de l'évacuateur de crue qui permet le passage de la crue tout en gardant la sécurité de la digue.

### Généralités

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivant différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
  - Evacuateur de surface.
  - Evacuateur en charge.
    - a. Evacuateur de crues en puits.
    - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
    - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
  - Evacuateur central.
  - Evacuateur latéral.
    - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
    - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondeur aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues.

Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 10000 ans :

- $q_{\max 0.01\%} = 1328 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- La charge maximale déversant :  $h_d = 3.41 \text{ m}$
- La largeur du déversoir :  $b = 90 \text{ m}$ .
- Côte de la retenue normale :  $\text{NNR} = 119.5 \text{ m}$

### III.1 Choix du type de l'évacuateur de crues

Le débit maximum à évacuer est très important ( $q_{\max, 0.01\%}=1328 \text{ m}^3/\text{s}$ ) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation ;
- Capacité de débit limitée pour cette variante ;
- Réajustement impossible ;
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage ;
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;
- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage ;
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est couteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace,
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement,

- **Remarque**

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique mais l'excavation de remblai de la 2eme variante est très importante donc pour réduire les excavations on diminue la largeur de déversoir de forme labyrinthe.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile.
- Pas de risque de saturation.
- Ouvrage très sûr.
- Un bon rendement.

### III.2 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce ce qui diminue le volume du terrassement et diminue les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à :

- Un volume de déblai important ;
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

### III.3 Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal est constitué en général des éléments suivants :

- Canal d'approche ;
- Déversoir ;
- Chenal d'écoulement ;
- Convergent ;
- Coursier ;
- Saut de ski et bassin type plongée.

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on a besoin des données suivantes :

- Le débit maximum à évacuer :  $Q_{\max 0.01\%} = 1328 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Profil en long du barrage : Le barrage de Boukerdan est en terre. Le profil en long est représenté dans la figure IV.1.
- Profil en long de l'évacuateur de crues représenté dans la figure III.2.

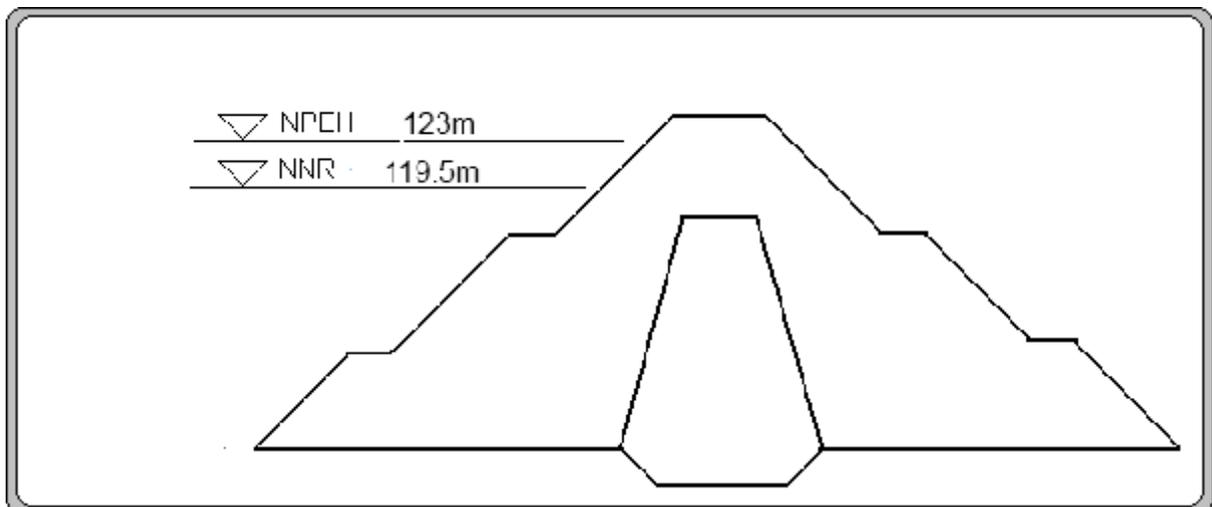


Figure III.1 Profil en long du barrage.

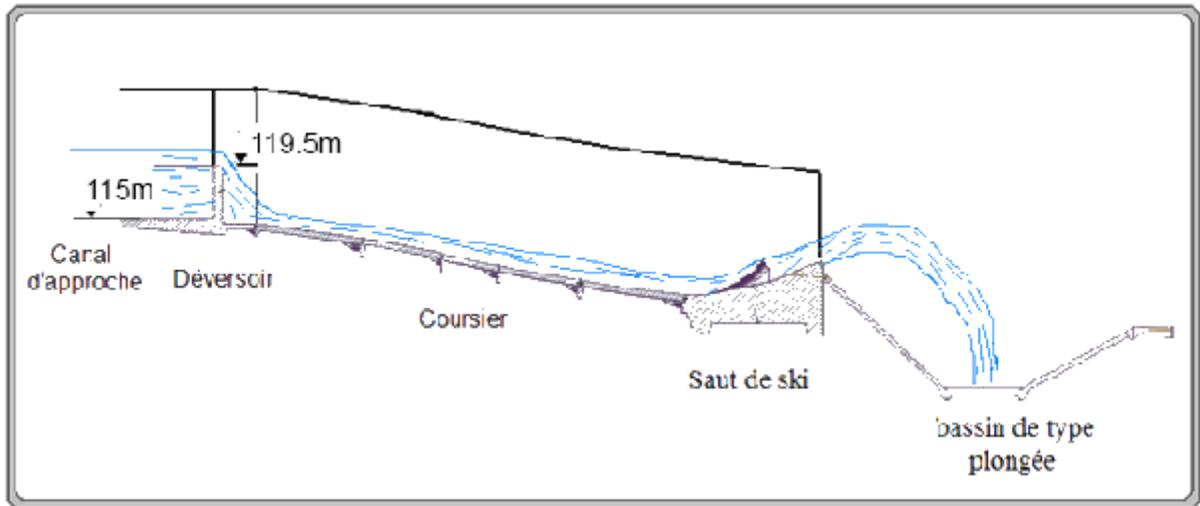


Figure III.2 Profil en long de l'évacuateur de crues.

### III.3.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif permet de guider l'écoulement calmement vers le seuil du déversoir.

La vitesse d'approche ( $V_a$ ) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.  $V_a$  est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V_a = \frac{q_{\max 0.01\%}}{S_c} \dots\dots\dots(III.01)$$

Avec :

$V_a$  : La vitesse d'approche en m/s ;

$q_{\max 0.1\%}$  : Le débit maximal à évacué = 1327.43 m<sup>3</sup>/s ;

$S_c$  : La section du canal (une section rectangulaire) =  $b \times h$  ;

$b$  : Largeur du déversoir en m ;

$$h = H + P = 3.45 + 4.5 = 7,95 \text{ m} \text{ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).}$$

Application numérique :

$$V_a = \frac{1327.43}{50 \times 7,95} = 3.34 \text{ m/s} .$$

$V_a < V_{adm}$  Avec La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s .D'où, pas de risque d'affouillement et d'érosion.

### III.3.2 Le déversoir

L'installation d'un évacuateur de crues à entonnement frontal sur la rive gauche avec un déversoir rectiligne de longueur de 90 m va créer un volume de terrassement important et un talus instable de coté rive. Nous pouvons éviter ce problème en installant un déversoir avec une forme non rectiligne pour obtenir un chenal dont la largeur est acceptable, en gardant la même longueur du seuil déversant.

Le comportement de l'ouvrage doit être vérifié par un model réduit, parce que on aura un changement des caractéristiques de l'écoulement dans le chenal.

Il existe plusieurs formes spéciales du seuil déversant en plan, la figure suivante nous montre quelques types.

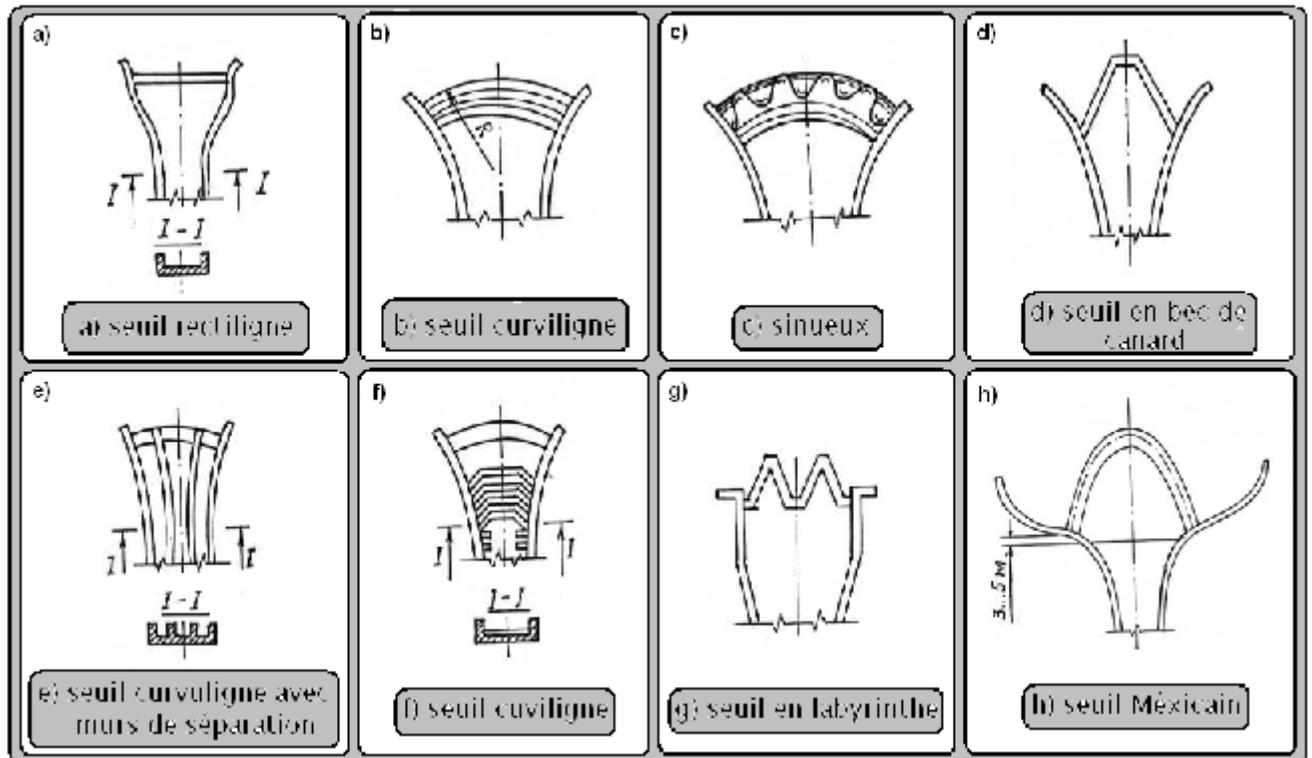


Figure III.3 : Formes du seuil en plan (Med Hireche, 1991).

### III.3.2.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe

L'approche hydrologique a abouti à choisir une longueur déversant qui est de 90 mètre ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne. Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisi de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 50m.

- W : largeur représentée sur le **fig IV.04** W = 50 m
- QL : Débit évacué détermine par laminage : QL = 1327.43, m<sup>3</sup>/s
- H : Charge hydraulique : h = 3.45 m
- P : hauteur de la pelle : P = 4.5 m

### III.3.2.2 Calcul de débit normal

On a la formule de débit normal suivant :

$$Q_n = \mu W \sqrt{2gH}^{3/2}$$

Avec :  $\mu$  : coefficient de débit donné par la formule suivant :

$$\mu = 0.4023 \left( 1 + \frac{0.135 H}{P} \right) * \left( 1 + \frac{0.0011}{H} \right)^{3/2}$$

$$H_{\text{Seuil}} = h + \frac{V^2}{2g}$$

AN :

$$H_{\text{Seuil}} = 3.45 + 1 \frac{4.4^2}{2 \times 9.81} = 3.71 \text{ m}$$

$$\mu = 0.4023 \times \left( 1 + \frac{0.135 \times 3.71}{5} \right) \times \left( 1 + \frac{0.0011}{3.71} \right)^{3/2} = 0.487$$

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit :  $\mu = 0.49$ .

D'où :

$$Q_n = 0.49 \times 50 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 3.71^{3/2} = 775.5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### III.3.2.3 Calcul de géométrie de déversoir

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant :

$$L = 4a + 2b \text{ (figure III. 4).}$$

La géométrie de déversoir est complètement définie par le rapport caractérisant l'augmentation de la largeur L/D, l'angle  $\alpha$ , le nombre d'élément de base n, et la hauteur relative du déversoir D/P, la performance  $q^*$  du déversoir est définie comme le rapport  $Q_L / Q_n$ .

