

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرابوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME:

ETUDES DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE IGLI (W.BECHAR)

Présenté par :

OUMELLAL Thinhinane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	MCA	Président
A. ZEROUAL	MCA	Examineur
M.BOUZIANE	MAA	Examineur
I.ZAIBAK	MAA	Promoteur

Session Novembre 2020



Remerciements

J'adresse tous mes remerciements à

Gloire soit rendu au Dieu tout puissant le très miséricordieux

pour tous ses bienfaits dont il m'a comblé et de m'avoir donné le courage et la force pour réaliser ce modeste travail


*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon promoteur de mémoire **Monsieur ZAIBAK**, Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé. Et sa disponibilité son sens d'écoute et d'échange.*

*Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation notamment **Monsieur ZEROUEL**, professeur **K.MIHOUBI**, **Monsieur AMMARI**, **Madame DJOUDAR**, **Madame** et **Monsieur HADJ SADOK** pour leurs qualités en pédagogie, leur passion et leur enthousiasme à aider les étudiants dans leur parcours universitaire méritent d'être soulignés.*

*Un grand **MERCI** pour tous les enseignants qui ont contribué à mon succès.*

Je suis reconnaissante au département pour avoir accepté l'expertise de ce Mémoire et à la ANBT de m'avoir autorisé l'accès à leurs données.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail





Dédicace


Je dédie cette mémoire

A mes chers parents Pour leur amour, leur patience, leur confiance en moi plus précisément Ma mère pour son soutien moral, et mon père pour son soutien économique tout au long de mes études.

À ma sœur pour sa présence, son écoute, ses encouragements et ses conseils, et mes deux frères.

À Mr. Selmane cette personne très chère à mon cœur qui me souhaite tout le succès.

À mes amis pour leur écoute et leurs sourires. pour les riches échanges et les moments partagés au cours de ce voyage universitaire



ملخص

تتمتع ولاية بشار بإمكانيات هيدرولوجية وزراعية سياحية ضخمة وتتميز هيدرولوجي المنطقة بالتدفق الغير المنتظمة التي تسبب فيضانات في هذا السياق اقترحت الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات مشروع إنشاء سدًا بواد غير بولاية بشار بهدف زيادة قدرة التزويد بالمياه وتغطية طلبا تسقي الأراضي الفلاحية بالمنطقة.

وفي هذا الإطار قمنا بإجراء دراسة شاملة تضم العديد من المحاور منها الجيولوجية ، الطبوغرافية و الهيدرولوجية. قمنا بدراسة نوعين مختلفين لجهاز صرف الفيضانات وفي النهاية تم اختيار الأمثل و الأقل كلفة ثم ندرس بقية الأعمال المساعدة وننتهي بدراسة التأثير.

كلمات مفتاحية: الصحراء، اقلي، الاعمال المساعدة، علم المياهيات

Résumé

La Wilaya de Béchar recèle d'énormes potentialités hydroagricoles, minières et touristiques, l'hydrologie de la région se caractérise par des écoulements irréguliers et des crues violentes à l'origine d'inondations particulièrement destructrices, Dans ce contexte, l'agence nationale des barrages et transferts a proposé de réaliser le barrage IGLI dans le oued Guir dans la willaya d'Bechar pour augmenter la capacité d'alimentations d'eau et satisfaire les besoins des périmètres d'irrigations dans la région.

Dans ce contexte, nous avons mené une étude approfondie qui comprend de nombreux axes, notamment géologique, topographique et hydrologique. Nous avons étudié deux types différents des évacuateurs des crues et au final, le meilleur et le moins cher a été choisi.

Ensuite études le reste des ouvrages annexes et on a terminé par étude d'impact.

Mots clé : sahara, ouvrages annexes, igli, hydrologie

Abstract

The city of Béchar has huge hydro-agricultural, mining and tourism potentialities. The hydrology of the region is characterized by irregular flows and violent floods that cause particularly destructive floods which characterize the hydrology of the region. As a consequence, the national agency of dams and transfers proposed to release the dam of IGLI in the wilaya of Bechar in order to increase the capacity of water supplies and to satisfy the needs of irrigation perimeters in the region.

Thus, we have carried out in-depth studies which include many axes, in particular geological, topographical and hydrological ones. We looked at two different types of spillways and in the end the best and the cheapest was chosen; then we have studied the rest of the ancillary works and we finished with an impact study.

