

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE – ARBAOUI Abdellah –

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques.**

**THEME :**

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DES OUVRAGES  
ANNEXES DU BARRAGE BAREK (W. BLIDA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>: Sadek ZAHOUANI**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> : B. BENLAOUKLI</b>	<b>M . C. B</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> : A. ZEROUAL</b>	<b>M. A. A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> : N. SAIL</b>	<b>M. A. A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup>: S. BERBACHE</b>	<b>M . A. A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup>: S. BENSAD</b>	<b>M. A. B</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> : M. K. MIHOUBI</b>	<b>M. C. A</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre 2013**

## *Dédicace*

Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire et la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années d'études et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.

Aucune dédicace, ne saurait exprimer à sa juste valeur le profond amour que je vous porte. Puisse Dieu, vous procure santé, bonheur et longue vie.

A ma sœurs Chahrazed, Wassila et Loubna

A mon frères Djaafar, Samir et Badar Addine

A mes amies.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail.

## ***Remerciements***

Avant tout je remercie dieu le tout puissant et miséricordieux de m'avoir donné le courage et la volonté pour élaborer ce mémoire.

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr MIHOUBI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse.

Je tiens à remercier notre école qui nous a accordé cette formation de qualité.

Je remercie également tous mes professeurs et tous professeurs de l'ENSH.

Un merci particulier à Monsieur ZIANI ingénieur au sein de l'ANBT pour sa collaboration.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

ملخص:

تندرج هذه الدراسة ضمن سياق المحافظة على الموارد المائية وكذا توفير المياه الصالحة للسقي إضافة إلى دورها في الحفاظ على

البيئة عن طريق إعادة استعمال المياه المطهرة في السقي.

في إطار ذلك قمنا بدراسة مفصلة للمنشآت الملحقة لسد براك الذي يقع على وادي زروالة التابع لولاية البليدة. فبعد دراسة شاملة

و معمقة لمختلف الجوانب (الجيولوجية, الهيدرولوجية و الطبوغرافية) قمنا باختيار الاقتراحات المناسبة والتأكد من ثباتها.

### **Résumé :**

Notre étude s'inscrit dans le cadre de la mobilisation des eaux de surface et la protection de l'environnement par la réutilisation des eaux usées.

L'étude consiste en l'étude d'avant-projet détaillée des ouvrages annexes du barrage de *Barek* sur l'Oued *Zerouala* dans la willaya de *Blida*.

Après une étude de faisabilité du barrage, nous avons proposé des variantes d'ouvrages annexes et choisi les plus adéquates, ensuite nous avons fait une étude détaillée des variantes choisies.

### **Abstract :**

Our study falls under the framework of the mobilization of surface water and environmental protection by the re-use of waste water.

The study consists of the detailed study of preliminary draft of the additional works of the dam *Barek* on the *Zerouala* Wadi in the willaya of *Blida*.

After a feasibility study of the dam, we proposed additional alternatives of works, and choose the most appropriate, then we made a detailed study of the selected alternatives.

## SOMMAIRE

### Introduction général

#### *Chapitre I : Synthèse de l'étude de Faisabilité*

I-1) Introduction .....	1
I-2) Description générale de l'aménagement .....	1
I-3) Fiche technique du barrage .....	1
I-4) Synthèses de l'étude géologique et géotechnique .....	3
I-4-1) Géologie régionale.....	3
I-4-2) Séismicité régionale.....	4
I-4-3) Géologie du site de barrage .....	4
I-4-4) Matériaux de construction .....	5
I-5) Conclusion.....	6

#### *Chapitre II : Etude Hydrologique*

II-1) introduction.....	7
II-2) Caractéristiques du bassin versant .....	7
II-2-1) Caractéristiques morphologiques.....	7
II-2-2) Caractéristiques du réseau hydrographique.....	11
II-2) Caractéristiques climatiques.....	14
II-2-1) Température.....	14
II-2-2) Evaporation .....	14
II-2-3) Régimes des vents .....	14
II-2-4) Pluviométrie.....	14
II-3) Etudes des apports liquides .....	20
II-3-1) Apports moyens interannuels.....	20
II-3-2) Caractéristiques de l'écoulement.....	21
II-3-3) Apport fréquentiels .....	21
II-3-4) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% .....	22
II-4) Etude des Apports solides.....	22
II-4-1) Apport solide en suspension .....	22
II-5) Calcul du volume mort.....	25
a) Formule de Tixeront .....	25
b) Formule de Gravilovitch .....	25
II-6) Etude des crues : .....	26
II-6-1) Calcul des débits fréquentiels : .....	26
II-6-2) Hydrogramme de crue .....	27
a) Méthode de Skolovsky .....	27
II-6-3) Choix de la crue de projet .....	28
II-6-4) Choix de la crue de chantier .....	29
II-7) Régularisation des débits.....	30
II-7-1) Répartition mensuelle de l'apport 80% .....	30
II-7-2) Répartition mensuelle des besoins .....	31
II-7-3) Courbes Capacité-Hauteur-Surface.....	31

II-7-4) Calcul du volume utile.....	32
II-8) Laminage des crues.....	37
II-8-1) Laminage des crues.....	37
II-9) Etude d'optimisation.....	38
II-9-1) La revanche .....	38
II-9-2) Le tassement .....	39
II-9-3) La largeur en crête .....	39
II-9-4) Calcul du coût approximatif de la digue .....	40
II-9-5) Calcul du coût de l'évacuateur de crues .....	41
Conclusion.....	44

### ***Chapitre III : Etude des Variantes***

III-1) Généralités .....	45
III-2) facteurs intervenants dans le choix du type d' évacuateurs.....	45
III-3) choix de l'évacuateur de crue.....	45
III-4) Choix de la rive favorable .....	46
III-5) Dimensionnement de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral .....	46
III-5-1) Canal d'approche .....	47
III-5-2) Déversoir et canal: .....	48
III-5-3) Calcul hydraulique du coursier .....	53
III-5-4) Curvature en plan.....	55
III-5-5) vérification du phénomène d'aération des vagues roulantes dans le coursier .....	55
III-5-6) Bassin de dissipation :.....	56
III-5-7) Détermination de la hauteur des murs bajoyés :.....	57
III-5-8) Canal de restitution.....	58
III-6) Dimensionnement de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal.....	59
III-6-1) Introduction:.....	59
III-6-2) caractéristiques générales des déversoirs en labyrinthe.....	59
III-6-3) Paramètres affectants la performance du labyrinthe:.....	60
III-6-4) Dimensionnement du déversoir labyrinthe.....	61
III-6-5) Calcul hydraulique du déversoir .....	63
III-6-6) Calcul du chenal d'écoulement: .....	64
III-6-7) calcul du convergent :.....	65
III-6-8) Calcul hydraulique du coursier .....	66
III-6-9) Curvature en plan.....	67
III-6-10) vérification du phénomène d'aération et des vagues roulantes dans le coursier .....	68
III-6-11) Bassin de dissipation .....	69
III-6-12) Détermination de la hauteur des murs bajoyés .....	70
III-5-7) Canal de restitution.....	71
Conclusion.....	72

### ***Chapitres IV : Etude génie civil***

IV-1) Objectif .....	73
IV-2) Etude de stabilité .....	73
IV-2-1) Stabilité du déversoir .....	73
IV-2-1-1) Forces verticales .....	73
IV-2-1-2) Forces horizontales: .....	76
IV-2-1-3) Stabilité au renversement .....	77
IV-2-1-4) Stabilité au glissement .....	77
IV-2-1-6) Stabilité au poinçonnement .....	77
IV-2-2) Stabilité des murs bajoyers .....	78
IV-2-2-1) Forces verticales .....	78
IV-2-2-2) Forces horizontales .....	79
IV-2-2-3) Stabilité au renversement .....	80
IV-2-2-4) Stabilité au glissement .....	80
IV-2-2-5) Stabilité au poinçonnement .....	80
IV-3) Calcul du ferrailage: .....	81
IV-3-1) Ferrailage du déversoir .....	81
IV-3-1-1) Rideau .....	81
IV-3-1-2) Semelle : .....	84
IV-3-2) Ferrailage des murs bajoyers: .....	88
IV-4) Conclusion .....	94

### ***Chapitres V : Etude de la dérivation provisoire de fond et prise d'eau***

V-1) Dérivation provisoire .....	95
V-1-1) Introduction .....	95
V-1-2) Types d'ouvrages de dérivation .....	95
V-1-3) Choix du type d'ouvrage de dérivation .....	95
V-1-4) Choix de la crue de dimensionnement .....	95
V-1-5) Succession des travaux .....	95
V-1-6) Dimensionnement de la dérivation provisoire .....	96
V-1-7) Conclusion .....	96
V-2) Etude de la vidange de fond .....	99
V-2-1) Introduction .....	99
V-2-2) Types d'ouvrages de vidange .....	99
V-2-3) Choix du type d'ouvrage vidange de fond .....	100
V-2-4) Recommandation modulées (dispositifs minimums) .....	100
V-2-5) Calcul de la vidange de fond .....	101
V-2-6) Conclusion .....	103
V-3) Etude de la prise d'eau .....	103
V-3-1) Introduction .....	103
V-3-2) Types et emplacements possibles .....	104
V-3-3) Choix de type de prises .....	104

V-3-4) Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau.....	105
V-3-4) Conclusion .....	106

***Chapitre VI : Organisation de chantier***

VI-1) Introduction.....	107
VI-2) Planification des travaux.....	107
VI-3) Composition du projet.....	108
VI-4) Détermination du chemin critique :.....	108
IV-5) Coût de l'évacuateur de crue .....	109
IV-6) Coût de la dérivation provisoire.....	109
IV-7) Conclusion.....	109

**Conclusion générale.**

## Liste des tableaux

Tableau N°= 1 : Fiches technique de l'aménagement .....	1
Tableau N°=II-1 : Paramètres géométriques du bassin versant.....	2
Tableau N°=II-2 : Surfaces du bassin versant par tranches d'altitudes.....	3
Tableau N°=II-3 : les différents types de reliefs des bassins versants selon la classification de l'O.R.S.T.O.M.....	4
Tableau N°=II-4 : Répartition mensuelle des températures.....	5
Tableau N°=II-5 : Répartition mensuelle de l'évaporation .....	6
Tableau N°=II-6 : Répartition mensuelle des vitesses des vents .....	7
Tableau N°=II-7 : Coordonnées de la station de Oued Ali .....	8
Tableau N°=II-8 : Répartition mensuelles des pluies moyennes annuelles.....	9
Tableau N°=II-9 : Paramètres statistiques des pluies maximales journalières de la station d'Oued Ali.....	10
Tableau N°=II-10 : Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour.....	11
Tableau N°=II-11 : Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour.....	12
Tableau N°=II-12 : Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour.....	13
Tableau N°=II-13 : Résultats du test de Khi-deux.....	14
Tableau N°=II-14 : Résultats du test de Kolmogorov-Smirnov.....	15
Tableau N°=II-15 : Répartition mensuelle des apports moyens mensuels.....	16
Tableau N°=II-16 : Répartition mensuelle des apports moyens mensuels multipliés fois le coefficient de transposition.....	17
Tableau N°=II-17 : Paramètres statistique de la série des débits moyens mensuels.....	18
Tableau N°=II-18 : Résultats de l'ajustement des débits moyen mensuels à la loi de Pearson III.....	19
Tableau N°=II-19 : Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	20
Tableau N°=II-20 : Résultat de l'ajustement de la série des débits maximums journaliers à la loi de GEV.....	21
Tableau N°=II-21 : Recommandations du Comité National Australien des Grands Barrages pour le calcul de la crue de projet.....	22
Tableau N°=II-22 : Répartition de l'apport moyens mensuel du bassin versant.....	23
Tableau N°=II-23 : Répartition de l'apport moyens mensuel du transfert des eaux épurées.....	24
Tableau N°=II-24 : Répartition de l'apport moyens mensuel.....	25
Tableau N°=II-25 : Répartition des besoins moyennes mensuelles.....	26
Tableau N°=II-26 : Calcul des volumes d'eau correspondants aux différentes hauteurs.....	27
Tableau N°=II-27 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	28
Tableau N°=II-28: Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	29
Tableau N°=II-29 : Calcul des pertes totales.....	30
Tableau N°=II-30 : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules.....	31
Tableau N°=II-31 : Résultats des largeurs en crêtes correspondants aux divers largeurs déversantes par les différentes formules.....	32
Tableau N°=II-32 : Coûts de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes .....	33

Tableau N°=II-33 : coûts estimatifs du déversoir type <i>Creager</i> corresponds aux différentes largeurs déversantes .....	34
Tableau N°=II-34: coûts du canal d'approche corresponds aux différentes largeurs déversantes.....	35
Tableau N°=II-35: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	36
Tableau N°=II-36 : Récapitulatif des coûts des excavations pour différentes largeurs déversantes .....	37
Tableau N°=II-37 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes..	38
Tableau N°=III-1 : Coordonnées du quadrant aval du déversoir <i>Creager</i> .....	39
Tableau N°=III-2 : Côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée du canal .....	40
Tableau N°=III-3 : Choix du type de bassin de dissipation selon les tests réalisés par USBR41	
Tableau N°=III-4 : paramètres et dimensions du déversoir labyrinthe. ....	42
Tableau N°=III-5 : Choix du type de bassin de dissipation selon les tests réalisés par USBR43	
Tableau N°=IV-1 : les valeurs des sous-pressions en chaque point .....	44
Tableau N°=V-1 résultats du calcul d'optimisation.....	45
Tableau N°=V-2 répartition de la demande .....	46
Tableau N°=VI-1 : composition du projet .....	47
Tableau N°=VI-2 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	48

## Liste des figures

Figure I.01 : L'emplacement du site du barrage de <i>Barek</i> .....	1
Figure N°=II-1 : courbe hypsométrique du bassin versant.....	2
Figure N°=II-2 : Rectangle équivalent du bassin versant .....	3
Figure N°=II-4 : Tracé en plan du réseau hydrographique du bassin versant .....	4
Figure N°=II-5 : L'emplacement de la station de Oued Ali par rapport à l'exutoire du bassin versant de <i>Barek</i> .....	5
Figure N°=II-6 : Hydrogrammes de crues de différentes périodes de retour en fonction de temps par la méthode de <i>Skolovsky</i> .....	6
Figure N°=II-7 : Hydrogramme de crue à une probabilité de 0.01% .....	7
Figure N°=II-8 : Hydrogramme de crue à une probabilité de 2%.....	8
Figure N°=II-9 : Courbe Capacité-Hauteur du bassin versant.....	9
Figure N°=III-1 : Coupe longitudinale d'un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral.....	10
Figure N° =III-2: Géométrie du déversoir type <i>Creager</i> .....	11
Figure N°=III-3 : Profil du quadrant aval du déversoir <i>Creager</i> .....	12
Figure N°=III-4 : Tranches de la largeur déversante.....	13
Figure N°=III-5 : Vue en plan du canal .....	14
Figure N°=III-6 : Log K(h) en fonction de log (h).....	15
Figure N°=III-8 : schéma général d'un convergent .....	16
Figure N°=IV-1 : Les forces qui agissent sur le déversoir.....	17
Figure N°=VI-2 : les forces auxquelles soumis le mur.....	18
Figure N°=IV-3 : Schéma d'équilibre statique du mur .....	19
Figure N°=IV-4 : Diagramme résultant des contraintes qui agissent sur la semelle .....	20
Figure N°=IV-5 : Schéma d'équilibre statique du mur.....	21
Figure N°=IV-6 : Diagramme résultant des contraintes qui agissent sur la semelle.....	22
Figure N°=V-1 : Courbe de tarage .....	23
Figure N°=V-2 : Coupe longitudinale de la galerie de dérivation.....	24
Figure N°=V-3 : Etude d'optimisation de la dérivation provisoire .....	25

### **Liste des planches**

Planche N°=1: Coupe géologique du barrage de barek (W.Blida)

Planche N°=2: Profil en long de la variante choisie (évacuateur de crue latéral à entonnement frontal avec un déversoir de type labyrinthe).

Planche N°=3: Ferrailage du déversoir et mur bajoyers de l'évacuateur de crue du barrage de Barek (W.Blida)

Planche N°=4: coupe longitudinale de la dérivation provisoire, vidange de fond et tour des prises du barrage de Barek (W.Blida)

Planche N°=5: Plan de l'aménagement du barrage de Barek (W.Blida)

Planche N°=6: Planning des travaux.

## Introduction générale

Souvent on les appelle les pyramides utiles, les barrages font partie des plus grands ouvrages réalisés par l'homme sur terre. Depuis des milliers d'années, l'homme s'en sert pour l'utilisation de l'eau et la protection contre l'eau.

En Algérie, la construction de barrage a connu ces dernières années une forte croissance qui due essentiellement à la forte croissance démographique. A l'avenir l'état Algérienne prévoit une capacité de stockage de 17 Milliards de mètre cube par an, par la réalisation de 75 projets qui sont en étude de faisabilité et d'avant-projet détaillée. Parmi ces 75 projets la wilaya de *Blida* a bénéficié d'un projet de construction de barrage sur l'Oued *Zerouala* pour but agricole et environnemental par la réutilisation des eaux usées épurées par la station d'épuration de *Baraki* .

Dans ce mémoire nous allons faire une étude détaillée des ouvrages annexes de ce barrage (barrage de *Barek*), afin de choisir les variantes qui représenteront les meilleurs solutions techniquement et économiquement. Et ensuite faire l'étude de stabilité et aussi le ferrailage pour la variante choisie concernant l'évacuateur de crue.

Pour ce faire nous allons passer par les études suivantes :

- Etude de faisabilité : ce chapitre est une synthèse de faisabilité qui a été faite par le bureau d'étude italien (*Geotecna Progetti*), sur laquelle on va s'appuyer pour faire l'étude d'avant-projet détaillée.
- Etude hydrologique : tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une bonne étude hydrologique détaillée. Cette dernière consiste en la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir, le calcul des caractéristiques morphologique du bassin versant et celle du réseau hydrographique, les données climatiques et pluviométriques, l'apport moyen annuel et les apports des différentes fréquences, les débits maximums et les apports solides.
- Etude de variantes : dans ce chapitre on va proposer deux variantes de l'évacuateur de crue, ensuite on va choisir la variante la plus adéquate pour notre barrage.
- Etude de stabilité et ferrailage : dans cette partie on va vérifier la stabilité de la variante choisie, puis on procède au calcul du ferrailage.
- Etude de la dérivation provisoire, la vidange de fond et la tour des prises : ce chapitre a pour but la détermination des types d'ouvrages et leurs dimensions, à savoir la dérivation provisoire, la vidange de fond et la tour des prises.
- Organisation de chantier : ce chapitre a pour objectif de déterminer le délai de construction du barrage et d'estimer le coût de réalisation du barrage.

***Chapitre I :***  
***Synthèse de l'étude***  
***de Faisabilité***

**I – 1) Introduction :**

Le présent mémoire de synthèse constitue le document de base de la faisabilité du barrage de Berek, il a pour objectif de donner une description générale de l'aménagement et de présenter un exposé justificatif et descriptif de la solution qui a été adoptée d'entente avec l'administration sur la base de comparaison des variantes proposée par le bureau d'étude Italien : Geotecna Progetti.

**I – 2) Description générale de l'aménagement :**

Le barrage de Berek se situe à une vingtaine de Km au sud-est d'Alger, à 4 Km de Khemis El Khechena , au coordonnées UTM suivantes :

$x = 369.216,85 ; x = 368.690,68 ;$

$y = 552.307,21 ; y = 552.700,44 ;$



Figure N° =1 : l'emplacement du site du barrage de Berek.

Le réservoir est destiné à l'irrigation des terres environnantes, et pour en faire, le barrage se base sur l'apport direct du bassin versant et celui du transfert des eaux épurées de la station d'épuration de Baraki (W. Alger).

**I – 3) Fiche technique du barrage :**

Le tableau suivant représente la fiche technique de l'aménagement :

Tableau N°= 1 : Fiches technique de l'aménagement.

Hydrologie	Surface du bassin versant	21 Km <sup>2</sup>
	Précipitation annuelle moyenne	756 mm
	Apport direct annuel moyen	3.76 Mm <sup>3</sup>
	Transfert annuel disponible	53.61 Mm <sup>3</sup>

	Crue de projet (T=1000ans)	260 (m <sup>3</sup> /s)
	Crue de travaux (T=50 ans)	190 (m <sup>3</sup> /s)
Réservoir	Capacité brute	28.00 Mm <sup>3</sup>
	Capacité utile	26.50 Mm <sup>3</sup>
	Volume régularisé (garantie $\frac{8}{10}$ ans)	Environ 48.60 Mm <sup>3</sup>
	Côte de la retenue normale	172.10 m
	Côte de la retenue minimale	133.70 m
	Côte de la retenue maximale	173.43 m
Barrage	type	Recharge amont en rockfill calcaire, noyau limono – argileux, recharge aval en T. V. Alluvionnaire.
	Niveau de couronnement	179.0 m NGA
	Hauteur a – dessus de la vallée	Environ 64.00 m
	Hauteur au – dessus de la fondation	Environ 69.00 m
	Longueur du couronnement	471.92 m
	Largeur en crête	9.60 m
	Parement amont	– De 179.00 à 159.00 : pente 2.1/1 ; – De 159.00 à 134.80 : pente 2.3/1 ; – De 134.80 à 116.00 (côte du batardeau) pente 2.0/1.
	Parement aval	– De 179.00 à 169.00 : pente 2 ; – De 169.00 à 159.00 : pente 2.1/1 ; – A 129.00 : colmatage.
	Nature des fondations	– Rive droite : pélites et marnes ; – Rive gauche : conglomérats cartenniens.
	Etanchéité des fondations	Assurée par l'imperméabilité de la formation des pélites et par les injection en rive gauche.
Evacuateur de crue	Crue de dimensionnement	162 (m <sup>3</sup> /s) (laminée)
	Charge déversante	1.33 m
	Type	Déversoir à tulipe en rive gauche
Evacuateur de crue	Largeur déversante	47.36 m (rayon = 8.00 m)
	Tunnel de décharge	Section circulaire, D = 5.0 m, = 537.8 m
	Bassin de dissipation	A côte 112 m NGA ; L = 18.0 m, l = 15 m
Tunnel de	Longueur/ Section	536.63 m ; D = 5.5m

dérivation et de vidange	Débit	190(m <sup>3</sup> /s)
Tour de prise et vannes	Tour verticale en rive droite	D=7.0 m
	Emplacement	A environ 60 m de l'embouchure du tunnel de vidange
	Niveau salle de commande de vannes	179.00 m NGA
	Niveau salle des vannes	126.35 m NGA
	Vannes de vidange	Planes 2 * (1.60 * 1.90)
	Niveau des prises d'eau	162.30 – 148.50 – 130.20 m NGA
	Conduite d'adduction	1 tuyau, D = 1.2m placé en haut du tunnel de restitution

Source ANBT

#### I – 4) Synthèses de l'étude géologique et géotechnique :

##### I – 4 – 1) Géologie régionale :

Dans le secteur NW de la carte de *Larbaa* :  $\frac{1}{50.000}$ , la structure géologique est caractérisé par un flanc méridional de l'anticlinal du Sahel. La formation géologique la plus répandue est celle dite de la *Maison – Carrée (pliocène sup)*, une série de marnes argileuses avec intercalation de conglomérats, dont les couches plongent vers NW, au-dessous de la plaine de la *Mitidja*.

La *Mitidja* constitue un ample synclinal formé de terrains datés du *Pliocène sup.* (marnes de la *Maison – Carrée*, sables rouges et grès de *Birkhadem*), avec une couverture épaisse d'alluvions anciennes et récents.

La flexure *Sud – Metidjienne* borde la plaine susdite le long d'une ligne qui passe par *Meftah* et *Khemis El Khechna*, où toutes les couches néogènes sont redressées.

Le djebel *Zerouala* constitue le flanc NW du grand anticlinal de l'*Atlas Blidéen*, ainsi que le flanc méridional du synclinal *Mitidjien*. Dans cette zone, l'érosion a découpé profondément la surface structurale primitive, en mettant à nu, sous le *Pliocène* et le *Miocène*, les formations éocènes et secondaires.

La structure géologique de la région envisagée à une genèse complexe due à la superposition de plusieurs phases tectoniques tertiaires.

Les plissements intéressants l'*Eocène supérieur* et les formations antérieures sont caractérisés par une série de plis orientés SW – NE, notamment le synclinal de l'Oued *Zerouala (Flysh à pelletes Nummulites)*, le dôme anticlinal d' *El Madène* (terrains de l'*Eocène* moyen et du primaire).

##### I – 4 – 2) Séismicité régionale :

Le site de *Barek* se trouve dans la zone séismogène de *Medea – Blida – Alger*, mais il peut aussi ressentir des fortes secousses de la région de *Bibans* occidentaux.

On retient possible, pour le site de *Barek*, le risque d'un séisme d'intensité importante pendant la période de vie du barrage.

##### I – 4 – 3) Géologie du site de barrage :

En rive droite, la vallée remonte le long d'un talus avec une inclinaison moyenne d'environ  $13^\circ$  jusqu'au sommet du *Rass Harour* (413 m NGA). Le versant de rive gauche, qui appartient à la retombe méridionale du *Dj. Zerouala*, présente des talus plus raides ( $22 - 28^\circ$ ). Il en résulte un profil asymétrique produit par conditions lithologiques différentes. En effet, le versant de rive droite appartient au domaine des pélites et de marnes schisteuses tandis que le versant opposé est formé de marnes, grès et conglomérats.

Les forages de rive droite ont révélés une série de pélites et marnes schisteuses ou gréseuses, qui semble appartenir à la base de l'*Eocène supérieur*. En rive gauche, les marnes avec bans intercalaires de conglomérats, traversées par les forages, peuvent être attribuées au *Flysch* à petites *Nummulites* même car les conglomérats et grès du *Cartinnien* sont assez homogènes.

Il est évident que le fond de la vallée marque la limite entre deux *lithofaciès* principaux, notamment l'ensemble de schistes et grès en rive droite de l'oued et les marnes et conglomérats en rive gauche.

Quatre linéaments tectoniques coupent transversalement le versant de rive gauche. Il s'agit des failles *sub - verticales* de direction  $N296^\circ - 340^\circ$ , qui subdivisent le massif du *Flysch* à petites *Nummulites* et celui des conglomérats et grès cartenniens en blocs décalant de l'aval vers l'amont avec rejet d'une dizaine de mètres.

La formation *schisto - gréseuse* en rive droite est cachée par une couche de couverture colluviale avec blocs provenant de la désagrégation de barres de grès.

Quant à la stabilité des pentes, on signale un glissement au pied du talus de l'oued *Bezouz* en rive droite et un autre à l'aval de l'axe du barrage, en rive droite de l'oued *Zeroula*. Des phénomènes de solifluxion isolés et superficiels, en rive droite occupée pour un tiers par des alluvions et pour le reste par des colluvions limono-argileuses et éboulis non différenciés.

Les pélites et les marne de la rive droite sont imperméables, par contre, la série des conglomérats et des grès en rive gauche est localement plus perméable.

#### **I - 4 - 4) Matériaux de construction :**

Le problème principal n'est pas représenté par les matériaux du noyau, qu'on peut les repérer en plusieurs endroits dans les colluvions des talus de piedmont, mais par ceux à employer pour les recharges des flancs amont et aval du barrage.

Dans les terrasses de l'oued de *Zerouala* il y'a la possibilité de repérer un tout venant alluvionnaire employable pour la réalisation des transitions et de la recharge aval et de ces zones qui ne nécessitent pas d'être perméables.

Une autre chance est offerte par les conglomérats cartenniens du djebel *Zeroula* disponible en très grande quantité à quelques kilomètres du site de barrage.

Il est évident qu'une campagne de reconnaissance fouillée sera nécessaire en phase d'APD pour vérifier l'exploitabilité des gisements susdits et pour définir les zones d'emprunts. Pour la présente étude de faisabilité on estime la disponibilité des volumes suivants :

- Noyau : Gisement des colluvions limono-argileuses de la vallée de l'oued Zerouala :  $500.000 \text{ m}^3$ .
- Recharge amont : Rockfill calcaire de la carrière d' *El Madene* :> de  $700.000 \text{ m}^3$ .
- Recharge aval : alluvions de l'oued Zerouala situées dans la zone de confluent de l'oued Bezouz et à l'aval :  $400.000 \div 500.000 \text{ m}^3$ .  
Conglomérats réduit du *Dj. Zerouala* :  $600.000 \text{ m}^3$ .
- Drainage et filtres et agrégats pour le béton : sables/gravier et sable criblés provenant des alluvions des oueds Zeroula et Arbatache, granulats calcaire de la carrière.

#### **I – 4 – 5) Forages :**

Les forages de reconnaissance ont été exécutés en bonne partie près de l'axe du barrage, voir l'*annexe I – 1*.

#### **I – 4 – 6) Essais de laboratoire :**

Les différents paramètres des essais en laboratoire sont rapportés en *annexe I – 2*.

#### **I – 4 – 7) Caractéristiques géomécaniques des roches de fondation :**

A partir de l'observation des carottes de sondage, il est possible de définir un indice de fracturation. Une méthode consiste à compter le nombre de fractures par mètre linéaire (*ml*) de forage et à mesurer en parallèle le taux de carottage  $t_c$  exprimé en % soit la longueur totale des carottes récupérées rapporté à la longueur totale du sondage. Un coefficient *RQD* (*RockQuality Designation*) est défini comme suit :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueurs des fragments de carottes} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de sondage}} * 100$$

Le *RQD* des pélites et des marnes schisteuses (forages *SB1* et *SB2*, ensemble des schistes et grès) est inférieur à 10%, ce qui exprime une mauvaise qualité géomécanique du matériau, mais il est supérieur à 75% dans le forage *SB5*. Le complexe marneux de flysch à petites nummulites des forages *SB4* et *SB5* présente en général une bonne qualité géomécanique ( $RQD_{MOY} > 75\%$ ) ; il n'en est pas de même pour les banc de conglomérats ( $RQD = 51 \div 58\%$ ), ce qui révèle une faible résistance à la perforation.

En ce qui concerne l'altération, on retient que le substratum rocheux est en général modérément altéré (*MW – SW*) dans les premiers mètres ( $3 \div 5 \text{ m}$ ) à partir de la base de la couverture éluviale ou colluviale.

#### **I – 4 – 8) Perméabilité de la fondation :**

Les essais d'eau en pression, exécutés dans les forages *SB5*, révèlent que l'ensemble des schistes et grès est pratiquement étanches (*perméabilité*  $< 1 \text{ UL}$ ). Il en est presque de même pour la marne du flysch à petites nummulites des forages *SB4* et *SB5*. Tandis que les bancs de conglomérats des mêmes forages sont perméables ( $8 \div 88 \text{ UL}$ ).

A l'état actuel des connaissances, l'écran d'étanchéité pourrait être limité à l'injection de liaison en rive droite et à un voile normal dans la zone d'appui de rive gauche, qui devra être poussé jusqu'à la profondeur 40 m.

#### **I – 4 – 9) Evaluation des paramètres géotechniques :**

Pour le calcul de la capacité portante des sols de fondation et du substratum rocheux, nous avons évalués les paramètres géotechniques qui sont basés sur, les classifications (voir *annexe I – 2*), les résultats des essais en laboratoire (voir *annexe I – 2*), les observations du comportement de la roche dans la nature ainsi que les comparaisons avec les valeurs empiriques pour les roches et les sols semblables. Les résultats sont présentés dans l'*annexe I – 3*.

**I – 5) Conclusion :**

On peut conclure que les conditions morphologiques et géotechniques sont favorables à l'exécution d'un barrage en matériaux meubles.

En particulier la rive gauche présente une bonne qualité géométrique, tandis que les conditions géomécaniques de la rive droite sont moins favorables.

***Chapitre II :***  
***Etude Hydrologique***

**II – 1) introduction :**

L'hydrologie se définit comme l'étude de cycle de l'eau et l'estimation des différentes volumes et débits qui traversent chacune de ses étapes. Elle étudie les eaux sur la terre, leur circulation, leurs propriétés physiques et chimiques ainsi que leurs réactions vis-à-vis l'environnement et l'être vivant.

Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation du volume d'eau, des débits disponibles ainsi que des débits extrêmes (crues ou étiages).

**II – 2) Caractéristiques du bassin versant:**

**II – 2 – 1) Caractéristiques morphologiques:**

**a) Paramètres géométriques:**

Les différents paramètres géométriques du bassin versant sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° = II – 1 : Paramètres géométriques du bassin versant.

Surface du bassin versant	21.91 Km <sup>2</sup>
Périmètre du bassin versant	20.75 Km
Longueur du talweg principal	6.79 Km

**b) Paramètres de forme :**

**b – 1) Indice de compacité(indice de Gravelius):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé, ramassé).

$$K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} * 0.282 \dots \dots \dots (I - 1)$$

$K_c$  = indice de compacité ;  $P$  = périmètre du bassin versant ;

$S$  = superficie du bassin versant.

$$K_c = \frac{20.75}{\sqrt{24.91}} * 0.282 = 1.1$$

**b – 3) Le relief :**

Il est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Tableau N°=II-2 : Surfaces du bassin versant par tranches d'altitudes.

élévation (m)	borne sup (m)	surface entre courbes		surface cumulées	
		Si Km <sup>2</sup>	%	Si Km <sup>2</sup>	%
120- 150	150	0,516	2,07	0,516	2,07
150-200	200	1,692	6,79	2,208	8,86
200-250	250	2,217	8,90	4,425	17,76
250-300	300	2,797	11,23	7,222	28,99
300-350	350	3,328	13,36	10,55	42,35
350-400	400	3,554	14,27	14,104	56,62
400-450	450	3,738	15,00	17,842	71,62
450-500	500	2,859	11,48	20,701	83,10

500-550	550	1,787	7,17	22,488	90,27
550-600	600	1,615	6,48	24,103	96,75
600-650	650	0,558	2,24	24,661	98,99
650-700	700	0,179	0,72	24,84	99,71
700-750	750	0,067	0,27	24,907	99,98
750-800	800	0,005	0,02	24,912	100,00

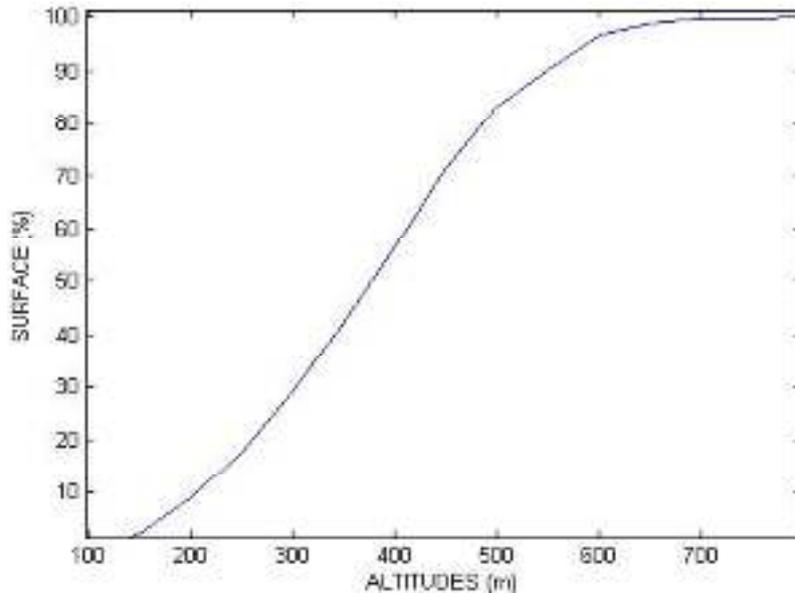


Figure N°=II-1 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

A partir de cette courbe on détermine :

- L'altitude à 95% de la surface,  $H_{95} = 586.5 m$ .
- L'altitude à 50% de la surface (l'altitude médiane),  $H_{50} = 376.8 m$ .
- L'altitude à 5% de la surface,  $H_5 = 171.58 m$ .