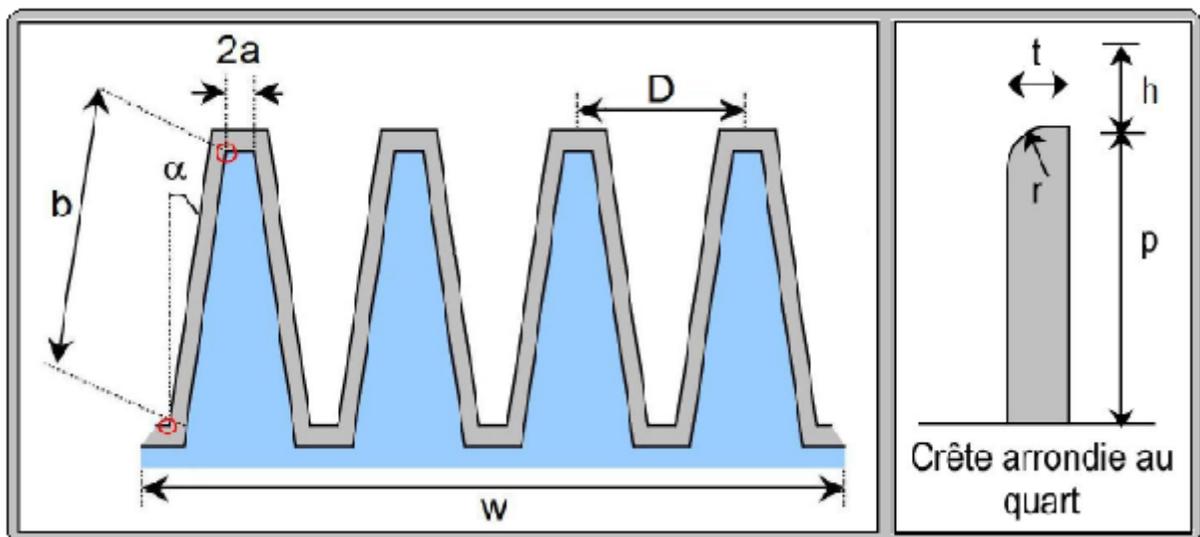


Figure III.4 la géométrie de déversoir labyrinthe.

Donc :  $q^* = 1327.43 / 775.5 = 1.71$  ;  $q^* = 1.71$

Et :  $H/P = 3.45 / 2.5 = 1.38$  ;  $H/P = 0,6$

Avec :  $q^* = 1,71$  et  $H/P = 0,6$

L'annexe N°IV.01 (dimensionnement de déversoir labyrinthe trapézoïdale en plan  $D/p > 2$ ) déterminer l'augmentation de la largeur  $L/D$  :  $L/D = 1,85$

On a :  $\alpha = \arcsin (D/L)$

$$\alpha = \arcsin (1/1,85) = 22,72^\circ \quad ; \quad \alpha = 22,72^\circ$$

on propose une largeur d'un élément de base  $D = 12,5$  m donc  $L = 23,13$  m,  $n = 4$  et on calculé le détail de déversoir :

- $L = 4a + 2b = 23,13$  donc :  $a = 1,5$ m et  $b = 8,6$  m
- $t = P / 6$  ;  $t \approx 1$  m.
- $r = P / 12$  ;  $r \approx 0,5$  m.

### III.3.2.4 Calcul hydraulique du déversoir

Notre déversoir labyrinthe est formé par quatre becs de canard, il est très difficile de déterminer la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence de deux cote pour cela nous allons considérer une hauteur égale a Y amont du chenal d'écoulement parce que ce tronçon est formé d'une faible pente de 0,096% et d'une court distances de 10 m.

- **Remarque :**

Cette approximation est sous réserve, pour connaître sa valeur réelle il faut passer par le modèle réduit.

### III.3.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 50 m, une pente de 0.73% et une longueur déterminée topographiquement de 10 m.

- La profondeur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (III.05)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en  $m^3/s$  ;

b : La largeur du déversoir en m.

AN :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \times \left(\frac{1327,43}{50}\right)^2} = 4.15 \text{ m.}$$

- La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = 1/n \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \dots \dots \dots (III.06)$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en m ;

$I$  : pente en m/m ;

$S$  : section mouillée en  $m^2$  ;

$n$  : coefficient de Manning : ce coefficient dépend de la nature des parois.

$n = 0,05$  à  $0,025$  Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$n = 0,0125$  à  $0,01$  Pour le béton lisse et fonte revêtue. (J.P.Laborde, 2003).

On prend :  $n = 0,0125 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \times (b + 2 \times h_c)^{2/3}}{1/n \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots \dots \dots (III.07)$$

AN :

$$I_{cr} = \left( \frac{1327,43 \times (50 + 2 \times 4,15)^{2/3}}{77 \times (50 \times 4,15)^{5/3}} \right)^2 = 0,001273 \text{ m/m}$$

( $0,096\% < 0,13\% \Rightarrow I < I_{cr}$ ), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

- La profondeur normale ( $h_n$ ):

La profondeur normale  $h_n$  est la profondeur qui apparaît pour le débit  $Q$  et la pente  $I$  du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots \dots \dots (III.08)$$

Avec :

$S$  : Section du chenal d'écoulement en  $m^2$ .

$C$  : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en  $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots \dots \dots (III.09)$$

$n$  : Coefficient de rugosité de Manning en  $\frac{s}{m^{1/2}}$ .

Le tableau représenté en annexe N° IV.02 donne quelques valeurs de  $n$  en fonction du type du canal. On prend :  $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$  (béton).

$R$  : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \dots \dots \dots (III.10)$$

- P : Le périmètre mouillé en m.
- b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \dots \dots \dots (III.11)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau III.1** Les résultats des calculs.

Q (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>n</sub> (m)
741.3	3
948.2	3.5
976.7	4
1098.2	4.1
1237.4	4.2
1280.8	4.3
1327.43	4.38

$h_n = 4,38m > h_c = 4,15m \Rightarrow$  La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

**III.3.4 Calcul du convergent**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$tg( \ ) < \frac{1}{3F} \dots \dots \dots (III.12)$$

**II.3.4.1 La longueur du convergent**

La longueur du convergent est estimée par la formule (Agustín A.G, 2004) suivante :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

- $l_1$  : La largeur au plafond du bief amont en m.
- $l_2$  : La largeur au plafond de la section de contrôle en m, c'est la largeur du coursier au même temps.

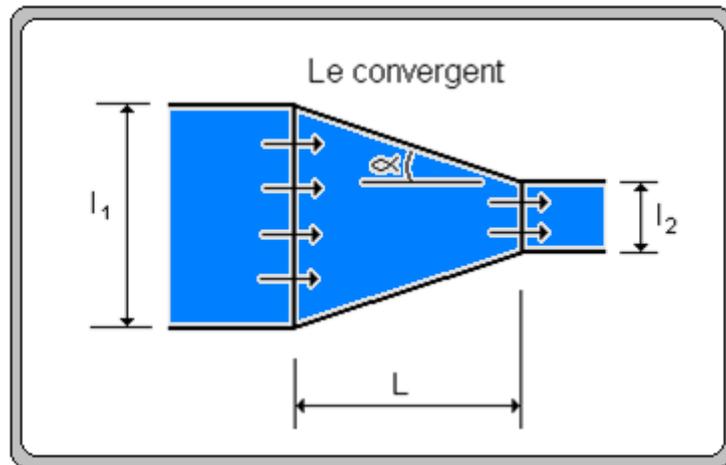


Figure III.5 Schéma d'un convergent.

La largeur finale du convergent se calcul par la formule (Agustín A.G, 2004) suivante :

$$l_2 = 0.7 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \dots \dots \dots (III.14)$$

$$P = \left( h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec :

*P* : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

*g* : Accélération de la gravité (*m/s<sup>2</sup>*).

AN:

$$P = 4,4 + \frac{1327.43^2}{18,46 \times 50^2 \times 4,38^2} - 5,36 = 1,06 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,07 \sqrt{\frac{1344^2}{9,81 \times 1,06^3}} = 27,5 \quad 30 \text{ m}$$

$$L = 1,6 \times (50 - 30) = 32 \text{ m}$$

On revient à la condition (formule IV.12) :

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = \frac{(50 - 30)/2}{32} = 0,31$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec :

*V* : vitesse d'écoulement en m/s.

*g* : l'accélération de la pesanteur.

*h* : Le tirant d'eau en m.

AN :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{1327.43}{50 \times 4,38} = 6,11 \text{ m/s} .$$

$$F = \frac{6,11}{\sqrt{9,81 \times 4,38}} = 0,93 .$$

$$\frac{1}{3F} = \frac{1}{3 \times 0,93} = 0,36$$

D'où :  $tg(\ ) = 0,31 < \frac{1}{3F} = 0,36$  La condition est vérifiée.

### III.3.4.2 La profondeur à la fin du convergent

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique, on aura :

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \times \left(\frac{1327,43}{30}\right)^2} = 5,84 \text{ m}$$

- La vitesse à la sortie du convergent

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{1327,43}{30 \times 5,8} = 7,72 \text{ m/s.}$$

### III.3.5 Coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

#### III.3.5.1 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

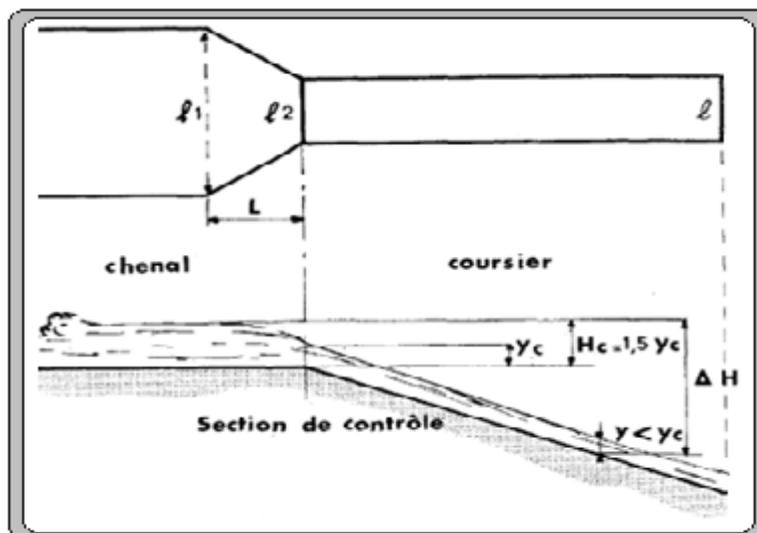


Figure III.6 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

- Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max, p\%}^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (III.13).$$

Alors :  $h_c = 5.8 \text{ m}$

- Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante

$$I_{cr} = \left( \frac{Q_{\max, p\%} \cdot (b + 2h_c)^{3/2}}{K (b \cdot h_c)^{5/3}} \right) \dots\dots\dots (III.14).$$

$$I_{cr} = \left( \frac{1327}{\dots} \right)$$

- Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot I \dots\dots\dots (III.15).$$

Par itération on trouve :  $h_n = 1.07 \text{ m}$

On a :  $h_n < h_c$  et  $I_c < I_n$  alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous S2).

### III.3.5.5 Calcul de la ligne d'eau

Pour cette partie d'étude en utilisant la méthode indirecte d'intégration numérique, cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatique.

L'équation à résoudre, en considérant  $dQ/dx = 0$ , est :

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots\dots\dots (III.16).$$

Avec :  $S_0$  : pente du fond.

$S_f$  : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie  $S_f$  peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies.

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (III.17).$$

On donne des valeurs arbitraires à  $y_i$  et on calcul la distance  $\Delta x$  correspondante aux profondeurs  $y_i$ , et on calcul la profondeur moyenne

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcule  $\Delta x$  à chaque valeur de  $y_i$ , utilisant  $y_{moy}$ , et on l'ajoute à  $\Delta x$  à cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de  $y_i < y_i$  jusqu'à trouver la somme de  $\Delta x$  égale à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours  $y_i < y_0$  (courbe de remous type S2).  
 Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau III.5** Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.