Key words: sahara, ancillary works, igli, hydrology

TABLE DES MATIERES

Introduction General	1
----------------------------	---

Chapitre I : étude géologique et géotechnique

I. Introduction	2
I.1. Cadre géographique.....	2
I.2. Encadrement géologique, géomorphologique et hydrogéologique.....	2
I.2.1. Cadre géomorphologique	2
I.2.2. Cadre géologique	3
I.2.3. Cadre sismologique	5
I.2.4. Cadre hydrogéologique régional	7
I.3. Reconnaissances géophysique et géotechnique	8
I.4. Choix de l'axe d'implantation.....	12
I.5. Conditions géotechniques de la retenue	13
I.6. Matériaux de construction.....	14

Chapitre II: Etude hydrologique

II. Introduction	15
II.1. Caractérisation climatologique.....	15
II.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	17
II.3. Caractéristiques de forme :.....	17
II.4. Paramètres du relief :	18
II.5. caractéristiques hydrographiques :	23
II.6. données pluviométriques :.....	26
.II.6.1. Homogénéisation des données :	27
II.6.2. Les pluies maximales journalières	30
II.7. études des apports :	39

II.7.1. Les apports liquides :	39
II.7.2. Les apports fréquents :	41
II.7.3. Caractéristiques de l'écoulement :	44
II.7.4. Les apports solides et l'estimation du volume mort :	44
II.8. Etude des crues :	45
II.8.1. Estimation de débit de crue par les formules empiriques :	45
II.8.2. Hydrogramme de crue:	49
II.8.3. Choix de la crue de projet :	50
II.8.4. Choix de la crue de chantier.	52
II.9. régularisation de l'écoulement:	53
II.9.1. Courbes caractéristiques de la retenue :	54
II.9.2. Calcul du volume utile :	55
I.9.2.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	56
I.9.2.2. La Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):	58
II.10. Laminage des crues :	61
II.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)	62
II.10.2. Principe de la méthode de solution:.....	62
II.11. Etude d'optimisation	65
II.11.1. Revanche	65
II.11.2. Niveau de crête de la retenue :	66
II.11.3. Calcul des coûts.....	67
II.12. Conclusion :	71

Chapitre III : études des variantes

III. Introduction :	72
III.1 La variante retenue de la digue pour le barrage d'IGLI :	72
III.2 Conception de la variante de l'évacuateur de crues :	74
III.2.1 Différents types d'évacuateurs de crue :	75

III.2.2 Choix de l'évacuateur de crue :	77
III.3. Evacuateur latéral à entonnement latéral :	79
III.3.1. Canal d'amenée :	79
III.3.2. Déversoir.....	80
III.3.2.1 quadrant amont :	80
III.3.2.2 Quadrant aval :.....	81
III.3.3. l'auge de réception :.....	83
III.3.3.1 Dimensionnement de l'auge de réception :.....	83
III.3.4. Chenal d'écoulement :	85
III.3.5 Détermination de la hauteur des murs bajoyers.....	87
III.3.6. le convergent :.....	88
III.3.7. Coursier :.....	89
III.3.7.1 Calcul de la ligne d'eau.....	90
II.3.7.2. Détermination de la hauteur des murs bajoyers :	92
III.3.7.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :.....	92
III.3.8. Bassin de dissipation :	92
III.3.8.1. Calcul des paramètres du bassin de dissipation :	93
III.3.8.1.1 calcul des hauteurs conjugué h1 et h2 :	93
III.3.8.2. Détermination des caractéristiques du bassin :	94
III.3.8.3 Dimensionnement des blocs Chicane :.....	94
III.3.8.4 La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation :.....	95
III.3.9. Calcul de la risberme :	95
III.3.10 .Canal de restitution :	95
III.4.Évacuateur de crue latéral a entonnement frontal.....	97
III.4.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe :.....	97
III.4.1.1 Calcule de débit normal :	97