L'altitude moyenne est ainsi définie :

$$\bar{H} = \frac{\sum S_i \cdot \bar{H}_i}{S} \dots \dots \dots (I - 3)$$

$$\bar{H} = \frac{9384.026}{24.912} = 376.687m.$$

**b – 4)Rectangle equivalent :**

Il facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.12} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (I - 4)$$

$$L = \frac{1.17 \cdot \sqrt{24.91}}{1.12} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{1.17} \right)^2} \right) = 6.72 m.$$

$$l = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.12} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (I - 5)$$

$$l = \frac{1.17 * \sqrt{24.91}}{1.12} * \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{1.17} \right)^2} \right) = 3.71 \text{ m.}$$

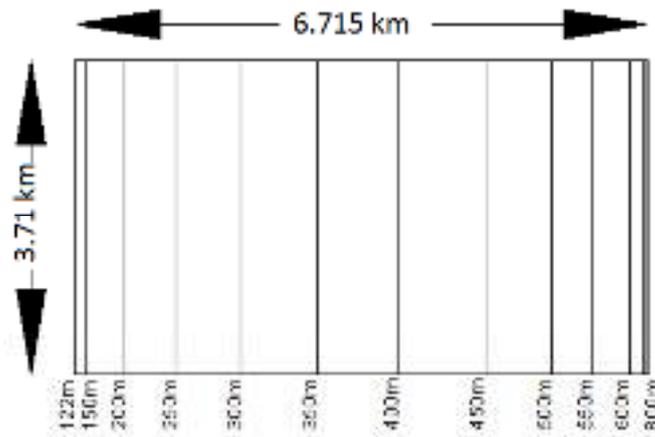


Figure N°=II-2 : Rectangle équivalent du bassin versant.

**b – 5) les indices de pente :**

**b – 5 – 1) Indice de pente de roche :**

Il est définie par :  $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_{i=1}^n \sqrt{B_i * (a_i - a_{i-1})} \dots \dots \dots (I - 6)$

Où L : est la longueur du rectangle équivalent et  $B_i$  : est la surface du bassin versant (en %) comprise entre les altitudes  $a_i$  et  $a_{i-1}$ .

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{6720}} * 232.92 = 2.84$$

**b – 5 – 2) Indice de pente global :**

Il est défini par:  $I_g = \frac{\Delta}{L} \dots \dots \dots (I - 7)$

Tels que :

$\Delta$ : est la dénivelée totale. Mais en réalité on prend:  $\Delta = H_{95} - H_5 = 586.5 - 171.58$

$$\Delta = 414.92 \text{ m}$$

L: est la longueur de rectangle équivalent.

$$I_g = \frac{414.92}{6.72} = 61.74 \text{ m/km}$$

**b – 5 – 3) Indice de pente moyenne :**

Il est défini par :  $I_m = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots (I - 8)$

$$I_m = \frac{809 - 122}{6.72 * 10^3} = 0.1022$$

**b – 5 – 4) Dénivelée spécifique  $D_s$ :**

La dénivelée spécifique permet l'utilisation de la classification de l'O.R.S.T.O.M qui permet de définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies.

Tableau N°=II-3 : les différents types de reliefs des bassins versants selon la classification de l'O.R.S.T.O.M.

$R_1$	Relief très faible	$D_s < 10 m$
$R_2$	Relief faible	$10 < D_s < 25 m$
$R_3$	Relief assez faible	$25 < D_s < 50 m$
$R_4$	Relief modéré	$50 < D_s < 100 m$
$R_5$	Relief assez fort	$100 < D_s < 250 m$
$R_6$	Relief fort	$250 < D_s < 500 m$
$R_7$	Relief très fort	$D_s > 500 m$

La dénivelée spécifique est ainsi définie :

$$D_s = I_g * \sqrt{S} \dots \dots \dots (I - 9)$$

$$D_s = 61.74 * \sqrt{24.91} = 308.14$$

D'après le tableau on peut dire que le relief est fort. ( $250 < D_s = 308.14 < 500 m$ ).

**II – 2 – 2) Caractéristiques du réseau hydrographique :**

**a) le tracé en plan (classification de HORTON):**

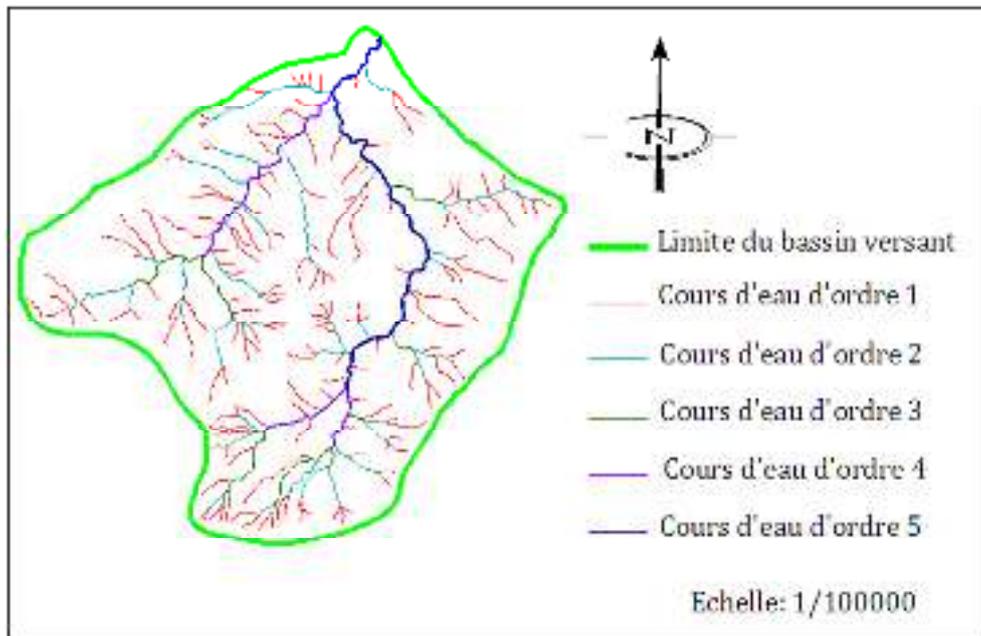


Figure N°=II-4 : Tracé en plan du réseau hydrographique du bassin versant.

**b) Facteurs topographiques d'un bassin versant :**

**b – 1) Densité de drainage:**

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots \dots \dots (I - 10)$$

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} = \frac{92.623}{24.91} = 3.72$$

**b – 2) Densité des talwegs élémentaire, ou fréquence des oueds élémentaires :**

Elle est définie par:  $F_1 = \frac{N_1}{S}$  ..... (I – 11)

Où  $N_1$  est le nombre de talwegs d'ordre 1 et S est la superficie du bassin versant.

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = \frac{163}{24.91} = 6.54$$

**b – 3) Rapport de confluence  $R_c$ :**

Il est défini comme suit:  $R_c = \frac{N_i}{N_{i+1}}$  ..... (I – 12)

Pour les cours d'eau d'ordre 1 et 2 :  $R_{c1} = \frac{163}{41} = 3.98$

Pour les cours d'eau d'ordre 2 et 3:  $R_{c2} = \frac{41}{10} = 4.1$

Pour les cours d'eau d'ordre 3 et 4:  $R_{c3} = \frac{10}{3} = 3.33$

Pour les cours d'eau d'ordre 2 et 5:  $R_{c4} = \frac{3}{2} = 1.5$

**b – 4) Coefficient de torrentialité :**

Ce coefficient est défini par :  $C_t = D_d * F_1$  ..... (I – 13)

$D_d$ : Densité de drainage du bassin versant ;  $F_1$ : Densité des talwegs élémentaires.

$$C_t = 3.72 * 6.54 = 24.33$$

**b – 5) Longueur moyenne des versants :**

Elle est définie par:  $L_i = \frac{L}{2 * D_d}$  ..... (I – 14)

$L_i$  : Longueur moyenne des versants ;  $L$  : Longueur du rectangle équivalent ;

$D_d$  = densité de drainage.

$$L_i = \frac{6.72}{2 * 3.72} = 0.9 \text{ Km}$$

**b – 6) Pente moyenne du cours d'eau :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta l}$$
 ..... (I – 15)

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée entre deux points suffisamment éloignés ;

$\Delta l$  : Longueur qui sépare les deux points.

$$\bar{I} = \frac{196.1 - 138.1}{5.32} = 10.9 \text{ m/Km}$$

**b – 7) Temps de concentration :**

**b – 7 – 1) Formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L}{0.8 * \sqrt{\bar{H} - H_{min}}}$$
 ..... (I – 16)

Avec :  $T_c$  = temps de concentration en (Heure) ;

$L$  : Longueur du talweg principal en (Km)

$S$  : Surface du bassin versant en (Km).

$\bar{H}, H_{min}$ : Respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant en (m).

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{24.91} + 1.5 * 6.79}{0.8 * \sqrt{376.69 - 171.58}} = 2.63 h$$

**b – 7 – 2) Formule empirique Algérienne : (par Mlles Saadi et Tamani):**

$$T_c = 0.0055 * S + 0.1657 * L + 0.0078 * D_H + 0.821 \dots \dots \dots (I - 17)$$

$T_c$  = temps de concentration en (Heure).

S= Surface du bassin versant ( $Km^2$ ).

L= Longueur du cours d'eau principal ( $Km^2$ ).

$D_H$  = La différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant en mètre.

$$T_c = 0.0055 * 24.91 + 0.1657 * 6.79 + 0.0078 * (376.69 - 171.58) + 0.821 = 3.68 h$$

**b – 7 – 3) Formule de Kirpich :**

$$T_c = 0.38 \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \dots \dots \dots (I - 18)$$

Avec :  $T_c$  = temps de concentration en (Heure).

L = longueur du talweg principal en (Km).

I = pente moyenne du talweg principal.

$$T_c = 0.38 \left( \frac{6.79}{\sqrt{0.0109}} \right)^{0.77} = 9.46 h$$

**Commentaire :**

Sur la base des résultats, nous proposons d'adopter la formule de Giandotti qui est largement applicable au niveau du nord-africain ou bien la formule algérienne qui a été déterminée à partir de l'analyse des évènements "averse-crue" relevés sur 15 bassins versants du nord du pays et qu'elle tient compte de la longueur du talweg principal, mais par mesure de sécurité on prend le cas le plus défavorable qui est le résultat de la formule de Giandotti ( $T_c = 2.63 h$ ).

**II – 2) Caractéristiques climatiques :**

**II – 2 – 1) Température :** (Température moyenne annuelle =18.79 °C).

Tableau N°=II-4 : Répartition mensuelle des températures (2005 ÷ 2012).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
T (°C)	24.5	21.2	16.3	13.1	11.1	12.6	14.1	15.4	19.3	23.5	27.1	27.3
T (%)	10,86	9,40	7,23	5,81	4,92	5,59	6,25	6,83	8,56	10,42	12,02	12,11

Source ANRH

**II – 2 – 2) Evaporation :**(Evaporation moyenne annuelle =123.25 mm).

Tableau N°=II-5 : Répartition mensuelle de l'évaporation(2005 ÷ 2012).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
Eva (mm)	47	64	101	129	166	195	222	201	147	103	60	44
Eva (%)	3,18	4,33	6,83	8,72	11,22	13,18	15,01	13,59	9,94	6,96	4,06	2,97

Source ANRH

**II – 2 – 3) Régimes des vents :**(Vitesses annuelles moyenne est de 2.63(Km/h)).

Tableau N°=II-6 : Répartition mensuelle des vitesses des vents(2005 ÷ 2012).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
------	-------	------	------	------	------	------	------	------	-----	------	-------	------

V (Km/h)	2,53	2,55	2,79	2,96	2,82	2,67	3,50	3,42	3,26	2,74	3,35	2,53
-------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Source ANRH

**II – 2 – 4) Pluviométrie :**

**a) Répartition moyenne mensuelle interannuelle des précipitations :**

Dans notre cas nous avons les données de la station d'Oued Ali dont les coordonnées sont données dans le tableau suivant:

Tableau N°=II-7 : Coordonnées de la station de Oued Ali.

Station	Code	X(Km)	Y(Km)	Z(Km)
Oued ALI	020627	553	371.65	67

La répartition des pluies moyennes mensuelles interannuelles (Station de Oued Ali) :

Tableau N°=II-8 : Répartition mensuelles des pluies moyennes annuelles(1973 ÷ 2009).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
P (mm)	27.9	53.29	87.65	96.32	78.8	69.46	60.67	60.74	44.27	8.38	2.64	3.27
P (%)	4,70	8,98	14,77	16,23	13,28	11,71	10,22	10,24	7,46	1,41	0,44	0,55

Source ANRH

La pluie annuelle est de 593.39 mm.

**b) Homogénéisation des données par le test de Wilcoxon:**

C'est le plus puissant des tests non paramétriques, soient deux variables aléatoires Y et X, représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de tailles  $N_1$  et  $N_2$  ( $N_2 > N_1$ ).

Les résultats du test sont résumés dans l'annexe II – 1 .

$$W_x = \sum rangs \dots \dots \dots (I - 19)$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1}{2} - Z_{1-\infty/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \dots \dots \dots (I - 20)$$

$W_x = 301$   
 $W_{min} = 210.7$

sachant que  $Z_{1-\infty/2} = 1.96$  pour un niveau de signification  $\alpha = 5\%$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min} = 329.3$$

On vérifie l'inégalité :  $W_{min} < \sum rangs < W_{max}$

$210.7 < 301 < 329.3$ . Cela veut dire que notre série est homogène.

**c) Ajustement des pluies maximales journalières:**

L'ajustement des pluies maximales journalières de la station d'Oued Ali a été effectué par le logiciel *Hydrognomon*. La série des pluies maximales journalière est donnée dans l'annexe II – 2.

**c – 1) Les paramètres statistiques de l'échantillon :**

L'ensemble des caractéristiques statistiques de l'échantillon sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau N°=II-9 : Paramètres statistiques des pluies maximales journalières de la station d'Oued Ali.

Nombre d'observations	37
-----------------------	----

Minimum	26
Maximum	93
Moyenne	49
Ecart-type	14.3
Médiane	46
Coefficient de variation	0.292
Coefficient d'asymétrie	0.894
Coefficient d'aplatissement	3.82

**c – 2) Loi LogNormal:**(Maximum de vraisemblances)

La distribution LogNormal découle d'une modification apportée de la distribution normale afin d'étudier le logarithme de la variable aléatoire X. on requiert une telle procédure lorsque la variable aléatoire à l'étude s'étend sur plusieurs ordre de grandeurs.

La fonction de densité de probabilité s'écrit :

$$f_y(x) = \frac{1}{x \sqrt{2\pi\sigma_y^2}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (I - 21)$$

Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour sont résumés dans le tableau ci-après, pour la représentation graphique, voir l'annexe II – 3. Fig. 1

Tableau N°=II-10 : Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour.

Période de retour (ans)	Probabilité au non dépassement	Précipitations (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	136	99.6-173
5000	0.9998	155.13	96.1-163
2000	0.9995	121	91.4-150
1000	0.9990	114	87.7-140
500	0.9980	107	84-131
200	0.9950	98.4	78.8-118
100	0.9900	91.6	74.7-108
50	0.9800	84.7	70.5-99.0
20	0.9500	75.4	64.4-86.4
10	0.9000	68.0	59.2-76.7
5	0.8000	59.9	53.3-66.6
2	0.5000	47.1	42.7-51.6

**c – 3) Laloi de GUMBEL :** (Moment L)

Elle a été initialement conçue de façon à décrire les valeurs extrêmes d'un ensemble d'échantillons d'une population donnée telles les précipitations, les crues ou encore les vitesses de vent maximales annuelles. La fonction de densité de probabilité de la

distribution de Gumbel s'écrit :

$$f_y(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[ -\frac{x-\varepsilon}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-\varepsilon}{\alpha}\right) \right] \dots \dots \dots (I - 22)$$

Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour sont résumés dans le tableau ci-après, pour la représentation graphique, voir l'annexe II – 3. Fig. 2.

Tableau N°=II-11 : Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour.

Période de retour (ans)	Probabilité au non dépassement	Précipitations (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	147	117-178
5000	0.9998	140	111-168
2000	0.9995	129	104-155
1000	0.9990	121	98.1-144
500	0.9980	113	92.6-134
200	0.9900	103	85.2-121
100	0.9900	94.9	79.5-110
50	0.9800	86.9	73.9-100
20	0.9500	76.3	66.3-86.4
10	0.9000	68.1	60.3-76.0
5	0.8000	59.6	53.8-65.3
2	0.5000	46.6	42.7-50.5

**c – 4) La loi GEV ( distribution des valeurs extrêmes généralisées) :(Moment L)**

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est la synthèse de trois fonctions de distribution que l'on a souvent employées en hydrologie, soit la distribution de Gumbel (type I), non borné, la distribution de Fréchet (type II), contrainte par une borne inférieure, et la distribution de Weibull (type III), contrainte par une borne supérieure. Cette distribution à trois paramètres offre une souplesse comparable à celle de la distribution de Pearson. La fonction de distribution de la loi de GEV s'écrit :

$$F_x(x) = \exp \left\{ -1 \left[ 1 - \frac{k(x - \varepsilon)}{\alpha} \right]^{1/k} \right\} \dots \dots \dots (I - 23)$$

Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour sont résumés dans le tableau ci-après, pour la représentation graphique, voir l'annexe II – 3. Fig. 3.

Tableau N°=II-12 : Les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour.

Période de retour (ans)	Probabilité au non dépassement	Précipitations (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	126	N/D
5000	0.9998	121	N/D
2000	0.9995	115	92.3-292.5
1000	0.9990	110	89.9-253.1
500	0.9980	104	87.4-211.4
200	0.9950	97	82.7-169.2
100	0.9900	90.7	77.9-148,7
50	0.9800	84.6	72,7-126,4
20	0.9500	75,7	65,7-101,2
10	0.9000	68,4	59,8-80,98
5	0.8000	60,4	53,5-68,7
2	0.5000	47,5	42,4-53,1

**d) Qualité de l'ajustement :**

Il y'a toujours des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences théoriques calculées à partir d'une fonction de distribution choisie. Plusieurs méthodes existent pour évaluer la qualité de l'ajustement d'une fonction de distribution théorique à un échantillon particulier, mais aucune n'est entièrement fiable. La stratégie consiste donc souvent à faire usage de plusieurs méthodes à la fois.

**d – 1) Fonctions de distribution de probabilité empiriques :**

Dans les trois graphiques précédents on constate une coïncidence quasiment parfaite entre les probabilités théoriques et empiriques ce qui indique que les fonctions de distributions de probabilités théoriques qu'on analyse est celles qui correspondent le mieux aux données de l'échantillon.

**d – 2) Inférences statistiques:**

Afin d'évaluer l'importance des écarts entre les probabilités théoriques et empiriques on utilise les tests de *khi – deux* et de *kolmogorov – smirnov*. Ces tests dits non paramétriques aident aussi à déterminer le rejet ou l'acceptation de la fonction de distributions.

- **Test de Khi – deux :**

Les résultats du test fait par le logiciel *Hydrognomon* sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°=II-13 : Résultats du test de Khi-deux.

X-Square test for All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	Pearson Param.
<i>LogNormal</i>	ACCEP T	ACCEP T	ACCEPT	19,91%	6
<i>EV1 – Max (Gumbel)</i>	ACCEP	ACCEP	ACCEPT	17,12%	6,4

	T	T			
GEV – Max (L – Moments)	ACCEP T	ACCEP T	ACCEPT	11,16%	6

Le nombre de classes=7; a c'est le risque.

On constate à partir du tableau que notre série des pluies maximales journalières annuelles s'ajuste avec les quatre fonctions de distributions.

• **Test de Kolmogorov – Smirnov :**

Les résultats du test fait par le logiciel *Hydrognomon* sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°=II-14 : Résultats du test de Kolmogorov-Smirnov.

Kolmogorov-Smirnov test	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,58%	0,06457
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96,87%	0,07812
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,77%	0,06168

a c'est le risque.

On constate à partir du tableau que notre série des pluies maximales journalières annuelles s'ajuste avec les quatre fonctions de distributions.

**d – 3) Conclusion :**

L'évaluation de la qualité de l'ajustement montre que les trois lois sont adéquates. Dans ce cas-là on opte pour celle qui a le moins nombre de paramètres et qui est la loi de Gumbel (deux paramètres).

**e) Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :**

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué par la relation de Body exprimé par :

$$P_{ct,p\%} = P_{max,p\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots \dots \dots (I - 24)$$

$P_{max,p\%}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence voulue ;

$P_{ct,p\%}$  : Pluie de courte durée de fréquence égale celle de  $P_{max,p\%}$  ;

t: Durée de la pluie en heure ;

b: Exposant climatique ( $b = 0.556$ ).

L'intensité de la pluie est donnée par la relation suivante :  $I = \frac{P_{tc}}{t} \dots \dots \dots (I - 25)$

Les différentes valeurs de des pluies de courtes durées et leurs intensités sont résumées dans le tableau en *annexe II – 4*. Pour la représentation graphique voir l'*annexe II – 4. Fig. 1* et l'*annexe II – 4. Fig. 2*.

**II – 3) Etudes des apports liquides :**

**II – 3 – 1) Apports moyens interannuels :**

**a) Station hydrométrique :(OUED ALI)**

La station d'Oued Ali se situe à l'aval de l'axe du barrage de *Barek*, pour transposer les valeurs de la station hydrométrique à l'amont du bassin on utilise un coefficient de transposition :

Surface de bassin versant total=33.51Km<sup>2</sup>.

Surface de bassin versant jusqu'à l'axe de barrage=24.91 Km<sup>2</sup>.

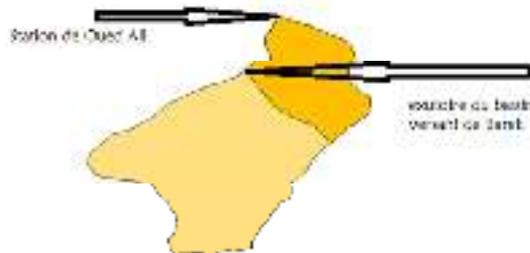


Figure N°=II-5 : L'emplacement de la station de *Oued Ali* par rapport à l'exutoire du bassin versant de *Barek*.

Le coefficient de transposition =  $\frac{\text{Surface de bassin versant jusqu'à l'axe de barrage}}{\text{Surface de bassin versant total}}$

$$\text{Le coefficient de transposition} = \frac{24.91}{33.51} = 0.74$$

Le tableau suivant représente la répartition mensuelle des apports moyens mensuels de la station d'Oued Ali.

Tableau N°=II-15 : Répartition mensuelle des apports moyens mensuels.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
A (Mm <sup>3</sup> )	0,00	0,09	0,51	1,26	1,22	0,62	0,60	0,43	0,33	0,03	0,00	0,00
A (%)	0,06	1,81	9,98	24,73	23,93	12,27	11,81	8,46	6,41	0,50	0,00	0,00

Source ANRH

L'apport annuel est de 5.09 (Mm<sup>3</sup>)

En multipliant fois le coefficient de transposition on aura les valeurs énumérées dans le tableau ci-après :

Tableau N°=II-16 : Répartition mensuelle des apports moyens mensuels multipliés fois le coefficient de transposition.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
A (Mm <sup>3</sup> )	0,002	0,068	0,376	0,93	0,90	0,462	0,45	0,32	0,24	0,02	0,000	0,00
A (%)	0,059	1,812	9,987	24,74	23,94	12,27	11,82	8,46	6,42	0,50	0,001	0,00

Source ANRH

L'apport annuel est de 3.77 (Mm<sup>3</sup>)

### II – 3 – 2) Caractéristiques de l'écoulement :

#### a) Lamme d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots \dots \dots (I - 26)$$

A<sub>0</sub>: Apport moyen annuel (l) et S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$$L_e = \frac{3.77 * 10^{15}}{24.91 * 10^{12}} = 151.34 \text{ mm.}$$

#### II – 3 – 3) Apport fréquentiels :

L'estimation fréquentielle des apports à partir des apports moyens annuels peut se faire avec l'application de la fonction de distribution *Pearson III* donnée par la formule suivante :

$$A_{p\%} = K_{p\%} * A_0 = (K_{p\%} * C_v + 1) * A_0 \dots \dots \dots (I - 27)$$

Avec :  $K_{p\%}$ : Fonction de Rybkine-Foster.

$A_{p\%}$ : Débit de fréquence donnée ( $Mm^3$ ).

$A_0$ : Débit moyen annuel ( $Mm^3$ )

$C_v$ : Coefficient de variation.

Les paramètres statistique de la série des débits moyens mensuels transposés de la station de Oued Ali (voir l'*annexe II – 5*) sont données dans le tableau suivant :

Tableau N°=II-17 : Paramètres statistique de la série des débits moyens mensuels.

Nombre d'observations	20
Minimum	0.09
Maximum	11.7
Moyenne	3.77
Ecart-type	2.98
Médiane	4.14
Coefficient de variation	0.791
Coefficient d'asymétrie	1.32
Coefficient d'aplatissement	3.86

Les résultats de l'ajustement sont portés dans le tableau suivant, pour la représentation graphique voir l'*annexe II – 6*.

Tableau N°=II-18 : Résultats de l'ajustement des débits moyen mensuels à la loi de *Pearson III*.

Période de retour (ans)	Probabilité au non dépassement	Apport ( $Mm^3$ )	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	23.65	N/D
1000	0.9990	18.6	N/D
500	0.9980	17.04	N/D
200	0.9950	14.96	8.7-30.15
100	0.9900	13.36	7.96-26.54
50	0.9800	11.73	7.17-22.59
20	0.9500	9.51	6.03-16.73
10	0.9000	7.76	5.12-12.78
5	0.8000	5.90	3.87-9.05
2	0.5000	3.13	1.61-4.63

**II – 3 – 4) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :**

D'après le tableau précédent nous avons:  $A_{80\%} = 5.90 Mm^3$

Tableau N°=II-19 : Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
$A_{80\%}$ (%)	0,059	1,81	9,99	24,7	23,9	12,27	11,82	8,46	6,42	0,50	0,001	0,00
$A_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	0,003	0,11	0,59	1,46	1,41	0,72	0,697	0,50	0,38	0,03	0,000	0,000

Source ANRH

**II – 4) Etude des Apports solides :**

**II – 4 – 1) Apports solides en suspension :**

**a) Formule de Tixeront :**

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

$$T_s = \alpha * L_r^{0.15} \dots \dots \dots (I - 28)$$

Où :  $T_s$ : Transport solide moyen annuel en suspension  $\left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$ .

$L_r$ : Lamme d'eau ruisselée(mm).

$\alpha$ : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, dans notre cas on prend  $\alpha = 350$ .

$$T_s = 350 * 151.34^{0.15} = 743.12 \left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma = 1.4 \left( \frac{t}{m^3} \right)$ . Le volume annuel est estimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_s * S}{\gamma} \dots \dots \dots (I - 29)$$

$$V_s = \frac{743.12 * 24.91}{1.4} = 13222.3 \left( m^3/an \right)$$

Où :  $S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ )

**b) Formule de Sogreah:**

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

$$T_s = \alpha * P^{0.15} \dots \dots \dots (I - 30)$$

Où :  $P$ : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

$T_s$ : Transport solide moyen annuel en suspension  $\left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$  ;

$\alpha$ : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, dans notre cas on prend  $\alpha = 350$ .

$$T_s = 350 * 593.39^{0.15} = 912.16 \left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma = 1.4 \left( \frac{t}{m^3} \right)$ . Le volume annuel est estimé par la formule (I – 29) comme suit :

$$V_s = \frac{T_a * S}{\gamma} = \frac{912.16 * 24.91}{1.4} = 16229.86 \left( \frac{m^3}{an} \right)$$

Où :  $S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ )

**d) Formule de Garavilovitch :**

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_0 = T_{sp} * G_m \dots \dots \dots (I - 30)$$

$$T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots \dots \dots (I - 31)$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots \dots \dots (I - 32)$$

$$T = \sqrt{\frac{18.79}{10}} + 1 = 2.37$$

$$G_m = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2 * (L + 10)} \dots \dots \dots (I - 33)$$

$$G_m = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2 * (L + 10)} = \frac{(\sqrt{20.75} + 0.376687)}{0.2 * (6.79 + 10)} = 1.47$$

$$T_{sp} = 2.37 * 593.39 * \pi * \sqrt{0.3^3} = 725.6$$

$$T_0 = 725.6 * 1.47 = 1066.6 \left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$$

Avec:  $T_0$  : Taux d'abrasion  $\left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$ .

$T_{sp}$  : Le taux de la production annuel des matériaux en  $\left( \frac{m^3}{Km^2/an} \right)$ .

$G_m$  : Taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

$T$  : Coefficient thermique.

$Z$  : Coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ( $z=0.3$ ).

$P_{moy}$ : Pluie moyenne annuelle (mm).

$t$  : Température moyenne annuelle (°C).  $t = 18.79^{\circ}C$

$P$  : Périmètre du bassin versant (Km).  $P = 20.75 km$ .

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).  $L = 6.79 km$ .

$H_{moy}$  : Altitude moyenne (km).  $H_{moy} = 0.376687km$ .

En appliquant la formule (I – 29) on trouve :

$$V_s = \frac{T_a * S}{\gamma} = \frac{1066.6 * 24.91}{1.4} = 18978.43 \left( m^3 / an \right)$$

**Commentaire :**

En comparant les trois résultats trouvés nous remarquons une convergence entre le résultat de *Sogreah* et celui *Gravilovitch*, et puisque la formule de *Gravilovitch* est largement utilisée en Algérie on va adopter pour le reste des calculs son résultat.

**II – 5) Calcul du 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 ce dernier :

**a) Formule de Tixeront :**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_M = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots \dots \dots (I - 34)$$

Avec :  $Q_s = T_s * S \dots \dots \dots (I - 35)$

$Q_s$  : Le débit solide ( $t/an$ ).

$\gamma_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1,6 t/m^3$ ).

$T$  : Durée de vie du barrage (50 ans).

$T_s$  : Le transport solide  $\left( t/Km^2/an \right)$ .

$S$  : Surface du bassin versant ( $km^2$ ).

$$Q_s = 743.12 * 24.91 = 18511.12 (t/an)$$

$$V_m = 1.1 * \frac{18511.12 * 50}{1.4} = 661111.43 m^3$$

**b) Formule de Garavilovitch :**

Le volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_M = \frac{T_0 * S * T}{\gamma_s} \dots \dots \dots (I - 36)$$

Avec :  $T_0$  : Taux d'abrasion  $\left( \frac{t}{Km^2/an} \right)$ .

$T$  : Durée de vie du barrage (50 ans) ;

$S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ ) ;

$\gamma_s$ : Poids spécifique de la vase humide.

$$V_M = \frac{1066.6 * 24.91 * 50}{1.4} = 948893.07 m^3 = 0.95 Mm^3$$

**Commentaire:**

On constate une légère différence entre les résultats trouvés par les deux formules largement utilisées en Algérie, mais on va choisir de travailler avec le résultat de la formule de Gravitovitch qui représente le cas le plus défavorable.

Pendant l'écoulement des crues, il y'a encore un transport solide de fond (charriage), en supposant que ce dernier représente 35% du transport en suspension, le volume annuel total en réservoir sera donc :

$$V_m = 1.35 * 0.95 = 1.28(Mm^3)$$

**II – 6) Etude des crues :**

**II – 6 – 1) Calcul des débits fréquentiels :**

L'étude des crues a pour but la détermination des *hydrogrammes* des crues fréquentiels et les débits maximums correspondants. La détermination de ces derniers passe par l'ajustement des débits maximums à une loi de probabilité bien déterminée.

**a) Ajustement à la loi Gumbel (EV – 2):**

Les résultats de l'ajustement à la loi de distribution de *Gumbel* sont donnés dans le graphe en *annexe II – 7. Fig. 1*.

D'après le graphe en *annexe II – 7. Fig. 1* on voit qu'il y'a pas une coïncidence entre les probabilités théoriques et empiriques et que quelques points de distribution empiriques sortent de l'intervalle de confiance. Ce qui veut dire que notre échantillon de débits maxima ne s'ajuste pas avec la loi de distribution de *Gumbel*.

**b) Ajustement à la loi GEV :**

Les résultats de l'ajustement à la loi de distribution de *Gumbel* sont donnés dans le graphe en *annexe II – 7. Fig. 2* et le tableau suivant :

Tableau N°=II-20 : Résultat de l'ajustement de la série des débits maximums journaliers à la loi de GEV.

Période de retour (ans)	Probabilité au non dépassement	Débit max ( $m^3/s$ )	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	625.50	N/D
1000	0.9990	199.02	N/D
500	0.9980	140.59	N/D
100	0.9900	61.99	(-131,26)-(208,758)
50	0.9800	43,17	(-47,90)-(113,33)
20	0.9500	26,30	3,07-45,56
10	0.9000	17,66	6,21-28,24
5	0.8000	11,40	5,57-20,41
2	0.5000	5,40	1,44-12,24

**II – 6 – 2) Hydrogramme de crue :**

**a) Méthode de Sokolovsky :**

Skolovsky considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbes, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chaque une d'elle a sa propre équation :

Pour la montée :  $Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \dots \dots \dots (I - 37)$

Pour la décrue :  $Q_d = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^m \dots \dots \dots (I - 38)$

Avec : n=2 et m=3 ;

$Q_m$ : Débit instantané de la montée( $m^3/s$ ) ;

$Q_d$ : Débit instantané de la décrue ( $m^3/s$ ) ;

$Q_{max,p\%}$  : Débit maximum de fréquence donnée en( $m^3/s$ ) ;

$t_m$  : Temps de la montée de la crue en heures ;

$t_d$  : Temps de la décrue en heures.

$t_m = t_c = 2.63 h$

Le temps de base est donné comme suit :

$T_b = t_m + t_d$  ; Avec :  $t_d = \gamma * t_m$

- pour  $S \leq 50Km^2$ ; on a:  $\gamma = 2$
- pour des petits bassin versants non boisés, sol peu perméable, on a:  $\gamma = 2 \div 2.5$
- pour des bassin versants boisés perméable on a:  $\gamma = 3 \div 4$

$t_d = 2 * 2.63 = 5.26 h$

Le tableau en annexe II-8, et la figure suivante résumant les différents hydrogrammes de crues susceptibles.