Y (m)	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	R <sub>moy</sub> (m)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$1 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	x (m)	L (m)
5.83								
5.80	174.00	4.18	1.02	-0.02	0.0027	0.2473	-0.2656	-0.575
5.26	157.80	3.89	1.37	-0.37	0.003	0.247	-0.3686	-0.9436
3.84	115.20	3.06	3.52	-2.52	0.0033	0.2467	-0.4886	-1.4322
3.18	95.40	2.62	6.21	-5.21	0.0037	0.2463	-0.9942	-3.8519
2.72	81.60	2.30	9.92	-8.92	0.0042	0.2458	-1.2323	-5.0842
2.45	73.50	2.11	13.57	-12.57	0.0085	0.2415	-2.3124	-10.7919
2.13	63.90	1.87	20.65	-19.65	0.01	0.24	-2.8627	-13.6545
2.15	64.50	1.88	20.08	-19.08	0.0119	0.2381	-3.5647	-17.2192
2.06	61.80	1.81	22.83	-21.83	0.0144	0.2356	-4.4766	-21.6958
1.86	55.80	1.65	31.02	-30.02	0.0176	0.2324	-5.6869	-27.3827
1.83	54.90	1.63	32.57	-31.57	0.0219	0.2281	-7.3361	-34.7187
1.71	51.30	1.54	39.92	-38.92	0.0277	0.2223	-9.6584	-44.3772
1.67	50.10	1.50	42.85	-41.85	0.0358	0.2142	-13.0721	-57.4492
1.59	47.70	1.44	49.65	-48.65	0.0475	0.2025	-18.3941	-75.8434
1.56	46.80	1.41	52.57	-51.57	0.0648	0.1852	-27.4467	-103.2901
1.50	45.00	1.36	59.14	-58.14	0.0918	0.1582	-45.2373	-128.5273
1.46	43.80	1.33	64.13	-63.13	0.1211	0.1289	-31.4846	-152.012

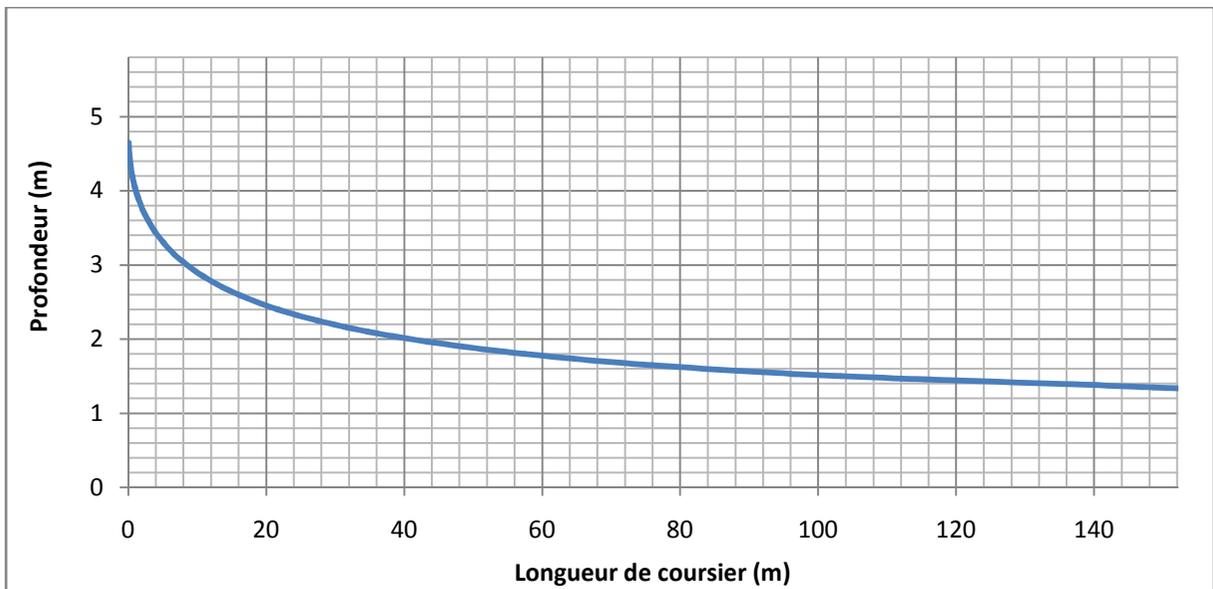


Figure IV.8 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

### III.3.6 Dissipateur d'énergie

#### III.3.6.1 Choix de l'ouvrage de restitution

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite, et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle  $\theta$ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

Avec : - K : coefficient d'aération  $K=0,9$ .

- Y : tirant d'eau  $Y=1,46\text{m}$
- V : vitesse au départ du saut de ski  $V=30,31\text{m/s}$ .
- $\theta$  : angle de sortie d'eau  $\theta=20^\circ$ .

$$\text{On aura : } X = 2 \times 0,9 \times \left( 1,46 + \frac{30,31^2}{2 \times 9,81} \right) \times \sin(2 \times 20) = 56,4 \text{ m.}$$

#### III.3.6.2 Type de l'écoulement

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement a son extrémité avale, le deuxième cas est celui du jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

III.3.6.3 Dimensionnement du dissipateur

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R min dépend de la charge H1 et de nombre de Froude. (figure III.9)

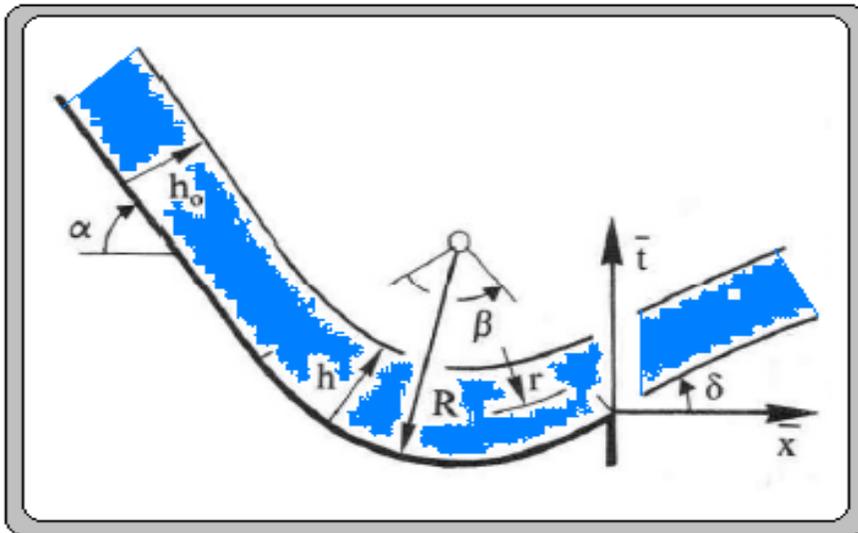


Figure III.9 Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski.

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire :  $q = \frac{Q}{b} = \frac{1327.43}{30} = 44,8 \text{ m}^2/\text{s}$ ..... $q_1 = 44,8 \text{ m}^2/\text{s}$ .
- la hauteur d'eau à l'amont : ..... $h_1 = 1,46\text{m}$ .
- le nombre de Froude :  $F_1 = \frac{q_1}{(gh_1^3)^{0,5}} = \frac{44,8}{(9,81 \times 1,46^3)^{0,5}} = 8,11$ ..... $F_1 = 8,11$ .
- la charge d'eau :  $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} = 1,46 + \frac{44,8^2}{2 \times 9,81 \times 1,46^2} = 49,45 \text{ m}$ ..... $H_1 = 49,45\text{m}$ .

III.3.6.4 Caractéristique de l'écoulement

La hauteur d'eau h1 se calcule d'après une courbe de remous égale a  $h_1 = 1,46\text{m}$ .

On a:  $V_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{44,8}{1,46} = 30,68 \text{ m/s}$   $V_1 = 30,68 \text{ m/s}$ .

La répartition des vitesses  $V = V(r)$  à travers l'auge à angle d'ouverture  $\beta$  suit la loi

( $V \cdot r = \text{constante}$ )

Avec :  $r$  : Rayon de courbure de la ligne d'eau.

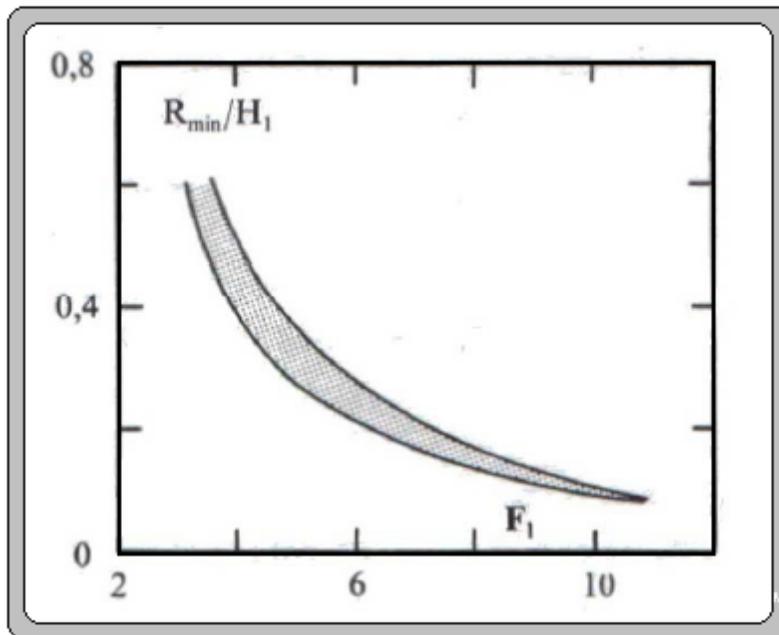
$V_s$  : La vitesse à la surface libre.

$$V_s = \sqrt{2 \cdot g(H_1 - h_1)} = \sqrt{2 \times 9,81(49,45 - 1,46)} = 30,68 \text{ m/s} \quad V_s = 30,68 \text{ m/s.}$$

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{P_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R}$$

Avec :  $R$  : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude  $F = 8,11$ , d'après le graphe de la figure (III.10).



**Figure III.10** Rayon minimal relatif  $R_{\min}/H_1$  en fonction de  $F_1$ .

On a:  $\frac{R_{\min}}{H_1} = 0,15$

D'où :  $R = 0,15 \times 49,45 = 7,42 \text{ m}$ , on opte pour la valeur :  $R = 7,5 \text{ m}$

D'où:  $P_f = \frac{F^2 \rho g h^2}{R} = \frac{8,11^2 \times 1000 \times 9,81 \times 1,46^2}{7,5} = 183,381 \text{ KN /m}^2 \dots P_f = 183,381 \text{ KN /m}^2.$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents (**figure III.11**), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

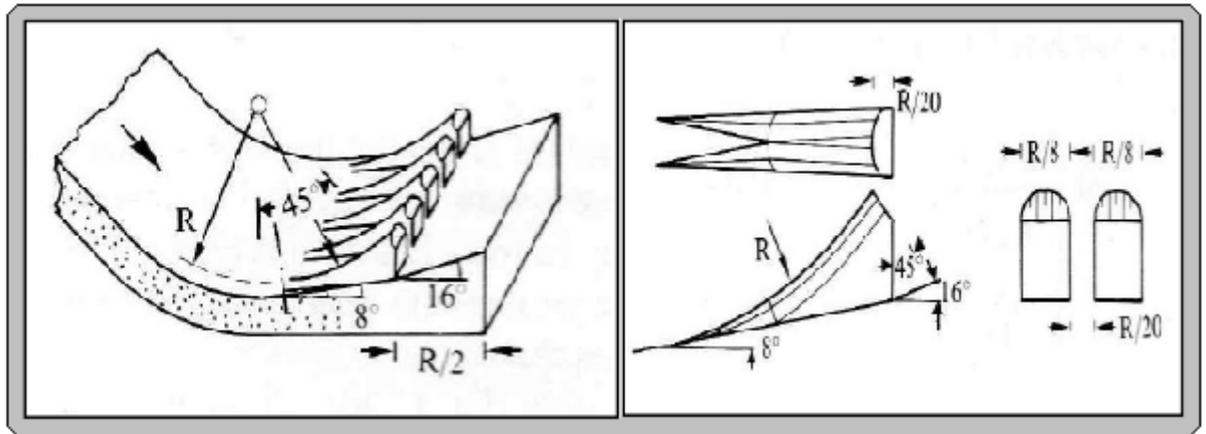


Figure III.11 Dent du dissipateur à auge.