III.4.1.2	Calcule la géométrie de déversoir :.....	98
III.4. 2.	Chenal d'écoulement :.....	99
III.4.3.	Détermination de la hauteur des murs bajoyers :.....	100
III.4.4.	le convergent :.....	100
III.4.5.	le coursier :.....	102
III.4.5.1.	Calcul de la ligne d'eau :	103
III.4.5.2.	La hauteur des murs bajoyers sur le coursier :.....	105
III.4.5.3.	Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier:.....	105
III.4.6.	Dissipateur d'énergie :	106
III.4.6.1.	Calcul des paramètres du bassin de dissipation :	106
III.4.6.2.	le calcul de h1 et h2 :.....	107
III.4.6.3.	Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :.....	109
III.4.6.4.	Dimensionnement des blocs Chicanes :.....	109
III.4.6.5.	La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation :	110
III.4.7.	Canal de restitution :	110
III.4.8.	Calcul de la risberme :	111
Conclusion :	111

Chapitre IV : Etudes des ouvrages annexes

IV.	Introduction:..	113
IV.1	dérivation provisoire :.....	113
IV.1.1	organes de dérivation provisoire.....	114
IV.1.2	type de dérivation :	114
IV.1.3	L'emplacement de l'ouvrage de dérivation :.....	114
IV.1.4	Choix de la crue de dimensionnement :.....	114
IV.1.5	succession des travaux :.....	115
IV.1.6	Dimensionnement de la dérivation provisoire :.....	115

IV.1.6.1 Calcul du canal :	115
IV.1.6.2 Dimensionnement de la galerie :	127
IV.1.6.3 Laminage de crues de chantier :	119
IV.1.6.4 les Batardeau :	120
IV.1.6.5 Calcul d'optimisation de la dérivation :	121
IV.1.6.7 Dissipateur d'énergie :	126
IV.1.6.8 Choix et calcul de l'ouvrage de restitution :	128
IV.1.7 : Construction du batardeau :	129
IV.2. Vidange de fond :	131
IV.2.1 Différents types d'ouvrages de vidange :	131
IV.2.2 Choix de la variante :	132
IV.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :	132
IV.3. La prise d'eau :	137
IV.3.1/ Différentes type de prise d'eau :	137
IV.3.2. Choix de la variante :	137
IV.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de la prise d'eau :	138
IV.4. Equipements hydromécaniques :	141
IV.5. Conclusion :	142

Chapitre V : Organisation de chantier

V. Introduction:	143
V.1 Participants à l'acte de construire:	143
V.2 Installations du chantier:	144
V.2.1 Définition d'un chantier:	144
V.2.2. Plan d'installation de chantier (PIC):	144
V.2.3 Les moyens de chantier :	146
V.3 Le devis quantitatif et estimatif :	147
V.4 La Planification :	148

V.4.1 Définition :	148
V.4.2 Techniques de planification :	148
V.4.5. Détermination du chemin critique :	151
V.5. Conclusion :	151

Chapitre VI : Etudes d'impact

VI. Introduction :	152
VI.1 Impacts sur le milieu naturel :	152
VI.2 Impacts sur le milieu humain.....	153
VI.3 Impacts positifs du projet	155
VI.4 Méthodes et moyens de prévention :	156
VI.5 Conclusion :	158
VI. Conclusion générale.....	159
Les Référence.....	160
Les annexes	161

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.1.: Encadrement géographique du site du barrage d'Igli (source : googleearth).....	2
Figure I.2.1 : Encadrement géologique de la zone en étude (extrait de la Carte de la Hamada du Guir à l'échelle 1:500 000).	4
Figure I.2.2 : Massif rocheux des rives droite et gauche (vue vers amont).....	5
Figure I.2.3 : Principaux domaines morpho-structuraux en Algérie et Maroc.	6
Figure I.2.4 Carte de zones sismiques de l'Algérie et le zonage global de différentes wilayas.....	6
Figure II.4.1. Bassin versant du barrage IGLI	19
Figure II.4.2 Courbe hypsométrique	20
Figure II.5.1 : Ordres des cours d'eau du bassin versant intermédiaire selon Schumm.	23
Figure II.6.1 : Représentation graphique de la loi Log-normale (station de Bechar)	33
Figure II.6.2 Représentation graphique de la Gumbel (station de Bechar)	35
Figure II.6.3 Représentation graphique de la loi Log-normale (station d'Abadla)	36
Figure II.6.4 : Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Abadla).....	38
Figure II.7.1. répartition mensuelle de l'apport moyen	41
Figure II.7.2. Représentation graphique de la Log normal (station Djorf Torba)	43
Figure II.7.3 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	44
Figure II.8.1. Hydrogramme des crues probables en fonction du temps	50
Figure II.8.2: Hydrogramme de crue de projet (Q0.1%)	52
Figure II.8.3: Hydrogramme de crue de projet (Q 5%)	53
Figure. II.9.1 : Capacités-Surfaces-Hauteur	55
Figure. II.9.2: courbe volumétrique	55
Figure II.10.1. Laminage à travers un barrage.....	62
Figure II.10.2 : Modélisation de la courbe surface- hauteur.....	63
Figure II.10.3: Courbe caractéristique du barrage	64
Figure II.10.4 : Hydrogrammes d'entrée et de sorties.....	64
Figure II.11.1 : courbe d'optimisation	71
Figure III.1.1 : Profil d'un barrage en enrochement	74
Figure III.3.1. Description de l'évacuateur de crue latéral.	79
Figure III.3.2.. définition du système des coordonnées	80
Figure III.3.3. : profil du quadrant aval	82