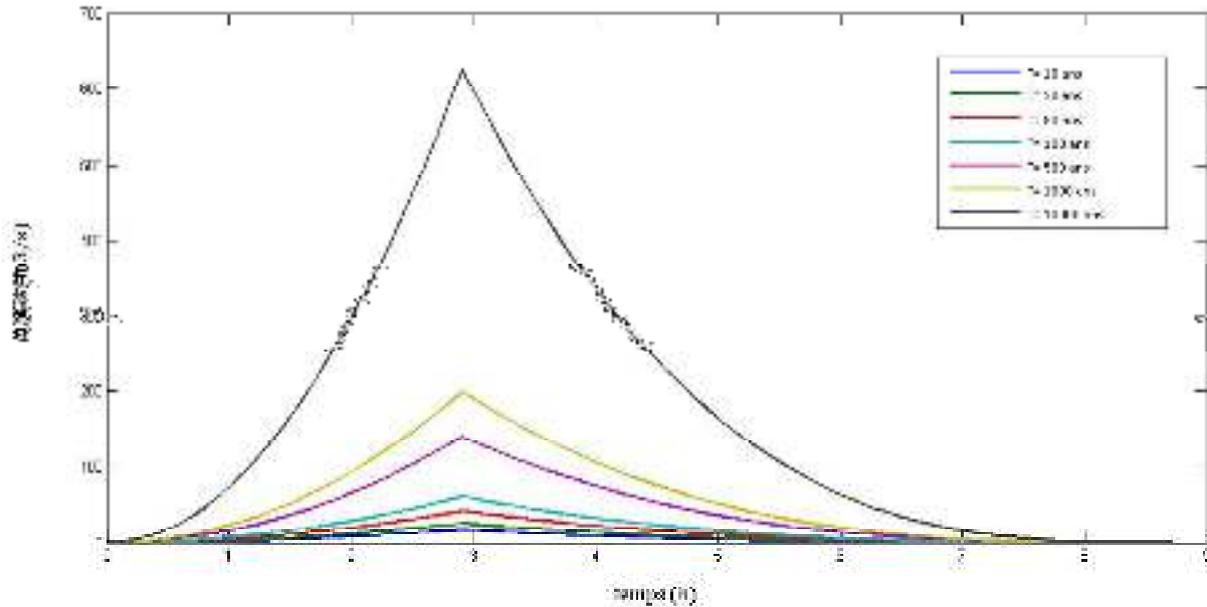


Figure N°=II-6 : Hydrogrammes de crues de différentes périodes de retour en fonction de temps par la méthode de *Sokolovsky*.

### II – 6 – 3) Choix de la crue de projet :

Le choix de la crue de projet dépend du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci. Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue.

La première tâche dans la détermination d'une crue de projet est de fixer le degré de sécurité qui sera à la base de son estimation. Idéalement, ce choix devrait reposer sur des considérations techniques et économiques liées à l'aménagement.

Tableau N°=II-21 : Recommandations du Comité National Australien des Grands Barrages pour le calcul de la crue de projet.

Catégories des dommages supplémentaires	Crue de projet (probabilité de dépassement annuelle)
Elevés (pertes de vies, dommages considérables).	$PMF \div 1/10\ 000$
Importants (pas de pertes de vies humaines, dommages importants).	$1/10\ 000 \div 1/1000$
Faibles (pas de pertes de vies humaines, dommages légers).	$1/1000 \div 1/100$

En se basant sur le tableau précédent, nous optons pour une crue de probabilité de 0.01% (T=10000 ans), vu la présence d'une zone urbaine à l'aval du barrage (voir la photo en *annexe II – 9. Fig. 1*). La figure suivante représente l'hydrogramme de crue de cette probabilité.

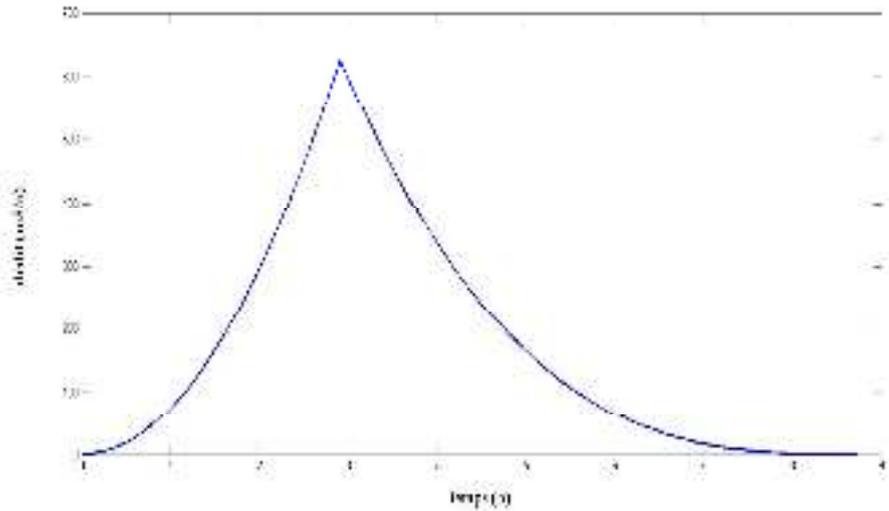


Figure N°=II-7 : Hydrogramme de crue à une probabilité de 0.01%.

**III – 6 – 4) Choix de la crue de chantier :**

Les barrages en remblai sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays l’ouvrage de dérivation est souvent protégé contre les crues dont a période de retour est de 10 à 50 ans. Pour notre cas on choisit la crue dont la période de retour est de 50 ans.

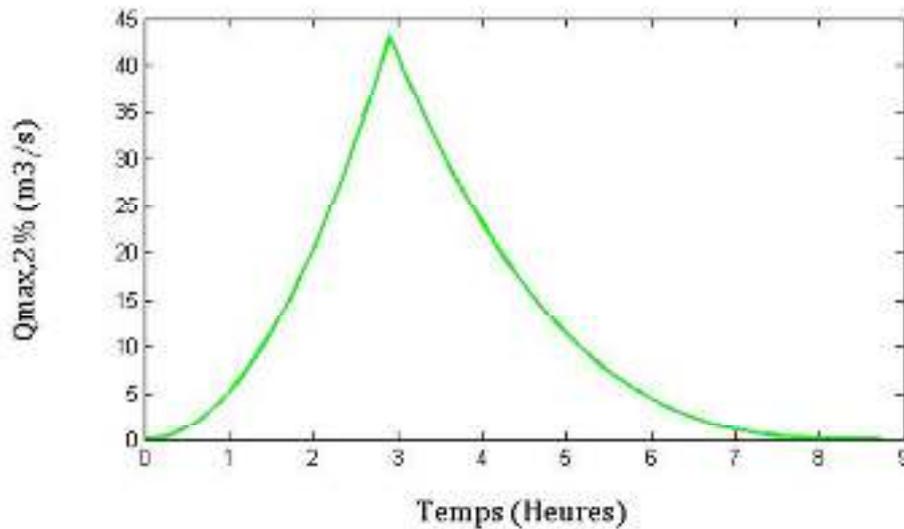


Figure N°=II-8 : Hydrogramme de crue à une probabilité de 2%.

**II – 7) Régularisation des débits :**

Le barrage *Barek*, situé dans la Willaya de Blida est destiné à accumulé, au but d’irrigation, les eaux usées épurées de la ville d’Alger.

**II – 7 – 1) Répartition mensuelle de l’apport 80% :**

**a) apport du bassin versant :**

Tableau N°=II-22 : répartition de l’apport moyens mensuel du bassin versant.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
$A_{80\%}$ (%)	0,059	1,81	9,99	24,7	23,94	12,27	11,82	8,46	6,42	0,50	0,001	0,00
$A_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	0,003	0,11	0,59	1,46	1,41	0,72	0,697	0,50	0,38	0,03	0,000	0,000

Source ANRH

L'apport annuel est de 5.9 (Mm<sup>3</sup>)

**b) Apport du transfert d'eaux usées épurées :**

Tableau N°=II-23 : répartition de l'apport moyens mensuel du transfert des eaux épurées.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
Apport trans (Mm <sup>3</sup> )	4.41	4.55	4.41	4.55	4.55	4.11	4.55	4.41	4.55	4.41	4.55	4.55

Source ANRH

L'apport annuel est de 53.61 (Mm<sup>3</sup>)

**c) La somme :**

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

Tableau N°=II-23 : Répartition de l'apport moyens mensuel.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An.
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0,003	0,11	0,59	1,46	1,41	0,72	0,7	0,499	0,379	0,030	0,00	0,000	5,90
apport transfert (Mm <sup>3</sup> )	4.41	4.55	4.41	4.55	4.55	4.11	4.55	4.41	4.55	4.41	4.55	4.55	53.61
Total (Mm <sup>3</sup> )	4.413	4.66	4.99	6.01	5.96	4.83	5.5	4.909	4.929	4.44	4.55	4.55	59.51

Source ANRH

**II – 7 – 2) Répartition mensuelle des besoins :**

Tableau N°=II-23 : Répartition des besoins moyennes mensuelles.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An.
Irrigation	7.29	1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.52	3.04	5.07	7.61	11.67	12.68	50.73
Ecologique	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.95
Total (U <sub>80%</sub> en (Mm <sup>3</sup> ))	7.37	1.6	0.08	0.08	0.08	0.07	1.6	3.12	5.15	7.69	11.75	12.76	51.68

Source ANRH

**II – 7 – 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 :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} * \Delta H \dots \dots \dots (I - 39)$$

Avec :

$\Delta H$  : La différence d'altitude entre deux courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i-1}$ .

$S_i$  : Surface du plan d'eau correspond à la courbe de niveau  $H_i$ .

$S_{i-1}$  : Surface du plan d'eau correspond à la courbe de niveau  $H_{i-1}$ .

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

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

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

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

Tableau N°=II-25 : Calcul des volumes d'eau correspondants aux différentes hauteurs.

L'altitude	Surface	Volume
120	0	0
125	0,0415	0.1383
130	0.1108	0.5191
135	0.1962	1.2866
140	0.3093	2.5503
145	0.4847	4.5353
150	0.6147	7.2833
155	0.7854	10.7830
160	0.925	15.0590
165	1.092	20.1015
170	1.2508	25.9585
175	1.415	32.6230
180	1.635	40.2480
185	1,839	48.9330
190	2.063	58.6880
195	2.271	69.5230

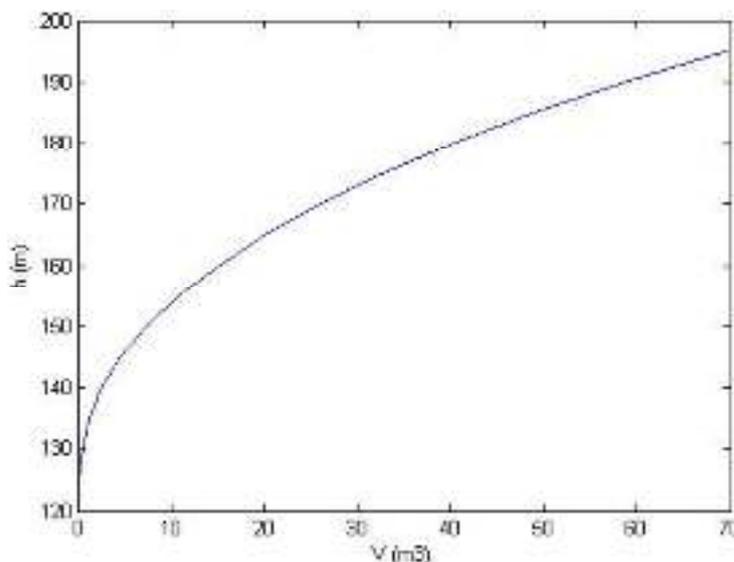


Figure N°=II-9 : Courbe Capacité-Hauteur du bassin versant.

#### II – 7 – 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 :  $V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \dots \dots \dots (I - 40)$

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

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

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

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

**a) 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 N°=II-26: détermination de la période à bonne hydraulicité.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
$A_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	4.413	4.66	5.00	6.01	5.96	4.83	5.247	4.909	4.93	4.44	4.55	4.55
$U_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	7.37	1.6	0.08	0.08	0.08	0.07	1.6	3.12	5.15	7.69	11.75	12.76
$A_{80\%}$ - $U_{80\%}$	-2.96	3.06	4.92	5.93	5.88	4.76	3.65	1.79	-0.22	-3.25	-7.2	-8.21

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau N°=1 en *annexe II – 10*.

Nous avons :  $V_s = 26.988 Mm^3$  et  $V_d = 21.84 Mm^3$

Le fonctionnement de notre est un fonctionnement à un seul temps alors :

$$V_u = V_d = 21.84 Mm^3$$

Et le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 21.84 + 1.28 = 23.12 Mm^3.$$

$$NNR = 167.58 m NGA$$

### b) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

#### b – 1) Pertes par évaporation :

$$V_{ev} = E_s * S_{moy} \dots \dots \dots (I - 41)$$

Avec :  $V_{ev}$  : 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 Capacité-Hauteur-Surface.

$$V_{moy} : \text{Volume moyen } V_{moy} = \left( \frac{V_{rf_i} + V_{rf_{i+1}}}{2} \right)$$

$V_{rf_i}$  et  $V_{rf_{i+1}}$  : Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

#### b – 2) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (I - 42)$$

Avec :  $V_{inf}$  : Volume infiltré.

$\delta$  : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette, pour notre cas  $\delta = 1$

$$V_{moy} : \text{Volume moyen ; } V_{moy} = \left( \frac{V_{rf_i} + V_{rf_{i+1}}}{2} \right)$$

$V_{rf_i}$  et  $V_{rf_{i+1}}$  : Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau N°=II-27: Valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Tableau N°=II-28 : Calcul des pertes totales.

mois	$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ep}$	$V_{inf}$	Total
Oct.	2,81	0,33	0,103	0,034	0,028	0,062
Nov.	6,80	0,59	0,06	0,035	0,068	0,103
Déc.	12,22	0,83	0,044	0,037	0,122	0,159
Jan.	18,13	1,03	0,047	0,048	0,181	0,230
Fév.	22,09	1,15	0,064	0,074	0,221	0,295
Mars.	26,30	1,26	0,101	0,127	0,263	0,390
Avril.	23,12	1,17	0,129	0,151	0,231	0,382
Mai.	23,01	1,17	0,166	0,194	0,230	0,424
Juin.	21,28	1,12	0,195	0,218	0,213	0,431
Juil.	16,05	0,96	0,222	0,213	0,161	0,374
Aout.	8,35	0,66	0,201	0,133	0,083	0,216
Sept.	2,76	0,33	0,147	0,049	0,028	0,076

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau N°=2 en annexe II – 10.

$$V_s = 28.37 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 23.36 \text{ Mm}^3$$

Le fonctionnement de notre est un fonctionnement à un seul temps alors :

$$V_u = V_d = 23.36 \text{ Mm}^3$$

Et le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 23.36 + 1.28 = 24.64 \text{ Mm}^3.$$

$$NNR = 168.87 \text{ m NGA}$$

#### Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ )

Si la condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} * 100 = \frac{23.36 - 21.84}{23.36} * 100 = 6.5\%$$

C'est dire que la condition n'est pas vérifiée ( $\varepsilon > 2\%$ ), alors on doit faire des itérations :

Après itération nous avons eu les résultats suivants :

$$\text{On a : } V_s = 28.37 \text{ Mm}^3 \text{ et } V_d = 23.41 \text{ Mm}^3$$

Le fonctionnement de notre est un fonctionnement à un seul temps alors :

$$V_u = V_d = 23.156 \text{ Mm}^3$$

Et le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 23.61 + 1.28 = 24.69 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{NNR} = 169.1 \text{ m NGA}$$

**Restimation de l'erreur :**

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ )

Si la condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\varepsilon = \frac{V_u'' - V_u'}{V_u''} * 100 = \frac{23.61 - 23.36}{23.61} * 100 = 1.06\%$$

La valeur est comprise entre 1 et 2 alors c'est vérifié. Alors on opte pour la hauteur

$$\text{NNR} = 169.1 \text{ m NGA}$$

**II – 8) Laminage des crues :**

Le calcul du laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (I - 43)$$

Avec :

- Q: Le débit entrant de la crue.
- q : Le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \dots \dots \dots (I - 44)$$

Avec :  $dh/dt$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de *Kotcherine* ;
2. Méthode *Step by Step* ;
3. Méthode graphique ;
4. Méthode de *Hidenblat*.

**II – 8 – 1) Calcul du laminage par la Méthode de Kotcherine :**

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.

- les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Le procédé de calcul consiste à :

- donner différentes valeurs de lames d'eau  $h_d$  ;
  - Définir la côte PHE pour chaque lame :  $NPHE = NNR + h_d$  ;
  - A l'aide de la courbe Capacité-Hauteur, déterminer le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque PHE ;
  - Définir le volume en charge pour chaque lame tel que :  $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$  ;
  - Déterminer le volume de la crue pour un hydrogramme ayant une forme triangulaire :  $V_c = 0.5 * Q_{max,p\%} * T$  ; T : le temps de base ;
  - A l'aide de la formule :  $q_{max,p\%} = Q_{max,p\%} * \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right)$ , déterminer le débit de crue à évacuer correspondant à chaque  $h_d$  ;
  - Construire le graphe du débit à évacuer en fonction de lame d'eau déversante  $h_d = f(q_{max,p\%})$  ;
- Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame  $h_d$ , en donnant différentes largeurs de déversoirs b à l'aide de la formule :

$$q_{max,p\%} = m * b * \sqrt{2g} * h_d^{3/2} \dots \dots \dots (I - 45)$$

- Construire les courbes relations capacité d'évacuation du déversoir :
 
$$q_{max} = q_{max}(b, h_d)$$
- L'intersection de la courbe  $q_{max} = q_{max}(h_d)$  avec les courbes  $q_{max} = q_{max}(b, h_d)$ , donne les valeurs inconnues suivantes :  $q_{max}$  et  $h_d$  relative à chaque largeur de déversoir b.

On a :

$$V_c = 0.5 * 625.5 * 7.89 * 3600 = 8883351 m^3 = 8.88 Mm^3$$

Le calcul du laminage par la méthode de *Kotcherine* est donné en *annexe II – 11*.

**II – 9) Etude d'optimisation :**

Cette étude a essentiellement pour objectif la détermination de la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue. Afin de minimiser les coûts de réalisation de l'aménagement.

Ce calcul consiste en l'évaluation du coût approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

**II – 9 – 1) La revanche :**

La revanche minimale est donnée par la formule suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (I - 46)$$

La hauteur des vagues  $H$  est estimée par les formules suivantes :

**a) Formule de Stevenson :**

$$H = 0.75 + 0.032 * F^{0.5} - 0.26 * F^{0.25} \dots \dots \dots (I - 47)$$

$F$  : Le Fetch ;  $F = 2.9085Km$

**b) Formule de Molitor:**

$$H = 0.75 + 0.0032(U * F)^{0.5} - 0.27 * F^{0.25} \dots \dots \dots (I - 48)$$

$U$  : la vitesse du vent mesurée en  $Km/h$  ;  $U = 3.5 (Km/h)$

**c) Formule de Mallet – Paquant :**

$$H = 0.5 + 0.33 * F^{0.5} \dots \dots \dots (I - 49)$$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés par les différentes formules :

Tableau N°=II-29 : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
<b>Stevenson</b>	0.465	2.43	0.77
<b>Molitor</b>	0.408	2.316	0.68
<b>Mallet – Paquant</b>	1.06	3.63	1.72

$V$  : la vitesse de propagation des vagues, elle est donnée par la formule suivante :

$$V = 1.5 + 2H$$

La revanche séismique est de 1 m pour les barrages dont la hauteur dépasse les 45 m.

La revanche retenue est : de 3 m.

**II – 9 – 2) Le tassement :**

Le tassement se calcule par les formules suivantes :

$$T = 0.015 * H_b \dots \dots \dots (I - 50)$$

$$T = 0.001 * H_b^{3/2} \dots \dots \dots (I - 51)$$

$T$  : Tassement de la crête du barrage.

$H_b$  : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0.5m

**II – 9 – 3) La largeur en crête :**

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule de *T. KNAPPEN*:  $b = 1.65 * H_b^{0.5} \dots \dots \dots (I - 52)$

- Formule de *E. F. PREECE*:  $b = 1.1 * H_b^{0.5} \dots \dots \dots (I - 53)$

- Formule Simplifiée :  $b = 3.6 * H_b^{1/3} - 3.1 \dots \dots \dots (I - 54)$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés par les différentes formules :

Tableau N°=II-30 : Résultats des largeurs en crêtes corresponds aux divers largeurs déversantes par les différentes formules.

$b(m)$	$h(m)$	$q(m^3/s)$	$H_b(m)$	$b_{cr}$	$b_{cr}$	$b_{cr}$	$b_{cr}$
--------	--------	------------	----------	----------	----------	----------	----------

				(Knappen)	(Preece)	(Simplifiée)	(Moyenne)
30	3,2	372,73	55,8	12,33	8,22	10,76	10,43
40	2,8	406,76	55,4	12,28	8,19	10,72	10,40
50	2,6	454,96	55,2	12,26	8,17	10,71	10,38
60	2,4	484,19	55	12,24	8,16	10,69	10,36
70	2,2	495,77	54,8	12,21	8,14	10,67	10,34
80	2	491,11	54,6	12,19	8,13	10,66	10,33
90	1,8	471,73	54,4	12,17	8,11	10,64	10,31
100	1,7	481,08	54,3	12,16	8,11	10,63	10,30

On opte pour une largeur de crête de 10.3m

**II – 9 – 4) Calcul du coût approximatif de la digue :**

En premier lieu on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \dots \dots \dots (I - 55)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \dots \dots \dots (I - 56)$$

$V_i$  : Volume du barrage à la cote i.

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} * H_b \dots \dots \dots (I - 57)$$

$B_i$  : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) * H_b + b_{cr} \dots \dots \dots (I - 58)$$

$m_1$  et  $m_2$  : Fruits des talus ;

$b_{cr}$ : Largeur en crête (m) ;

$H_b$  : Hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_b = NNR - Cf + R + h_{dev} + T \dots \dots \dots (I - 59)$$

R : Revanche en (m).

$h_{dev}$  : Hauteur déversante (m).

Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau N°=II-31 : coûts de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes.

$b$ (m)	$H_b$ (m)	V	coût DA
30	55,8	2691744,643	3230093571
40	55,4	2672448,982	3206938778
50	55,2	2662801,152	3195361382
60	55	2653153,322	3183783986
70	54,8	2643505,491	3172206589
80	54,6	2633857,661	3160629193
90	54,4	2624209,831	3149051797

100	54,3	2619385,916	3143263099
-----	------	-------------	------------

**Remarque :**

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3.0 et 2.5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 2000 DA. [A.N.B.T].

**II – 9 – 5) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :**

Vu que le bassin de dissipation garde son profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

**a) Coût du déversoir :**

On va envisager le déversoir type Creager ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par l'expression suivante :

$$\frac{y}{H} = 0.47 * \left(\frac{X}{H}\right)^{1.8} \dots\dots\dots (I - 60)$$

Avec :  $H$  : Charge sur le seuil (m) ;

$Y$  : Ordonnée du profil (m) ;

$X$  : Abscisse du profil (m).Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S * b \dots\dots\dots (I - 61)$$

$S$  : Section transversale ( $m^2$ ) ;

$b$  : Largeur déversante (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversantes ( $b$ ) qui correspondent aux différentes charges déversantes ( $h$ ). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir et en le multipliant par le prix du mètre cube du béton armé qui est estimé à 45000DA, afin d'obtenir le prix du déversoir.

Tableau N°=II-32: coûts estimatifs du déversoir type Creager corresponds aux différentes largeurs déversantes.

Profil N°	$b(m)$	$H_{dév}(m)$	$S (m^2)$	$V (m^3)$	Coûts(DA)
1	30	3,2	23.88	716.4	32238000
2	40	2,8	21.38	855.2	38484000
3	50	2,6	17.03	851.5	38317500

4	60	2,4	13.95	837	37665000
5	70	2,2	11.35	794.5	35752500
6	80	2	9.65	772	34740000
7	90	1,8	9.11	774.35	34845750
8	100	1,7	7.64	687.6	30942000

**b) Coût du canal d'approche:**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau «  $H$  » et une revanche de 2 m.

D'où la hauteur totale du mur :  $H_{ca} = H + R \dots \dots \dots (I - 62)$

$L$  : Longueur du canal d'amené, elle est déterminée d'après la topographie ( $L = 18 \text{ m}$ ).

$e$  : Epaisseur est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$$V = S * e = L * H_{ca} * e \dots \dots \dots (I - 63)$$

Tableau N°=II-33: coûts du canal d'approche correspondants aux différentes largeurs déversantes.

N°	$b \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$H_{ca} \text{ (m)}$	$S \text{ (m}^2\text{)}$	$V \text{ (m}^3\text{)}$	Coûts (DA)
1	30	3,2	5,2	93.6	46.8	2106000
2	40	2,8	4,8	86.4	43.2	1944000
3	50	2,6	4,6	82.8	41.4	1863000
4	60	2,4	4,4	79.2	39.6	1782000
5	70	2,2	4,2	75.6	37.8	1701000
6	80	2	4	72	36	1620000
7	90	1,8	3,8	70.2	35.1	1579500
8	100	1,7	3,7	68.4	34.2	1539000

**c) Coût du coursier:**

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 330 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{beton} = S_{beton} * L_{cou} \dots \dots \dots (I - 64)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres.

Largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = (Q_{e,max})^{0.4} \dots \dots \dots (I - 65)$$

Tableau N°=II-34: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

<i>b (m)</i>	<i>q (m³/s)</i>	<i>b<sub>cou</sub>(m)</i>	<i>V<sub>bét</sub>(m³)</i>	<i>Coût (DA)</i>
30	372,728	10,680	1762,141	79296346,75
40	406,764	11,060	1824,824	82117081,52
50	454,963	11,566	1908,421	85878945,1
60	484,188	11,858	1956,543	88044440,06
70	495,767	11,970	1975,127	88880709,98
80	491,112	11,925	1967,688	88545946,13
90	471,7336412	11,735	1936,256	87131501,37
100	481,0818403	11,827	1951,513	87818101,38

**d) Coût des excavations des terres :**

La réalisation de l'évacuateur de crue nécessite des excavations, ces dernières sont estimées en fonction de la largeur de l'évacuateur de crue dans le tableau ci –après avec leurs coûts.

Tableau N°=II-35 : Récapitulatif des coûts des excavations pour différentes largeurs déversantes

<i>b (m)</i>	Volume des terres(m³)	<i>coût des excavation (DA)</i>
30	28500	17100000
40	47500	28500000
50	61750	37050000
60	76950	46170000
70	103075	61845000
80	129200	77520000
90	161500	96900000
100	192375	115425000

Le prix unitaire est de 600 DA.

Le tableau ci-après résume les coûts totaux en fonction des largeurs déversantes :

Tableau N°=II-36 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

<i>b (m)</i>	<i>H<sub>d</sub> (m)</i>	<i>H<sub>b</sub>(m)</i>	<i>coût de la digue(DA)</i>	<i>Coût de l'évacuateur de crue(DA)</i>	<i>Total(DA)</i>
30	3,2	55,8	3230093571	130740346.8	3360833977
40	2,8	55,4	3206938778	151045081.5	3357983918
50	2,6	55,2	3195361382	163109445.1	3358470885
60	2,4	55	3183783986	173661440.1	3357445483
70	2,2	54,8	3172206589	188179210	3360385856
80	2	54,6	3160629193	202425946.1	3363055196
90	1,8	54,4	3149051797	221295215.5	3376135767
100	1,7	54,3	3143263099	235037501.4	3384089354

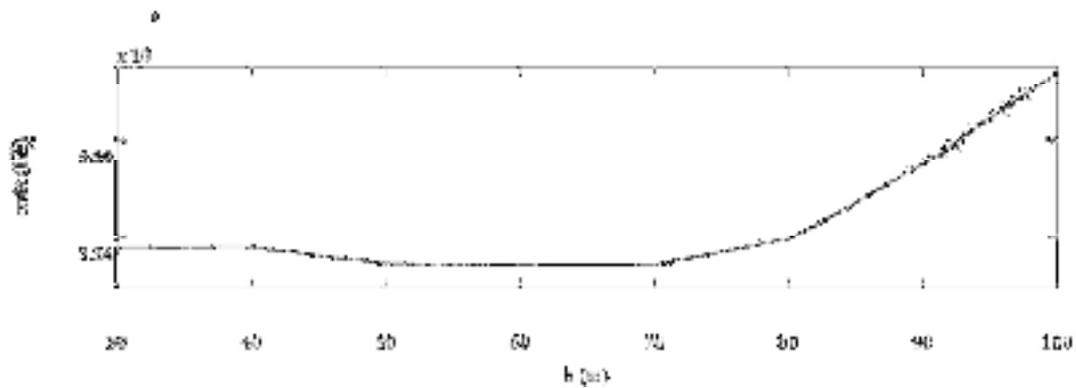


Figure N° =II-10 : coût total du barrage en fonction de la largeur déversante.

A partir du graphe constate que la largeur de déversoir optimale est : «  $b = 60 \text{ m}$  » ce qui correspond à une hauteur déversée  $h = 2.4 \text{ m}$  et un débit laminé  $Q_{\text{év}} = 484.19 \text{ m}^3/\text{s}$ . Avec une hauteur du barrage  $H_b = 55 \text{ m}$ , à une côte en crête optimale de la digue égale à  $175.0 \text{ m NGA}$ .

### Conclusion :

Dans cette partie on a réussi à déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage. Les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

***Chapitre III :***  
***Etude des Variantes***

### III – 1) Généralités :

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour la sécurité d'un barrage, notamment les barrages en remblai, son rôle est d'évacuer l'excès de l'eau lors d'une crue. La classification des évacuateurs de crue se fait :

- 1- Selon le fonctionnement hydraulique on distingue:
  - a) évacuateurs de surface.
  - b) évacuateur en charge.
    - b-1) évacuateurs en puits.
    - b-2) évacuateurs en siphon.
- 2- Selon l'emplacement par rapport à la digue on distingue:
  - a) évacuateur central.
  - b) évacuateur latéral.
    - b-1) évacuateur latéral à entonnement frontal.
    - b-2) évacuateur latéral à entonnement latéral.

### III – 2) facteurs intervenants dans le choix du type d'évacuateurs:

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

- La qualité des prévisions des crues ;
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation ;
- La durée et les degrés d'utilisation ;
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site d'aménagement ;
- Le type de barrage ;
- Les conditions d'exploitation.

Ajoutant à ces facteurs l'aspect économique qui joue un rôle essentiel dans le choix de l'évacuateur de crue le plus approprié.

### III – 3) choix de l'évacuateur de crue :

Les facteurs décisifs pour le choix du type d'évacuateur de crue le plus approprié dans un aménagement sont :

- Conditions topographiques et géologiques ;
- Type de barrage ;
- Le débit à évacuer en fonction des éventuelles excavations des rives.

Compte tenu des facteurs précédents on va exclure Les variantes des évacuateurs en charge, vu l'importance du débit à évacuer  $q_{év} = 484.19 m^3/s$ , pour les raisons suivantes :

- Risque de saturation.
- Capacité de débit limité pour ces variantes.
- Réajustement impossible.
- Ces variantes exigent une rive rocheuse.
- L'assurance de la liaison digue-conduite est très difficile.

Tandis que, les variantes de surface répondent aux trois facteurs susdits, alors on va opter pour les évacuateurs de crues latéraux projetés sur l'une des rives. Et on va proposer d'étudier deux variantes :

- la première c'est l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral ;
- la deuxième c'est l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal avec un déversoir de type labyrinthe.

**III – 4) Choix de la rive favorable :**

Le choix de la rive favorable pour l'emplacement de notre évacuateur de crue dépend essentiellement de la topographie, de la géologie et de la géotechnique des rives. Concernant notre cas il se trouve que la rive gauche est plus favorable, vu qu'elle a une pente de versant douce, ainsi que sa formation géologique et ses conditions géotechniques permet la projection des évacuateurs de surface.

**III – 5) Dimensionnement de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral :**

Un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral est constitué en général de :

- Canal d'approche ;
- Déversoir latéral ;
- Canal latéral (auge de réception) ;
- Un coursier ;
- Un bassin de dissipation ;
- Canal de restitution.

Le schéma général d'un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral est représenté dans la figure ci-après :

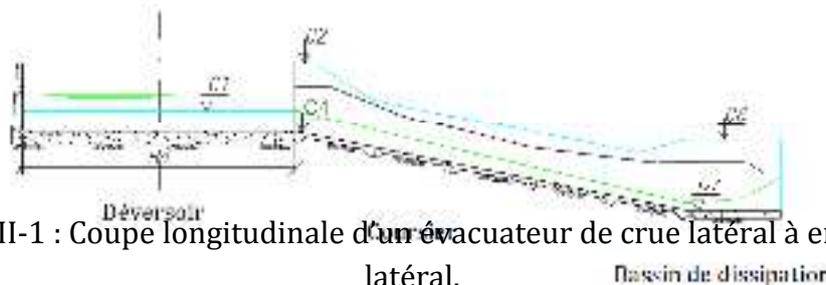


Figure N°=III-1 : Coupe longitudinale d'un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral.

**Données de départ :**

- La largeur déversante :  $b = 60 \text{ m}$  ;
- Débit évacué  $Q_{év} = 484.19 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- Charge hydraulique :  $h_d = 2.4 \text{ m}$  ;
- Côte de la retenue normale :  $NNR = 169.1 \text{ m}$ .

**III – 5 – 1) Canal d'approche :**

**a) La vitesse d'approche :**

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (III - 1)$$

$Q$  : Débit évacué en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;

$S$  : Section mouillée (rectangulaire) en  $\text{m}^2$  ;  $S = (P + H) * b \dots \dots \dots (III - 2)$

$P$  : hauteur de pelle en m ;  $0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$  ;

$H$  : Charge déversante en m ;

$b$  : largeur de déversoir ;

On va prendre :  $P=3.5$  m ;  $0.4 < \frac{3.5}{2.4} = 1.45 \leq 1.6$  ;

$$V = \frac{Q}{(P + H) * b} = \frac{484.19}{(3.5 + 2.4) * 60} = 1.37 \text{ (m/s)}$$

$$V = 1.37 \text{ (m/s)}$$

On va comparer cette vitesse avec la vitesse admissible, cette dernière est dépend de la nature du sol. Le tableau N°=1 en *annexe III – 1* donne les valeurs des vitesse admissible en fonction de la nature de sol et aussi de la hauteur  $H + P$

D'après le tableau, la vitesse admissible dans notre cas est de 3.1 (m/s)

$V < V_{adm}$  ; Donc il y'aura pas de risque d'érosion.

**b) La pente du canal d'approche :**

Afin d'obtenir un écoulement uniforme il est nécessaire de donner au canal une faible pente vers le déversoir :

Pour un régime uniforme nous on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots \dots \dots (III - 3)$$

De l'équation (II – 3):  $i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}}\right)^2$

$$R = \frac{S}{\varOmega} \dots \dots \dots (III - 4)$$

$$R = \frac{S}{\varOmega} = \frac{354}{71.8} = 4.93 \text{ m}$$

$Q$  : Débit évacué en  $m^3/s$  ;

$S$  : Section mouillée (rectangulaire) en  $m^2$  ;  $S = (P + H) * b$  ;

$i_0$  : Pente du fond ;

$R$  : Rayon hydraulique en m ;

$V$  : vitesse d'écoulement en  $m/s$  ;

$\varOmega$  : Périmètre de la section mouillée en m .

$n$  : Coefficient de Manning en  $\left(\frac{s}{m^{1/2}}\right)$  ; le tableau N°= 2 en *annexe III – 1* donne les valeurs de n en fonction caractéristique du canal :

D'après le tableau on prend :  $n = 0.030 \left(\frac{s}{m^{1/2}}\right)$ .

$$i_0 = \left(\frac{0.030 * 1.37}{4.93^{2/3}}\right)^2 = 0.00020$$

**III – 5 – 2) Déversoir et canal :**

**a) Calcul de la géométrie du déversoir :**

On adopte un déversoir de profile Creager qui a l'avantage d'éviter le phénomène de cavitation.