- La largeur d'une dent est :  $R / 8 = 7,5/8 = 0,94 \text{ m}$ .
- L'espace libre entre les dents est :  $R / 20 = 7,5/20 = 0,38 \text{ m}$ .
- Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier une partie de longueur  $R / 2 = 3,75 \text{ m}$  à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulements à la sorte de la structure.( voir le détail sur la planche n°3 )

### III.3.6.5 Détermination des longueurs de trajectoire de jet

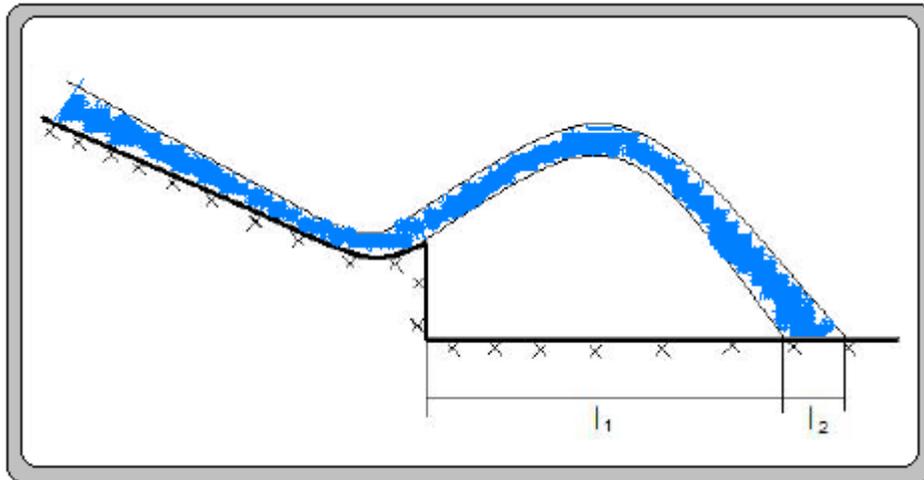


Figure IV.12 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.

$$\text{On a : } l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left( \sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right)$$

On prend :  $p = 1 \text{ m}$  ;

$$\alpha = 16^\circ \text{ ( voir fig III.11 )}.$$

$$l_2 = L \cos \Theta$$

$$\text{Avec : } L = 1.4 \ q \ \log \frac{V_1}{V_{\alpha\alpha}}$$

$$\text{Et : } \tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{V_1^2 \cos \alpha}}$$

Avec :  $V_1$ : Composante de la répartition de la Vitesse du jet.

$q$ : Débit spécifique.

$a$ : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

$$\text{Avec : } V_x = V$$

$$\text{Ou : } \Psi : \text{coefficient de vitesse : } \Psi = 0,95$$

$$V = Q / S = 1344 / (30 ; 1,46) = 30,68 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_x = 30,68 \times 0,95 = 29,15 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$\text{Et : } V_y = \sqrt{2 \cdot g(p + h/2)} = \sqrt{2 \times 9,81 \times (1 + \frac{1,46}{2})} = 5,83 \text{ m/s} \quad V_y = 5,83 \text{ m/s}.$$

$$\text{D'où : } V_1 = \sqrt{29,15^2 + 5,83^2} = 29,73 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$\text{Tag } \Theta = \left| \tan^{-1} 16^\circ + \frac{2 \times 9,81 \times (1 + \frac{1,46}{2})}{29,73^2 \times \cos 16^\circ} \right| = 0,35; \quad \Theta = 19,27^\circ.$$

Donc :

$$L = 1,4 \times 44,8 \times \log \frac{29,73}{29,15 \times 0,75} = 8,37 \text{ m} \quad L = 8,37 \text{ m}.$$

$$l_1 = 45 \times \left( \sin 16 + \sqrt{\frac{34}{862,6}} + \sin 16 \right) = 37,66 \text{ m} \quad l_1 = 37,66 \text{ m}.$$

$$l_2 = 8,37 \times \cos 19,27^\circ = 7,90 \text{ m} \quad l_2 = 7,9 \text{ m}.$$

$$\text{D'où : } l = 37,66 + 7,90 = 45,56 \text{ m} \quad l = 45,56 \text{ m}.$$

### III.3.6.6. Dimensionnement de bassin de type plongé

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de type plongé selon USBR.

- Détermination de la hauteur d'affouillement

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons les formules suivantes :  
 La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0.9 \sin^2 \theta . H_t + a$$

$$H_{aff} = 1.9 H^{0.225} . q^{0.54}$$

On a:  $H_t = NPHE - C_{f,coursier} - Y_{f,coursier}$

D'où :  $H_t = 114,2 - 57,84 - 1,46 = 54,9 \text{ m}$

Et :  $a = 1 \text{ m}$ .

On aura:  $H = 0,9 \times \sin^2 19,72 \times 54,9 + 1 = 6,63 \text{ m}$

**H = 6,63 m.**

$H_{aff} = 1,9 \times 6,63^{0,225} \times 44,8^{0,54} = 22,66 \text{ m}$

**Haff = 23 m.**

### III.3.6.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2 \right) \times K \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots (III.24) \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots (III.26) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = \sqrt[3]{\frac{1344^2}{9,81 \times 70^2}} = 3,35 \\ \sigma = \frac{3,35 \times 1}{70} = 0,048 \end{array} \right.$$

D'où :

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{0,048}{3} + 0,015 \times 0,048^2 \right) \times 3,35 = 3,3 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times 2 \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$$

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 \times 3,3^2 + 70 \times 3,3 = 241,89 \text{ m}^2$$

$$p_{cr} = 70 + 3,3 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 79,33 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{241,89}{79,33} = 3,05 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,023} \times 3,05^{\frac{1}{6}} = 52,36$$

$$D'o\grave{u} : I_{cr} = \frac{1344^2}{241,89^2 \times 52,36^2 \times 3,05} = 0,0037 \text{ m/m}$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

$$H_n = 3.4\text{m}$$

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{1344}{1 \times 3,4^2 + 70 \times 3,4} = 5,39 \text{ m/s} .$$

$$V = 5.39 \text{ m/s}$$

### Remarque

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est :  $V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ m/s} .$

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

### III.3.7 Calcul de la hauteur des murs bajoyers

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

#### III.3.7.1 Chenal d'écoulement

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue :  $NNR = 119.5 \text{ m}$

Le niveau des plus hautes eaux :  $NPHE = 123\text{m}$

Si on prend pour la revanche une valeur de  $R = 3$  on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 114,2 - 111,3 + 3 = 5,9 \text{ m}.$$

#### II.3.7.2 Le coursier

- Hauteur du mur au début du coursier  $h_m$ :

$$h_m = h + r$$

Avec :

$h$  : Le tirant d'eau

$r$  : La revanche donnée par la formule suivante :

$$r = 0.61 + 0.14 V^{1/3} \dots\dots\dots(III.28)$$

$V$  : est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{1344}{30 \times 5,2} = 8,6 \text{ m/s}.$$

$$r = 0,61 + 0,14 \times 8,52^{\frac{1}{3}} = 0,9 \text{ m}$$

$$h_m = 5,2 + 0,9 = 6,1 \text{ m}.$$

- Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{1344}{30 \times 1,46} = 30,68 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 \times 30,68^{\frac{1}{3}} = 1 \text{ m}$$

$$h_m = 1,46 + 1 = 2,46 \text{ m}$$

### III.3.7.3 Le bassin de dissipation

$$H_m = 0,2 \times H = 0,2 \times 23 = 4,6 \text{ m}$$

## III.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

### III.4.1 Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{cases}$$

Avec :

$b$  : Largeur du coursier,

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$F$  : Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{30}{1,46} = 20,55 > 10 \\ F^2 = 8,1^2 = 64 > 40 \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle.

### III.4.2 Le phénomène d'entraînement de l'air naturel

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance ( $D$ ) de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que ( $D$ ), croit avec le débit spécifique ( $q$ ) pour une rugosité et une pente du radier du coursier  $i$  données. La position de  $D$  peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\left(\frac{q}{\sqrt{g \times n^3}}\right), i\right) \dots \dots \dots \text{(III.29)}$$

AN :

On a :  $q = \frac{1327.43}{30} = 44,8 \text{ m}^2/S.$  et  $n = 0.028 .$

D'où :  $\frac{1327.43}{\sqrt{9,81 \times 0,028^3}} = 91586 .$

On a :  $i = 0,3188 \text{ m/m}$ , on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe) ; le rapport

$\frac{D}{n} = 17500$  ce qui donne une distance  $D = 17500 \times 0.028 = 490 \text{ m}.$

Sachant que la longueur du coursier dans notre cas est de 152 m ce que veut dire il n'aura pas un entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

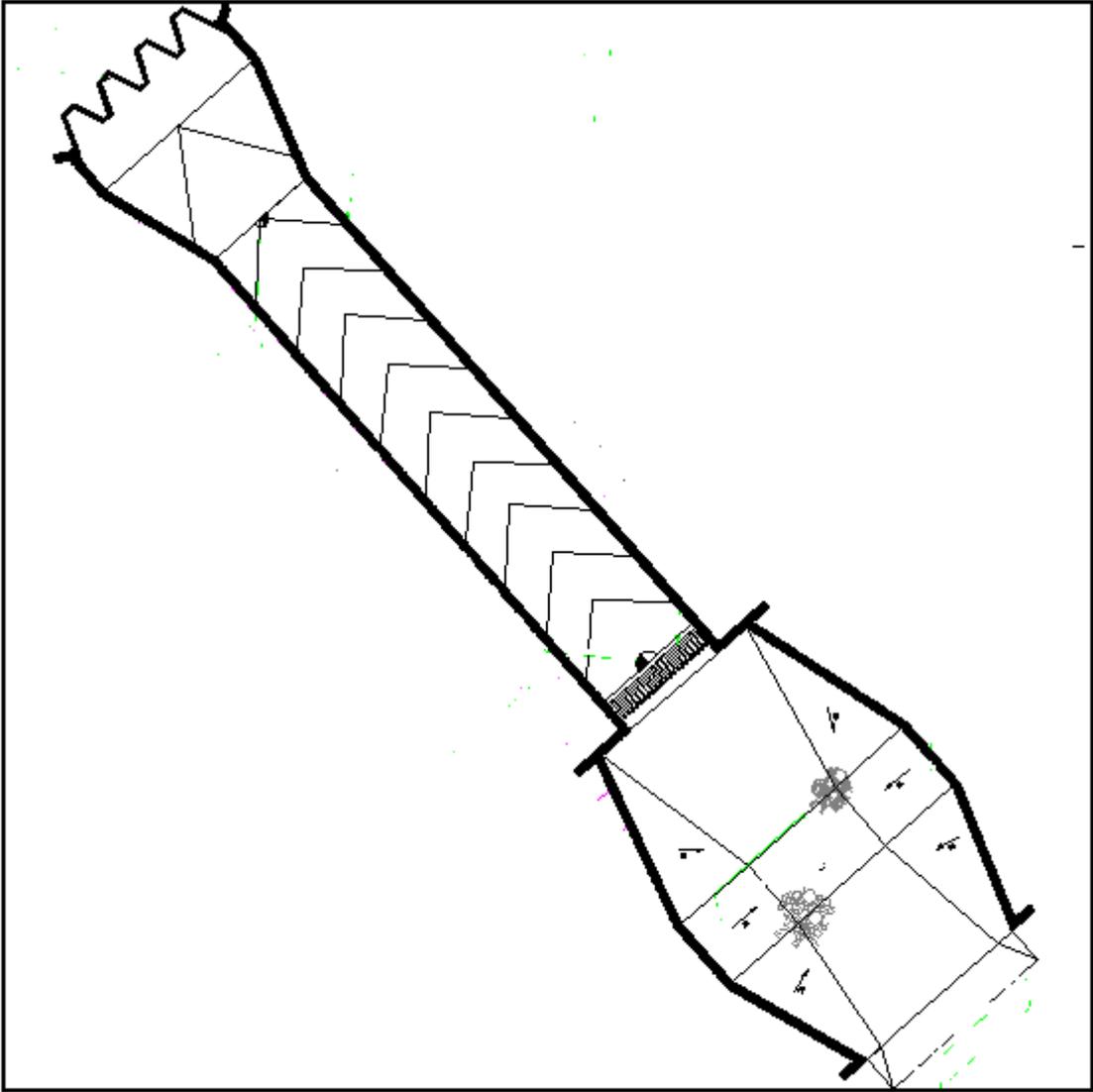


Figure IV. 13 vue en plan de l'évacuateur de crue.

**Introduction :**

Dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant, retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

**IV.1.Etude de stabilité :**

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant au différents charges, et qu'il vérifie les conditions au reversement, au glissement et au poinçonnement.

**IV.1.1.stabilité de déversoir :**

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteurs déversante maximale  $H_d=2.35m$ ).