Figure III.3.4.: Dimensions du déversoir	82
Figure III.3.5: les différentes largeurs aux sites.....	84
Figure III.3.6 : le convergent	88
Figure III.3.7: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.	91
Figure III.3.8 : Schéma du bassin de dissipation USBR type III.....	94
Figure III.4.1 : la géométrie de déversoir labyrinthe	97
Figure III.4.2 : le convergent	102
Figure III.4.3 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.	105
Figure III.4.4 : différents paramètres du bassin de dissipation.....	107
Figure III.4.5: Dissipateur à ressaut hydraulique.....	109
Figure IV.1.1 :Schéma de calcul.....	122
Figure IV.1.2 : Courbe d'optimisation.....	125
Figure IV.2.1 : figure tubulaire	132
Figure IV.3.1 : Ouvrage de prise avec tour.....	138

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.3.1 : résultat des essais au laboratoire du massif rocheux	10
Tableau I.3.2 :Résultats des analyses granulométriques des alluvions.....	11
Tableau II.1.1: Températures moyennes mensuelles (C°) relevées aux stations de Béchar et de Béni-Abbés	15
Tableau II.1.2 : Humidité de l'air (%) enregistrée à la station de Béchar	16
Tableau II.3.1 :Indices de forme	18
Tableau II.4.1 :Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude	19
Tableau III.4.2 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau	21
Tableau II.4.3 : les différents altitudes	21
Tableau II .4.4 :Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).....	22
Tableau II.5.1 : Paramètres de caractérisation du système de drainage du BV.....	24
Tableau II.5.2 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant	25
Tableau II.6.1 : présentées les stations pluviométriques considérées.....	26
Tableau II.6.2: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Bechar)	26
Tableau II.6.3: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Abadla)	27
Tableau II.6.4: Résultats du test de la médiane (Station de Bechar)	28
Tableau II.6.5: Résultats du test de la médiane (Station de Abadla)	29
Tableau II.6.6 : Caractéristiques empiriques de la série de Bechar	31
Tableau II.6.7: résultat Ajustement à la loi de Galton (log-normal).....	32
Tableau II.6.8: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon .	32
Tableau II.6.9: resultat Ajustement à la loi de Gumbel	34
Tableau II.6.10: Comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et de l'échantillon	34
.....	34
Tableau II.6.11 : Ajustement à la loi Log-Normale (station d'Abadla)	35
Tableau II.6.12 : Caractéristiques de la loi Log-normale (station d'Abadla).....	36
Tableau II.6.13 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel (Station de Abadla).....	37
Tableau II.6.14: Caractéristiques de la loi Gumbel (Station de Abadla)	37
Tableau II.6.15: Pluies maximales journalières fréquentielle.....	38