Le schéma ci-après montre la géométrie du profil *Creager* ainsi que ses différents paramètres :

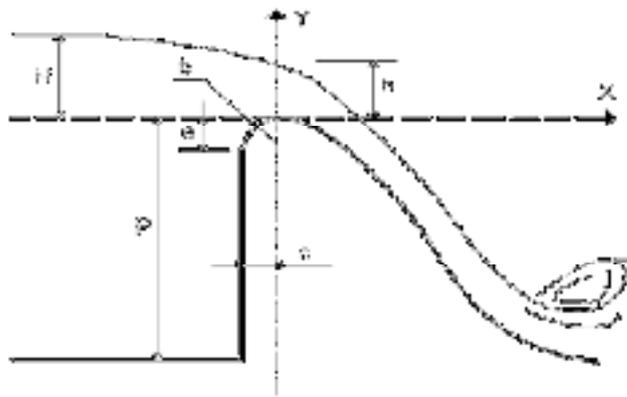


Figure N° =III-2: Géométrie du déversoir type *Creager*.

• **Quadrant amant :**

$$a = 0.12 * H = 0.12 * 2.0$$

$$a = 0.24 \text{ m}$$

$$b = 0.4 * H = 0.4 * 2.0$$

$$b = 0.8 \text{ m}$$

$$c = 0.3 * H = 0.3 * 2.0$$

$$c = 0.6 \text{ m}$$

• **Quadrant aval :**

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du *Creager* suivante :

$$\frac{y}{H} = 0.47 * \left(\frac{X}{H}\right)^{1.8} \dots\dots\dots (III - 5)$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x, y) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°=III-1 : Coordonnées du quadrant aval du déversoir *Creager*

$X/H$	$Y/H$	$Y'/H$
0,000	0,302	-1,994
0,240	0,086	-1,927
0,480	0,017	-1,853
0,720	0,000	-1,776
0,960	0,017	-1,685
1,440	0,144	-1,488
1,920	0,353	-1,226
2,400	0,614	-0,912
2,880	0,943	-0,526

3,360	1,356	-0,072
4,080	2,095	0,732
4,800	2,964	1,663
6,000	4,704	3,600
7,200	6,778	6,000
8,400	9,163	8,784

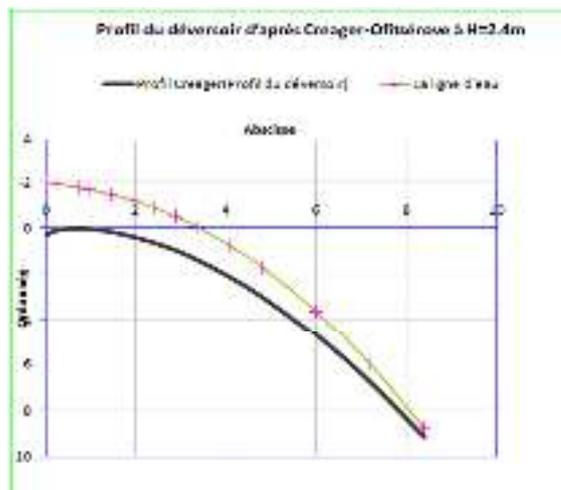


Figure N°=III-3 : Profil du quadrant aval du déversoir *Creager*.

**b) Calcul du rayon de raccordement du déversoir :**

Pour :  $P \leq 10 m$  ; on prend :

$$R = 0.5 * P \dots \dots \dots (III - 6)$$

Avec :

P : est la hauteur de pelle ;  $P = 3.5 m$

$$R = 0.5 * 3.5 = 1.75 m$$

**c) Calcul hydraulique du déversoir :**

Pour faire le calcul hydraulique du déversoir on va suivre les étapes suivantes :

- On divise la largeur déversante en 10 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site  $x_i$ .

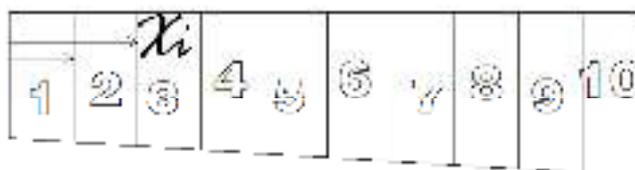


Figure N°=III-4 : Tranches de la largeur déversante.

On calcule le débit spécifique :

$$q = \frac{Q}{L} \dots \dots \dots (III - 7)$$

$$q = \frac{484.19}{60} = 8.07 \left( m^3/s.m \right)$$

Après avoir déterminé le débit spécifique on détermine le débit à chaque site  $x_i$ .

$$Q_i = q * x_i \dots \dots \dots (III - 8)$$

- On fixe la vitesse moyenne de l'eau ( $V_{in}$ ) au bout de la tranchée ( $l = 10 m$ ) et celle de la fin, ensuite en détermine les vitesses moyennes aux différents sites  $x_i$ .

$$V_i = V_{in} + a * (x_i - 1) \dots \dots \dots (III - 9)$$

$$a = \frac{(V_f - V_{in})}{L - 1} \dots \dots \dots (III - 10)$$

$a$  : Coefficient de proportionnalité.

On a :  $V_{in} = (3 \div 5) m/s ; V_{in} = 4 (m/s)$

$V_f = (8 \div 10) m/s ; V_f = 9 (m/s)$

$$a = \frac{(9 - 4)}{60 - 1} = 0.085$$

- Calcul des sections mouillées aux sites  $x_i$ .

$$S_i = \frac{Q_i}{v_i} \text{ en } m^2 ;$$

- Calcul des largeurs aux sites  $x_i$ .

$$b_i = L_1 + \frac{x_i * (L_0 - L_1)}{L} \dots \dots \dots (III - 11)$$

La largeur  $L_c = Q^{0.4}$  : c'est la largeur du coursier.

$$L_c = Q^{0.4} = 484.19^{0.4} = 11.86 m$$

Pour éviter le phénomène de cavitation dans le canal on augmente cette largeur, tout en respectant les conditions topographiques du site. Alors on opte pour  $L_c = 15 m$ .

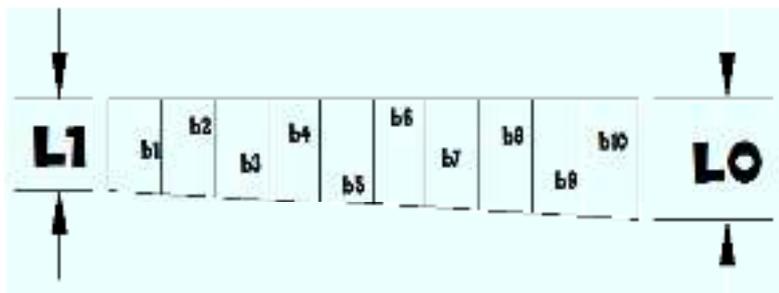


Figure N°=III-5 : Vue en plan du canal.

Selon la topographie on prend les rapports suivants :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1 ; \frac{L_1}{L_c} = 0.75$$

Donc :

$$L_0 = 15 m \text{ et } L_1 = 11.25 m.$$

- Calcul de la profondeur d'eau aux sites  $x_i$ .

Elle est donnée par la formule suivante :

$$h_i = \frac{-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4m \cdot S_i}}{2m} \dots \dots \dots (III - 12)$$

Pente du profil du déversoir assimilé à un plan ( $m = 1/3$ ).

- Calcul de la pente du fond à chaque site  $x_i$ .

Elle est donnée par :

$$I_i = \frac{V_i^2}{C_i^2 * R_i} \dots \dots \dots (III - 13)$$

$V_i$  : vitesse moyenne aux sites  $x_i$ .

$R_i$  : Rayon hydraulique à chaque site  $x_i$ .

$C_i$  : Coefficient de charge à chaque site  $x_i$  ;  $C_i = \frac{1}{n} * R^{1/6}$

$n$  : Coefficient de Manning en  $(s/m^{1/2})$  ; pour le béton on prend  $n = 0.013 (s/m^{1/2})$

$\Delta h_i = I_i * \Delta x_i$  en m

$\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$  en m

Après avoir déterminé les hauteurs d'eau  $h_i$  et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les côtes de la surface libre et les côtes du fond de la tranchée. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau N °=III-2 : Côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée du canal.

N	$\Delta H$ (m)	$h_i$ (m)	côte PE (m)	côte du fond (m)
1	0,03	0,90	171,12	170,25
2	0,04	1,54	171,11	169,61
3	0,06	2,01	171,09	169,14
4	0,08	2,37	171,07	168,78
5	0,10	2,64	171,05	168,51
6	0,13	2,85	171,02	168,30
7	0,16	3,01	170,99	168,14
8	0,20	3,13	170,95	168,02
9	0,24	3,23	170,91	167,92
10	0,29	3,30	170,86	167,85

**III – 5 – 3) Calcul hydraulique du coursier :**

La pente du coursier est de 12.7% avec une longueur de 337 m.

**a) La profondeur critique :**

La profondeur critique apparait là où il y' a un changement de pente, c'est à dire au début du coursier.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \dots \dots \dots (III - 14)$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{484.19^2}{9.81 * 15^2}} = 4.74 \text{ m}$$

**b) La pente critique :**

$$Q = K * S * R_n^{2/3} * I^{1/2} \dots \dots \dots (II - 15)$$

$$K = 71.43 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

$$I_{cr} = \left( \frac{Q * (b + 2h_c)^{2/3}}{K * (b * h_c)^{5/3}} \right)$$

$$I_{cr} = \left( \frac{484.19 * (15 + 2 * 4.74)^{2/3}}{71.43 * (15 * 4.74)^{5/3}} \right) = 0.047$$

**c) Calcul de la profondeur normale (hn):**

La profondeur normale *hn* est la profondeur qui apparaît pour le débit *Q* et la pente *I* dans le coursier si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I}$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6} \dots \dots \dots (II - 16)$$

$$R = \frac{S}{P} = \left( \frac{b * h_n}{2 * h_n + b} \right)$$

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} * (b * h_n)^{5/3} * (2 * h_n + b)^{-2/3}$$

Après itérations on trouve :

$$h_n = 1.23 \text{ m}$$

*hc* > *hn* et *Ic* < *If*, alors le régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier canal.

**d) Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydrauliques dans le coursier par la méthode de Bakhmeteff :**

Cette méthode est basée sur l'équation suivante :

$$x_1 - x_0 = \frac{h_n}{i_f} [\eta - \eta_0] + \frac{h_n}{i_f} (1 - \beta) [\Phi(\eta) - \Phi(\eta_0)] \dots \dots \dots (III - 17)$$

Avec :  $\beta = \left(\frac{h_c}{h_n}\right)^3$  et  $\eta = \frac{h}{h_n}$

$\Phi(\eta)$  se calcule à l'aide d'un tableau, mais il faut d'abord calculer l'exposant hydraulique *N*.

On pose  $K^2 = A * h * N$

*A* : étant constante et *N* : l'exposant hydraulique, il dépend de la forme du canal, pour les sections rectangulaire *N* = 3.4

Elle peut s'écrire:  $2 \text{ Log } K = \text{log } A + N \text{ log } (h)$

Donc :  $\text{Log } K = \frac{1}{2} \text{log } A + \frac{N}{2} \text{log } (h)$

On trace la courbe  $\text{log } (K) = f(\text{log}(h))$

Pratiquement cette courbe est assimilable a une droite dont le coefficient angulaire *tg* (a) donne, en tenant compte des unités graphiques utilisés sur les deux axes :

$$\frac{N}{2} = \text{tg } (a) \text{ ce qui donne : } N = 2 * \text{tg}(a)$$

Dans le tableau en *annexe III – 3* on fera le calcul de  $\log K(h)$  en fonction de  $\log (h)$  pour dessiner le graphe  $\log K(h) = f(\log (h))$  et calculer l'exposant hydraulique  $N$ .

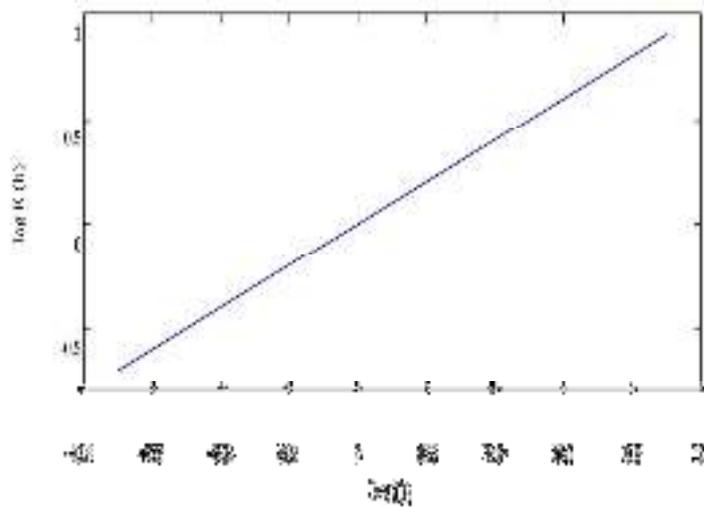


Figure N°=III-6 :  $\log K(h)$  en fonction de  $\log (h)$ .

On tire la pente de ce graphique

$$i = \operatorname{tg}(a) = 1 ;$$

Et on a:  $\frac{N}{2} = i \Rightarrow N = 2$  ; on prend  $N = 2.8$  qui est la valeur minimale de  $N$  dans le tableau de Bakhmeteff.

**Les calculs itératifs de la méthode de Bakhmeteff :**

Par interpolation on trouve la valeur de  $h$  qui correspond à  $L = 337$  m est :

$$h = 1.43 \text{ m}$$

**III – 5 – 4) Curvature en plan:**

$$\text{On a : } \Delta y = \frac{V^2 * b}{g * R} \dots \dots \dots (III - 18)$$

$V$ : Vitesse dans le coursier;

$b$  : largeur du coursier ;

$R$  : rayon de courbure.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{4.74 * 15} = 6.81 \text{ m/s}$$

$$\Delta y = \frac{6.81^2 * 15}{9.81 * 570} = 0.12 \text{ m}$$

**III – 5 – 5) vérification du phénomène d'aération et des vagues roulantes dans le coursier :**

**a) Phénomène d'aération :**

Le phénomène d'aération se produit dans les sections où :  $V > V_{cr}$

La vitesse critique est donnée par la formule de Voinith Sayanogensky :

$$V_{cr} = 6.63 * \sqrt{g * R * \cos\theta} * \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} * \left(1 + \frac{8.71 * n}{R^{1/6}}\right)} \dots \dots \dots (III - 19)$$

$V_{cr}$  : la vitesse critique ;

$R$  : Rayon hydraulique en m ;

$n$  : Coefficient d'rugosité ;

$\theta$  : angle d'inclinaison du radier du coursier.

Le calcul de la vitesse critique pour chaque section est représenté dans le tableau en *annexe III – 4*.

Le tableau montre que les vitesses d'écoulement sont inférieures aux vitesses critiques tout au long du coursier, ce qui veut dire qu'il n'y aura pas de problème d'aération.

**b) Vagues roulantes :**

Les conditions de non apparition de vagues roulantes sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \dots\dots\dots (III - 20) \\ F_r^2 < 40 \end{array} \right.$$

On a :  $F_r^2 = \frac{v^2}{g \cdot h} \dots\dots\dots (III - 21)$

Avec :  $b$  : largeur du coursier ;

$F_r$  : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} = \frac{15}{4.74} = 3.16 < (10 \div 12) \\ F_r^2 = \frac{22.57^2}{9.81 \cdot 1.43} = 36.31 < 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc il n'y aura pas apparition de vagues roulantes dans le coursier.

**III – 5 – 6) Bassin de dissipation :**

L'énergie de l'eau arrivée avec une vitesse d'écoulement importante doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître. Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation = 22.57 m/s > 15 m/s et le nombre de Froude = 6.03 > 4.5. Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III.

Tableau N°=III-3 : Choix du type de bassin de dissipation selon les tests réalisés par USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Le schéma de ce type de bassin, les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représentés dans l'annexe III – 5:

D'après l'abaque :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F_r^2} - 1) = 8.04 ; y_2 = 8.04 * 1.43 = 11.5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{y_2} = 4 ; L = 4.05 * 11.5 = 46.57 \text{ m} ; \text{ on prend } L = 47 \text{ m}$$

Avec :

$y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut ;

$y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut ;

$L$  : Longueur du bassin.

les dimensions des blocs de chute sont:

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1.43 \text{ m} ;$$

Avec :  $h_1$  : La hauteur du bloc de chute,

$a_1$  : L'épaisseur du bloc de chute,

$e_1$  : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{15}{1.43+1.43} = 5.25 \text{ blocs} ;$$

On va opter pour 6 blocs de chute.

$$h_2 = 0.02 * y_2 = 0.02 * 11.5 = 2.3 \text{ m}$$

$$a_2 = e_2 = 0.15 * y_2 = 0.15 * 11.5 = 1.73 \text{ m}$$

### III – 5 – 7) Détermination de la hauteur des murs bajoyés :

#### a) Pour le déversoir et le canal :

Pour le déversoir est le canal la hauteur des mur bajoyés doit etre au même niveau que celle de la crête de la digue (175 m).

#### b) Pour le coursier :

Compte tenu de la ligne d'eau qui est une courbe descendante et pour economiser le coût de coursier on va diviser le coursier en deux parties :

- Hauteur des murs bajoyés au début du coursier :

$$\text{On a : } V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{4.74*15} = 6.81 \text{ m/s} ;$$

La revanche est estimé comme suit :

$$R = 0.61 + 0.14 * V^{1/3} = 0.61 + 0.14 * 6.81^{1/3} = 0.875, \text{ on prend } R = 1 \text{ m}$$

$$H_{baj} = h + R + \Delta y = 4.74 + 1 + 0.12 = 5.86 \text{ m}$$

Pour des raison constructives et de sécurité on prend :  $H_{baj} = 6 \text{ m}$

- Hauteur des murs bajoyés à la fin du coursier :

$$\text{On a : } V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{1.43*15} = 22.57 \text{ m/s} ;$$

$$R = 0.61 + 0.14 * V^{1/3} = 0.61 + 0.14 * 22.57^{1/3} = 1.006, \text{ on prend } R = 1 \text{ m}$$

$$H_{baj} = h + R = 1.43 + 1 = 2.43 \text{ m}$$

Pour des raison constructives et de sécurité on prend :  $H_{baj} = 2.50 \text{ m}$

- Hauteur des murs bajoyés au milieu du coursier :

Par interpolation on trouve que la hauteur au milieu du coursier qui correspond à une longueur de 168.5 m est de  $h = 1.83 \text{ m}$

$$\text{On a : } V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{1.83 \cdot 15} = 17.64 \text{ m/s ;}$$

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{1/3} = 0.61 + 0.14 \cdot 17.64^{1/3} = 0.97, \text{ on prend } R = 1 \text{ m}$$

$$H_{baj} = h + R = 1.83 + 1 + 0.12 = 2.96 \text{ m}$$

$$H_{baj} = 3.0 \text{ m}$$

### III – 5 – 8) 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.

#### a) La hauteur critique :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots \dots \dots (III - 21)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{484.19^2}{9.81 \cdot 15^2}} = 4.74$$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} = \frac{4.74 \cdot 1}{15} = 0.32$$

D'où :

$$h_c = \left(1 - \frac{0.32}{3} + 0.015 \cdot 0.32^2\right) \cdot 4.74 = 4.24 \text{ m}$$

#### b) La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots \dots \dots (III - 22)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c = 1 \cdot 4.24^2 + 15 \cdot 4.24 = 81.58 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} = 15 + 4.24 \cdot \sqrt{1 + 1} = 21 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{81.58}{21} = 3.88 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \cdot 3.88^{1/6} = 89.54$$

D'où :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} = \frac{484.19^2}{81.58^2 \cdot 21^2 \cdot 3.88} = 0.021 \text{ m/m}$$

#### c) La profondeur normale :

La profondeur normale est de 1.43 m.

#### d) Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} = \frac{484.19}{1 \cdot 1.43^2 + 15 \cdot 1.43} = 20.61 \text{ m/s}$$

### III – 6) Dimensionnement de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal:

La projection d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal avec une largeur déversante de 60 m sur la rive gauche va créer un volume de terrassement important et par la suite un talus instable, c'est pourquoi nous proposons la projection d'un déversoir de type *labyrinthe*.

### III – 6 – 1) Introduction:

Une méthode efficace pour augmenter la longueur de crête de l'évacuateur sans augmentation associée de largeur de la structure est d'utiliser un déversoir de type labyrinthe. Le déversoir de type labyrinthe se compose d'une série de murs relativement minces ayant une forme réitérée de plan, généralement triangulaire ou trapézoïdal, avec une face verticale en amont. Des évacuateur de crues labyrinthe sont en particulier adaptés aux emplacements où la largeur de déversoir et la surface ascendante de l'eau sont limitées et de plus de grandes capacités de décharge sont exigées. Ceci peut également fournir la capacité de stockage additionnel au lieu d'une structure coûteuse. Les déversoirs en labyrinthe peuvent être particulièrement attrayants pour améliorer des développements existants pour répondre à plus de critères exigeants d'inondation.. Bien que leur forme inhabituelle et d'autres configurations d'écoulement compliquées aient découragé son utilisation dans le passé, cependant le développement actuel de technique de conception de courbe devrait avoir comme conséquence une acceptation plus large de ces types de structures à l'avenir.

### III – 6 – 2) caractéristiques générales des déversoirs en labyrinthe :

Un déversoir en labyrinthe est, essentiellement, une basse structure uniforme où le déversoir est construit comme série de rectangles, de triangles, ou de trapèzes dans le plan, comme le montre le schéma 1. Ce type de déversoir a beaucoup d'avantages et notamment adapté comme déversoir de service ou de secours à l'emplacement de réservoir où de grandes décharges doivent être manipulées dans des sites relativement étroits. L'inconvénient est que comme la charge déversante augmente, les performances de cet ouvrage diminuent en raison de la surface limitée dans le canal d'approche et de réception.

### III – 6 – 3) Paramètres affectants la performance du labyrinthe :

Le labyrinthe peut être une série de triangle, de rectangles ou de trapèzes, cette dernière formes est la plus favorable vu sa grande efficacité et sa construction facile.

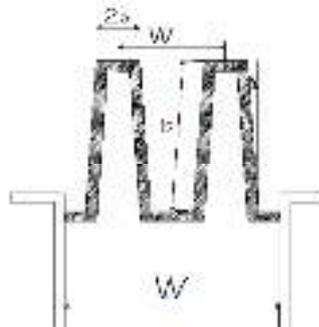


Figure N°=III-7 : Schéma général d'un déversoir labyrinthe.

$a$  = Demi-longueur de l'apex du déversoir ;

$b$  = Longueur des parois latérales ;

$h$  = Charge déversante ;

$h_a$  = Charge de l'eau en aval ;

$l$  = Longueur d'un seul cycle  $= 4a + 2b$  ;

$n$  = Nombre de cycles en plan ;

$w$  = Largeur d'un seul cycle ;

$W$  = Largeur totale =  $n * w$  ;

$l/p$  = Rapport caractérisant l'augmentation de la largeur ;

$L$  = Longueur totale =  $l * n$  ;

$p$  = Hauteur de pelle ;

$w/p$  = Hauteur relative du déversoir ;

$h/p$  = Rapport hauteur déversante sur hauteur de pelle;

$\gamma$  = Angle de la paroi latérale ;

$\gamma_{max} = \sin^{-1} \left( \frac{w/2}{b+2a} \right)$ , qui correspond à une forme triangulaire ;

$Q_L$  = Débit du déversoir labyrinthe ;

$Q_N$  = Débit du déversoir rectiligne ;

$Q_L/Q_N$  = Rapport entre le débit du déversoir labyrinthe et celui du déversoir normal.

### III – 6 – 4) Dimensionnement du déversoir labyrinthe :

#### III – 6 – 4 – 1) Partie théorique :

Hay et Taylor (1970) recommandent les principes de dimensionnement suivants :

- Si l'on envisage une charge relative  $h/p < 0.5$ , on ne devrait pas dépasser la valeur  $l/w = 4$  ;
- Le paramètre  $w/p$  devrait être supérieur à 2 pour le déversoir trapézoïdal en plan, et supérieur à 2.5 pour les déversoirs triangulaires en plan. Pour  $h/p < 0.25$ , et pour une grande hauteur du déversoir  $p$ , le rapport  $w/p < 2$  est encore acceptable ;
- L'effet de l'angle  $\gamma$  sur le rapport  $Q_L/Q_N$  est important. Son maximum est atteint pour le *déversoir labyrinthe triangulaire*.

Le dimensionnement peut être effectué par la méthode décrite ci-après :

- Détermination de la hauteur du déversoir  $p$  et de la largeur du déversoir  $W$  selon les conditions de site ;
- Définition de la charge maximale,  $H_{max}$ , et du débit maximal,  $Q_{max} = Q_l$
- Avec les paramètres  $p$  et  $W$  donnés, on détermine le débit  $Q_N$  maximal sous la charge  $H_{max}$  d'un déversoir rectiligne à paroi mince ;
- Calcul du rapport  $Q_L/Q_N$  qui correspond à  $H_{max}/p$  ;
- Avec  $h/p$  et  $Q_L/Q_N$  donnés, la figure permet la détermination de l'augmentation de la longueur  $l/p$ .

- Avec  $h/p$  et  $Q_L/Q_N$  et d'autres paramètres on détermine  $l/w$
- Une fois  $l/w$  trouvé, le plan du déversoir labyrinthe peut être établi.

### III – 6 – 4 – 2) Partie pratique :

#### a) calcul du rapport $Q_L/Q_N$ :

$$p = 5 \text{ m} ; W = 20 \text{ m} ; h = 2.4 \text{ m} ;$$

$$h/p = \frac{2.4}{5} = 0.48 ;$$

$$q_{\text{év}} = Q_l = 484.19 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$Q_N = C_d * W * h^{1.5} ;$$

$$C_d = 1.77 + 0.22 * \left( h/p \right) = 1.77 + 0.22 * 0.48 = 1.88 ;$$

$$Q_N = 1.88 * 20 * 2.4^{1.5} = 139.8 \left( \text{m}^3/\text{s} \right) ;$$

$$Q_L/Q_N = \frac{484.19}{139.8} = 3.46.$$

#### b) Détermination du rapport $l/w$ :

a) Hay et Taylor (Fig. 1) en *annexe III – 6* :

On a :  $Q_L/Q_N = 3.46$ , et  $h/p = 0.48$  ; dans la figure on lit :  $l/w = 4$

b) Darvas (Fig. 2) en *annexe III – 6* :

On a :  $Q_L = C_W * W * h^{1.5}$

$$C_W = \frac{Q_L}{W * h^{1.5}} = \frac{484.19}{20 * 2.4^{1.5}} = 6.51 , \text{ et } h/p = 0.48 ; \text{ dans la figure on lit : } l/w = 5.2$$

c) Magalhaes (Fig. 3) en *annexe III – 6* :

On a :  $\mu_w = \frac{Q_L}{W * \sqrt{2g} * h^{1.5}} = \frac{484.19}{20 * \sqrt{19.62} * 2.4^{1.5}} = 1.47$ , avec  $h/p = 0.48$ , dans la figure on lit :  $l/w = 4.4$

d) Lux an Hinchcliff (Fig. 4) en *annexe III – 6* :

$$C_w = \frac{Q}{\left( \frac{W/p}{W/p+k} \right) W \sqrt{g} h^{1.5}} = \frac{484.19}{\left( \frac{20/5}{20/5+0.1} \right) * 20 * \sqrt{9.81} * 2.4^{1.5}} = 2.04 ; \text{ et } h/p = 0.48, \text{ dans la figure on}$$

lit:  $l/w = 6$ .

On va prendre  $l/w = 4.0$  selon les recommandations de *Hay et Taylor* .

#### c) Détermination de la géométrie :

Plusieurs dispositions sont possibles, cependant on va adopter une disposition de 2 cycles (n=2):

$$\text{On a : } W = n * w ; \text{ et } l/w = 4 ; \text{ alors : } l = \frac{4 * W}{n} = \frac{4 * 20}{2} = 40 \text{ m}$$

$$l = 4a + 2b ; a = 2 \text{ m et } b = 16 \text{ m}$$

$$\gamma = \sin^{-1} \left[ \frac{(w/2 - 2a)}{b} \right] = \sin^{-1} \left[ \frac{(10/2 - 2 * 2)}{16} \right] = 3.58^\circ$$

$$\gamma_{max} = \sin^{-1} \left( \frac{w/2}{b + 2a} \right) = \sin^{-1} \left( \frac{10/2}{16 + 2 * 2} \right) = 14.48^\circ$$

$$\text{Le rapport : } \gamma/\gamma_{max} = 3.58/14.48 = 0.25 ; w/p = 10/5 = 2 ;$$

$$C_L = Q_L / (L * h^{1.5}) = 484.19 / (2 * 40 * 2.4^{1.5}) = 1.63$$

Le tableau suivant récapitule tous les dimensions du déversoir labyrinthe :

Tableau N°=III-4 : paramètres et dimensions du déversoir labyrinthe.

paramètre	$Q(m^3/s)$	$h(m)$	$W(m)$	$P(m)$	$n$	$w(m)$	$l(m)$	$L(m)$	$\gamma(^\circ)$
valeur	484.19	2.4	20	5	2	10	40	80	4

Et concernant la crête de déversement on va opter pour une crête au quart dont les dimensions sont les suivants :

$$t = \frac{P}{6} = \frac{5}{6} = 0.83 \text{ m , pour des raisons de sécurité et constructives on prend } t=1\text{m.}$$

$$r = \frac{P}{12} = \frac{5}{12} = 0.42 \text{ m, on prend } r = 0.5 \text{ m}$$

### III – 6 – 5) Calcul hydraulique du déversoir :

Il est difficile de connaître la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec, c'est pour cela on va travailler par  $h_{amont}$  du coursier.

#### Remarque :

Cette approximation est sous réserve, pour connaître la valeur réelle on doit passer par un modèle réduit.

### III – 6 – 6) Calcul du chenal d'écoulement :

Le tracé 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 20 m, une pente de 0.1% et une longueur déterminée topographiquement de 18 m.

#### a) La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = \sqrt[3]{\frac{484.19^2}{9.81 * 20^2}} = 3.9 \text{ m}$$

#### b) La pente critique :

$$Q = k * S * R_n^{2/3} * I^{1/2}$$

$$K = 71.43 \text{ m}^{1/3}/s$$

$$I_{cr} = \frac{Q * (b + 2h_c)^{2/3}}{K * (b * h_c)^{5/3}} = \left( \frac{484.19 * (20 + 2 * 3.9)^{2/3}}{71.43 * (20 * 3.9)^{5/3}} \right) = 0.043$$

$I = 0.001 \text{ mm} < I_{cr} = 0.043 \text{ mm} \Rightarrow$  La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

**C) Calcul de 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 :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I}$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

$$R = \frac{S}{P} = \left( \frac{b * h_n}{2 * h_n + b} \right)$$

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} * (b * h_n)^{5/3} * (2 * h_n + b)^{-2/3}$$

Après itérations, On trouve :

$$h_n = 4.83 \text{ m}$$

$h_n > h_c$ , alors la condition de la profondeur critique est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

**III – 6 – 7) 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 qu'il vérifie les deux conditions

$$\text{suivantes : } \begin{cases} 0.39 \leq \frac{l_2}{l_1} \leq 0.87 \\ 8.5^\circ \leq \alpha \leq 23^\circ \end{cases} ;$$

**a) La longueur du convergent:**

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 1.6 * (l_1 - l_2) ; \text{ Avec :}$$

$l_1$  : 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.

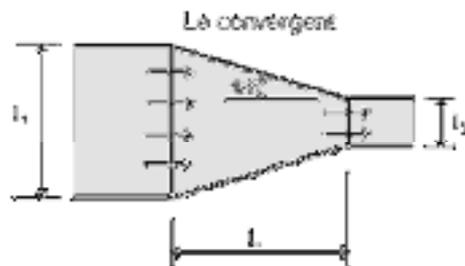


Figure N°=III-8 : schéma général d'un convergent.

La largeur finale du convergent se calcul par la formule suivante :

$$l_2 = 0.7 * \sqrt{\frac{Q^2}{g * P^3}}$$

$$P = \left( h_n + \frac{Q^2}{18.46 * b^2 * h_n^2} \right) - H$$

Avec :

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

$g$  : Accélération de la gravité ( $m/s^2$ ).

$$P = \left( 4.83 + \frac{484.19^2}{18.46 * 20^2 * 4.83^2} \right) - 2.4 = 3.79 \text{ m.}$$

$$l_2 = 0.7 * \sqrt{\frac{484.19^2}{9.81 * 3.79^3}} = 14.66 \text{ m}$$

Pour des raisons constructive et de sécurité on prend :  $l_2 = 15 \text{ m}$

$$L = 1.6 * (20 - 15) = 8 \text{ m}$$

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)}{2L} = \frac{(20 - 15)}{2 * 8} = 0.31 ; \alpha = 17.22^\circ$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.39 \leq \frac{l_2}{l_1} \leq 0.87 \\ 8.5^\circ \leq \alpha \leq 23^\circ \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} 0.39 \leq 0.75 \leq 0.87 \\ 8.5^\circ \leq 17.22 \leq 23^\circ \end{array} \right. ; \text{Donc les deux conditions sont vérifiées.}$$

#### b) 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 :

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = \sqrt[3]{\frac{484.19^2}{9.81 * 15^2}} = 4.74 \text{ m}$$

#### c) La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{b * h}$$

$$V = \frac{484.19}{15 * 4.74} = 6.81 \text{ m/s}$$

### III – 6 – 8) Calcul hydraulique du coursier :

La pente de l'évacuateur est de 12.8% avec une longueur de 308 m

#### a) La profondeur critique :

La profondeur critique apparait là où il y' a un changement de pente, c'est à dire au début du coursier.

$$h_c = 4.74 \text{ m}$$

#### b) La pente critique :

$$Q = K * S * R_n^{2/3} * I^{1/2}$$

$$K = 71.43 \text{ m}^{1/3}/s$$

$$I_{cr} = \left( \frac{Q * (b + 2h_c)^{2/3}}{K * (b * h_c)^{5/3}} \right)$$

$$I_{cr} = \left( \frac{484.19 * (15 + 2 * 4.74)^{2/3}}{71.43 * (15 * 4.74)^{5/3}} \right) = 0.047$$

**c) Calcul de la profondeur normale (hn):**

La profondeur normale *hn* est la profondeur qui apparaît pour le débit *Q* et la pente *I* dans le coursier si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I}$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

$$R = \frac{S}{P} = \left( \frac{b * h_n}{2 * h_n + b} \right)$$

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} * (b * h_n)^{5/3} * (2 * h_n + b)^{-2/3}$$

Après itérations on trouve :

$$h_n = 1.23 \text{ m}$$

*hc* > *hn* et *Ic* < *If*, alors le régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier canal.

**d) Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydrauliques dans le coursier par la méthode de Bakhmeteff :**

L'exposant hydraulique *N=2*, (le calcul est le même avec celui de l'évacuateur latéral à entonnement latéral). Voir le tableau N°=1 dans l'annexe III – 3.

Les calculs itératifs de la méthode de Bakhmeteff sont résumés dans le tableau N°=2 en annexe III-3.