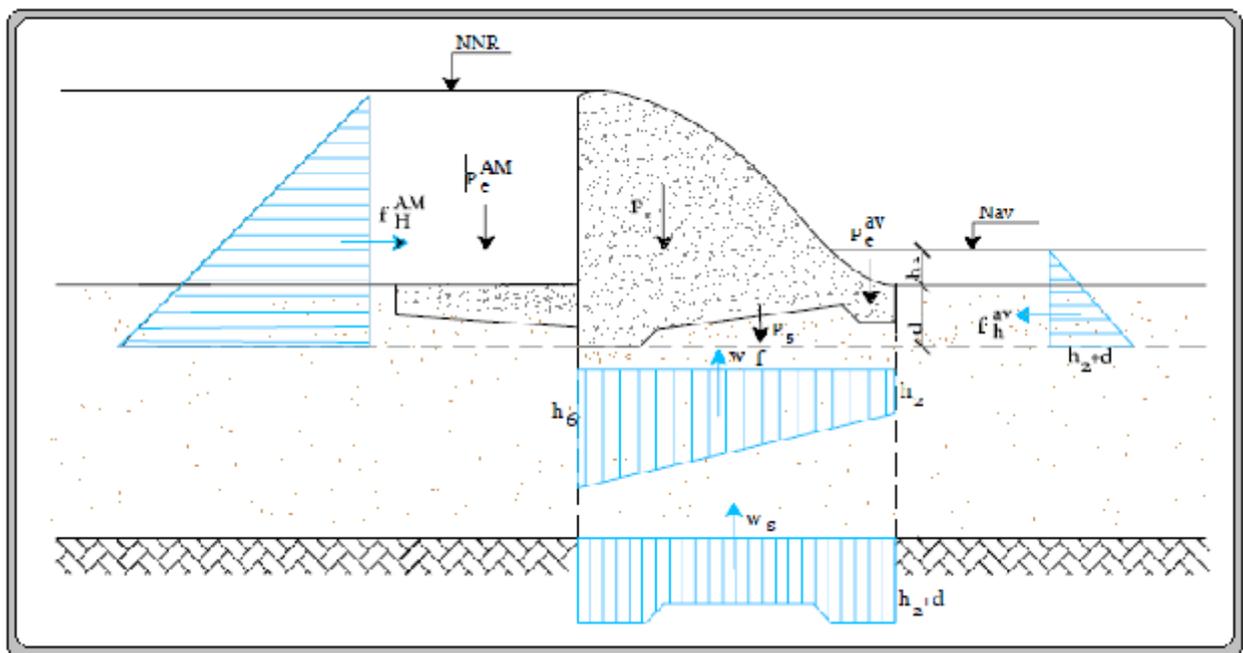


Figure IV.1 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

**IV.1.1.1.Calcul des forces :**

Avent de calcul des forces on doit dimensionner le radier de déversoir et vérifie l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

✓ **Prédimensionnement de l'ouvrage :**

-Avent radié :

- Longueur :  $l_{ar} = (0 \div 2) * h_1$ .
- Epaisseurs: on a
  - $h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$
  - $5 < h_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$
  - $h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75m$
- Et :  $T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$ .
- Radié :

- Longueur :  $L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1$ .
- Epaisseurs :
  - $T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1$ ,
  - $T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1$ ,
  - $T_{r4} = T_{r1} - 0.5$ ,
  - $S = T_{r1}$ ,
  - $S_1 = S_2 = T_{r2} + 0.5$ .

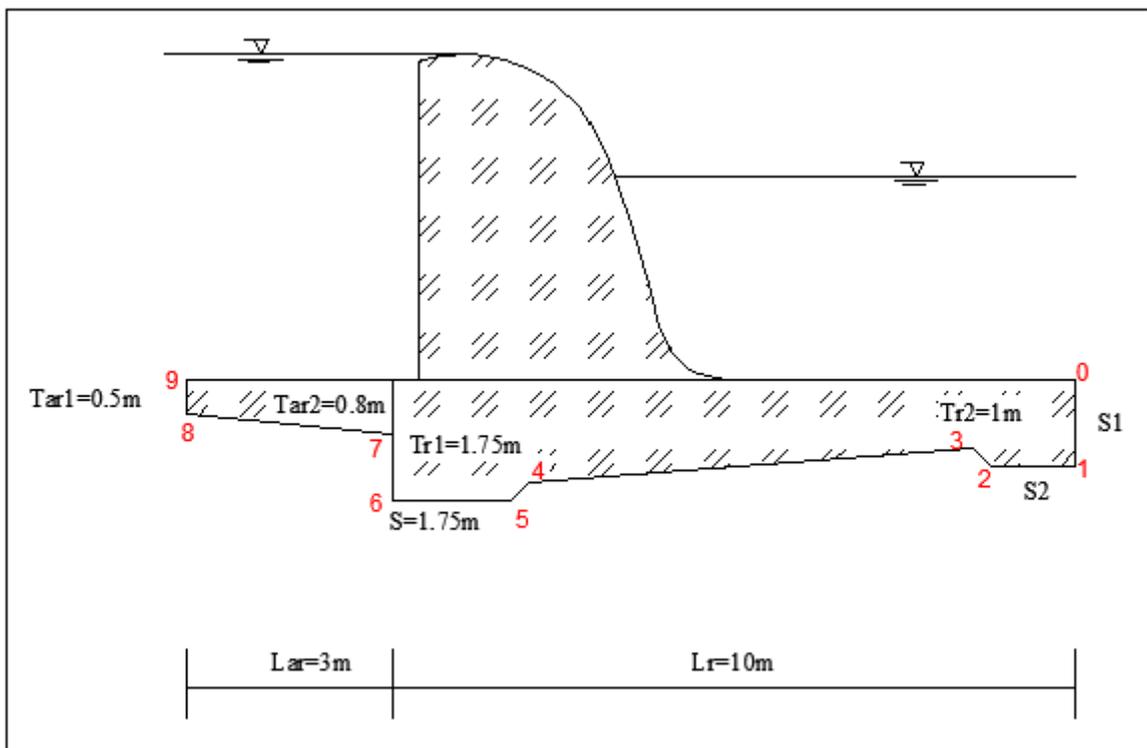


Figure IV .2: Prédimensionnement du déversoir.

✓ **Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).**

Dans cette méthode la répartition des sous pression est considéré linéaire. Et la condition à vérifie est que la longueur de contour déployer (LCD) est supérieur à la longueur de contour théorique de Bligh ( $LC_{Théorique}$ ).

Avec :  $LC_{Théorique} = \Delta H * C = 4.02 * 3 = 12.05m$  (C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 7 - 2.98 = 4.02m.$$

$$LCD = 1.25 + 1.25 + .35 + 6.52 + 0.35 + 1.75 + 0.95 + 3.02 + 0.5 = 15.94m .$$

$LCD > LC_{Théorique}$ . Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \dots\dots\dots (IV.1).$$

$$t_x = n * \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots\dots\dots (IV.2).$$

Avec : -  $t_x$  : épaisseur de radier.

-  $\gamma_w$  : Poids spécifique de l'eau. ( $\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$ ).

-  $\gamma_b$  : Poids spécifique de béton. ( $\gamma_b = 2400 \text{Kgf/m}^3$ ).

- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85/1.25)

Tableau IV.1 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	1.25	2.5	2.58	9.37	9.72	11.47	12.42	15.34	15.94
$h_x(m)$	0	0.36	0.72	0.74	2.72	2.82	3.33	3.60	4.45	4.62
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,26	0.51	0.53	1.94	2.01	2.38	2.57	3.18	3.30
$T_{pré}(m)$	0	1.25	1.25	1	1.5	1.75	1.75	0.8	0.5	0
$T_d(m)$	0	1	1	0.8	1.5	1.75	1.75	0.8	0.5	0

**a) Forces verticales :**

- Sous pressions dynamiques :

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l$$

Avec :  $S_{sp}^h$  : Epure des sous pressions.(  $S_{sp}^h = 26.13m^2$  ) ;

Et  $l$  : largeur de déversoir.

Alors :  $F_{sp}^h = 26.13t$ .

- Sous pressions statiques:

$$F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l$$

Avec :  $S_{sp}^S$  : Epure des sous pressions statique. ( $S_{sp}^S = 38.74m^2$ ).

Alors :  $F_{sp}^S = 38.74 t$ .

- Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_d * S_d * l$$

$$P_r = 12.90 t.$$

- Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_d * S_s * l$$

Avec :  $S_s$  : Surface de la semelle ; ( $S_s = 13.69m^2$ ).

Alors :  $P_s = 32.86t$ .

- Poids de l'eau amont :

$$P_w = \gamma_w * S_w * l$$

Avec :  $S_w$  : Surface de l'eau en amont. ( $S_w = 26.67m^2$ ) ;

Alors :  $P_w = 26.67t$ .

- Poids de l'eau aval :

$$P_w' = \gamma_w * S_w' * l$$

$P_w' = 18.57 t$ .

- Poids des terres :

$$P_t = \gamma_t * S_t * l$$

Avec :  $S_t$  : Surface des terres. ( $S_t = 6.6m^2$ )

$\gamma_t$  : Poids spécifiques des terres. ( $\gamma_t = 1800Kgf/m^3$ ).

$$P_t = 11.88 t.$$

#### b) Forces horizontales:

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = \gamma_w * S_w * l$$

$$F_w = 24.5t.$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F_w' = \gamma_w * S_w' * l$$

$$F_w' = 4.44 \text{ t.}$$

- Poussée des terres:

$$F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l$$

Avec:  $A_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ . Et  $\varphi$  : Angle de frottement. ( $\varphi = 30^\circ$ ).

$S_t$  : Epure des pressions des terres.

$$F_t = 2.38 \text{ t.}$$

#### IV.1.1.2. Stabilité au renversement :

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la

stabilité soit vérifiée :  $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$ .

Avec :  $M_s$  : Somme des moments des forces stabilisatrices.

$M_r$  : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = (P_r + P_s) \cdot 6.53 + P_w \cdot 10.83 + P_w' \cdot 3.32 + F_w' \cdot 0.99 + P_t \cdot 10.8 = 775.42 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_{sp}^s \cdot 6.5 + F_{sp}^h \cdot 8.67 + F_w \cdot 2.33 + F_t \cdot 6.5 = 547.68 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.42 \text{ Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

#### IV.1.1.3. stabilité au glissement :

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} \leq \theta .$$

Avec :  $\theta$  - coefficient de frottement. ( $\theta > 0.7$ ).

$$\sum F_h = 26.88 \text{ t. Et } \sum F_v = 38.01 \text{ t.}$$

Alors :  $\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.707 < 0.8$ . La stabilité au glissement est vérifiée.

#### IV.1.1.4. Stabilité au poinçonnement :

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radié de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol. ( $\sigma_{sol} = 150bar$ ).

Contraintes maximales et minimales de radié :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2}$$

Avec :  $N = \sum F_v$  : Somme des forces verticales.

$M_G$  : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

$\beta$  : Largeur de radié de déversoir.

$N = 38.01t$ .

Et  $M_G = 92.06 \text{ t.m}$ .

Alors :  $\sigma_1 = 0.62$        $\sigma_2 = -0.04$

$\sigma_1 < \sigma_{sol}$  : La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

**IV.1.2. Stabilité des murs bajoyers :**

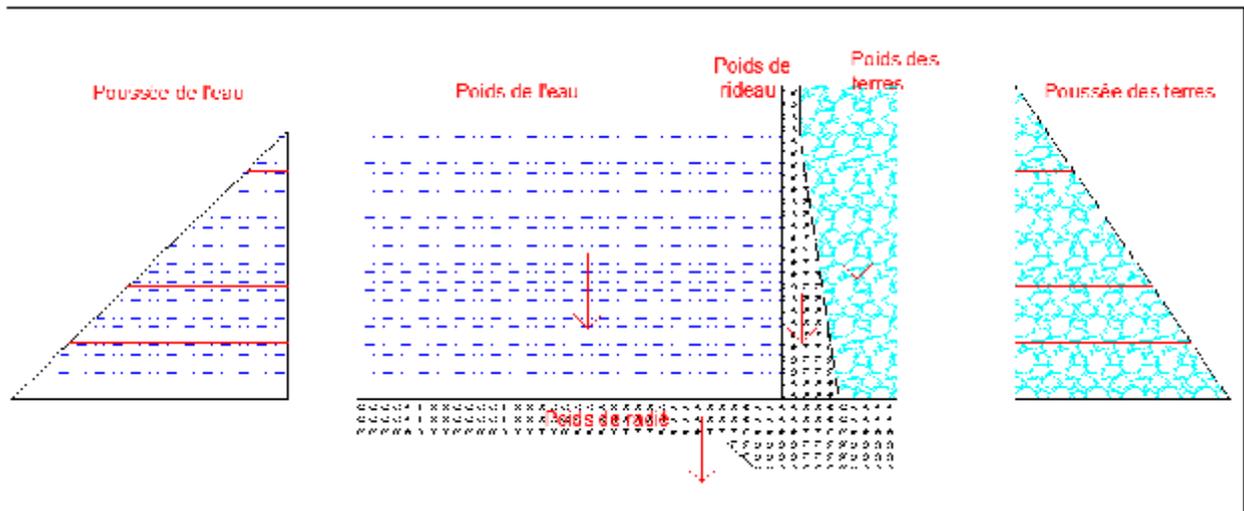


Figure IV.3 : Différentes charges agissantes sur le déversoir.