Tableau II.7.1: les apports moyens annuels de la station de Djorf Torba.....	40
Tableau II.7.2: les apports moyens annuels de site.....	41
Tableau II.7.3: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi lognormal des apports.....	42
Tableau II.7.4: Caractéristiques de la loi Galton (Station de Djorf Torba).....	42
Tableau II.7.5: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% dans le bassin versant (mm).....	43
Tableau II.8.1 : Résultats du calcul (Giandotti).....	46
Tableau II.8.2: valeurs de γ	47
Tableau II.8.3 : Résultats du calcul (SOKOLOVSKY).....	47
Tableau II.8.4 : Résultats du calcul (Mallet_Gauthier).....	47
Tableau II.8.5 : Résultats du calcul (Possenti).....	48
Tableau II.8.6 : Résultats final du calcul.....	48
Tableau II.8.7 : Débits fréquentielles calculés.....	48
Tableau II.9.1 : Répartition mensuel de l'apport 80% :.....	53
Tableau II.9.2: Répartition mensuel des besoins :.....	54
Tableau II.9.3: Caractéristiques topographiques de la retenue.....	54
Tableau II.9.4 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	57
Tableau II.9.5: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	58
Tableau II.9.6: Les volumes des pertes dans la retenue.....	59
Tableau II.9.7 : Régularisation saisonnière avec les pertes.....	60
Tableau II.10.1 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	63
Tableau II.10.2 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	65
Tableau II.11.1 : résultats des calculs.....	66
Tableau II.11.2: résultats des calculs.....	67
Tableau II.11.3: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du déversoir.....	68
Tableau II.11.4: Résultats de calculs du coût de la déversoir pour les différentes largeurs du déversoir.....	69
Tableau II.11.5 : Coût de coursier.....	70
Tableau II.11.6 : Coût du canal d'approche.....	70
Tableau II.11.7 : Coût Totale du barrage.....	71
Tableau III.3.1 : les origines O, rayons de courbure R.....	81
Tableau III.3.2: Coordonnées de la nappe déversant.....	81
Tableau III.3.3: récapitulatif du canal latéral.....	83

Tableau III.3.4: Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	85
Tableau III.3.5 : résultat de calcul de convergent.....	89
Tableau III.3.6 : Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.....	90
Tableau III.4.1 : résultat de calcul de convergent.....	102
Tableau III.4.2 : Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.....	104
Tableau III.4.3 : résultat de calcul	108
Tableau IV.1.1 : Coefficient de débit pour différents diamètres.....	118
Tableau IV.1.2 : Calcul du débit en fonction du diamètre $Q = f(D)$	119
Tableau IV.1.3 : Calcul de la charge déversée en fonction du temps $H_{dév} = f(T)$	119
Tableau IV.1.4:Résultats du laminage.....	120
Tableau IV.1.5 : Résultats de calcul de la revanche.....	120
Tableau IV.1.6: Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	121
Tableau IV.1.7:Tableau Paramètres de calcul d'optimisation.....	123
Tableau IV.2.1: Calcul du temps.....	135
Tableau V.2.1: les différents travaux fixe sur chantier.....	145
Tableau V.3.1 : Devis quantitatif et estimatif des ouvrages annexes.....	147
Tableau V.4.1 : Symboles des opérations.....	150

LISTES DES ANNEXES :

Annexe II.1 : précipitations maximal journalière	161
Annexe II.2 : Apports mensuels et annuels dans la station de DjorfTorba (hm ³).	164
Annexe II.3 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps	166
Annexe II.4 Calcul de l'hydrogramme laminé	172
Annexe II.5 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties	175
Annexes III : bassin de dissipateur USBR type III	185
Annexes IV: dimensionnement de déversoir labyrinthe.....	186
Annexe V : bassin de dissipation USBR type I.....	186

LISTES DES planches :

Planche 1 : profil en long suivant le barrage Igli (w.bechar)

Planche2 : plan d'aménagement de la 1 ère variante de barrage Igli (W.Bechar)

Planche 3 : plan d'aménagement de la variante choisie de barrage igli (w.Bechar)

Planche 4 : profil en long de l'évacuateur de crues de la variante choisie

Planche 5 : profil en long de vidange de fond

Planche 6 : plannings des travaux d'exécution

Introduction Générale

Dès qu'ils se sont sédentarisés, les hommes ont commencé à aménager les rivières pour adapter leur environnement à leurs besoins: conserver l'eau, permettre l'irrigation, se protéger contre les crues, faciliter la navigation, produire de l'énergie, évacuer leur déchets, etc. Il semble ainsi que les plus anciens barrages aient été construits au Moyen Orient il y a probablement plus de 6000 ans. Les barrages ont été utilisés par toutes les civilisations et sur tous les continents. On en trouve des traces aussi bien en Chine, en Inde, au Sri Lanka qu'au Mexique ou qu'en Egypte.