Par interpolation on trouve la valeur de *h* qui correspond à *L* = 308 m est :

$$h = 1.48 \text{ m}$$

**III – 6 – 9) Curvature en plan:**

On a :  $\Delta y = \frac{v^2 * b}{g * R} \dots \dots \dots (III - 18)$

*V*: Vitesse dans le coursier;

*b* : largeur du coursier ;

*R* : rayon de courbure.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{4.74 * 15} = 6.81 \text{ m/s}$$

$$\Delta y = \frac{6.81 * 15}{9.81 * 550} = 0.13 \text{ m}$$

**III – 6 – 10) vérification du phénomène d'aeration et des vagues roulantes dans le coursier :**

**a) Phénomène d'aeration :**

Le phénomène d'aération se produit dans les sections où : *V* > *Vcr*

La vitesse critique est donnée par la formule de Voinith Sayanogensky :

$$V_{cr} = 6.63 * \sqrt{g * R * \cos\theta} * \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} * \left( 1 + \frac{8.71 * n}{R^{1/6}} \right)}$$

*Vcr* : la vitesse critique ;

$R$  : Rayon hydraulique en m ;

$n$  : Coefficient d'rugosité ;

$\theta$  : angle d'inclinaison du radier du coursier.

Le calcul de la vitesse critique pour chaque section est représenté dans le tableau en *annexe III – 4*.

Le tableau montre que les vitesses d'écoulement sont inférieures aux vitesses critiques tout au long du coursier, ce qui veut dire qu'il y'aura pas de problème d'aération.

**b) Vagues roulantes :**

Les conditions de non apparition de vagues roulantes sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F_r^2 < 40 \end{array} \right.$$

On a :  $F_r^2 = \frac{v^2}{g \cdot h}$

Avec :  $b$  : largeur du coursier ;

$F_r$  : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} = \frac{15}{4.74} = 3.16 < (10 \div 12) \\ F_r^2 = \frac{21.81^2}{9.81 \cdot 1.48} = 32.76 < 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc il y'aura pas apparition de vagues roulantes dans le coursier.

**III – 6 – 11) Bassin de dissipation :**

L'énergie de l'eau arrivée avec une vitesse d'écoulement importante doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître. Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation = 21.81 m/s > 15 m/s et le nombre de Froude = 5.72 > 4.5. Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III.

Tableau N°=III-3 : Choix du type de bassin de dissipation selon les tests réalisés par USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Le schéma de ce type de bassin, les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représentés dans l'annexe III – 5:

D'après l'abaque :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} * (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) = 7.61 ; y_2 = 7.61 * 1.48 = 11.26 \text{ m}$$

$$\frac{L}{y_2} = 4 ; L = 4 * 11.26 = 45$$

Avec :  $y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut ;

$y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut ;

$L$  : Longueur du ressaut.

les dimensions des blocs de chute sont:

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1.48 \text{ m} ;$$

Avec :  $h_1$  : La hauteur du bloc de chute,

$a_1$  : L'épaisseur du bloc de chute,

$e_1$  : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{15}{1.48+1.48} = 5.07 \text{ blocs} ;$$

On va opter pour 5 blocs de chute.

$$h_2 = 0.02 * y_2 = 0.02 * 11.26 = 2.25 \text{ m}$$

$$a_2 = e_2 = 0.15 * y_2 = 0.15 * 11.26 = 1.69 \text{ m}$$

### III – 6 – 12) Détermination de la hauteur des murs bajoyés :

#### a) Pour le déversoir et le canal :

Pour le déversoir est le canal la hauteur des mur bajoyés doit être au même niveau que celle de la crête de la digue.

#### b) Pour le coursier :

Compte tenu de la ligne d'eau qui est une courbe descendante et pour économiser le coût de coursier on va diviser le coursier en deux parties :

- Hauteur des murs bajoyés au début du coursier :

$$\text{On a : } V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{4.74*15} = 6.81 \text{ m/s} ;$$

La revanche est estimé comme suit :

$$R = 0.61 + 0.14 * V^{1/3} = 0.61 + 0.14 * 6.81^{1/3} = 0.87, \text{ on prend } R = 1 \text{ m}$$

$$H_{baj} = h + R + \Delta y = 4.74 + 1 + 0.13 = 5.87 \text{ m}$$

Pour des raisons constructive et de sécurité on prend :  $H_{baj} = 6 \text{ m}$

- Hauteur des murs bajoyés à la fin du coursier :

$$\text{On a : } V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{1.48*15} = 21.81 \text{ m/s} ;$$

La revanche est estimé comme suit :

$$R = 0.61 + 0.14 * V^{1/3} = 0.61 + 0.14 * 21.81^{1/3} = 1.00, \text{ on prend } R = 1 \text{ m}$$

$$H_{baj} = h + R = 1.48 + 1 = 2.48 \text{ m}$$

$$H_{baj} = 2.5 \text{ m}$$

- Hauteur des murs bajoyés au milieu du coursier :

Par interpolation on trouve que la hauteur au milieu du coursier qui correspond à une longueur de 154 m est de  $h = 1.9 \text{ m}$

$$\text{On a : } V = \frac{Q}{S} = \frac{484.19}{1.9 \cdot 15} = 16.99 \text{ m/s ;}$$

La revanche est estimé comme suit :

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{1/3} = 0.61 + 0.14 \cdot 16.99^{1/3} = 0.97, \text{ on prend } R = 1 \text{ m}$$

$$H_{baj} = h + R + \Delta y = 1.9 + 1 + 0.13 = 3.03 \text{ m}$$

$$H_{baj} = 3.0 \text{ m}$$

### III – 5 – 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.

#### a) La hauteur critique :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{484.19^2}{9.81 \cdot 15^2}} = 4.74$$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} = \frac{4.74 \cdot 1}{15} = 0.32$$

D'où :

$$h_c = \left(1 - \frac{0.32}{3} + 0.015 \cdot 0.32^2\right) \cdot 4.74 = 4.24 \text{ m}$$

#### b) La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c = 1 \cdot 4.24^2 + 15 \cdot 4.24 = 81.58 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} = 15 + 4.24 \cdot \sqrt{1 + 1} = 21 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{81.58}{21} = 3.88 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \cdot 3.88^{1/6} = 89.54$$

D'où :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} = \frac{484.19^2}{81.58^2 \cdot 21^2 \cdot 3.88} = 0.021 \text{ m/m}$$

#### c) La profondeur normale :

La profondeur normale est de 1.43 m.

#### d) Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} = \frac{484.19}{1 \cdot 1.43^2 + 15 \cdot 1.43} = 20.61 \text{ m/s}$$

$$V = 20.61 \text{ m/s}$$

### **Conclusion :**

Après cette étude, nous arrivons à la conclusion que les deux variantes sont réalisables, cependant, la première qui est l'évacuateur latéral à entonnement latéral présente un volume d'excavation très important et ensuite l'instabilité des talus par rapport à la première, d'où notre choix est porté sur la deuxième variante qui est l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal avec un déversoir de type labyrinthe.

***Chapitres IV :***  
***Etude de stabilité et ferrailage***  
***de l'évacuateur de crue***

**IV – 1) Objectif:**

L'objectif de ce chapitre est de connaitre l'état de stabilité de l'évacuateur de crue, après avoir déterminés toutes les charges auxquelles il est soumis, ensuite faire le calcul du ferrailage.

**IV – 2) Etude de stabilité :**

L'étude de stabilité a pour de vérifier la stabilité de l'évacuateur contre le renversement, glissement et au poinçonnement.

On va faire les calculs pour une tranche de 1 m.

**IV – 2 – 1) Stabilité du déversoir :**

Les forces qui agissent sur le déversoir sont les suivantes :

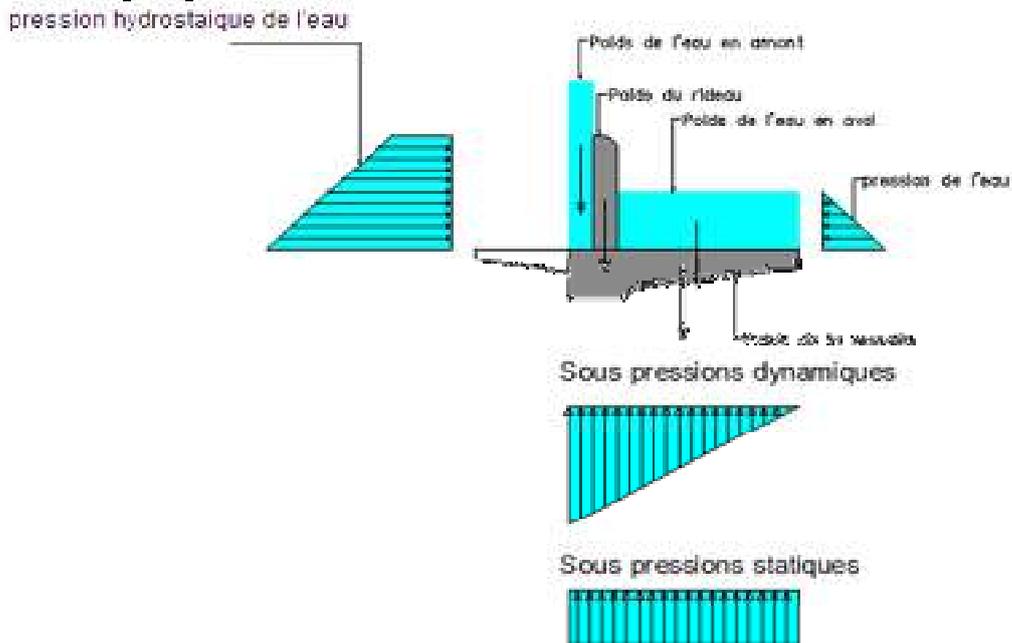


Figure N°=IV-1 : Les forces qui agissent sur le déversoir.

**IV – 2 – 1 – 1) Forces verticales :**

**a) Les forces des sous pressions:**

Pour déterminer ces forces on doit faire une étude des infiltrations, parmi les méthodes utilisées dans ce but, on peut citer la méthode de Bligh.

**a – 1) Prédimensionnement de l'ouvrage hydrotechnique :**

**a – 1 – 1) Avant radier :**

- **Longueur :**

$$l_{ar} = (0 \div 2) * h_1$$

$h_1$ : Etant la charge d'eau au bief amont ;  $H_1 = H + P = 2.4 + 5 = 7.5 m$

$$l_{ar} = 0.5 * 7.5 = 3.75 m$$

- **épaisseurs**

- $T_{ar1} = ?$

On a pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5) m \\ 5 < h_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6) m \\ h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75 m \end{array} \right.$$

Notre cas c'est le deuxième, on prend :

$$T_{ar1} = 0.5m$$

- $T_{ar2} = ?$

$$T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1 = 0.75 + 0.05 * 7.5 = 1.13 m$$

**a – 1 – 2) Radier :**

- **longueur :**

$$L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1 = 1.25 * 7.5 = 9.38 m$$

- **épaisseurs :**

- $T_{r1} = ?$

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1 = 0.3 * 7.5 = 2.25 m$$

- $T_{r2} = ?$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1 = 0.15 * 7.5 = 1.13 m$$

- $T_{r4} = ?$

$$T_{r4} = T_{r1} - 0.5 = 2.25 - 0.5 = 1.28 m$$

- $S = ?$

$$S = T_{r1} = 2.25 m$$

- $S_1 \text{ et } S_2 = ?$

$$S_1 = S_2 = T_{r2} + 0.5 = 1.13 + 0.5 = 1.63 m$$

**a – 2) Méthode du contour linéaire dite « méthode de Bligh » :**

$L_{RCD}$  = longueur du contour déployé ;

$LC_{Théo.B}$  = longueur théorique de Bligh.

$$LC_{Théo.B} = C * \Delta H ; \Delta H = H_1 - H_2 = 7.5 - 2.4 = 5 m$$

$C$  : Constante de Bligh dépend du sol ;  $C=3.5$

$$LC_{Théo.B} = C * \Delta H = 3.0 * 5 = 15 m$$

$$D9 - 8 = 0.5 m ; D8 - 7 = 3.8 m ; D7 - 6 = 1.12 m ; D6 - 5 = 2.25 m ;$$

$$D5 - 4 = 0.707 ; D4 - 3 = 4.54 ; D3 - 2 = 0.707m ; D2 - 1 = 1.63 m ; D1 - 0 = 1.63 m$$

$$L_{RCD} = 0.5 + 3.8 + 1.12 + 2.25 + 0.707 + 4.54 + 0.707 + 1.63 + 1.63 + 16.88 m$$

$L_{RCD} > LC_{Théo.B}$  , donc la condition est vérifiée.

Le calcul des sous pression se fait comme suit :

$$\text{On a: } h_x = \frac{\Delta h}{l_{rcd}} * l_x \dots \dots \dots (IV - 1)$$

Connaissant les valeurs de  $\Delta h$  et  $L_{RCD}$

$$h_x = 0.44 * l_x$$

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

Telle que :

$t_x$ : épaisseur du radier

$\gamma_w$ : Poids spécifique de l'eau = 1000 Kgf/m<sup>3</sup>

$\gamma_b$ : Poids spécifique du béton = 2400 Kgf/m<sup>3</sup>

$N$ : coefficient de sécurité varie entre 0.85 et 1.25 selon la classe de l'ouvrage.

$$t_x = 0.714 * h_x$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des sous pression en chaque point :

Tableau N°=IV-1 : les valeurs des sous-pressions en chaque point.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	1.63	3.26	3.967	8.507	9.214	11.46 4	12.58 4	16.38 4	16.88
$h_x(m)$	0	0,72	1,43	1,75	3,74	4,05	5,04	5,54	7,21	7,43
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,51	1,02	1,25	2,67	2,89	3,60	3,95	5,15	5,30
$T_{pré}(m)$	0	1.63	1.63	1.13	1.28	2.25	2.25	1.13	0.5	0
$T_d(m)$	0	1	1	1.13	1.28	2.25	2.25	1.13	0.5	0

**a – 3) Force de souspression hydrodynamiques :  $F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l$**

Avec  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_{sp}^h$  : Epure des sous-pressions ;  $S_{sp}^h = 23.59 \text{ m}^2$

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h = 1.0 * 23.59 * 1 = 23.59 \text{ t}$$

**a – 4) Force de pression statique:  $F_{sp}^s = \gamma_w * S_{sp}^s * l$**

Avec  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_{sp}^s$  : Epure des sous-pressions ;  $S_{sp}^s = 23.45 \text{ m}^2$

$$F_{sp}^s = \gamma_w * S_{sp}^s = 1.0 * 23.45 * 1 = 23.45 \text{ t}$$

$$F_{sp} = F_{sp}^h + F_{sp}^s = 23.59 + 23.45 = 47.04 \text{ t}$$

**b) Poids du rideau :  $P_r = \gamma_b * S_r * l$**

Avec  $\gamma_b$ : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

$S_r$  : Surface du rideau ;  $S_r = 4.94 \text{ m}^2$

$$P_r = \gamma_b * S_r = 2.4 * 4.94 * 1 = 11.85 \text{ t}$$

**c) Poids de la semelle :  $P_s = \gamma_b * S_s * l$**

Avec  $\gamma_b$ : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

$S_s$  : Surface de la semelle ;  $S_s = 14.98 \text{ m}^2$

$$P_s = \gamma_b * S_s = 2.4 * 14.98 * 1 = 35.95 \text{ t}$$

**d) Poids de l'eau amont :  $P_w^{am} = \gamma_w * S_w^{am} * l$**

Avec  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{am}$  : Surface de l'eau en amont ;  $S_w^{am} = 7.5 \text{ m}^2$

$$P_w^{am} = \gamma_w * S_w^{am} = 1.0 * 7.5 * 1 = 7.5 \text{ t}$$

**e) Poids de l'eau aval :  $P_w^{av} = \gamma_w * S_w^{av} * l$**

Avec  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{av}$  : Surface de l'eau avale ;  $S_w^{av} = 18.45 \text{ m}^2$

$$P_w^{av} = \gamma_w * S_w^{av} = 1.0 * 18.45 * 1 = 18.45 \text{ t}$$

**IV – 2 – 1 – 2) Forces horizontales:**

**a) Poussée de l'eau en amont :  $F_w^{am} = S_w^{am} * \gamma_w * 1$ ;**

Avec  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{am}$  : Epure des pressions de l'eau en amont ;  $S_w^{am} = 25.0 \text{ m}^2$

$$F_w^{am} = 1.0 * 25.0 * 1 = 25.0 \text{ t}$$

**b) Poussée de l'eau en aval:**  $F_w^{av} = S_w^{av} * \gamma_w * 1$  ;

Avec :  $\gamma_b$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{av}$  : Epure des pressions de l'eau en aval ;  $S_w^{av} = 3.13 \text{ m}^2$

$$F_w^{av} = 1.0 * 3.13 * 1 = 3.13 \text{ t}$$

**IV – 2 – 1 – 3) Stabilité au renversement :**

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que le mur sous l'effet des charges verticales et horizontales ne pivote pas autour de l'arrête A. pour que le mur soit stable, on prend  $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$  ;

Avec :

$M_s$  : La somme des moments des forces stabilisatrices.

$M_r$  : Le somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_r * 7.88 + P_s * 3.96 + P_w^{am} * 8.88 + P_w^{av} * 3.69 + F_w^{av} * 1.83 = 376.15 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_{Sp} * 5.47 + F_w^{am} * 3.5 = 47.04 * 5.47 + 25.0 * 3.5 = 344.81 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{376.15}{344.81} = 1.09 > 1 \div 3 ; \text{ Donc la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

**IV – 2 – 1 – 4) Stabilité au glissement :**

Pour que le mur soit stable au glissement il faut que :

$$\frac{\Sigma \text{Forces horizontales}}{\Sigma \text{forces verticales}} \leq \theta ;$$

$\theta$  : Coefficient de frottement du sol par rapport au béton ( $\theta > 0.7$ ).

$$\sum F_v = P_r + P_w^{am} + P_w^{av} + P_s - F_{Sp} = 11.85 + 7.5 + 18.45 + 35.95 - 47.04 = 26.71 \text{ t}$$

$$\sum F_h = F_w^{am} + F_w^{av} = 25.0 + 3.13 = 31.26 \text{ t}$$

$$\frac{\Sigma \text{Forces horizontales}}{\Sigma \text{forces verticales}} = \frac{26.71}{28.13} = 0.95 > 0.7$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

**IV – 2 – 1 – 6) Stabilité au poinçonnement :**

C'est la vérification que les contraintes transmises par la base de la semelle au sol sont inférieure à  $\overline{\sigma_{sol}} = 65 \text{ bars}$ .

Calcul de N :

$$N = \sum F_v = P_r + P_w^{am} + P_w^{av} + P_s - F_{Sp} = 26.71 \text{ t}$$

Calcul de  $M_G$  :

$$M_G = \sum \text{Moment} /_G \text{ des orces verticales et horizontales.}$$

$G$  : Centre de gravité de la base de la semelle.

$$M_G = -P_r * 3.19 - P_w^{am} * 4.19 + P_w^{av} * 0.94 - P_s * 0.73 + F_{Sp} * 0.78 + F_w^{am} * 4.02 - F_w^{av} * 2.35$$

$$M_G = 51.71 \text{ t.m}$$

Le calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{26710}{100 * 938} + \frac{6 * 51.71 * 10^5}{100 * 938^2} = 0.64 \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{26710}{100 * 938} - \frac{6 * 51.71 * 10^5}{100 * 938^2} = -0.078 \end{array} \right.$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

**IV – 2 – 2) Stabilité des murs bajoyers :**

Les murs bajoyers travaillent comme les murs de soutènements, ils s'opposent à la poussée des terres et celle de l'eau, pour le renversement et le glissement le cas le plus défavorable c'est quand il y'a pas de l'eau. Quant au poinçonnement le cas le plus défavorable c'est lors de la crue.

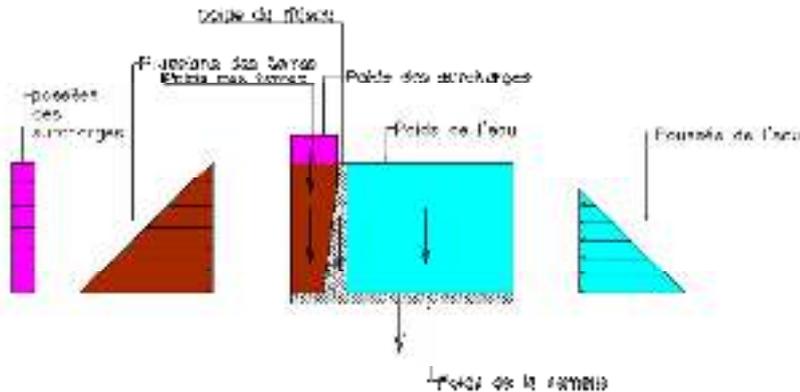


Figure N°=VI-2 : les forces auxquelles soumis le mur.

**IV – 2 – 2 – 1) Forces verticales :**

**a) Poids du rideau :  $P_r = \gamma_b * S_r * l$**

Avec  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T}/\text{m}^3$

$S_r$  : Surface du rideau ;  $S_r = 3.0 \text{ m}^2$

$P_r = \gamma_b * S_r = 2.4 * 3.0 * 1 = 7.2 \text{ t}$

**b) Poids de la semelle :  $P_s = \gamma_b * S_s * l$**

Avec  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T}/\text{m}^3$

$S_s$  : Surface de la semelle ;  $S_s = 4.75 \text{ m}^2$

$P_s = \gamma_b * S_s = 2.4 * 4.75 * 1 = 11.4 \text{ t}$

**c) Poids des terres:  $P_t = \gamma_t * S_t * l$**

Avec  $\gamma_t$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_t = 1.15 \text{ T}/\text{m}^3$

$S_t$  : Surface du rideau ;  $S_t = 9 \text{ m}^2$

$P_t = \gamma_t * S_t * l = 1.15 * 9 * 1 = 10.35 \text{ t}$

**d) Poids des surcharges :  $P_{sr} = s * S_{sr} * l$**

Avec  $s$  : valeur règlementaire des surcharges ;  $s = 1 \text{ T}/\text{m}^2$

$S_{sr}$  : Surface des surcharges ;  $S_{sr} = 1.5 \text{ m}^2$

$P_{sr} = 1.0 * 1.5 * 1 = 1.5 \text{ t}$

**e) Poids de l'eau :  $P_w = \gamma_w * S_w * l$**

Avec  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T}/\text{m}^3$

$S_w$  : Surface de l'eau ;  $S_w = 35.55 \text{ m}^2$

$P_w = \gamma_w * S_w = 1.0 * 35.55 * 1 = 35.55 \text{ t}$

**IV – 2 – 2 – 2) Forces horizontales :**

**a) Poussée des terres :  $F_t = A_p * S_t * \gamma_t * 1$  ;**

Avec :  $A_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  ;

$\varphi$  : Angle de frottement ;  $\varphi = 30^\circ$  ;  $A_p = 0.33$  ;

$\gamma_t$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_t = 1.15 \text{ T}/\text{m}^3$

$S_t$  : Epure des pressions des terres ;  $S_t = 18.0 \text{ m}^2$

$$F_t = 0.33 * 1.15 * 18.0 * 1 = 6.83 t$$

**b) Poussée de l'eau:**  $F_w = S_w * \gamma_w * 1$  ;

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 T/m^3$

$S_w$  : Epure des pressions de l'eau en aval ;  $S_w = 11.23 m^2$

$$F_w = 1.0 * 11.23 * 1 = 11.23 t$$

**c) Poussée des surcharges:**  $F_{sr} = A_p * s * H$  ;

Avec :  $A_p = 0.33$  ;

$H$  : La hauteur du mur ;  $H = 6 m$  ;

$s$  : Valeur règlementaire des surcharges ;  $s = 1 T/m^2$

$$F_{sr} = 0.33 * 1.0 * 6 = 1.98 t$$

**IV – 2 – 2 – 3) Stabilité au renversement :**

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que le mur sous l'effet des charges verticales et horizontales ne pivote pas autour de l'arrête A. pour que le mur soit stable, on prend  $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$  ;

Avec :  $M_s$  : La somme des moments des forces stabilisatrices.

$M_r$  : Le somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_r * 7.75 + P_s * 4.75 + P_t * 8.75 + P_{sr} * 8.75 = 213.64 t.m$$

$$M_r = F_t * 2.5 + F_{sr} * 3.5 = 6.83 * 2.5 + 1.98 * 3.5 = 24.0 t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{213.64}{24.0} = 8.87 > 1.5 ; \text{ Donc la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

**IV – 2 – 2 – 4) Stabilité au glissement :**

Pour que le mur soit stable au glissement il faut que :

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

$\theta$  : Coefficient de frottement du sol par rapport au béton ( $\theta > 0.7$ ).

$$\sum F_v = P_r + P_s + P_t + P_{sr} = 7.2 + 11.4 + 10.35 + 1.5 = 30.45 t$$

$$\sum F_h = F_t + F_{sr} = 6.83 + 1.98 = 8.81 t$$

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} = \frac{8.81}{30.45} = 0.29 > 0.7$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

**IV – 2 – 2 – 5) Stabilité au poinçonnement :**

C'est la vérification que les contraintes transmises par la base de la semelle au sol sont inférieure à  $\bar{\sigma}_{sol} = 65 bars$ .

Calcul de N :

$$\sum F_v = P_r + P_s + P_t + P_{sr} + P_w = 7.2 + 11.4 + 10.35 + 1.5 + 45 = 75.45 t$$

Calcul de  $M_G$  :

$$M_G = \sum \text{Moment} / G \text{ des orces verticales et horizontales.}$$

$G$  : Centre de gravité de la base de la semelle.

$$M_G = P_r * 3.25 + P_t * 4 + P_{sr} * 4 - F_{sr} * 3.5 - F_t * 2.5 - P_w * 1.0 + F_w * 2.08$$

$$M_G = 29.35 t.m$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{75450}{100 * 950} + \frac{6 * (29.35 * 10^5)}{100 * 950^2} = 0.989 \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{75450}{100 * 950} - \frac{6 * (29.35 * 10^5)}{100 * 950^2} = 0.599 \end{cases}$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée

#### IV – 3) Calcul du ferrailage :

##### IV – 3 – 1) Ferrailage du déversoir :

##### IV – 3 – 1 – 1) Rideau :

Le rideau est considéré comme une console, encastree dans la semelle, et soumis aux pressions des terres et de la surcharges, il y'a lieu de multiplier les charges ^par des coefficients de pondération :

- 1.35 pour les charges permanentes (pressions des terres) ;
- 1.5 pour les charges variables (pressions de la surcharge).

Pour économiser les aciers, il y'a lieu de calculer les moments à  $\frac{h}{2}$ .

##### a) Calcul des moments :

- **moment d'encastrement à la base du radier :**

$$M_h = 1.35 * F_w^{am} * \frac{h}{3} - 1.35 * F_w^{av} * \frac{h}{3}$$

$$M_h = 1.35 * 25.0 * \frac{7.5}{3} - 1.35 * 3.13 * \frac{2.5}{3} = 80.85 \text{ m.t}$$

- **moment d'encastrement à mi – hauteur du radier :**

$$M_{\frac{h}{2}} = 1.35 * F_w^{am} * \frac{h}{6} - 1.35 * F_w^{av} * \frac{h}{6}$$

$$M_{\frac{h}{2}} = 1.35 * 25.0 * \frac{7.5}{6} - 1.35 * 3.13 * \frac{2.5}{6} = 91.42 \text{ m.t}$$

##### b) Calcul des aciers :

##### b – 1) A l'encastrement :

$$M_h = 80.85 \text{ m.t}$$

La section qui reprend ce moment est telle que :

Hauteur de la section  $h = 1\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 1\text{m}$

D'où :  $d = 100 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 95\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{80.85 * 10^5}{153 * 100 * 95^2} = 0.059$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.059 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

Pour  $\mu = 0.0193$ , on a :  $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2*0.059}}{0.8} = 0.076$  ;

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.076 = 0.97$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{80.85 * 10^5}{0.97 * 95 * 3478.26} = 25.22 \left( \text{cm}^2 / \text{m} \right)$$

**b – 2) A mi – hauteur :**

$$M_h = 40.43 \text{ m.t}$$

La section qui reprend le moment est telle que :

Hauteur de la section  $h = 1\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 1\text{m}$

D'où :  $d = 100 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5\text{ cm}$ ) ;  $d = 95\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{40.43 * 10^5}{153 * 100 * 95^2} = 0.029$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.029 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.029 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

Pour  $\mu = 0.0193$ , on a :  $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2*0.029}}{0.8} = 0.038$  ;

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.038 = 0.98$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{40.43 * 10^5}{0.98 * 95 * 3478.26} = 12.49 \left( \text{cm}^2 / \text{m} \right)$$

**c) Choix des aciers :**

**c – 1) Diamètres des aciers existants :**

$$1T6 = 0.2826 \text{ cm}^2 ; 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2 ; 1T10 = 0.785 \text{ cm}^2 ; 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 ;$$

$$1T14 = 1.53 \text{ cm}^2 ; 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2 ; 1T20 = 3.14 \text{ cm}^2 ; 1T25 = 4.9 \text{ cm}^2 .$$

**c – 2) Nombre et espacement des aciers :**

- **A l'encastrement :  $A = 25.22 \text{ cm}^2 / \text{m}$**

$$e = \frac{100}{n} ; n = \frac{\text{section trouvée}}{\text{section d'une barre}} + 1$$

$$T10 : n = 33 ; e = 3 \text{ cm}, T12 : n = 23 ; e = 4 \text{ cm}, T14 : n = 17 ; e = 5.5 \text{ cm},$$

$$T16 : n = 13 ; e = 7.5 \text{ cm}, T20 : n = 9 ; e = 11 \text{ cm}, T25 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm}$$

- **A mi – hauteur :  $A = 12.49 \text{ cm}^2 / \text{m}$**

$$T10 : n = 16 ; e = 6 \text{ cm}, T12 : n = 12 ; e = 7.5 \text{ cm}, T14 : n = 9 ; e = 11 \text{ cm},$$

$$T16 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm}, T20 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm}, T25 : n = 3 ; e = 33 \text{ cm}.$$

**c – 3) Le choix :**

A l'encastrement on va prendre des barres de T25 :  $n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm}$ .

A mi-hauteur on va prendre des barre de T8 :  $n = 3 ; e = 33 \text{ cm}$ .

**IV – 3 – 1 – 2) Semelle :**

Pour le ferrailage de la semelle on doit refaire le calcul des  $F_t$  et  $F_{sr}$  pour la hauteur  $H = 9.75 \text{ m}$

**a) Détermination des forces :**

**a – 1) Poussée de l'eau en amont :**  $F_w^{am} = S_w^{am} * \gamma_w * 1 ;$

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{am}$  : Epure des pressions de l'eau en amont ;  $S_w^{am} = 42.95 \text{ m}^2$   
 $F_w^{am} = 1.0 * 42.95 * 1 = 42.95 \text{ t}$

**a – 2) Poussée de l'eau en aval:**  $F_w^{av} = S_w^{av} * \gamma_w * 1 ;$

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{av}$  : Epure des pressions de l'eau en aval ;  $S_w^{av} = 6.13 \text{ m}^2$   
 $F_w^{av} = 1.0 * 6.13 * 1 = 6.13 \text{ t}$

Le mur sera alors en équilibre suivant le schéma statique suivant :

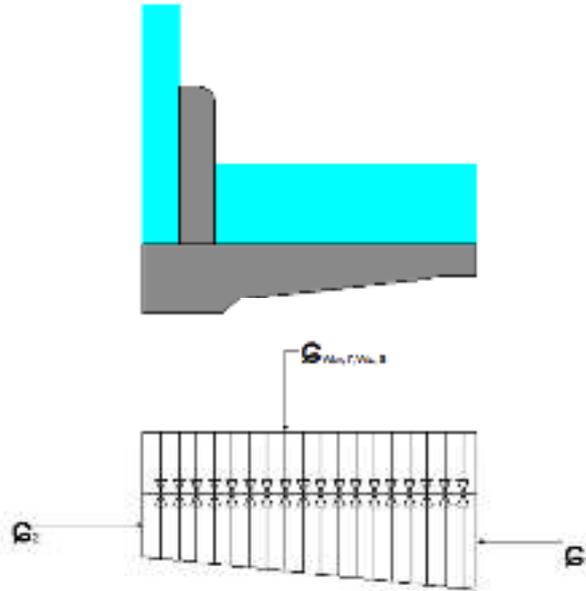


Figure N°=IV-3 : Schéma d'équilibre statique du mur.

Avec :

$$\sigma_{w_{am,r,w_{av},s}} = \frac{1.35 * (P_w^{am} + P_r + P_s + P_w^{av})}{100 * \beta} = \frac{1.35 * (7500 + 11850 + 35950 + 18450)}{100 * 938} = 1.06 \text{ bars ;}$$

$\beta$  : La longueur de la base de la semelle en cm.

Le calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  :

Calcul de N :

$$\begin{aligned} \sum F_v &= 1.35 * (P_r + P_w^{am} + P_w^{av} + P_s - F_{sp}) \\ &= 1.35 * (11.85 + 7.5 + 18.45 + 35.95 - 47.04) \end{aligned}$$

Calcul de  $M_G$  :

$$M_G = \sum \text{Moment} / G \text{ des orces verticales et horizontales.}$$

$G$  : Centre de gravité de la base de la semelle.

$$M_G = 1.35 * (-P_r * 3.19 - P_w^{am} * 4.19 + P_w^{av} * 0.94 - P_s * 0.73 + F_{sp} * 0.78 + F_w^{am} * 4.02 - F_w^{av} * 2.35)$$

$$M_G = 69.81 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{36060}{100 * 938} + \frac{6 * (69.81 * 10^5)}{100 * 938^2} = 0.86 \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{36060}{100 * 938} - \frac{6 * (69.81 * 10^5)}{100 * 938^2} = -0.092 \end{array} \right.$$

$$\sigma_N = 0.0095 \text{ bars} ; \sigma_P = 0.11 \text{ bars}$$

Diagramme résultant :

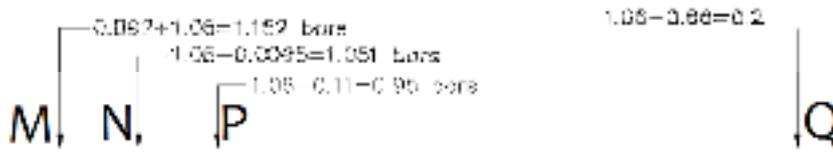


Figure N°=IV-4 : Diagramme résultant des contraintes qui agissent sur la semelle.

### b) Calcul du ferrailage :

#### b – 1) Détermination des moments :

##### b – 1 – 1)Partie MN :

La partie MN de la semelle est considérée comme une console encastree en N et soumise aux pressions extérieures.

$F_R^{MN}$  : Force résultante due aux pressions dans la partie MN.

$$F_R^{MN} = \text{aire du diagrammes des pressions} = 11015 \text{ t}$$

$M_N$  : Moment à l'encastrement ;

$$M_N = F_R^{MN} * 47 = 11015 * 47 = 517705 \text{ kg.cm}$$

Calcul des aciers :

La section qui reprend le moment  $M_N$  est telle que :

Hauteur de la section  $h = 2.25\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 1\text{m}$

D'où :  $d = 225 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 220\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{517705}{153 * 100 * 220^2} = 0.0007$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.0007 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.0007 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

$$\text{Pour } \mu = 0.0193, \text{ on a : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0007}}{0.8} = 0.0008 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.0008 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{517705}{0.99 * 220 * 3478.26} = 0.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**b – 1 – 2) Partie PQ :**

On a alors deux forces :

$F_R^{PQ}$ : Aire du diagramme des pressions de la partie PQ ;

$$F_R^{PQ} = 42435 \text{ kg} ;$$

P étant à l'encastrement :

$$M_p = F_R^{PQ} * 289 = 42435 * 289 = 12263715 \text{ Kg. cm}$$

$M_p$  étant positif alors le sens de rotation de la console est vers le haut. Alors la face tendue est celle du bas.