**IV.1.2.1. Calcul des forces :**

- **Forces verticales :**

- Poids de radié :  $P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot l = 2.4 \cdot 7.67 \cdot 1 = 18.41t$
- Poids de rideau :  $P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot l = 2.4 \cdot 3.30 \cdot 1 = 7.92t$
- Poids de l'eau :  $P_w = \gamma_w \cdot S_w \cdot l = 1 \cdot 32.42 \cdot 1 = 32.42t$
- Poids des terres :  $P_t = \gamma_t \cdot S_t \cdot l = 1.8 \cdot 7.70 \cdot 1 = 13.86t$

- Forces horizontales :

- Poussée de l'eau :  $F_w = \gamma_w * S_w * l = 10.81t$
- Poussée des terres :  $F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l = 4.99t$ .

IV.1.2.2. Stabilité au renversement :

$$M_s = P_r * 7.85 + P_t * 8.74 + P_s * 5.12 = 282.298t.m$$

$$M_r = F_t * 1.83 = 9.13m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 30.92$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

IV.1.2.3. Stabilité au glissement :

$$\sum F_h = 4.99t. \quad \sum F_v = 40.19t.$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.122 < 0.8$$

Alors : de point de vue glissement le mure est stable.

IV.1.2.4. Stabilité au poinçonnement :

$$\sigma_1 = \frac{N}{1 \ 0 \ 0 \ \beta} + \frac{6 \cdot M_G}{1 \ 0 \ 0 \ \beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{1 \ 0 \ 0 \ \beta} - \frac{6 \cdot M_G}{1 \ 0 \ 0 \ \beta^2}$$

$$N = 40.19 \text{ t. et } M_G = 50.59tm.$$

$$\sigma_1 = 0.493 \text{ bar et } \sigma_2 = 0.375 \text{ bar}$$

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

IV.2. Calcul de ferrailage :

IV.2.1. Ferrailage de rideau de coursier :

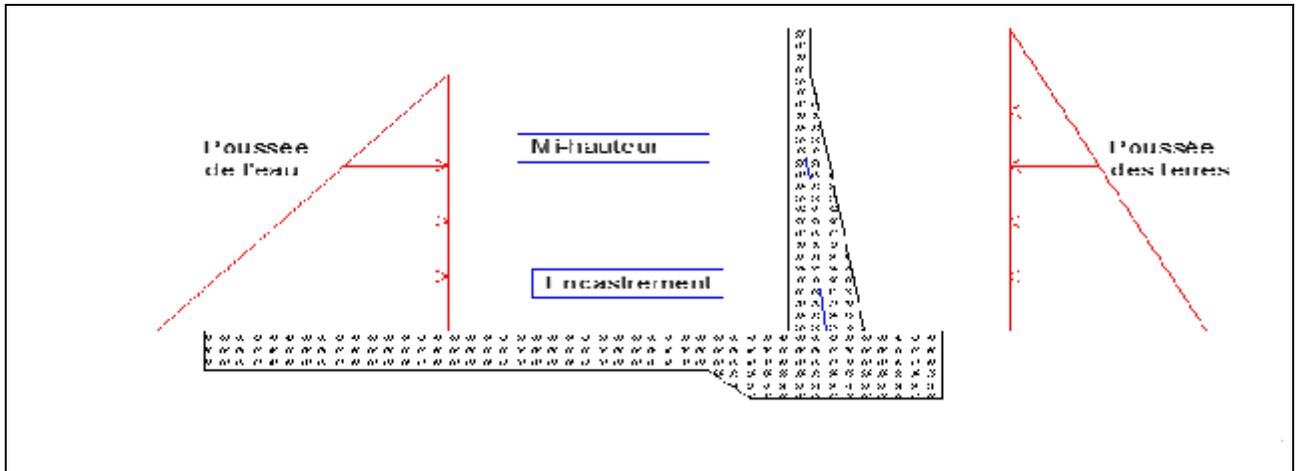


Figure IV.4 : Calcul ferrailage de coursier.

**A. Calcul des moments :**

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

- A l'encastrement :

$$\text{Poussée de l'eau : } M_w = 1.35 * F_w * \frac{h_w}{3} = 22.62 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des terres : } M_t = 1.35 * Ap * F_t * \frac{h_t}{3} = 12.44 \text{ t.m.}$$

$$M_e = 1.35 * F_w * \frac{h_w}{3} - 1.35 * Ap * F_t * \frac{h_t}{3} = 22.62 - 12.44 = 10.18 \text{ t.m}$$

(1.35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

- A mi-hauteur :

$$\text{Poussée de l'eau : } M'_w = 1.35 * F'_w * \frac{h'_w}{3} = 1.54 \text{ t.m.}$$

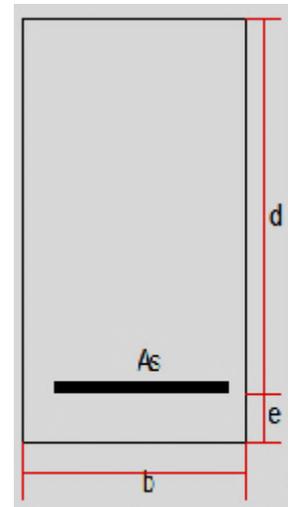
$$\text{Poussée des terres : } M'_t = 1.35 * Ap * F'_t * \frac{h'_t}{3} = 2.48 \text{ t.m}$$

**B. Calcul des aciers :**

On a :  $\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$  ..... (IV.7).

Avec : -  $\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton. ( $\sigma_{bc} = 142$  bar).

- b ; largeur de la section ; b=100cm
- d : hauteur de la section ; d=65 cm.(d = 40m à mi-hauteur)
- e : l'enrobage ; e= 5cm.
- $A_s$  : section des aciers en  $cm^2$ .



- Calcul à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{12.44 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.021.$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2$$

Avec :  $\alpha_l = \frac{3.5}{1000.\epsilon_l + 3.5} = 0.68$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017$$

$E_s = 2.1 * 10^6$  (élasticité du béton),  $f_e = 4000$ ,

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers.

Alors :  $\mu_l = 0.395$

On a  $\mu < \mu_l$   $\longrightarrow$  Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

-  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26$  bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

-  $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.\mu}}{0.8} = 0.026$$

$$A_{s1} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{12.44 * 10^5}{0.98 * 65 * 3478.26} = 5.56 cm^2.$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{10.18 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.017.$$

$$A_{s2} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{10.18 * 10^5}{0.99 * 65 * 3478.26} = 4.54 \text{ cm}^2$$

- Calcul à mi-hauteur :

$$\mu = \frac{M_{h/2}}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{2.48 * 10^5}{142 * 100 * 45^2} = 0.0086.$$

$$A_{h/2} = \frac{M_{h/2}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{2.48 * 10^5}{0.99 * 45 * 3478.26} = 1.60 \text{ cm}^2$$

#### IV.2.2. Ferrailage de la semelle de coursier:

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radié, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N,

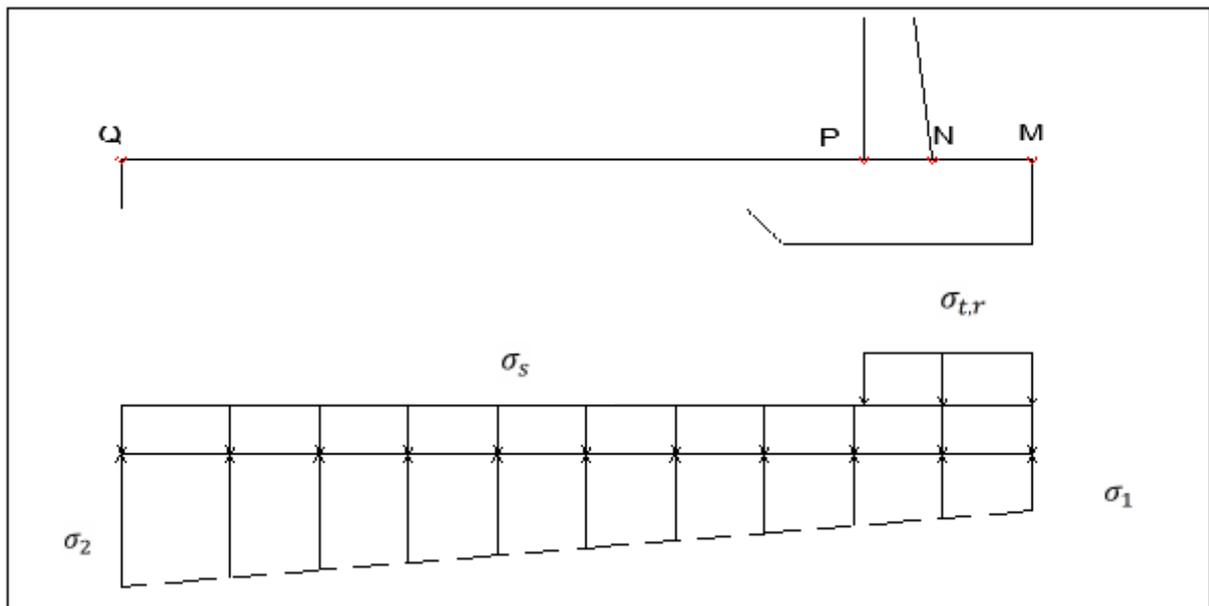


Figure IV.5 : Différentes contraintes de la semelle.

- Contrainte de radié :

$$\sigma_s = \frac{1.35 * P_s}{100 * Q M} = \frac{1.35 * 18410}{100 * 920} = 0.27 \text{ bar}$$

- Contrainte de rideau et des terres :

$$\sigma_{t,r} = \frac{1.35 * (P_t + P_r)}{100 * NM} = \frac{1.35 * (7.92 + 13.86) * 10^3}{100 * 170} = 1.73 \text{ bar.}$$

- Contraintes de sol :

$$\sigma_1 = \frac{N}{1000 \beta} + \frac{6 \cdot M_G}{1000 \beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{1000 \beta} - \frac{6 \cdot M_G}{1000 \beta^2}$$

$N = 40.19 \text{ t}, \quad M_G = 60.41.$

Alors :  $\sigma_1 = 0.867 ; \quad \sigma_2 = 0.009.$

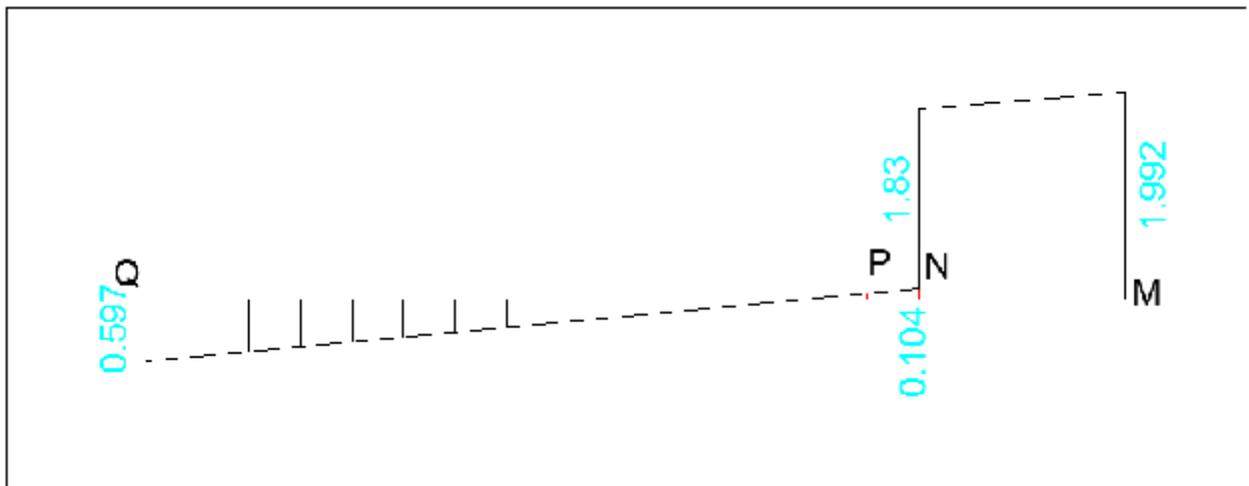


Figure IV.6 : Diagramme résultant des contraintes du radié.