Dans ce cadre bien précis la wilaya de Bechar a bénéficié d'un projet de barrage d'IGLI sur Oued Guir dans le but de satisfaire les besoins en irrigation des terrains agricoles de plusieurs hectares à l'aval du futur barrage projeté qui va mettre fin à plusieurs années au manque de ressources hydriques et en alimentation en eau potable de la région ainsi que la protection contre les inondations. L'étude de faisabilité effectuée par le bureau d'étude Portugal nous a conduit vers le bon choix de l'axe de la future retenue qui est une étape primordiale avant de lancer une étude des variantes pour enfin opter pour l'axe extrémité amont sur lequel on va implanter la digue.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes.

La projection et la conception des ouvrages annexes du barrage d'IGLI construits l'objectif de notre présent travail, qui traitera d'abord les études géologiques et géotechniques et hydrologiques. Pour passer ensuite aux choix des ouvrages annexes (l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, le vidange de fond et la prise d'eau.

Ces ouvrages annexes, sont destinés à assurer le fonctionnement et la sécurité de la réserve par conséquent, ils occupent une place importante dans l'aménagement hydraulique.

C'est pour cela qu'il faut lui accorder une attention particulière pendant la conception et la réalisation, afin de pouvoir adopter à chaque ouvrage, les conditions topographiques, géologiques et hydrologiques pour son implantation et son fonctionnement parfait.

Chapitre I

Chapitre I : Etude géologique et géotechnique

I. Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est la description générale de site de projet de point de vue géographique, topographie, sismique et géologie qui permettent de déterminer les caractéristiques de barrage et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe, tel que ces études du site du barrage sont basées essentiellement sur les données recueillies in situ. L'analyse descriptive de la lithologie des formations géologiques est primordiale dans le choix définitif de l'axe et du type de barrage pour le site étudié.

I.1. Cadregéographique :

Le barrage d'Igli se localise sur l'oued Guir, à 11 km au Nord de la commune d'Igli, dans la Willaya de Bechar, à côté de la Frontière au Maroc.

La section d'implantation du barrage se trouve à environ 9,5 km en amont de la confluence des oueds Guir et Zousfana, que de ce point en aval forment l'oued Saoura étant les coordonnées de base fournis pour l'axe du barrage les suivantes : $X=30^{\circ} 33'17''N$; $Y=2^{\circ}19'25''W$; $Z=505$



Figure I.2.1. : Encadrement géographique du site du barrage d'Igli (source : googleearth).

I.2. Encadrement géologique, géomorphologique et hydrogéologique :

I.2.1. Cadre géomorphologique

Le site du barrage d'Igli se localise sur un ensemble structural connu comme la Plateforme Saharienne.

Il s'agit d'une région de géomorphologie très douce, avec une faible variation de côtes, entaillé par les oueds Guir et Zousfana, qui à côté de la commune d'Igli forment l'oued Saoura. À l'ouest de l'oued Guir (et Saoura, en aval), la morphologie de la région est contrôlé pour un plateau rocheux connu comme la *Hamada du Guir*; à l'est la morphologie est légèrement ondulée à cause de la présence des dunes sableuses du Grand Erg Occidental.

I.2.2. Cadre géologique

La zone en étude se localisée sur la Plateforme Saharienne, qui est composée des terrains d'âge essentiellement primaire (surtout du carbonifère) plissés et fracturés, couvertes par des terrains quaternaires anciennes et récents.

Le barrage d'Igli sera implanté dans un tronçon de l'oued Guir entaillé dans le massif marneux et calcaire du Viséen - carbonifère médian (hV), cartographiée dans la carte géologique de la Hamada du Guir.