**b – 2) Calcul des aciers:**

La section qui reprend le moment  $M_N$  est telle que :

Hauteur de la section  $h = 2.25\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 1\text{m}$

D'où :  $d = 225 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 220\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{12263715}{153 * 750 * 45^2} = 0.053$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.053 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.053 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

Pour  $\mu = 0.0193$ , on a :  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.053}}{0.8} = 0.068$ ;

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.068 = 0.97$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{12263715}{0.97 * 220 * 3478.26} = 16.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**b – 3) Choix des aciers :**

**b – 3 – 1) Diamètres des aciers existants :**

$1T6 = 0.2826 \text{ cm}^2$  ;  $1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$  ;  $1T10 = 0.785 \text{ cm}^2$  ;  $1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$  ;

$1T14 = 1.53 \text{ cm}^2$  ;  $1T16 = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $1T20 = 3.14 \text{ cm}^2$  ;

**b – 3 – 2) Nombre et espacement des aciers :**

- La partie MN :  $A = 0.68 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$

$T6 : n = 3 ; e = 33 \text{ cm}$  ,  $T8 : n = 2 ; e = 50 \text{ cm}$ .

- La partie PQ :  $A = 16.52 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$

$T10 : n = 22 ; e = 4.5 \text{ cm}$  ,  $T12 : n = 15 ; e = 6.5 \text{ cm}$  ,  $T14 : n = 11 ; e = 9 \text{ cm}$ ,

$T16 : n = 9 ; e = 11 \text{ cm}$  ;  $T20 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm}$  ,  $T25 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm}$ .

**b – 3 – 3) Le choix :**

Pour la partie MN : on va opter pour  $T6 : n = 3 ; e = 33 \text{ cm}$ .

Pour la partie PQ : on va opter pour T20 :  $n = 6$  ;  $e = 16.5 \text{ cm}$ .

**IV – 3 – 2) Ferrailage des murs bajoyers:**

**IV – 3 – 2 – 1) Rideau :**

Le rideau est considéré comme une console, encadrée dans la semelle, et soumis aux pressions des terres et de la surcharges, il y'a lieu de multiplier les charges ^par des coefficients de pondération :

- 1.35 pour les charges permanentes (pressions des terres) ;
- 1.5 pour les charges variables (pressions de la surcharge).

Pour économiser les aciers, il y'a lieu de calculer les moments à  $\frac{h}{2}$ .

**a) Calcul des moments :**

- **moment d'encastrement à la base du radier :**

$$M_h = 1.35 * A_p * F_t * \frac{h}{3} + 1.5 * A_p * F_{sr} * \frac{h}{2}$$

$$M_h = 1.35 * 0.33 * 6.83 * \frac{6}{3} + 1.5 * 0.33 * 1.98 * \frac{6}{2} = 9.0258 \text{ m.t}$$

- **moment d'encastrement à mi – hauteur du radier :**

$$M_{\frac{h}{2}} = 1.35 * A_p * F_t * \frac{h}{6} + 1.5 * A_p * F_{sr} * \frac{h}{4}$$

$$M_{\frac{h}{2}} = 1.35 * 0.33 * 6.83 * \frac{6}{6} + 1.5 * 0.33 * 1.98 * \frac{6}{4} = 4.5129 \text{ m.t}$$

**b) Calcul des aciers :**

**b – 1) A l'encastrement :**

$$M_h = 9.0258 \text{ m.t}$$

La section qui reprend ce moment est telle que :

Hauteur de la section  $h = 0.5 \text{ m}$  ; largeur de la section  $b = 1 \text{ m}$

D'où :  $d = 50 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 45 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{9.0258 * 10^5}{153 * 100 * 45^2} = 0.029$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.029 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.029 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

Pour  $\mu = 0.0193$ , on a :  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.029}}{0.8} = 0.037$  ;

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.037 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9.0258 * 10^5}{0.99 * 45 * 3478.26} = 5.82 \left( \text{cm}^2 / \text{m} \right)$$

**b – 2) A mi – hauteur :**

$$M_{\frac{h}{2}} = 4.5129 \text{ m.t}$$

La section qui reprend le moment est telle que :

Hauteur de la section  $h = 0.5\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 1\text{m}$

D'où :  $d = 0.5 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 45 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{4.5129 * 10^5}{153 * 100 * 45^2} = 0.0145$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.0145 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.0145 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

Pour  $\mu = 0.0193$ , on a :  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0145}}{0.8} = 0.018$  ;

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.018 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{4.5129 * 10^5}{0.99 * 45 * 3478.26} = 2.21 \left( \text{cm}^2 / \text{m} \right)$$

**c) Choix des aciers :**

**c – 1) Diamètres des aciers existants :**

$$1T6 = 0.2826 \text{ cm}^2 ; 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2 ; 1T10 = 0.785 \text{ cm}^2 ; 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 ;$$

$$1T14 = 1.53 \text{ cm}^2 ; 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2 ; 1T20 = 3.14 \text{ cm}^2 ;$$

**c – 2) Nombre et espacement des aciers :**

- A l'encastrement : **A = 5.82 cm<sup>2</sup>/m**

$$e = \frac{100}{n} ; n = \frac{\text{section trouvée}}{\text{section d'un barre}} + 1$$

$$T6 : n = 21 ; e = 4.5 \text{ cm} , T8 : n = 12 ; e = 8 \text{ cm} , T10 : n = 8 ; e = 12.5 \text{ cm} ,$$

$$T12 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm} , T14 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm} .$$

- A mi – hauteur : **A = 2.91 cm<sup>2</sup>/m**

$$T6 : n = 11 ; e = 9 \text{ cm} , T8 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm} , T10 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm} .$$

**c – 3) Le choix :**

A l'encastrement on va prendre des barres de T12 :  $n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm}$ .

A mi-hauteur on va prendre des barre de T8 :  $n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm}$ .

**IV – 3 – 2 – 2) Semelle :**

Pour le ferrailage de la semelle on doit refaire le calcul des  $F_t$  et  $F_{sr}$  pour la hauteur  $H = 6.5 \text{ m}$ .

**a) Détermination des forces :**

**a – 1) Poussée des terres :  $F_t = A_p * S_t * \gamma_t * 1$  ;**

$$F_t = 0.33 * 1.15 * 21.13 * 1 = 8.02 \text{ t}$$

a - 2) Poussée des surcharges:  $F_{sr} = A_p * s * H$  ;

$$F_{sr} = 0.33 * 1.0 * 6.5 = 2.15 \text{ t}$$

Le mur sera alors en équilibre suivant le schéma statique suivant :

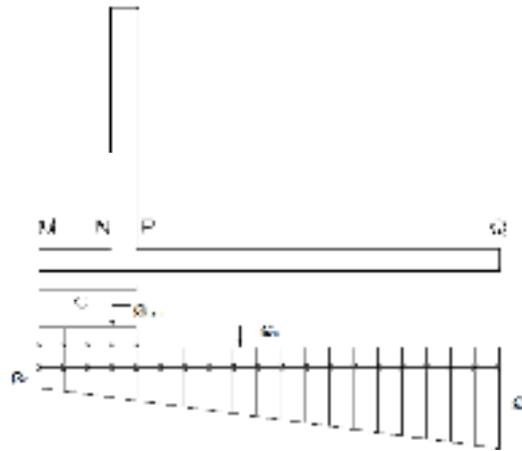


Figure N°=IV-5 : Schéma d'équilibre statique du mur.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{P_s}{100 * \beta} = \frac{1.35 * 11400}{100 * 950} = 0.162 \text{ bars} ; \beta : \text{La longueur de la base de la semelle en cm.}$$

$$\sigma_{t, sr, r} = \frac{1.35 * (P_t + P_r) + 1.5 * P_{sr}}{100 * c} = \frac{1.35 * (10350 + 7200) + 1.5 * 1500}{100 * 200} = 1.3 \text{ bars} ;$$

Le calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  :

Calcul de N :

$$N = \sum F_v = 1.35 * (P_r + P_s + P_t) + 1.5 * P_{sr} = 1.35 * (7.2 + 11.4 + 10.35) + 1.5 * 1.5 = 41.33 \text{ t}$$

Calcul de  $M_G$  :

$$M_G = \sum \text{Moment} / G \text{ des orces verticales et horizontales.}$$

G : Centre de gravité de la base de la semelle.

$$M_G = 1.35 * (P_r * 3.25 + P_t * 4 - F_t * 2.5) + 1.5 * (P_{sr} * 4 - F_{sr} * 3.5)$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{41330}{100 * 950} + \frac{6 * (63.8 * 10^5)}{100 * 950^2} = 0.86 \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{41330}{100 * 950} - \frac{6 * (63.8 * 10^5)}{100 * 950^2} = 0.011 \end{cases}$$

$$\sigma_N = 0.145 \text{ bars} ; \sigma_p = 0.19 \text{ bars}$$

Diagramme résultant :

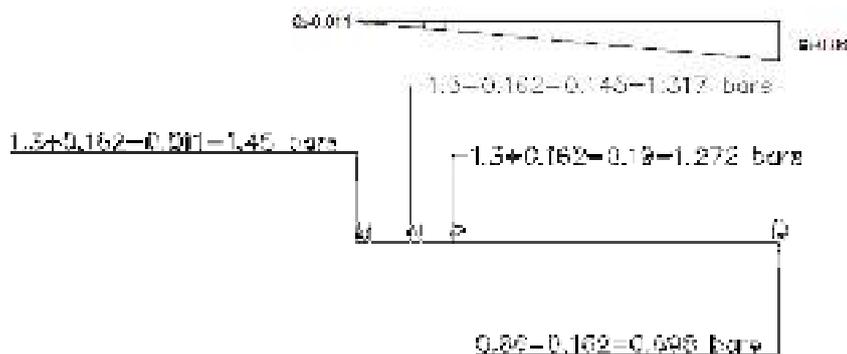


Figure N°=IV-6 : Diagramme résultant des contraintes qui agissent sur la semelle.

**b) Calcul du ferrailage :**

**b – 1) Détermination des moments :**

• **Partie MN :**

La partie MN de la semelle est considérée comme une console encastrée en N et soumise aux pressions extérieures.

$F_R^{MN}$ : Force résultante due aux pressions dans la partie MN.

$F_R^{MN} =$  aire du diagrammes des pressions = 20750 t

$M_N$  : Moment à l'encastrement

$M_N = F_R^{MN} * 77 = 20750 * 77 = 1556250 \text{ kg.cm}$

La section qui reprend le moment  $M_N$  est telle que :

Hauteur de la section  $h = 1\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 0.5\text{m}$

D'où :  $d = 50 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 45\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{1556250}{153 * 100 * 45^2} = 0.050$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.050 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.050 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

$$\text{Pour } \mu = 0.0193, \text{ on a : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.050}}{0.8} = 0.064 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.064 = 0.97$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1556250}{0.97 * 45 * 3478.26} = 10.25 \text{ cm}^2/m$$

• **Partie PQ :**

On a alors deux forces :

$F_R^{PO}$  : Aire du diagramme des pressions de la partie PO ;

$F_R^{PO}$  : Aire du diagramme des pressions de la partie OQ.

$F_R^{PO} = 30799 \text{ kg}$  ;  $F_R^{PO} = 9274 \text{ t}$

P étant à l'encastrement :

$$M_P = -F_R^{PO} * 161.42 + F_R^{OQ} * 652.96$$

$$M_P = -30799 * 161.42 + 9274.79 * 652.96 = 1083976.46 \text{ kg cm}$$

$M_P$  étant positif alors le sens de rotation de la console est vers le haut. Alors la face tendue est celle du bas.

**b – 2) Calcul des aciers:**

La section qui reprend le moment  $M_N$  est telle que :

Hauteur de la section  $h = 750\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 0.5\text{m}$

D'où :  $d = 50 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 45\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{1083976.46}{153 * 750 * 45^2} = 0.0047$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.0047 < \mu_l = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.0047 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_l = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

Pour  $\mu = 0.0193$ , on a :  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0047}}{0.8} = 0.0058$ ;

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.0058 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1083976.46}{0.99 * 45 * 3478.26} = 6.99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### c) Choix des aciers :

#### c – 1) Diamètres des aciers existants :

$$1T6 = 0.2826 \text{ cm}^2; 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2; 1T10 = 0.785 \text{ cm}^2; 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2;$$

$$1T14 = 1.53 \text{ cm}^2; 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2; 1T20 = 3.14 \text{ cm}^2;$$

#### c – 2) Nombre et espacement des aciers :

- La partie MN :  $A = 10.25 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$

$$T6 : n = 36 ; e = 2.5 \text{ cm} , T8 : n = 21 ; e = 4.5 \text{ cm} , T10 : n = 14 ; e = 7 \text{ cm} ,$$

$$T12 : n = 10 ; e = 10 \text{ cm} , T14 : n = 7 ; e = 14 \text{ cm} ; T16 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm} ;$$

$$T20 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm} .$$

- La partie PQ :  $A = 6.99 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$

$$T6 : n = 25 ; e = 4 \text{ cm} , T8 : n = 14 ; e = 7 \text{ cm} , T10 : n = 9 ; e = 11 \text{ cm} ,$$

$$T12 : n = 7 ; e = 14 \text{ cm} , T14 : n = 5 ; e = 20 \text{ cm} ; T16 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm} ;$$

#### c – 3) Le choix :

Pour la partie MN : on va opter pour  $T20 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm}$ .

Pour la partie PQ : on va opter pour  $T16 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm}$ .

#### IV – 4) Conclusion :

Après le calcul de stabilité de l'évacuateur, on a arrivé à la conclusion que ce dernier va résister aux différentes forces.



***Chapitres V :***  
***Etude de la dérivation***  
***provisoire, de fond et***  
***prise d'eau***

**V – 1) Dérivation provisoire :**

**V – 1 – 1) Introduction :**

La période de construction comprendra au moins une saison pluvieuse. De ce fait la rivière devra être dérivée afin de permettre la construction du barrage. Cette dérivation s'appelle la dérivation provisoire.

**V – 1 – 2) Types d'ouvrages de dérivation :**

- Galerie de dérivation :  
Elle est souvent utilisée dans les vallées rocheuses étroites.
- Conduite de dérivation :  
Cet ouvrage est préféré dans le cas où la roche est de mauvaise qualité pour la projection d'une galerie. Cependant, plusieurs problèmes peuvent avoir lieu surtout en niveau du contact béton et fondation.  
Ces deux ouvrages susdits ont un avantage économique, vu qu'ils peuvent être des ouvrages définitifs (utilisés par la suite comme vidange de fond).
- Canal de dérivation :  
Il est utilisé dans les vallées larges où les débits sont importants pour être évacués par les conduites ou les galeries d'une façon économique.

**V – 1 – 3) Choix du type d'ouvrage de dérivation :**

Vu les conditions topographiques, géologique, géotechnique et hydraulique, on va opter pour une dérivation provisoire avec une galerie et deux batardeaux.

**V – 1 – 4) Choix de la crue de dimensionnement :**

Les barrages en remblai sont souvent protégés contre les crues cinquentenales ou même centennales, mais dans notre pays l'ouvrage de dérivation est souvent protégé contre les crues dont la période de retour est de 10 à 50 ans. Pour notre cas on choisit la

crue dont la période de retour est de 50 ans,  $Q = 43.17 \left( m^3/s \right)$ .

**V – 1 – 5) Succession des travaux :**

Etape N=°1 : mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie ;

Etape N=°2 : construction d'une galerie sous la rive gauche ;

Etape N=°3 : construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux pour la galerie et amortir à la fois la crue ;

Etape N=°4 : construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour d'eau vers le chantier ;

Etape N=°5 : une fois les travaux sont achevés on enlève les deux batardeaux et on passe à la mise en eau.

**V – 1 – 6) Dimensionnement de la dérivation provisoire :**

**a) Etude d'optimisation:**

La galerie de dérivation doit être dimensionnée d'une manière économique pour qu'elle puisse comme vidange de fond et prise d'eau.

**a – 1) Courbe de tarage :**

Par défaut d'absence de courbe de tarage, on va dessiner une courbe de tarage théorique par les calculs hydrauliques :

L'écoulement est considéré uniforme, la formule de Chézy est :  $Q = C * S * \sqrt{RI}$

$Q$  : Le débit transité  $\left(m^3/s\right)$ .

$C$  : Coefficient de Chézy  $\left(m^{1/2}/s\right)$  ;  $C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$  ;

$n = 0.040 \div 0.045$ : Pour les petits cours d'eau de montagne à fond irrégulier, largeur de l'ordre de 10 à 30 m;

$S$  : La section  $(m^2)$  ;  $S = H * B$

$H$  : Hauteur de l'eau dans l'Oued et  $B$  : largeur de l'Oued ( $B = 15m$ ).

$R$  : Rayon hydraulique en m ;

$I$  : La pente de l'Oued ;  $I = 0.01$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau en *annexe V – 1*.

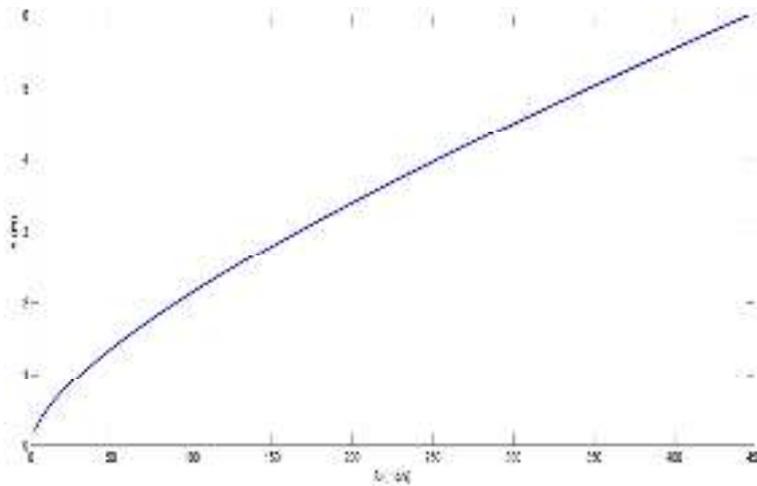


Figure N°=V-1 : Courbe de tarage.

### a – 2) Calcul d'optimisation :

Le calcul consiste en la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que leurs équivalents en béton, ensuite on trace la courbe d'optimisation pour choisir le diamètre optimal.

Afin d'assurer un écoulement à surface libre, la hauteur d'eau pour la crue de projet doit être comprise entre 0.7 et 0.8 le diamètre de la galerie.

#### Hypothèses de calcul :

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de Chézy ;

Dans la courbe de tarage on tire les côtes des niveaux avals correspondants aux débits  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

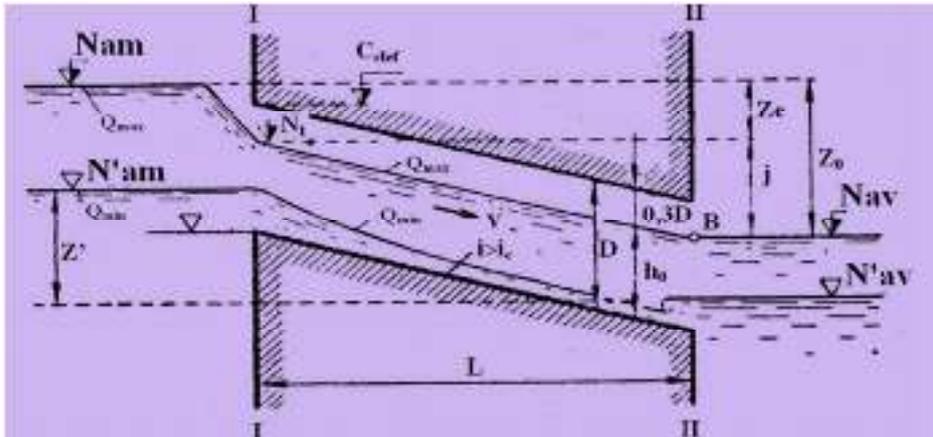


Figure N°=V-2 : Coupe longitudinale de la galerie de dérivation.

$D$  : Diamètre en m ;

$h_0 = 0.7 * D$  : Profondeur de remplissage en m ;

$H$  : Charge totale en m ;

$i$  : Pente ;

$L$  : Longueur de la galerie en m ;

$N_{am}$  : Niveau aval pour  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$  ;

$N_{av}$  : Niveau aval pour  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$  ;

$C_{clef}$  : Clef de voute ;

Les résultats du calcul sont récapitulés dans les deux tableaux ci-après :

Tableau N°= V-1 :Résultats du calcul d'optimisation.

N	Désignation	Valeurs calculées					
		3	3,5	4	4,5	5	5.5
1	Diamètre en m	3	3,5	4	4,5	5	5.5
2	Section du tunnel ( $A = \frac{\pi D^2}{4}$ ) en m <sup>2</sup> .	7,07	9,62	12,56	15,90	19,63	23,75
3	Profondeur d'eau ( $h_0 = 0.7 * D$ ) en m.	2,10	2,45	2,80	3,15	3,50	3,85
4	Section mouillée ( $A_M = 0.74 * A$ ) en m <sup>2</sup> .	5,23	7,12	9,29	11,76	14,52	17,57
5	Rayon hydraulique ( $R_h = 0.3 * D$ ) en m.	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	1,65
6	Coefficient de Chézy ( $C = \frac{1}{n} * R_h^{1/6}$ )	70,19	72,01	73,63	75,09	76,42	77,65
7	Vitesse moyenne ( $V = \frac{Q_{max}}{A_M}$ ) en m/s.	23,52	17,28	16,15	15,19	14,35	13,61
8	Pente ( $i = \frac{V^2}{C^2 * R}$ )	0,12	0,05	0,04	0,03	0,02	0,02
9	Pertes de charges linéaire ( $h_l = i * L$ ) en m	70,71	31,08	22,70	17,16	13,32	10,55
10	P. D. C à l'entrée ( $Z_e = \frac{V^2}{2g * \phi^2}$ ) en m.	34,81	18,79	16,40	14,51	12,96	11,66
11	P. D. C total ( $Z_0 = Z_e + h * l$ ) en m.	105,52	49,87	39,11	31,67	26,27	22,21
12	Niveau amont ( $N_{am} = N_{av} + Z_0$ ) en m NGA.	216,52	160,87	150,11	142,67	137,27	133,21
13	N à l'entrée ( $N_e = N_{am} - Z_e$ ) en m NGA.	181,71	142,08	133,70	128,16	124,32	121,55
14	Côte du seuil ( $C_s = N_e - h_0$ ) en m NGA.	179,61	139,63	130,90	125,01	120,82	117,70
N°	désignation	Volumes calculés					
15	$H_{bat} = N_{am} + R - C_s$	38,4	22,7	20,7	19,2	18,0	17,0
16	Section transversale du batardeau ( $F_{bat} = (10 + 3 * H_{bat}) * H_{bat}$ ) en m <sup>2</sup>	4811	1779	1493	1293	1147	1038
17	Longueur du batardeau ( $L_{bat}$ ) en m.	715	361	288	248	205	178
18	Volume du batardeau ( $V_{bat} = F_{bat} * L_{bat}$ ) en m <sup>3</sup> .	3441114	641481	429845	320058	235259	184271
19	Conversion en volume de béton ( $W_{bat} = 0.1 * V_{bat}$ ) en m <sup>3</sup>	344111	64148	42984	32006	23526	18427
20	Volume de la galerie ( $V_g = L * A$ ) en m <sup>3</sup>	4003	5448	7116	9006	11119	13454
21	Conversion en volume de béton ( $W_g = 1.5 * V_g$ ) en m <sup>3</sup>	6004	8172	10674	13510	16678	20181

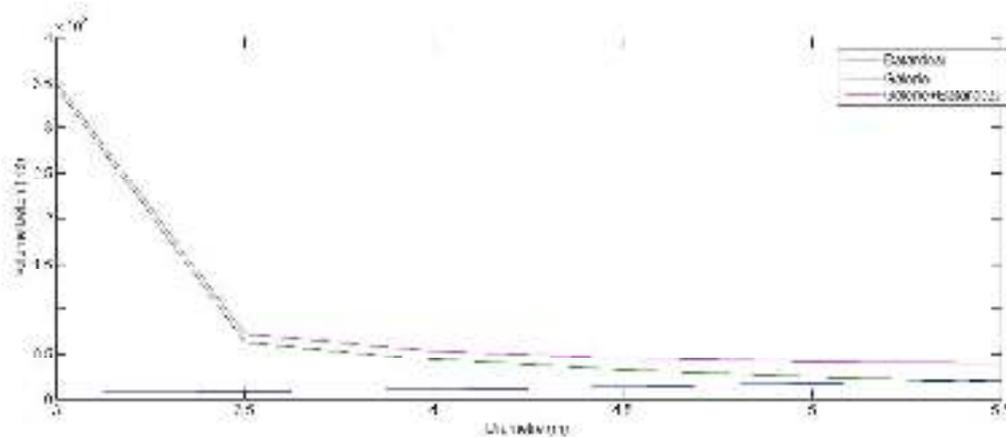


Figure N°=V-2 :Etude d'optimisation de la dérivation provisoire.

**V – 1 – 7) Conclusion :**

D'après la courbe d'optimisation, on constate que le diamètre optimum est de 5.5m. ce qui correspond à une hauteur de 17.01 m, vu le volume important du batardeau sera incorporer dans la digue.

Le tunnel de dérivation longue de 566.57 m commence à la côte 122 m et poursuit avec une pente constante de 0.015. la section sera circulaire polycentrique de 5.5 m de diamètre.

La dérivation provisoire fonctionnera pendant les travaux, par la suite, le même tunnel arbitera l'achèvement de la prise d'eau et de la vidange de fond.

**V – 2) Etude de la vidange de fond:**

**V – 2 – 1) Introduction :**

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique. La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir ;
- Le contrôle du plan d'eau en cas d'événements particuliers, comme par exemple une instabilité des rives ;
- Un abaissement du plan d'eau lors de dangers naturels ;
- L'évacuation de dépôts de sédiments ;
- L'alimentation du cours d'eau aval dans des cas exceptionnels, par exemple lors d'une révision de la centrale hydro-électrique.

**V – 2 – 2) Types d'ouvrages de vidange :**

On peut distinguer trois types :

- Conduite de vidange en charge :

Elle est généralement combiné avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

- Conduite à écoulement libre ;

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ❖ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement  $\varnothing > 500 \text{ mm}$ ) ;
- ❖ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1à2mde hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conditions est nécessaire, alors on prévoit un reniflard à l'aval afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en l'écoulement instable à forts débits.

- Ouvrages de vidanges à batardeu :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à

glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

**V – 2 – 3) Choix du type d'ouvrage vidange de fond :**

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation.

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risque d'envasement.

**V – 2 – 4) Recommandation modulées (dispositifs minimums) :**

L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés sont regroupés dans le tableau suivant :

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
$\leq 30$	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
$30 \div 100$	Acier	300 ÷ 400	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
$100 \div 300$	Acier ou béton en âme tôle	400 ÷ 600	
$300 \div 700$		600 ÷ 800	
$700 \div 1500$		800 ÷ 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé(tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

$H$  : hauteur du barrage en  $m$  ;

$V$  : Volume d'eau stockée en  $m^3$ .

$H^2 * \sqrt{V} = 55^2 * \sqrt{23.61} = 14698.5 > 1500$ , donc on opte pour une galerie en béton armé.

**V – 5 – 5) Calcul de la vidange de fond :**

Données de base :

$NNR = 169.1 m$  ;

$NVM = 134.96 m$  ;

$NEA = 111 m$ .

**a) Calcul hydraulique de la conduite de vidange :**

**a – 1) Débit de la vidange de fond :**

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le voulme d' eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

$V_u$  : volume utile en  $m^3$  ;

$T$  : Temps de vidange en jours ;  $T = 15$  jrs ;

$Q_r$  : Débit entrant dans la retnue pendant le vidange (pris egal au débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{23.61 * 10^6}{15 * 24 * 3600} + \frac{3.7 * 10^6}{365 * 24 * 3600} = 18.33 \left( m^3/s \right)$$

**a – 2) Calcul de la section de vidange de fond et son diamètre :**

On a :

$$Q_{vf} = \mu * S * \sqrt{2g * H}$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}}$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond  $\left( m^3/s \right)$  ;

$H$  : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en m ;

$\mu$  : Coefficient de débit ;  $\mu = 0.8 \div 0.85$ .

$$S = \frac{18.33}{0.8 * \sqrt{19.62 * (169.1 - 111)}} = 0.68$$

le diamètre de la conduite sera :

$$S = \frac{\pi d^2}{4} ; D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.68}{3.14}} = 0.93 \text{ m} ;$$

On prend  $D=1000 \text{ mm}$ .

**a – 3) Correction du coefficient du débit:**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_1}} ;$$

$\sum \zeta_1$  : Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} ;$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} ;$$

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

$n$  : Coefficient de rugosité ;  $n = 0.014$  ;

$D$  : Diamètre de la conduite ;  $D=900 \text{ mm}$  ;

$L$  : Longueur de la conduite de vidange en m ;  $L=579.98 \text{ m}$ .

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.014^2}{1000^{1/3}} = 0.0025$$

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.0023 * 579.98}{1} = 1.33 \text{ m}$$

Les pertes de charges singulières sont :

$$\zeta_e = 0.5 ; \zeta_{sortie} = 1 ; \zeta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ; \zeta_{grille} = 0.26$$

$$\sum \zeta_s = 2.26 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.33 + 2.26)}} = 0.47 ; S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{18.33}{0.47 * \sqrt{2g * 58.1}} = 1.16 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1.16}{3.14}} = 1.21$$

On prend  $D = 1500 \text{ mm}$ .

**b) Calcul du temps réel de la vidange du barrage :**

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{V} ;$$

$T$  : Temps de vidange en jours ;

$V$  : Volume d'eau dans la cuvette à évacué en  $m^3$  ;

$Q$  : débit en  $\left(m^3/s\right)$ .

Dans cette formule simplifiée, on ne retient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation.

les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2}$$

$\mu$  : Coefficient de débit ;  $\mu = 0.8 \div 0.85$  ;

$Z$  : pertes de charges totales ;  $Z =$  Différence de niveau entre l'amont et l'aval.

$W$  ; Surface de la section transversale de la conduite en  $m^2$  ;  $W = \frac{\pi d^2}{4}$  ;

$d$  : Diamètre de la conduite en  $m$  ;

En faisant  $K = \mu * W * (2g)^{1/2} = 42.6$ , la formule précédente devient :

$$Q = K * (Z)^{1/2} ; K = 0.8 * \frac{\pi * 3^2}{4} * (2g)^{1/2} = 42.6$$

Le procédé de calcul est montré dans le tableau en *annexe V – 2*.

Le temps de vidange est de :

$$T = 6 \text{ jrs}, 8$$

#### **V – 2 – 6) Conclusion :**

Les vannes de la vidange de fond seront positionnées au fond de la tour des prises, placée à l'embouchure du tunnel de dérivation.

L'équipement consiste en deux vannes planes (1.60\*1.90 : vanne de service et vanne de garde) dont le montage et le démontage sont rendu possible par un plan à côte de la dalle de toiture de la prise.

La galerie de vidange se termine par un coursier rectangulaire de 25\*25m, le bassin amortisseur est à la côte 108m NGA.

#### **V – 3) Etude de la prise d'eau :**

##### **V – 3 – 1) Introduction:**

Les ouvrages de prise dans des barrages, des réservoirs, des bassins de compensation, ou des canaux qui captent l'eau sous charge doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener à l'aval. On distingue généralement les prises d'eau à grande profondeur et à faible profondeur. Les prises sur des cours d'eau à lit mobile qui captent l'eau à surface libre sont exclus. Les prises à grandes profondeurs sont typiquement disposées dans des réservoirs d'hauteur considérable qui servent, par exemple, de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique.

Les exigences hydraulique pour de telles prises sont les suivantes :

- Écoulement sans apparition de cavitation ;
- Pertes de charges minimales ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

##### **V – 3 – 2) Types et emplacements possibles :**

Les deux types principaux d'ouvrage de prises sont :

- Le siphon :

Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement. Ce type d'ouvrage présente les avantages suivants :

- il est économique ;
- il peut aussi être installé dans des barrage anciens dépourvus de prises d'eau ;
- Installation facile ;
- En cas de progression de besoin en eau on peut ajouter facilement d'autres siphons.

Le siphon a l'inconvénient de se désamorcer fréquemment, ainsi que sa hauteur d'aspersion est limitée (7 jusqu'à 8m).

- La conduite enterrée :

Actuellement, la conduite en acier enterrée est la plus utilisée notamment en milieu rural, elle fonctionne dans la majorité des cas en charge et elle peut être glissée dans la galerie de dérivation ou la conduite de vidange.

Les conduites de prises enterrées posent des problèmes d'infiltrations, et nécessitent des écrans anti-renard pour assurer l'étanchéité de la fondation.

A côté de la distinction entre une prise d'eau à siphon ou à conduite enterrée, on distingue selon l'emplacement :

- Les prises situées au rives ;
- Les prises indépendantes (situées loin des rives) ;
- Les prises combinées avec le barrage.

De plus, l'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement inclinée est la règle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande des ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

### V – 3 – 3) Choix de type de prises :

Vu, les problèmes que peuvent causées les deux types de prises susdites, on optera pour une conduite en acier posé à l'intérieur de la galerie de dérivation alimentée par une tour de prise situé à la rive droite.

### V – 3 – 4) Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

#### a) La distribution mensuelle de la demande :

Le tableau suivant montre la distribution mensuelle de la demande :

Tableau N°= répartition de la demande.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An.
Irrigation	7.29	1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.52	3.04	5.07	7.61	11.67	12.68	50.73
Ecologique	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.95
Total ( $U_{80\%}$ ) en ( $Mm^3$ )	7.37	1.6	0.08	0.08	0.08	0.07	1.6	3.12	5.15	7.69	11.75	12.76	51.68

Source ANRH

On dimensionne la conduite de prise par le débit maximum demandé à l'aval.

Le débit maximum :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{12.76 \cdot 10^6}{31 \cdot 24 \cdot 3600} = 4.76 \left( \frac{m^3}{s} \right).$$

$$Q = \mu * S * \sqrt{2gH}$$

$\mu$  : Coefficient de débit ;  $\mu = 0.3$  ;

$S$  : Surface transversale de la conduite en  $m^2$  ;

$$S = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2gH}} = \frac{4.76}{0.3 * \sqrt{19.62 * (169.1 - 113)}} = 0.48 m^2.$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.48}{3.14}} = 0.78 m$$

On prend  $D = 800 mm$ .

**b) Correction du coefficient du débit:**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_1}}$$

$\sum \zeta_1$  : Somme des coefficients des pertes de charges lineaires et singulières. Tel que les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D};$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

$n$  : Coefficient de rugosité ;  $n = 0.01$  ;

$D$  : Diamètre de la conduite ;  $D = 800 mm$  ;

$L$  : Longueur de la conduite d'irrigation en m ;  $L = 570.15 m$ .