- **Partie NM :**

Le consol NM ferrailé avec le moment  $M_N$  en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_N = S_{MN} * 0.97 = 37.1 \text{ t.m}$$

$S_{MN}$  : Section de diagramme des contraintes du consol MN.

Section à l'encastrement : -  $b = 100 \text{ cm.}$

-  $e = 5 \text{ cm,}$

-  $d = 115 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{37.1 * 10^5}{142 * 100 * 115^2} = 0.0197.$$

On a :  $\mu < \mu_l$  Alors il n'y a pas d'acier comprimé.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0249$$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{37.1 * 10^5}{0.99 * 115 * 3478.26} = 9.37 \text{ cm}^2$$

• **Partie PQ :**

Moment résultant à l'encastrement :

$$M_P = S_{PQ} * 5.225 = 10.255 \text{ t.m}$$

Avec :  $S_{PQ}$  : Aire résultant de diagramme des contraintes dans la partie PQ.

Section de calcul : - b = 100 cm.

$$- e = 5 \text{ cm.}$$

$$- d = 65 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_P}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{10.255 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.017.$$

$\mu < \mu_l$  Alors il n'y a pas d'acier comprimé.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0215,$$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{10.255 * 10^5}{0.99 * 65 * 3478.26} = 4.58 \text{ cm}^2$$

• **Chois des aciers :**

Le choix des aciers pour chaque section calculée dans les murs bajoyers est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau IV.2 : chois des aciers des murs bajoyers, (H=5.5m).

Aciers	Aire (cm <sup>2</sup> )	Radier						Semelle			
		Encastrement 1		Encastrement 2		Mi-hauteur		Partie NM		Partie PQ	
		n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)

T <sub>20</sub>	3.14	2	50	2	50	-	-	3	33.33	2	50
T <sub>16</sub>	2.01	3	33.33	3	33.33	-	-	5	20	3	33.33
T <sub>14</sub>	1.54	4	25	3	33.33	2	50	7	14.28	3	33.33
T <sub>12</sub>	1.13	5	20	5	20	2	50	9	11.11	5	20
T <sub>10</sub>	0.78	8	12.5	6	16.67	3	33.33	13	7.69	6	16.67
T <sub>8</sub>	0.50	12	8.33	10	10	4	25	19	5.26	10	10

N.B : La réalisation de coursier et le chenal d'écoulement se fait par bloc de 20 m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux par des joints (Water stop).

Tandis qu'on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

**IV.2.3.Ferraillage de radié de déversoir :**

✓ **Calcul des forces :**

- Forces verticales :

- Poids de radié :  $P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * 13.69 * 1 = 32.86t$
- Poids de rideau :  $P_r = \gamma_b * S_r * l = 2.4 * 5.375 * 1 = 12.90t$
- Poids de l'eau amont :  $P_w = \gamma_w * S_w * l = 1 * 26.67 * 1 = 26.67t$
- Poids de l'eau aval :  $P'_w = \gamma_w * S'_w * l = 1 * 18.57 * 1 = 18.57t$
- Poids des terres:  $P_t = \gamma_t * S_t * l = 1.8 * 7.70 * 1 = 11.88t$
- Sous pressions dynamiques :  $F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l = 26.13t$
- Sous pressions statiques :  $F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l = 38.74t.$

- Forces horizontales :

- Poussée des terres :  $F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l = 2.38t .$
- Poussée de l'eau amont :  $F'_t = \gamma_w * S_w * l = 24.5t .$
- Poussée de l'eau aval :  $F_w = \gamma_w * S'_w * l = 4.44t .$

✓ **Calcul des contraintes :**

- Contrainte des forces verticales:

$$\sigma_{t,s,r,w} = \frac{1.35 * (P_t + P_s + P_r + P_w + P'_w)}{100 * B} = 1.389bar.$$

- Contraintes de sol :

$$\sigma_1 = \frac{N}{1 \ 0 \ 0 \ \beta} + \frac{6 \cdot M_G}{1 \ 0 \ 0 \ \beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{1 \ 0 \ 0 \ \beta} - \frac{6 \cdot M_G}{1 \ 0 \ 0 \ \beta^2}$$

Centre de gravité de la semelle :

$$X_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} = 4.77m, Y_G = \frac{\sum S_i * Y_i}{\sum S_i} = 0.74m .$$

$N = 8.18t, M_G = 82.58t.m.$

Alors :  $\sigma_1 = 0.577 \text{ bar}; \sigma_2 = -0.414 \text{ bar}.$

- Contraintes résultantes :
- $\bar{\sigma}_N = 1.702 \text{ bar}; \bar{\sigma}_p = 1.470 \text{ bar}.$



• **Partie NM :**

$$M_N = S_{MN} * 0.52 = 0.909t.m$$

Section à l'encastrement : - b = 100cm, e = 5cm, d = 170 cm.

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{9.09 * 10^5}{142 * 100 * 170^2} = 0.0022.$$

$\mu < \mu_l$  : Alors il y'a pas des aciers comprimés.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0055,$$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9.09 * 10^5}{0.99 * 170 * 3478.26} = 1.55cm^2$$

• **Partie PQ :**

$$M_P = S_{PQ} * 4.61 = 49.02t.m$$

Section de calcul : - b = 100 cm.

- e = 5 cm.

- d = 170 cm.

$$\mu = \frac{M_p}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{49.02 * 10^5}{142 * 100 * 170^2} = 0.0119.$$

$\mu < \mu_l$  : Alors il y'a pas des aciers comprimés.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99,$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.015,$$

$$A_{PQ} = \frac{M_p}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{49.02 * 10^5}{0.99 * 170 * 3478.26} = 8.37 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des aciers :**

Tableau IV.3 : choix des aciers du radié de déversoir.

Aciers	Aire (cm <sup>2</sup> )	Semelle			
		Partie NM		Partie NM	
		n	e (cm)	n	e (cm)
T <sub>20</sub>	3.14	3	33.33	-	-
T <sub>16</sub>	2.01	5	20	-	-
T <sub>14</sub>	1.54	6	16.67	2	50
T <sub>12</sub>	1.13	8	12.5	2	50
T <sub>10</sub>	0.78	11	9.09	2	50
T <sub>8</sub>	0.50	17	5.88	4	0.25

**Conclusion :**

Le calcul de stabilité et de ferrailage de déversoir et le coursier a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on a arrivé à la conclusion que ces derniers sont stables aux différentes charges.

**Introduction :**

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Boukerdan tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

**V.1 Organisation technique et données préparatoires:**

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

**V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

**V.2.1 Installations destinées au personnel :**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

**V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

### **V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### **V.2.4. Installation destinée pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites...etc.

## **V.3. Travaux de réalisation :**

### **V.3.1. Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### **V.3.2. Travaux d'excavations**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

### **V.3.3. Travaux secondaires**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

## **V.4. Les moyens de chantier**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels

que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

#### **A- Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes

#### **B - Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.

**C - Le matériel des bétonnages :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation...)

**V.5. Planification :**

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

**V.5.1. Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad \text{Avec: } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Il existe deux types de plan de travail :

✓ **plan de travail au plus tôt :**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

✓ **Plan de travail au plus tard :**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

**VI.5.2. Délai de construction et programme des travaux :**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

**VI.5.3. Symboles des différentes opérations :**

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau V.01:** Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	<b>A</b>	5
Installation concassage et centrale à béton	<b>B</b>	4
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	<b>C</b>	2
Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)	<b>D</b>	6
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	<b>E</b>	6
Réalisation de la galerie de dérivation	<b>F</b>	8
Réalisation des batardeaux	<b>G</b>	2
Construction de la digue	<b>H</b>	15
Revêtement des talus de la digue	<b>I</b>	6
Construction de déversoir et coursier	<b>J</b>	7
Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite	<b>K</b>	5
Réalisation de la tour de prise	<b>L</b>	8
Prise d'eau et Vidange de fond	<b>M</b>	6
Équipements hydromécaniques	<b>N</b>	1
Travaux de finition et mise en eau.	<b>O</b>	4

**V.5.4. Techniques de la planification**

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

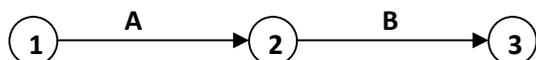
- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

**V.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau**

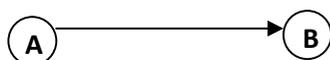
✓ **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI-02 : Les paramètres du réseau à nœuds :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

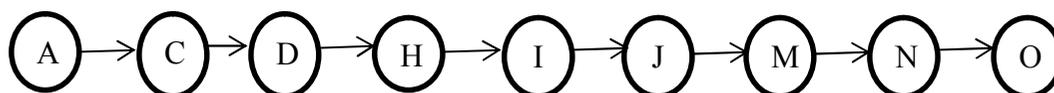
DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

• **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double

condition suivante :  $C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$



$DTR = \sum TR = 5+2+5+15+6+8+6+1+4 = 52$  mois

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **52 mois**.

**V.5.4.2. Planification avec la méthode de tableau**

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donné dans le tableau ci-après :

**Tableau V.03 :** détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR(mois)	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	4	5	9	32	36	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	7	9	14	36	43	27
3-6	0	9	9	37	37	28
4-6	6	7	13	31	37	24
4-7	5	7	12	7	12	0
5-12	5	14	19	43	47	28
6-8	8	13	21	37	45	24
7-9	15	12	27	12	27	0
8-12	2	21	23	45	47	24

<b>9-10</b>	6	27	33	27	33	0
<b>10-11</b>	8	33	41	33	41	0
<b>11-12</b>	6	41	47	41	47	0
<b>12-13</b>	1	47	48	47	48	0
<b>13-14</b>	4	48	52	48	52	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **52 mois**.



## CONCLUSION GENERALE

Les modèles pluie-débit sont des outils qui permettent de simuler les débits en un point donné d'un cours d'eau à partir de la connaissance des pluies tombées sur le bassin versant correspondant. Cette modélisation est faite à l'échelle du bassin versant, entité caractéristique de concentration des écoulements, et permet donc de simuler la transformation qu'effectue le bassin sur les pluies pour générer les débits.

Les résultats obtenus par la modélisation pluie-débit et par le modèle II.20, nous a permis d'estimer le débit de la crue probable de différentes périodes de retour.

L'étude de laminage du débit de crue estimé par le modèle montre que l'évacuateur de crue existant de barrage de Boukerdan (70m de largeur déversant), a un fort risque de rupteur devant la crue dix millénaires calculé. Nous avons essayé d'adapter une autre variante de l'évacuateur de crue qui permet le passage de la crue tout en gardant la sécurité de la digue.

Pour cela on a étudié une variante de évacuateur labyrinthe, qui est la plus adapté a notre site. Les résultats de l'étude hydraulique, géométrique et génie civil de l'évacuateur sont représenté dans les chapitre III et IV.