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.01^2}{800^{1/3}} = 0.0013$$

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.0013 * 570.15}{0.8} = 0.93 m$$

Donc :

$$\sum \zeta_s = 1.15 * 0.93 = 1.07 m$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.07)}} = 0.7$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{4.76}{0.7 * \sqrt{2g * 56.1}} = 0.21$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.21}{3.14}} = 0.49$$

On prend  $D = 0.51 m$ .

La conduite sera en acier de diamètre de 700 mm.

**c) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :**

On a :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4.76}{0.19625} = 7.63 \text{ (m/s)}$$

**V – 3 – 4) Conclusion :**

La conduite de prise d'eau est de diamètre de 700 mm, le prélèvement des eaux se fait par 3 prises situées respectivement aux côtes 135, 148 et 158m. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange.

# ***Chapitre VI :*** ***Organisation de chantier***

**VI – 1) Introduction :**

L'organisation de chantier permet de connaitre le délai de réalisation du barrage, ainsi que d'estimer les coûts et les moyens humaines et matérielles nécessaire pour la réalisation de cet ouvrage.

**VI – 2) Planification des travaux :**

C'est un moyen de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Le travail de planification passe par les étapes suivantes :

- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier des charges, les normes de travail, les prix des matériaux... ;
- Décomposer le projet en opérations (ferraillage, collage, etc.) ;
- Prévoir la relation entre opérations (relation logique ou préférentielle) ;
- Attribuer des durées (temps de réalisation pour chaque opération).

Il existe deux techniques de planifications à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau (réseau à flèches ou à nœuds) :
  - ❖ Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) ;
  - ❖ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation an Review Technical).
- Méthodes basées sur le graphique :
  - ❖ Méthode linéaire (Ligne of balance technic) ;
  - ❖ Méthode des barres.
- Méthode basées sur le tableau.

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

- 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 ;
- TR : temps de réalisation ;
- MT : marge totale.

$$\text{Tels que : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

Le chemin critique (C.C) est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations dont la marge totale est nulle.

**VI – 3) Composition du projet :**

Le tableau ci-après montre les différentes opérations de notre projet ainsi que leur temps de réalisation :

Tableau N°=VI-1 : composition du projet.

Travaux	Opérations	Durées (mois)
Installation du chantier	A	3
Dérivation provisoire	B	9
Excavation barrage	C	7
Appareillage d'auscultation	D	19
Recharge et noyau	E	18
Evacuateur de crue	F	9
Tour des prises	G	9
Conduite de vidange et d'irrigation	H	3
Matériels électromécanique	I	3
Mise en eau du barrage	J	5

**VI – 4) Détermination du chemin critique :**

Pour la détermination du chemin critique on applique les méthodes suivantes :

**a) Méthode du réseau à nœuds :**

Le calcul par cette méthode de réseau à nœuds est illustré dans la planche N° =6.

**b) Méthode du réseau à flèches :**

Le calcul par cette méthode de réseau à flèches est donné dans la planche N° =6.

**c) Méthode du tableau:**

Elle s'applique sur le réseau à flèches.

Tableau N°=VI-2 : détermination du chemin critique par la méthode du tabeau.

Opération	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1--2	3	0	3	0	3	0
2--3	9	3	12	3	12	0
3--4	9	12	21	26	35	14
3--7	12	12	24	26	38	14
3--5	7	12	19	12	19	0
4--6	3	21	24	35	38	14
4--7	3	21	24	35	38	14
5--7	18	19	37	19	38	1
5--8	19	19	38	19	38	0
6--7	0	24	24	38	38	0
8--7	0	38	38	38	38	0
7--9	5	38	43	38	43	0

D'après le tableau précédent le temps de réalisation est de 43 mois.

Le diagramme de Gant est donnée dans la planche N°=6.

**VI – 5) Coût de l'évacuateur de crue :**

Le coût estimatif de l'évacuateur de crue est donné dans le tableau ci-après :

		Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
betonnage	Volume de béton=12852.88 m <sup>3</sup>	12000 DA/m <sup>3</sup>	154234560
coffrage	Surface du coffrage=3673 m <sup>2</sup>	300 DA/m <sup>2</sup>	1101900
Excavation	Volume des déblais=42908 m <sup>3</sup>	600 DA/m <sup>3</sup>	25744800

Le coût total est de sans compter le coût du ferrailage est de : 181081260 DA

**VI – 6) Coût de la dérivation provisoire:**

		Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Batardeau	Equivalent en volume de béton=18427 m <sup>3</sup>	12000 DA/m <sup>3</sup>	221124000
galerie	Equivalent en volume de béton=20181 m <sup>3</sup>	12000 DA/m <sup>3</sup>	242172000

Le coût total est de : 463296000 DA

**VI – 7) Conclusion :**

D'après la planification effectuée, le barrage se terminera dans un delai de 43 mois.

Afin de respecter ce délai, il faut :

- La disponibilité des matériaux de construction ;
- Le bon rendement ddes ouvriers et des engins ;
- Abscence de problèmes et contraintes.

## Conclusion générale

Dans cette étude d'avant-projet détaillée nous avons étudié les ouvrages annexes du barrage de *Barek* sur l'Oued *Zeroula* (W.Blida), cependant, notre importance s'est porté beaucoup plus sur l'évacuateur de crue.

Cette étude d'évacuateur de crue a tiré comme variante l'évacuateur latéral à entonnement frontal avec un déversoir de type labyrinthe, cette variante représente la meilleure solution technico-économique, vu que la projection d'un évacuateur latéral à entonnement latéral dans la rive gauche, causera un volume d'excavation important et l'instabilité des rives par la suite.

Une modélisation physique est souvent nécessaire pour faire un calcul hydraulique bien détaillé, étudier le comportement du déversoir labyrinthe, et aussi pour vérifier les phénomènes hydrauliques dans le coursier. Alors les différentes valeurs trouvées sont sous réserve.

Concernant la l'excavation du tunnel de la dérivation provisoire en rive droite nécessitera des précautions surtout dans les tronçons à faible pente.

## Références bibliographiques

- [1] **TOUAIBIA, B.** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004. p : 29-89
- [2] **TOUAIBIA, B, BENLAOUKLI, B.** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. p : 1 :53
- [3] **CIGB.** Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.
- [4] **SAAD, B.** Hydraulique et hydrologie. 2<sup>ème</sup> édition. Cannada.2008
- [5] **Sari, A.** Initiation à l'hydrologie de surface. Editions: Distribution Houma. Alger. 2002
- [6] **KHATSURIA, R. M.** Hydraulics of spillways and energy dissipators.USA.2005
- [7] **WILLI H. H, ANTON, J. S.** Constructions hydrauliques. Volume 15. Suisse. 2010.
- [8] **NOVAK, A. I. B, MOFFAT, C. N, NARAYANAN, R.** Hydraulic structures .2004
- [9] **ANTON, J. S, HENRI, P.** Les barrages. Volume 17. 2010

***Annexe I – 1***

Les forages exécutés le long de l'axe du barrage :

### **Forage SB1 (rive droite)**

0.0 - 8.0 m	: Grès désagrégé et marnes
8.0 - 17.0 m	: Marnes schisteuses avec intercalations de grès (Schistes et Grés)
17.0 - 18.0 m	: Grès fracturé
18.0 - 24.3 m	: Pérites très schisteuses
24.3 - 32.0 m	: Marnes schisteuses
32.0 - 36.0 m	: Marnes fissurées
36.0 - 47.6 m	: Pérites très schisteuses
47.6 - 96.0 m	: Marnes schisteuses et gréseuses, gris

### **Forage SB2 (rive droite)**

0.0 - 7.60 m	: Sable/gravier limoneux avec cailloux (Colluvions)
7.6 - 59.38 m	: Marnes schisteuses (Schistes et Grés)

### **Forage SB3 (fond d'oued, rive droite)**

0.0 - 3.76 m	: Sable/gravier limoneux avec cailloux
3.76 - 20.19 m	: Marnes grisâtres à brunes (Schistes et Grés)
20.2 - 21.99 m	: Banc de grès ferrugineux
21.99 - 30.0 m	: Marnes et grès ferrugineux
30.0 - 34.6 m	: Marnes grisâtres

### **Forage SB4 (rive gauche)**

0.0 - 1.5 m	: Sol argilo-limoneux organique
1.5 - 12.0 m	: Marnes et grès (Flysch à petites Nummulites)
12.0 - 18.0 m	: Conglomérat
18.0 - 22.5 m	: Marnes
22.5 - 26.5 m	: Conglomérat
26.5 - 29.5 m	: Marnes oxydées
29.5 - 44.0 m	: Marnes brunes
44.0 - 49.0 m	: Conglomérat
49.0 - 57.0 m	: Marnes brunes
57.0 - 58.8 m	: Grès et conglomérat
58.8 - 87.5 m	: Marnes grises à verdâtres et brunes

### **Forage SB5, incliné de 30° vers NE (rive droite)**

0.0 - 2.6 m	: Marnes argileuses altérées avec restes végétaux
2.6 - 26.0 m	: Marnes grés-quartziteuses (Schistes et Grés)

### **Forage SB6 (rive gauche)**

0.0 - 1.50 m	: Terre végétale et limon argileux avec gravier
1.50 - 6.5 m	: Conglomérat désagrégé et marne au fond (Flysch à petites Nummulites)
6.5 - 9.0 m	: Argile marneuse et marne
9.0 - 22.9 m	: Marne argileuse rougeâtre
22.9 - 24.5 m	: Marne argileuse avec gravier isolé
24.5 - 32.0 m	: Marne argileuse rougeâtre
32.0 - 38.0 m	: Conglomérat et marne rougeâtre
38.0 - 39.5 m	: Marne argileuse rougeâtre
39.5 - 41.0 m	: Conglomérat et marne avec gravier isolé
41.0 - 44.0 m	: Marne rougeâtre avec gravier isolé
41.0 - 47.0 m	: Marne, grés et gravier

### **Forage SB7, incliné de 30° vers S (rive gauche)**

0.0 - 6.49 m	: Sable/gravier (Alluvions)
6.49 - 13.0 m	: Conglomérats et marne rougeâtre (Flysch à petites Nummulites)
13.0 - 21.1 m	: Marne rougeâtre
21.1 - 29.4 m	: Marne schisteuse (Schistes et Grés)

### **Forage SB8, incliné de 45° (rive droite)**

0.0 - 5.3 m	: Argile sableuse et graveleuse et marne
5.3 - 11.7 m	: Marne schisteuse (Schistes et Grés)
11.7 - 14.8 m	: Marno-calcaires
14.8 - 17.0 m	: Pérites très schisteuses

***Annexe I – 2***

Tableau : Résultats des essais géotechnique sur les différentes sol prélevés



## Annexe I – 3

### FONDATION

#### Alluvions de l'oued Zerouela

Densité humide:	1.95-2.1 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.15-2.3 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0 t/m <sup>2</sup>
Angle de frottement $\phi'$ :	26°-34°

#### Colluvions et éboulis argileux

Densité humide:	1.8-2.05 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	1.9-2.15 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0.0-0.3 bar
Angle de frottement $\phi'$ :	19°-24°

#### Marnes modérément altérées du Flysch à petites Nummulites

Densité humide:	1.9-2.2 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.0-2.3 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0.4-0.6 bar
Angle frottement $\phi'$ :	22°- 26°

#### Marnes saines du Flysch à petites Nummulites

Densité humide:	2.2-2.4 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.3-2.5 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0.8-1.5 bar
Angle frottement $\phi'$ :	30°-33°

#### Pélites et marnes schisteuses modérément altérées (ensemble Schistes et Grès)

Densité humide:	1.95-2.1 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.05-2.2 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0.2-0.4 bar
Angle frottement $\phi'$ :	20°-24°

#### Pélites et marnes schisteuses saines (ensemble Schistes et Grès)

Densité humide:	2.1-2.3 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.2-2.4 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	1.0-1.5 bar
Angle frottement $\phi'$ :	28°-33°

### REMBLAIS

#### Argile de novau

Densité humide:	1.9 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.0 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0 bar
Angle de frottement $\phi'$ :	19°

#### Tout-venant alluvionnaire et conglomérats réduits

Densité humide:	2.1-2.2 t/m <sup>3</sup>
Densité saturée:	2.3-2.4 t/m <sup>3</sup>
Cohésion, c':	0 bar
Angle de frottement $\phi'$ :	34°-36°

NB: On recommande de revoir la valeur de la cohésion de l'argile

Annexe II – 1

Tableau : Résultats du Test de Wilcoxon.

X	RANG	Y	RANG	XUY	ORIGINE	XUY	ORIGINE
93	1	26,2	16	26,2	Y	44,6	Y
75,5	2	29,1	17	29,1	Y	45,5	X
42	3	63,8	18	29,9	Y	46,6	X
36,5	4	75,2	19	31,7	X	49,5	Y
46,6	5	58,1	20	35,9	Y	50	X
43,5	6	57,1	21	36,1	Y	52,8	X
50	7	44,6	22	36,5	X	53,2	Y
57,3	8	55,2	23	38,7	Y	55,2	Y
31,7	9	42,3	24	40	Y	56,1	X
45,5	10	38,7	25	41,2	X	57,1	Y
56,1	11	36,1	26	42	X	57,2	Y
59,5	12	29,9	27	42,3	Y	57,3	X
52,8	13	49,5	28	42,5	Y	58	X
41,2	14	42,7	29	42,7	Y	58,1	Y
58	15	57,2	30	43,5	X	59,5	X
		53,2	31			62,5	Y
		35,9	32			63,8	Y
		62,5	33			75,2	Y
		40	34			75,5	X
		42,5	35			93	X

*Annexe II – 2*

Tableau : Série des pluies maximales journalières mensuelles et annuelles.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Max
1973	93	18,7	32,2	43,5	44,3	32,5	66,3	16,3	0,5	11	0	3,1	93
1974	9,3	25,2	75,5	10,3	17,4	25,1	32	11,6	26,9	20,4	0	3,1	75,5
1975	18,6	16,6	33,2	24,1	42	41,5	11	9,4	24,9	14,5	4,5	4,5	42
1976	8	21,1	20	27,9	11,5	10,3	13,1	36,5	15,9	3,8	1	2,5	36,5
1977	7,5	7,7	37,6	1,7	24	13	18	46,6	41,2	4,6	1,9	3,1	46,6
1978	8,2	28,9	33,3	16,6	29,8	35,6	43,5	10,5	3,9	2	1,9	2,5	43,5
1979	8,3	15,1	30,2	36,1	28	18,6	35,7	50	10,7	1	0	8	50
1980	0,6	11	44,6	57,3	25	10	19,1	16,8	24,6	0	0	19	57,3
1981	0,9	19,5	3	31,7	26,5	27,9	12,5	9,3	15,3	6	0	0	31,7
1982													
1983	0	21,7	5,1	38,7	45,5	22,1	11,4	15,2	43,3	14,7	0	0	45,5
1984	13,7	56,1	19,8	34,6	26,1	19,3	35,7	3	17	1	0	0	56,1
1985	31,4	20,4	58,8	25,1	12,6	26,3	59,5	14	0,5	18	16,8	0	59,5
1986	31,4	19,5	29,9	52,8	16,4	22,6	3,9	2	4,7	24,6	0	0,8	52,8
1987	15,6	20,6	31	20,2	10,1	14,1	41,2	11,1	17,6	16,3	0	0	41,2
1988	29	6,2	56,7	58	15,3	12,3	18,2	23	7,3	3,2	0	0	58
1989	17	12,2	6,5	26,2	13,5	0	5,9	16,1	20,3	12	19,7	0	26,2
1990	1,5	8	13,5	28,2	29,1	26	19,1	13,2	26	4,2	0	2,8	29,1
1991	51,1	37,5	20,7	2,9	63,8	20,6	29,6	32,4	33,5	2,2	5	0	63,8
1992	2	37,8	75,2	12,8	13,5	22,2	12,6	19	23	0	1	0	75,2
1993	18,1	41,2	35,6	37,7	58,1	19,6	0	22,6	0	1,2	0	3,1	58,1
1994													
1995	9	14,3	21,7	24,2	25,9	57,1	22,5	56,7	11	33,2	2,5	1,4	57,1
1996	12,9	44,6	5,8	11	15	16,6	9,2	32,3	9,7	5,9	2,7	11,8	44,6
1997	22,6	45,7	55,2	32,2	17,3	36,1	15,1	44,5	52	4,9	0	2,2	55,2
1998	9,7	14	37,4	38	42,3	38,4	15,4	5,1	1	2,5	0	2,6	42,3
1999	18,3	22,5	24,9	38,7	11,8	2,1	21,5	12	27,5	0	0	0	38,7
2000	9,2	33,5	20,3	25,7	36,1	14,7	0,2	14,5	1,5	0	0	0	36,1
2001	2,7	0,6	21,5	22,1	18	8,9	17,2	29,9	9	0	2,1	10,6	29,9
2002	10,5	20,5	37,5	49,5	40,8	32,5	14,5	32,1	13,8	2	0	0	49,5
2003	24,2	17,1	24,2	22,2	37,2	25,4	16,2	23,8	42,7	0	5,1	0	42,7
2004	5,1	26,5	57,2	30	33,2	22	14,3	10,3	1	0	0	0	57,2
2005	6,9	30,1	18,1	19,6	20,6	30,8	12,3	3,1	53,2	0	0	2,9	53,2
2006	3,2	13,5	26,4	35,9	2,6	14,1	22,5	30,1	3	8,4	1,2	0	35,9
2007	40,5	34,7	62,5	24,9	8,3	5	19	20,9	21,1	0,8	4,5	0	62,5
2008	10,3	40	35,9	20,6	34,1	6,9	15,3	19,9	9,1	0	0	0	40
2009	42,5	10,8	16,6	34	27	10,1	34,4	15,1	10,9	10	0	19,9	42,5
Mean	16,9	23,2	32,2	29	26,36	21,15	21,1	20,83	17,82	6,53	2	2,97	

Annexe II – 3

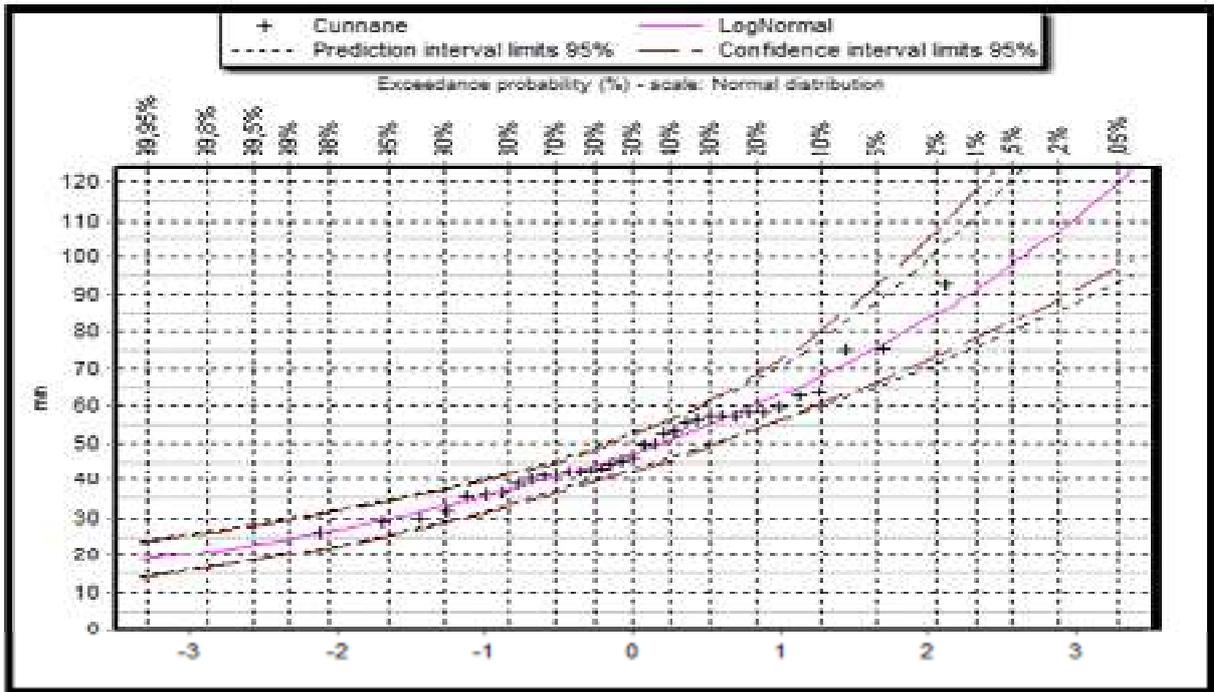


Fig.1 : Résultats de l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi LogNormal.

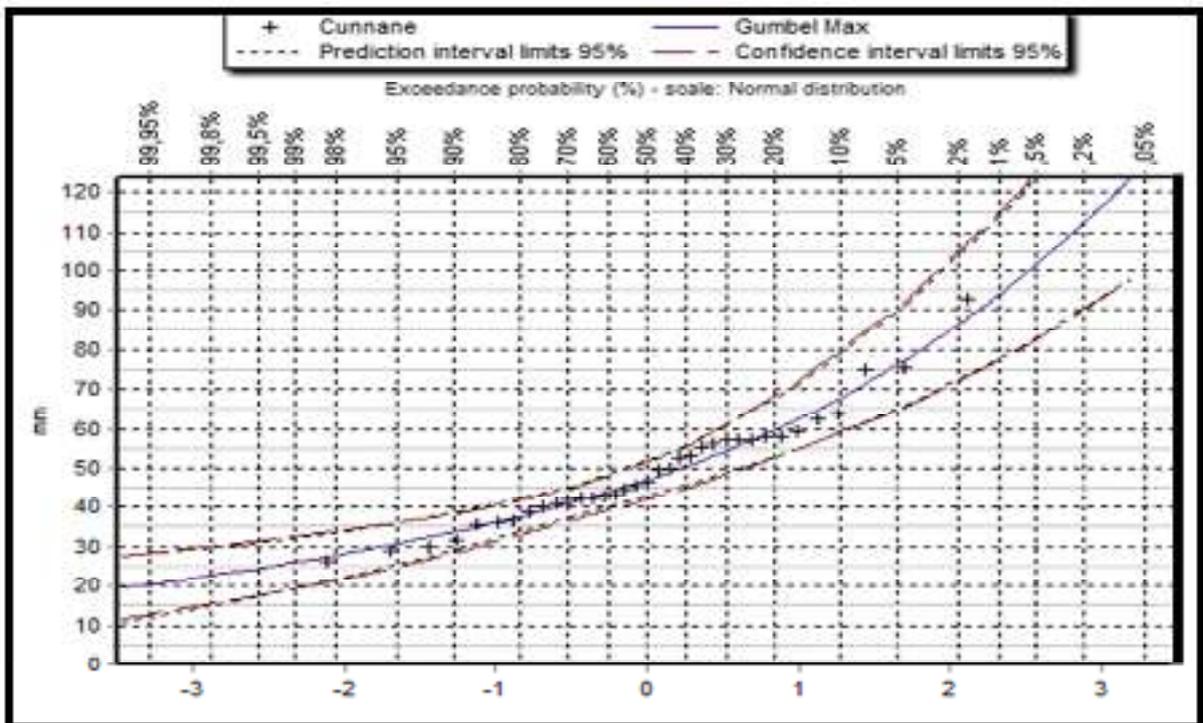


Fig.2 : Résultats de l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel.

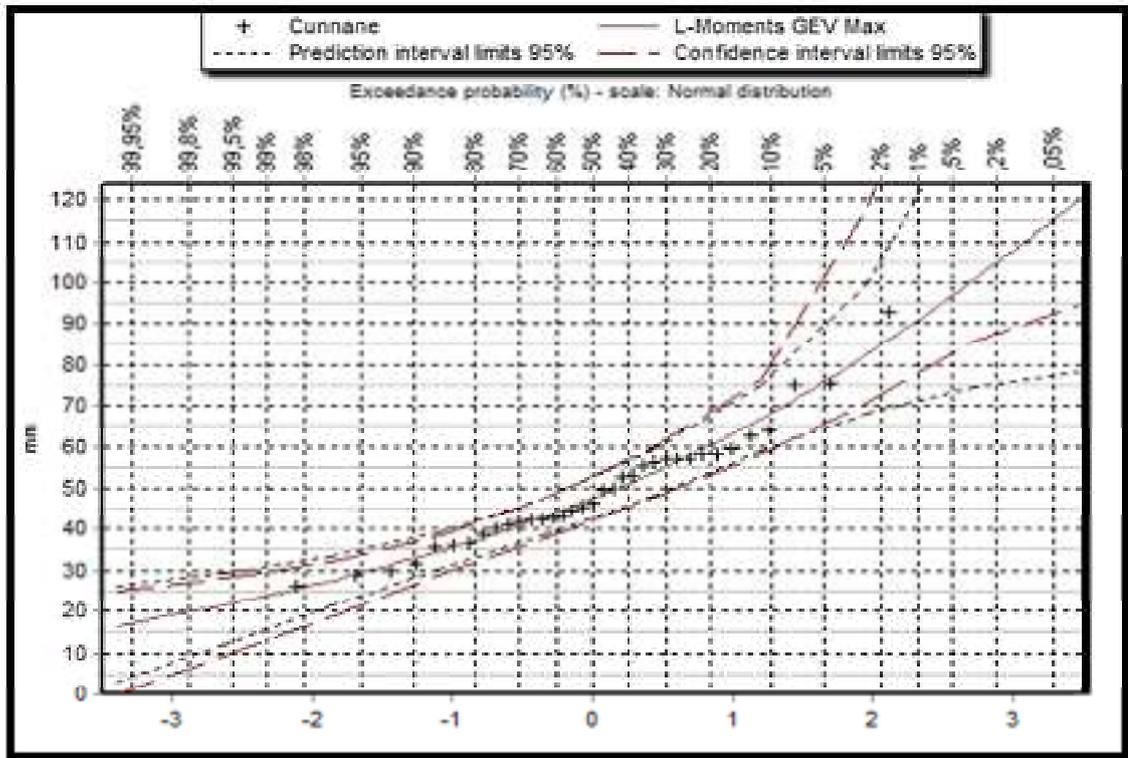


Fig.3 : Résultats de l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de GEV.

Annexe II – 6

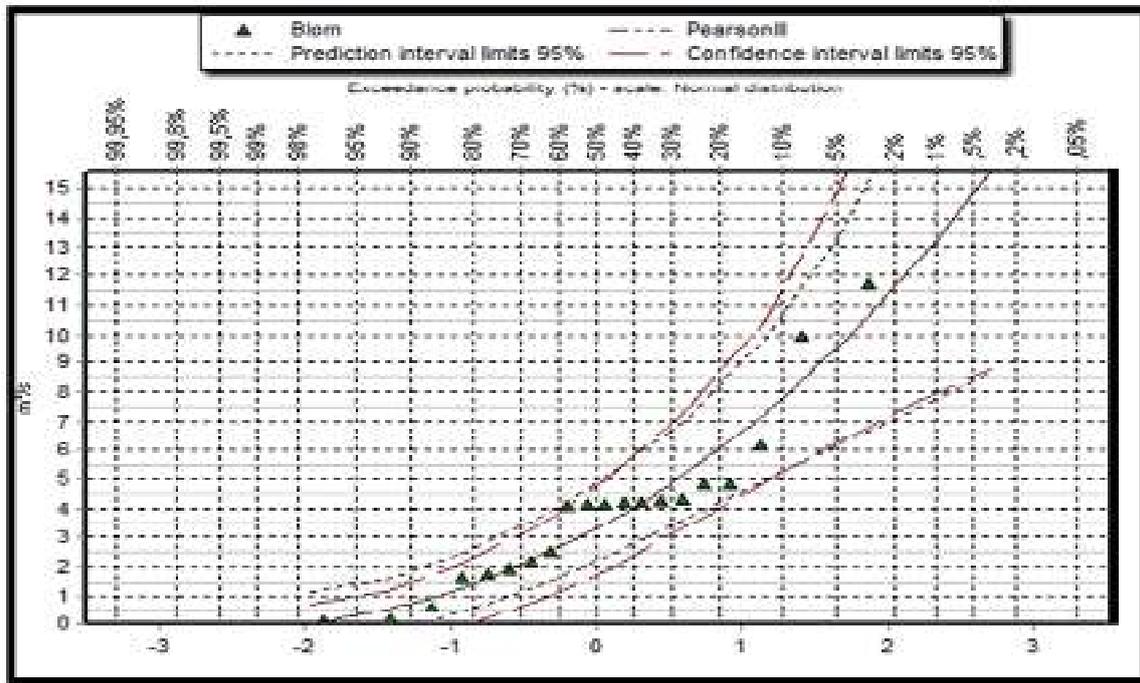


Fig.1 : Résultats de l'ajustement de la série des débits moyens mensuels transposés à la loi de *Pearson III*.

Annexe II – 7

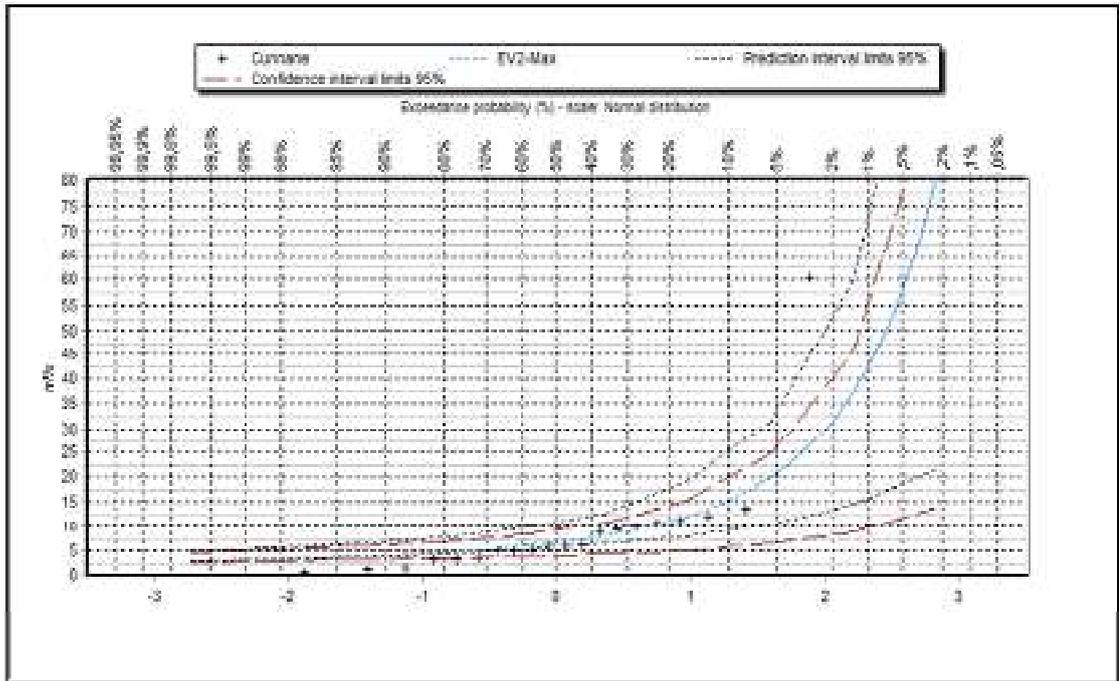


Fig.1 : Résultat de l'ajustement de la série des débits maximums journaliers à la loi de Gumbel (EV-2).

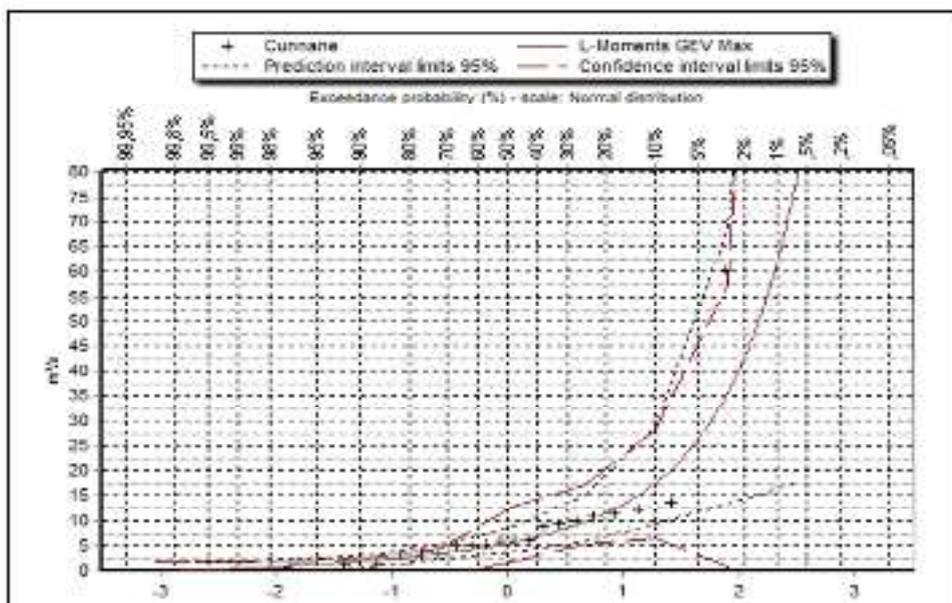


Fig.2 : Résultat de l'ajustement de la série des débits maximums journaliers à la loi de GEV.

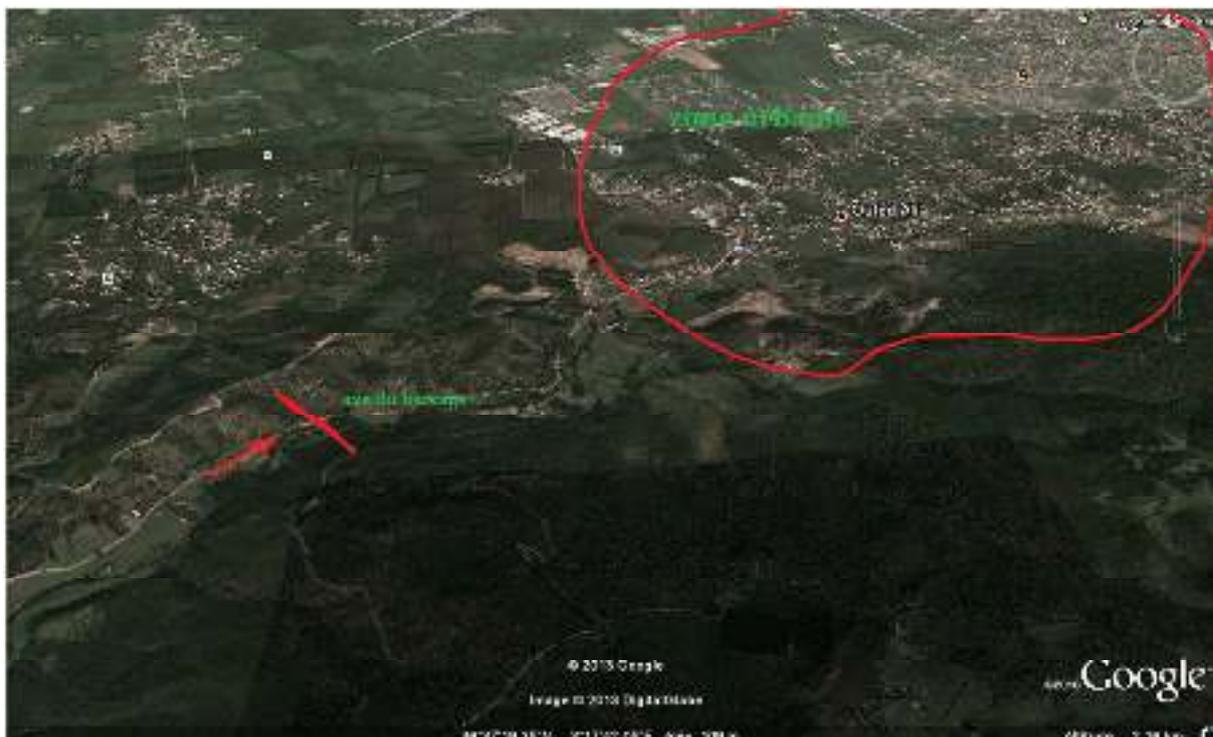
**Annexe II – 8**

Tableau : Hydrogrammes de crues correspondants à différentes périodes de retour.