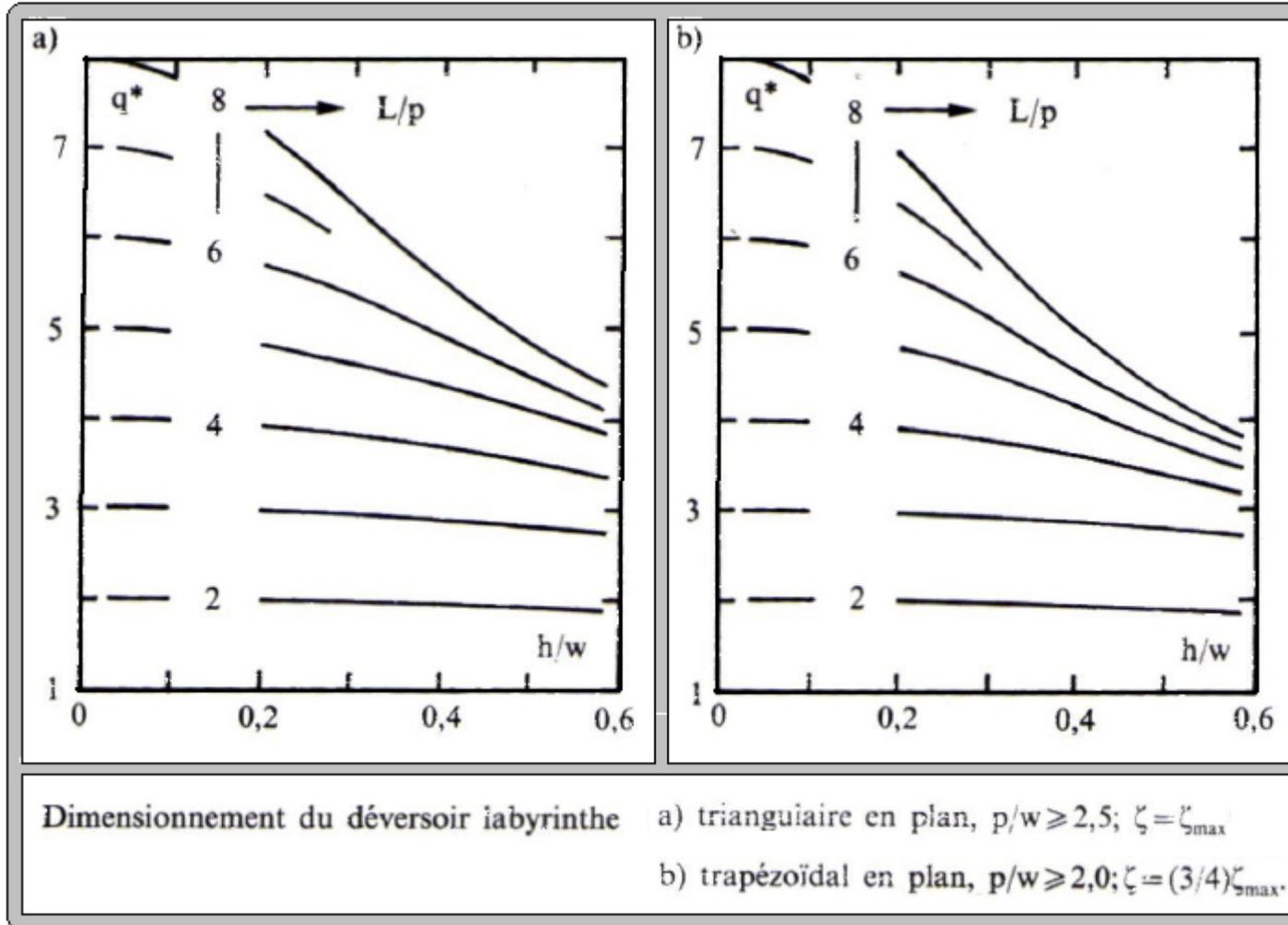
Et finalement on conclure notre travail par deux recommandations la première c'est de baisser le niveau de réservoir, la seconde directive est d'établir à partir d'une étude de vulnérabilité a l'inondation un plan de prévention des risques (PPR), il s'agit d'établir une cartographie des zones inondable a l'aval du barrage suite à une submersion ou un débordement.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AGUSTIN, A.G, (2004).** Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica.S.A. Alger.
- BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., (2004).** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- GNOUMA, R, (2006)** Aide à la calibration d'un modèle hydrologique distribué au moyen d'une analyse des processus hydrologique : Application au bassin versant de l'Yzeron Thèse de doctorat. Institut national des sciences appliquées. Lyon. France. 446p.
- HASSANE, M, (1995).** Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- Hersch, R.W, (1995)** General purpose flow measurement equations for flumes and thin plate weirs. Flow Measurement and Instrumentation 6(4), 283–293.
- HUFTY, A., (2001)** Introduction à la climatologie. De Boeck université. Laval. Canada. 542p.
- LAMAS, J., (1993)** Hydrologie générale. Principes et application, 2<sup>ème</sup> édition. Gaetan Morin Edition. Québec. Canada 527p.
- KEMOUGUETTE,S, (1995).** Etude et conception de l'évacuateur de crues du barrage Sidi Hamadouche W. de Mascara. Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- LUIS E. R.G, (2004).** Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues. Edition : L'agence nationale des barrages et transferts (ANBT)-Unité retenue collinaire et Tecnica-Hidraulica.S.A. Ingenieros consultores. Alger.
- MIHOUBI, M.K, (1999).** Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- RANALD V. G, (1997)** Mécaniques des fluides et hydraulique. Une traduction de la 3<sup>e</sup> édition américaine de Schum's Outline of Theory and Problems of Fluids Mechanics and Hydraulics. New York.
- BENESS, S, (2009)** Hydraulique et hydrologie, 3<sup>ème</sup> Edition. Québec. Canada.
- SATIN, M., SELMI, B.(2006)** Guide technique de l'assainissement, 3<sup>ème</sup> éditions. Edition le Moniteur. Paris. France. 726P
- SAUER, V. B., MEYER, R. W.:** Determination of Error in Individual Discharge Measurements, USGS Open File Report, USGS, Washington, DC, 1992.
- TOUAIBIA, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie. 166p.

**WMO:** Guide to Hydrological Practice, Volume I, Hydrology – From Measurement to Hydrological Information, 6th Edn., World Meteorological Organisation, Geneva, Switzerland, 2008.

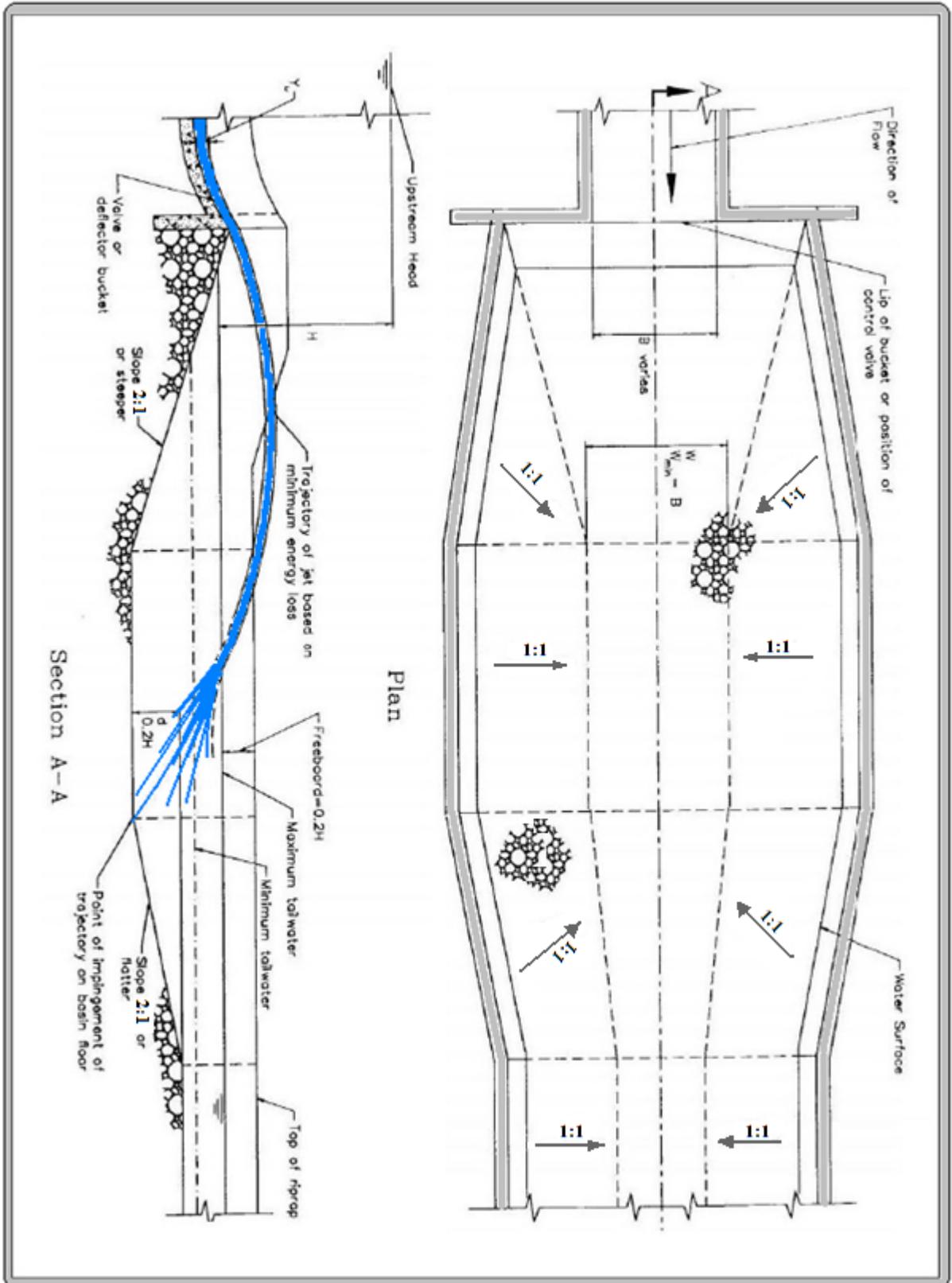
Annexe A Dimensionnement du déversoir labyrinthe.



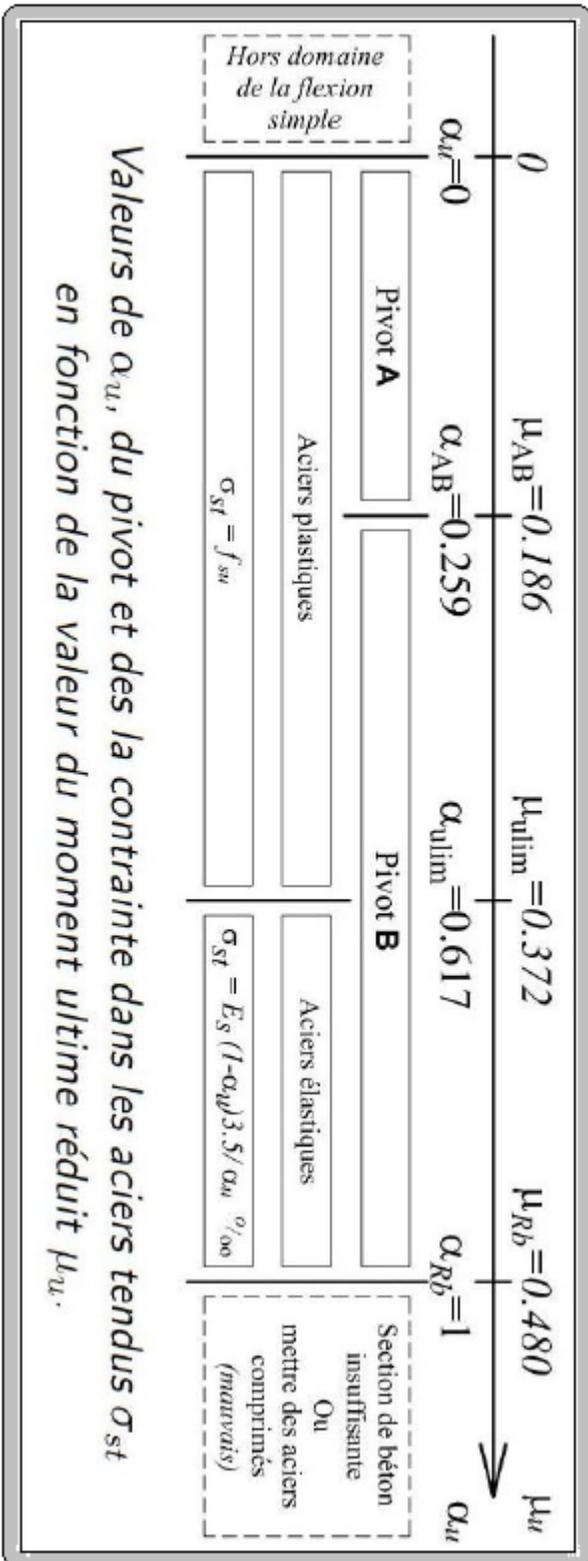
*Annexe B* Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, caniveaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

Annexe C Un bassin de plongée selon USBR.



Annexe D Les contraintes dans les aciers.



*Annexe E* Les prix unitaires des matériaux.

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	P.U
	Remblaiement avec des alluvions	m <sup>3</sup>	529.55
	Exécution du noyau central d'argile	m <sup>3</sup>	756.5
	Réalisation de la couche filtrante et drainante	m <sup>3</sup>	1210.4
	<u>DEBLAIS :</u>		
01	Décapage terre végétale sous la digue	m <sup>3</sup>	40
	Déblai en grande masse	m <sup>3</sup>	140
	Evacuation déblais excédentaire à plus de 1 Km	m <sup>3</sup>	70
02	Drainage sous évacuateur en tuyau PVC (06 bars) perforé à 13, sable de carrière de 0.1m, gravier 20/25.	m <sup>3</sup>	1 000
03	Béton de propreté dosé à 150Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	3 000
04	Béton cyclopéen dosé à 250 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	5 000
05	Béton armé dosé à 400 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	23 000
06	Béton ordinaire dosé à 250 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	5 000
07	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2 cm en trois couches	m <sup>2</sup>	500
08	Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	400
09	Couvre joint en bitume	m <sup>2</sup>	400
10	Joints type water-stop	ml	1 300
11	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier	m <sup>3</sup>	1 800
12	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation	m <sup>3</sup>	2 000
13	Forme de pente	m <sup>3</sup>	5 000
14	Etanchéité multicouche	m <sup>2</sup>	500