Temps (heures)	Période de retour (ans)						
	10	20	50	100	500	1000	10000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00
0,5	0.52	0,95	1,56	2,24	5,08	7,19	22,61
1	2.09	3,80	6,24	8,96	20,33	28,77	90,43
1,5	4.69	8,56	14,04	20,16	45,73	64,74	203,47
2	8.34	15,21	24,96	35,85	81,30	115,09	361,72
2,5	13.03	23,76	39,01	56,01	127,03	179,83	565,19
<b>2,63</b>	<b>14.43</b>	<b>26,30</b>	<b>43,17</b>	<b>61,99</b>	<b>140,59</b>	<b>199,02</b>	<b>625,50</b>
3	14.19	21,13	28,29	14,19	112,96	159,91	502,57
3,5	10.27	15,29	20,47	10,27	81,73	115,70	363,63
4	7.14	10,64	14,24	7,14	56,87	80,50	253,00
4,5	4.73	7,04	9,42	4,73	37,64	53,28	167,44
5	2.93	4,36	5,84	2,93	23,32	33,01	103,74
5,5	1.66	2,47	3,30	1,66	13,19	18,67	58,68
5,82	1.08	1,60	2,15	1,08	8,57	12,13	38,12
6	0.82	1,22	1,63	0,82	6,52	9,23	29,02
6,5	0.33	0,49	0,65	0,33	2,59	3,67	11,54
7	0.09	0,13	0,17	0,09	0,68	0,96	3,03
7,5	0.01	0,01	0,01	0,01	0,06	0,08	0,25
7,89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00

*Annexe II – 9*

Figure : Photo aérienne du site du barrage.



Annexe II – 10

Tableau N°=1 : Résultats de la régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes par la méthode Bilan d'eau

mois	A80%	U	A80%-U	1er consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct.	4,657	1.6	3,057		1,28			-6,868	
Nov.	4,999	0.08	4,919	4,337	4,337	0	-3,811	-3,811	8.14
Déc.	6,01	0,08	5,93	9,256	9,256	0	1,108	1,108	
Jan.	5,962	0,08	5,882	15,186	15,186	0	7,038	7,038	
Fév.	4,834	0,07	4,764	21,068	21,068	0	12,92	12,92	
Mars	5,247	1,6	3,647	23,12	25,832	2,712	17,684	17,684	
Avril	4,909	3,12	1,789	23,12	26,767	3,647	21,331	21,331	
mai	4,929	5,15	-0,22	23,12	24,909	1,789	23,12	23,12	
Juin	4,44	7,69	-3,25	22,9	22,9	0	22,9	22,9	
Juil.	4,55	11,75	-7,2	19,65	19,65	0	19,65	19,65	
Aout	4,55	12,76	-8,21	12,45	12,45	0	12,45	12,45	
Sept.	4,413	7,37	-2,96	4,24	4,24	0	4,24	4,24	
				1,28	1,28	0	1,28	1,28	

Tableau N°=2 : Résultats de la régularisation saisonnière avec pertes par la méthode Bilan d'eau.

Mois	A80%	U80%	P	A80%-(U+P)	1er consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct.	4,657	1,6	0,062	2,995		1,28			-3,728	
Nov.	4,999	0,08	0,103	4,816	4,275	4,275	0	-0,733	-0,733	5.008
Déc.	6,01	0,08	0,159	5,771	9,091	9,091	0	4,083	4,083	
Jan.	5,962	0,08	0,230	5,652	14,862	14,862	0	9,854	9,854	
Fév.	4,834	0,07	0,295	4,469	20,514	20,514	0	15,506	15,506	
Mars	5,247	1,6	0,390	3,257	24,640	24,983	0,343	19,975	19,975	
Avril	4,909	3,12	0,382	1,407	24,640	27,897	3,257	23,232	23,232	
Mai	4,929	5,15	0,424	-0,64	24,640	26,047	1,407	24,639	24,639	
Juin	4,44	7,69	0,431	-3,68	23,995	23,995	0	23,994	23,994	
Juil.	4,55	11,75	0,374	-7,57	20,314	20,314	0	20,313	20,313	
aout	4,55	12,76	0,216	-8,426	12,740	12,740	0	12,739	12,739	
sept	4,413	7,37	0,076	-3,033	4,314	4,314	0	4,313	4,313	
					1,28	1,28	0	1,28	1,28	

Annexe III – 1

Tableau N°=1 : Vitesses admissibles dans le canal d'approche en fonction de la nature du sol et de la hauteur  $H + H_c$ .

Types de sols	Diamètre $d_{50}$ (mm)	$V_{adm}$ (m/s) pour différentes hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P)>5.0
Sable très fin	0.05 + 0.15	0.15 + 0.20	0.20 + 0.30	0.25 + 0.40	0.40 + 0.45	0.40 + 0.55
Sable fin	0.15 + 0.25	0.20 + 0.35	0.30 + 0.45	0.40 + 0.55	0.45 + 0.60	0.55 + 0.70
Sable moyen	0.25 + 1.0	0.35 + 0.50	0.45 + 0.60	0.55 + 0.70	0.60 + 0.75	0.70 + 0.85
Sable gros	1.0 + 2.5	0.50 + 0.75	0.60 + 0.75	0.70 + 0.80	0.75 + 0.90	0.85 + 1.00
Gravier fin	2.5 + 5.0	0.75 + 0.85	0.75 + 0.85	0.80 + 1.00	0.90 + 1.10	1.00 + 1.20
Gravier moyen	5.0 + 10	0.85 + 0.90	0.85 + 1.05	1.00 + 1.15	1.10 + 1.30	1.20 + 1.45
Cailloux fin	10 + 15	0.90 + 1.10	1.05 + 1.20	1.15 + 1.35	1.30 + 1.50	1.45 + 1.65
Cailloux moyen	15 + 25	1.10 + 1.25	1.20 + 1.45	1.35 + 1.65	1.50 + 1.85	1.65 + 2.00
Cailloux gros	25 + 40	1.25 + 1.50	1.45 + 1.85	1.65 + 2.10	1.85 + 2.30	2.00 + 2.45
Cailloux très gros	40 + 75	1.50 + 2.00	1.85 + 2.40	2.10 + 2.75	2.30 + 3.10	2.45 + 3.30
Petite pierre	75 + 100	2.00 + 2.45	2.40 + 2.80	2.75 + 3.20	3.10 + 3.50	3.30 + 3.80
Pierre moyenne	100 + 150	2.45 + 3.00	2.80 + 3.35	3.20 + 3.75	3.50 + 4.10	3.80 + 4.40
Grosse pierre	150 + 200	3.00 + 3.50	3.35 + 3.80	3.75 + 4.30	4.10 + 4.65	4.40 + 5.00
Petite bloc	200 + 300	3.50 + 3.85	3.80 + 4.35	4.30 + 4.70	4.65 + 4.90	5.00 + 5.50
Moyenne bloc	300 + 400	--	4.35 + 4.75	4.70 + 4.95	4.90 + 5.30	5.30 + 5.60
Grosse bloc	400 + 500	--	--	4.95 + 5.35	5.30 + 5.50	5.60 + 6.00
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90		3.10
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.00	3.40		3.70
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices		3.70	4.50	5.20		5.60
Roches cristallines, marbres et granites		16.0	20.0	23.0		25.0
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0		25.0

Tableau N°=2 : Valeurs du coefficient de Manning en fonction des caractéristiques du canal.

N°	Caractéristiques du canal	Coefficient "n"
1	Sol, de section prismatique, petit rayon de courbure et peu de végétation.	0.025
2	Sol, de section prismatique, rayon de courbure appréciable et peu de végétation.	0.030
3	Roche, de section prismatique, petit rayon de courbure et peu de végétation.	0.030
4	Roche, de section prismatique, rayon de courbure appréciable et peu de végétation	0.035

Annexe III – 3

Tableau N°=1 : Détermination de log K(h).

$h$ (m)	$b$ (m)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$P$ (m)	$R$ (m)	$C$	$K$	$\log(h)$	$\log K(h)$
0	15	0	15	0	0	0	-Inf	-Inf
0.2	15	3	15.4	0.19481	60.91	80.651	-0.69897	-0.69897
0.4	15	6	15.8	0.37975	68.078	251.71	-0.39794	-0.39794
0.6	15	9	16.2	0.55556	72.534	486.58	-0.22185	-0.22185
0.8	15	12	16.6	0.72289	75.788	773.25	-0.09691	-0.09691
1	15	15	17	0.88235	78.348	1103.9	0	0
1.2	15	18	17.4	1.0345	80.453	1472.9	0.079181	0.079181
1.4	15	21	17.8	1.1798	82.235	1875.8	0.14613	0.14613
1.6	15	24	18.2	1.3187	83.775	2308.8	0.20412	0.20412
1.8	15	27	18.6	1.4516	85.127	2769.2	0.25527	0.25527
2	15	30	19	1.5789	86.328	3254.3	0.30103	0.30103
2.2	15	33	19.4	1.701	87.406	3761.9	0.34242	0.34242
2.4	15	36	19.8	1.8182	88.382	4290.3	0.38021	0.38021
2.6	15	39	20.2	1.9307	89.271	4837.6	0.41497	0.41497
2.8	15	42	20.6	2.0388	90.085	5402.5	0.44716	0.44716
3	15	45	21	2.1429	90.835	5983.6	0.47712	0.47712
3.2	15	48	21.4	2.243	91.53	6579.9	0.50515	0.50515
3.4	15	51	21.8	2.3394	92.174	7190.1	0.53148	0.53148
3.6	15	54	22.2	2.4324	92.775	7813.5	0.5563	0.5563
3.8	15	57	22.6	2.5221	93.336	8449.1	0.57978	0.57978
4	15	60	23	2.6087	93.863	9096.1	0.60206	0.60206
4.2	15	63	23.4	2.6923	94.358	9753.9	0.62325	0.62325
4.4	15	66	23.8	2.7731	94.824	10422	0.64345	0.64345
4.6	15	69	24.2	2.8512	95.264	11099	0.66276	0.66276
4.8	15	72	24.6	2.9268	95.68	11786	0.68124	0.68124
5	15	75	25	3	96.075	12481	0.69897	0.69897
5.2	15	78	25.4	3.0709	96.45	13183	0.716	0.716
5.4	15	81	25.8	3.1395	96.806	13894	0.73239	0.73239
5.6	15	84	26.2	3.2061	97.145	14611	0.74819	0.74819
5.8	15	87	26.6	3.2707	97.468	15336	0.76343	0.76343
6	15	90	27	3.3333	97.777	16066	0.77815	0.77815
6.2	15	93	27.4	3.3942	98.072	16803	0.79239	0.79239
6.4	15	96	27.8	3.4532	98.355	17546	0.80618	0.80618
6.6	15	99	28.2	3.5106	98.625	18294	0.81954	0.81954
6.8	15	102	28.6	3.5664	98.885	19048	0.83251	0.83251
7	15	105	29	3.6207	99.134	19806	0.8451	0.8451
7.2	15	108	29.4	3.6735	99.373	20570	0.85733	0.85733
7.4	15	111	29.8	3.7248	99.603	21338	0.86923	0.86923
7.6	15	114	30.2	3.7748	99.825	22110	0.88081	0.88081
7.8	15	117	30.6	3.8235	100.04	22887	0.89209	0.89209
8	15	120	31	3.871	100.24	23667	0.90309	0.90309

$h(m)$	$\eta$	$\Phi(\eta)$	$\Phi(\eta) - \Phi(\eta_0)$	$\eta - \eta_0$	$(1 - \beta) * [\Phi(\eta) - \Phi(\eta_0)]$	$x_1 - x_0$	$L(m)$
4.74	3.8537	0.049805	0	0	0	0	0
4.69	3.813	0.050862	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	0.96928
4.64	3.7724	0.051919	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	1.9386
4.59	3.7317	0.052976	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	2.9078
4.54	3.6911	0.054033	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	3.8771
4.49	3.6504	0.055089	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	4.8464
4.44	3.6098	0.056146	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	5.8157
4.39	3.5691	0.057203	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	6.7849
4.34	3.5285	0.05826	0.0010569	-0.04065	-0.05943	-0.96928	7.7542
4.29	3.4878	0.059463	0.0012033	-0.04065	-0.067658	-1.049	8.8032
4.24	3.4472	0.061008	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	10.038
4.19	3.4065	0.062553	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	11.273
4.14	3.3659	0.064098	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	12.508
4.09	3.3252	0.065642	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	13.743
4.04	3.2846	0.067187	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	14.978
3.99	3.2439	0.068732	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	16.213
3.94	3.2033	0.070276	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	17.448
3.89	3.1626	0.071821	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	18.683
3.84	3.122	0.073366	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	19.918
3.79	3.0813	0.074911	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	21.152
3.74	3.0407	0.076455	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	22.387
3.69	3	0.078	0.0015447	-0.04065	-0.086859	-1.2349	23.622
3.64	2.9593	0.080033	0.0020325	-0.04065	-0.11429	-1.5006	25.123
3.59	2.9187	0.082065	0.0020325	-0.04065	-0.11429	-1.5006	26.624
3.54	2.878	0.084317	0.002252	-0.04065	-0.12663	-1.6201	28.244
3.49	2.8374	0.086756	0.002439	-0.04065	-0.13715	-1.722	29.966
3.44	2.7967	0.089195	0.002439	-0.04065	-0.13715	-1.722	31.688
3.39	2.7561	0.091634	0.002439	-0.04065	-0.13715	-1.722	33.409
3.34	2.7154	0.094073	0.002439	-0.04065	-0.13715	-1.722	35.131
3.29	2.6748	0.096764	0.0026911	-0.04065	-0.15132	-1.8592	36.991
3.24	2.6341	0.09961	0.0028455	-0.04065	-0.16	-1.9433	38.934
3.19	2.5935	0.10252	0.0029106	-0.04065	-0.16366	-1.9788	40.913
3.14	2.5528	0.10577	0.003252	-0.04065	-0.18286	-2.1647	43.077
3.09	2.5122	0.10902	0.003252	-0.04065	-0.18286	-2.1647	45.242
3.04	2.4715	0.11256	0.0035366	-0.04065	-0.19886	-2.3197	47.562
2.99	2.4309	0.11622	0.0036585	-0.04065	-0.20572	-2.3861	49.948
2.94	2.3902	0.11998	0.0037561	-0.04065	-0.2112	-2.4392	52.387
2.89	2.3496	0.12404	0.004065	-0.04065	-0.22858	-2.6075	54.995
2.84	2.3089	0.12811	0.004065	-0.04065	-0.22858	-2.6075	57.602
2.79	2.2683	0.1328	0.0046992	-0.04065	-0.26423	-2.9528	60.555
2.74	2.2276	0.13768	0.004878	-0.04065	-0.27429	-3.0502	63.605
2.69	2.187	0.14269	0.0050081	-0.04065	-0.2816	-3.1211	66.726
2.64	2.1463	0.14798	0.0052846	-0.04065	-0.29715	-3.2716	69.998
2.59	2.1057	0.15326	0.0052846	-0.04065	-0.29715	-3.2716	73.269
2.54	2.065	0.15924	0.0059837	-0.04065	-0.33646	-3.6524	76.922
2.49	2.0244	0.16534	0.0060976	-0.04065	-0.34286	-3.7143	80.636
2.44	1.9837	0.17193	0.0065854	-0.04065	-0.37029	-3.98	84.616

2.39	1.9431	0.17938	0.0074553	-0.04065	-0.41921	-4.4537	89.07
2.34	1.9024	0.18751	0.0081301	-0.04065	-0.45715	-4.8212	93.891
2.29	1.8618	0.19564	0.0081301	-0.04065	-0.45715	-4.8212	98.712
2.24	1.8211	0.20435	0.0087073	-0.04065	-0.48961	-5.1356	103.85
2.19	1.7805	0.21017	0.0058211	-0.04065	-0.32732	-3.5638	107.41
2.14	1.7398	0.21688	0.0067073	-0.04065	-0.37715	-4.0464	111.46
2.09	1.6992	0.23624	0.019366	-0.04065	-1.0889	-10.94	122.4
2.04	1.6585	0.24844	0.012195	-0.04065	-0.68573	-7.035	129.43
1.99	1.6179	0.26256	0.014122	-0.04065	-0.79407	-8.0843	137.52
1.94	1.5772	0.27765	0.015089	-0.04065	-0.84847	-8.6112	146.13
1.89	1.5366	0.2939	0.016252	-0.04065	-0.91384	-9.2443	155.37
1.84	1.4959	0.31203	0.01813	-0.04065	-1.0194	-10.267	165.64
1.79	1.4553	0.33259	0.020561	-0.04065	-1.1561	-11.591	177.23
1.74	1.4146	0.35622	0.023626	-0.04065	-1.3285	-13.26	190.49
1.69	1.374	0.38251	0.026293	-0.04065	-1.4784	-14.712	205.2
1.64	1.3333	0.41333	0.030821	-0.04065	-1.7331	-17.178	222.38
1.59	1.2927	0.44895	0.035618	-0.04065	-2.0028	-19.791	242.17
1.54	1.252	0.49116	0.042211	-0.04065	-2.3735	-23.381	265.55
1.49	1.2114	0.54307	0.051902	-0.04065	-2.9184	-28.659	294.21
1.44	1.1707	0.60676	0.063691	-0.04065	-3.5813	-35.079	329.29
1.39	1.1301	0.69181	0.085057	-0.04065	-4.7827	-46.714	376.01
1.34	1.0894	0.81422	0.12241	-0.04065	-6.8829	-67.054	443.06

Annexe III – 4

Tableau : Calcul des vitesses critiques.

Section	$y$	$v$	$R$	$V_{cr}$
1	7,74	4,170	3,809	44,360
2	7,64	4,225	3,785	44,222
3	7,54	4,281	3,760	44,082
4	7,44	4,339	3,735	43,939
5	7,34	4,398	3,710	43,794
6	7,24	4,458	3,684	43,647
7	7,14	4,521	3,658	43,497
8	7,04	4,585	3,631	43,344
9	6,94	4,651	3,605	43,189
10	6,84	4,719	3,577	43,031
11	6,74	4,789	3,550	42,870
12	6,64	4,861	3,522	42,706
13	6,54	4,936	3,494	42,539
14	6,44	5,012	3,465	42,369
15	6,34	5,091	3,436	42,195
16	6,24	5,173	3,406	42,019
17	6,14	5,257	3,376	41,839
18	6,04	5,344	3,346	41,656
19	5,94	5,434	3,315	41,469
20	5,84	5,527	3,283	41,278
21	5,74	5,624	3,252	41,083
22	5,64	5,723	3,219	40,885
23	5,54	5,827	3,186	40,682
24	5,44	5,934	3,153	40,475
25	5,34	6,045	3,119	40,264
26	5,24	6,160	3,085	40,048
27	5,14	6,280	3,050	39,828
28	5,04	6,405	3,014	39,603
29	4,94	6,534	2,978	39,373
30	4,84	6,669	2,942	39,137
31	4,74	6,810	2,904	38,896
32	4,64	6,957	2,867	38,650
33	4,54	7,110	2,828	38,398
34	4,44	7,270	2,789	38,139
35	4,34	7,438	2,749	37,875
36	4,24	7,613	2,709	37,604
37	4,14	7,797	2,668	37,326
38	4,04	7,990	2,626	37,041
39	3,94	8,193	2,583	36,749
40	3,84	8,406	2,540	36,449
41	3,74	8,631	2,496	36,141

42	3,64	8,868	2,451	35,825
43	3,54	9,118	2,405	35,500
44	3,44	9,384	2,358	35,165
45	3,34	9,664	2,311	34,821
46	3,24	9,963	2,263	34,467
47	3,14	10,280	2,213	34,102
48	3,04	10,618	2,163	33,726
49	2,94	10,979	2,112	33,339
50	2,84	11,366	2,060	32,938
51	2,74	11,781	2,007	32,525
52	2,64	12,227	1,953	32,097
53	2,54	12,708	1,897	31,655
54	2,44	13,229	1,841	31,197
55	2,34	13,795	1,784	30,723
56	2,24	14,410	1,725	30,230
57	2,14	15,084	1,665	29,719
58	2,04	15,823	1,604	29,186
59	1,94	16,639	1,541	28,632
60	1,84	17,543	1,478	28,054
61	1,74	18,551	1,412	27,450
62	1,64	19,683	1,346	26,818
63	1,54	20,961	1,278	26,156
64	1,44	22,416	1,208	25,459
65	1,34	24,089	1,137	24,726

Annexe III – 5

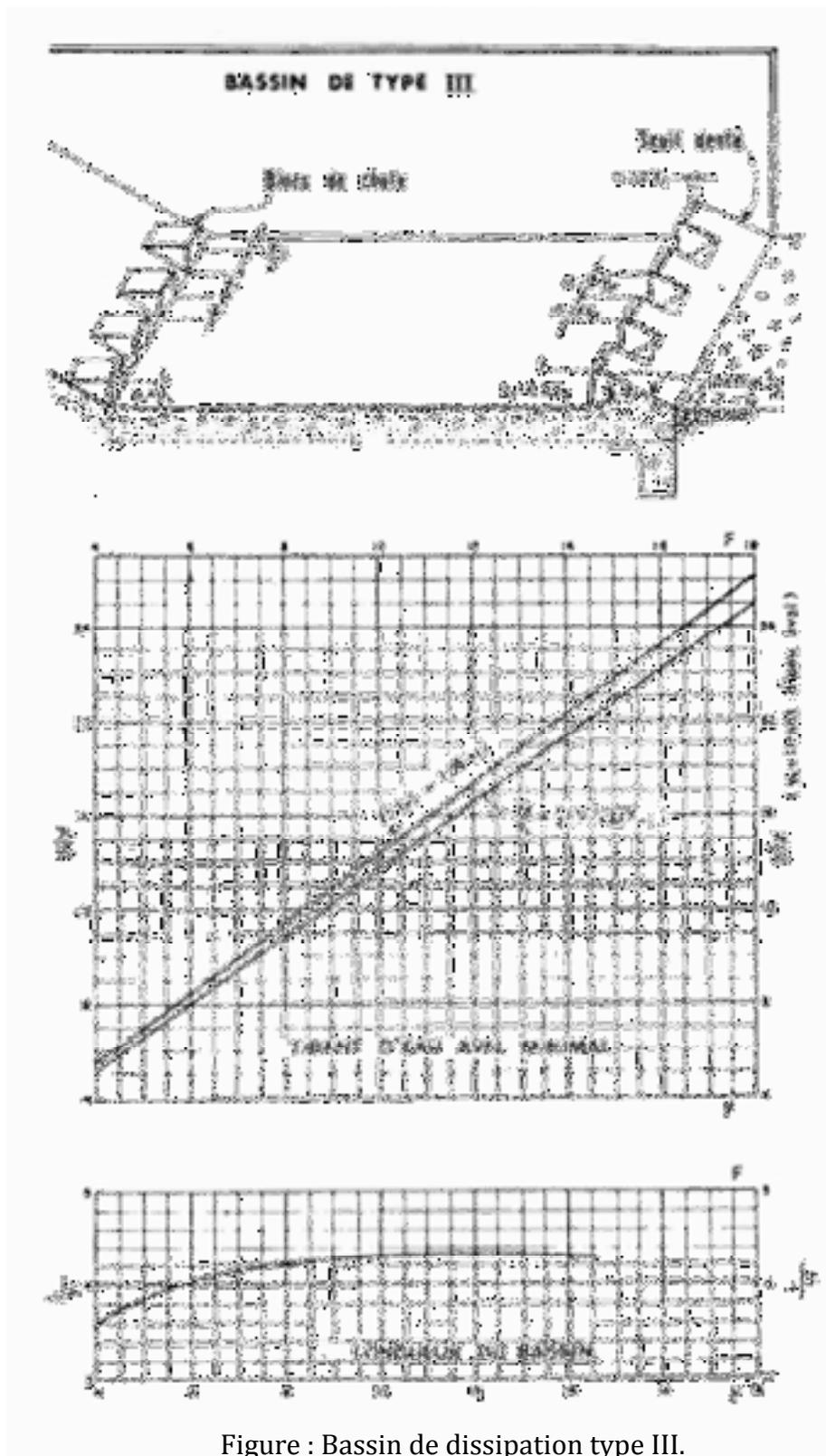


Figure : Bassin de dissipation type III.

Annexe III –

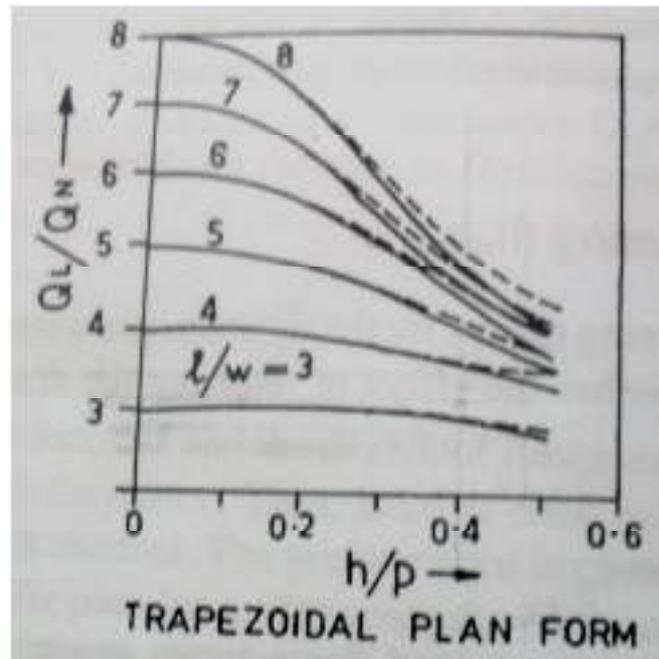


Figure N°=1 : Diagramme de conception du deversoir labyrinthe (Hay et Taylor 1970).

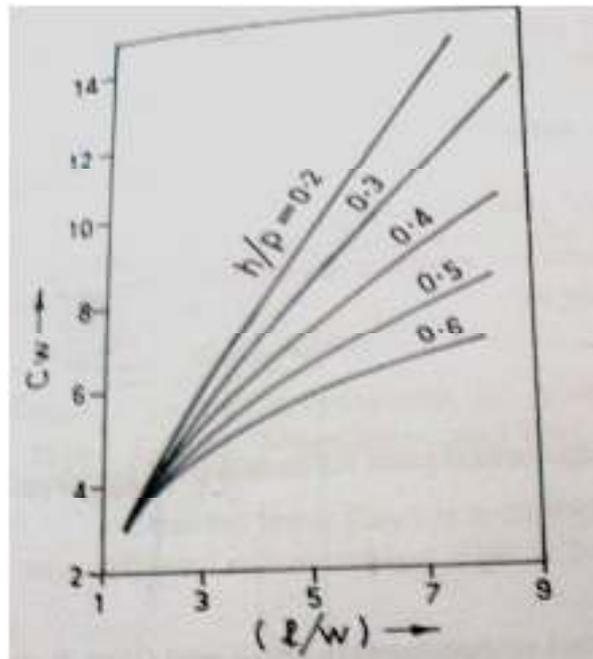


Figure N°=2 :  $C_w$  en fonction de  $l/w$  (Darvas 1971).

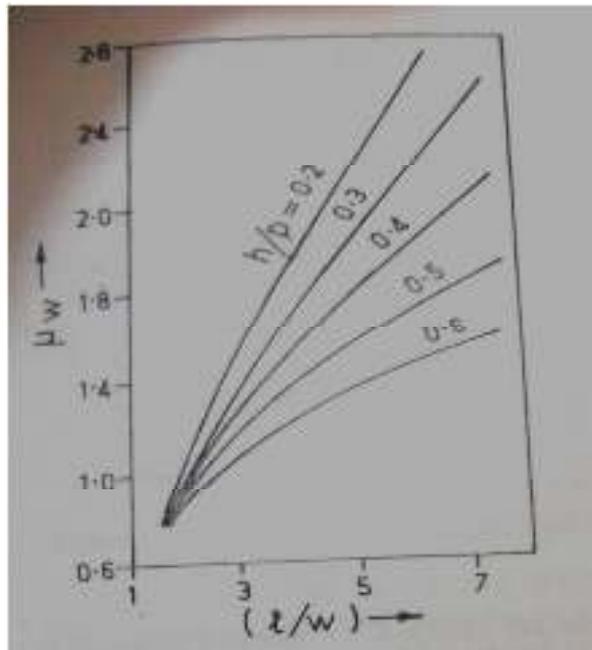


Figure N°=3 :  $\mu_w$  en fonction de  $l/w$  (Magalhaes 1985).

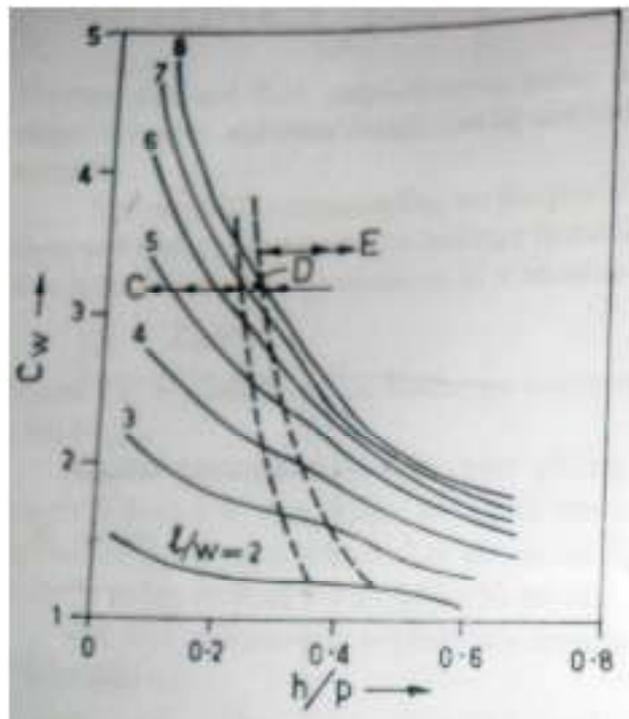


Figure N°=4 :  $C_w$  en fonction de  $h/p$  (Lux et Hinchcliff 1985).

*Annexe V – 1*

Tableau N°=1 : débit de l'oued en fonction de la hauteur d'eau.

<i>h</i>	<i>S</i>	<i>P</i>	<i>R</i>	<i>C</i>	<i>Q</i>
0,2	3	15,4	0,195	16,920	2.240
0,4	6	15,8	0,380	18,911	6.992
0,6	9	16,2	0,556	20,148	13.516
0,8	12	16,6	0,723	21,052	21.479
1	15	17	0,882	21,763	30.665
1,2	18	17,4	1,034	22,348	40.914
1,4	21	17,8	1,180	22,843	52.104
1,6	24	18,2	1,319	23,271	64.135
1,8	27	18,6	1,452	23,646	76.922
2	30	19	1,579	23,980	90.397
2,2	33	19,4	1,701	24,279	104.498
2,4	36	19,8	1,818	24,551	119.174
2,6	39	20,2	1,931	24,797	134.378
2,8	42	20,6	2,039	25,024	150.069
3	45	21	2,143	25,232	166.212
3,2	48	21,4	2,243	25,425	182.774
3,4	51	21,8	2,339	25,604	199.725
3,6	54	22,2	2,432	25,771	217.041
3,8	57	22,6	2,522	25,927	234.697
4	60	23	2,609	26,073	252.670
4,2	63	23,4	2,692	26,210	270.943
4,4	66	23,8	2,773	26,340	289.496
4,6	69	24,2	2,851	26,462	308.313
4,8	72	24,6	2,927	26,578	327.380
5	75	25	3,000	26,687	346.681
5,2	78	25,4	3,071	26,792	366.204
5,4	81	25,8	3,140	26,890	385.937
5,6	84	26,2	3,206	26,985	405.869
5,8	87	26,6	3,271	27,074	425.989
6	90	27	3,333	27,160	446.289

Annexe V – 2

Tableau : calcul du temps de vidange du barrage.

N°	Côte Niveau d'eau (m)	Côte Moyenne (m)	Z (m)	Z <sup>1/2</sup>	Q (m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )	T(s)
1	169,1	–	–	–	–	–	–
2	168,1	168,6	57,6	7,59	49,61	1,171	23603,08
3	167,1	167,6	56,6	7,52	49,18	1,172	23831,01
4	166,1	166,6	55,6	7,46	48,74	1,171	24023,84
5	165,1	165,6	54,6	7,39	48,30	1,171	24242,84
6	164,1	164,6	53,6	7,32	47,86	1,025	21417,29
7	163,1	163,6	52,6	7,25	47,41	1,009	21282,43
8	162,1	162,6	51,6	7,18	46,96	1,008	21466,37
9	161,1	161,6	50,6	7,11	46,50	1,009	21698,96
10	160,1	160,6	49,6	7,04	46,04	1,008	21894,89
11	159,1	159,6	48,6	6,97	45,57	0,871	19112,74
12	158,1	158,6	47,6	6,90	45,10	0,855	18957,70
13	157,1	157,6	46,6	6,83	44,62	0,855	19160,03
14	156,1	156,6	45,6	6,75	44,14	0,855	19368,98
15	155,1	155,6	44,6	6,68	43,66	0,855	19584,91
16	154,1	154,6	43,6	6,60	43,16	0,716	16587,95
17	153,1	153,6	42,6	6,53	42,67	0,7	16406,51
18	152,1	152,6	41,6	6,45	42,16	0,7	16602,53
19	151,1	151,6	40,6	6,37	41,65	0,7	16805,75
20	150,1	150,6	39,6	6,29	41,14	0,7	17016,63
21	149,1	149,6	38,6	6,21	40,61	0,564	13887,00
22	148,1	148,6	37,6	6,13	40,08	3,549	88539,09
23	147,1	147,6	36,6	6,05	39,55	-2,45	-61951,03
24	146,1	146,6	35,6	5,97	39,00	0,55	14101,35
25	145,1	145,6	34,6	5,88	38,45	0,55	14303,67
26	144,1	144,6	33,6	5,80	37,89	0,412	10873,03
27	143,1	143,6	32,6	5,71	37,32	0,397	10636,65
28	142,1	142,6	31,6	5,62	36,75	0,397	10803,64
29	141,1	141,6	30,6	5,53	36,16	0,397	10978,75
30	140,1	140,6	29,6	5,44	35,57	0,397	11162,66
31	139,1	139,6	28,6	5,35	34,96	0,267	7637,50
32	138,1	138,6	27,6	5,25	34,34	0,253	7366,97
33	137,1	137,6	26,6	5,16	33,71	0,253	7504,17
34	136,1	136,6	25,6	5,06	33,07	0,252	7619,10
35	135,1	135,6	24,6	4,96	32,42	0,253	7803,26
36	134,96	135,03	24,03	4,90	32,04	0,032	998,61
La somme							545328,86