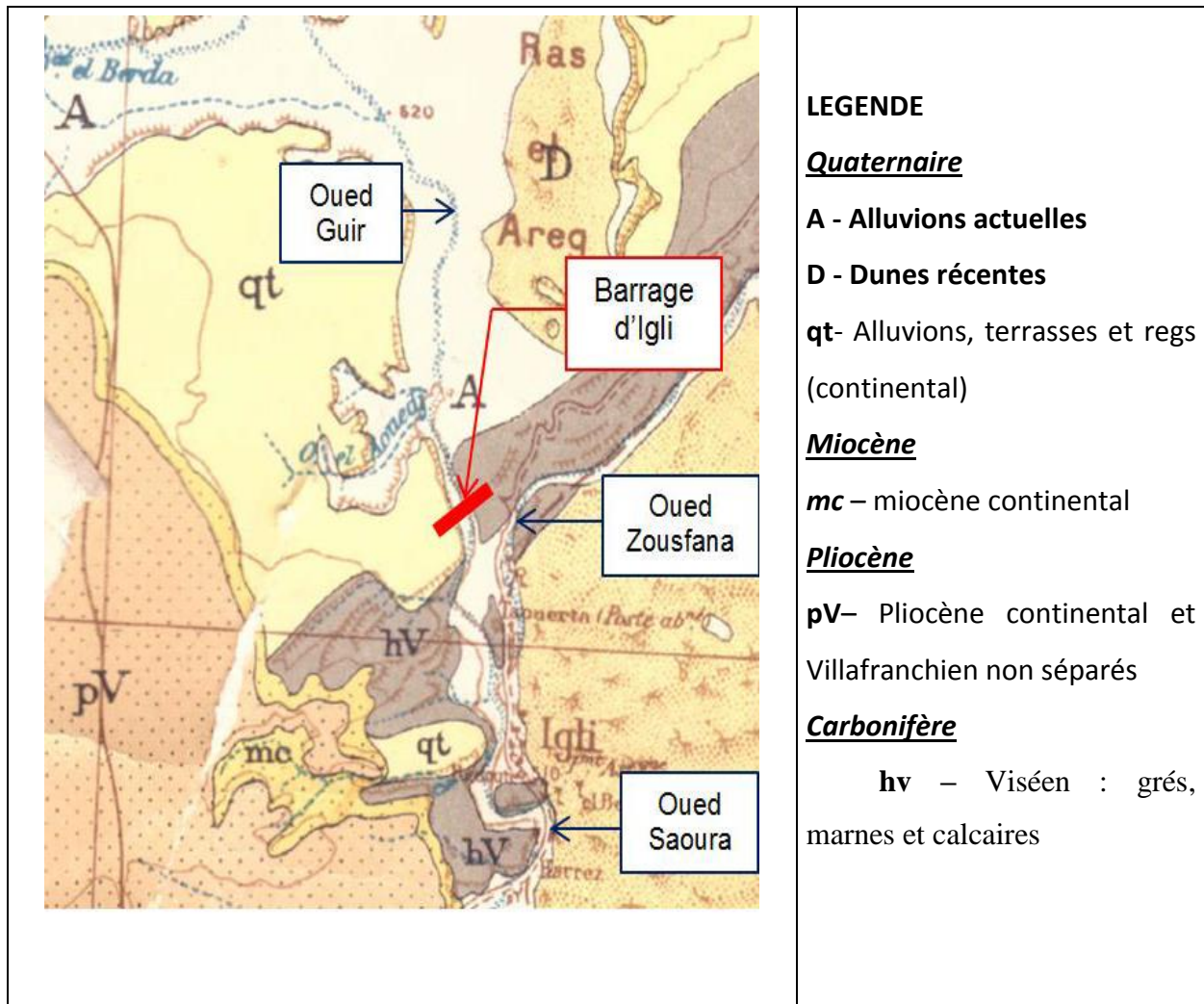


Figure I.2.1 : Encadrement géologique de la zone en étude (extrait de la Carte de la Hamada du Guir à l'échelle 1:500 000).

Le massif rocheux affleure sur les deux rives de l'oued, dans le tronçon aval de l'oued Guir d'environ 4,5 km. En amont de ce tronçon, le massif se trouve recouvert par des sables fins à limoneux d'origine éolien, qui sont transportés par les vents, provenant des dunes du Grand Erg Occidental, à l'Est, et de la Hamada du Guir, à l'Ouest. En ce qui concerne l'embasement rocheux, il est composé par des alternances de calcaires durs, noirâtre et grisâtre et de calcaires gréseux, jaunâtres. Par rapport au fond de la vallée, il est rempli d'alluvions sableuses grossières, plus ou moins roulées, recouvertes elles-mêmes par des sables fins à limoneux, d'origine éolien, qui sont transportés par les vents à partir des dunes du Grand Erg Occidental et de la Hamada du Guir.

Le fond de la vallée de l'Oued Guir, aussi comme des Oued voisines (Zousfana, à la gauche, et Sahoura, en aval) est recouvert par des alluvions sableuses, que sont-elles mêmes recouvertes de sables fines à limoneux d'origine éolienne.

Malgré les alluvions soient recouvertes par des sables des dunes voisines, on peut les observer dans quelques endroits dans le couloir d'implantation du barrage, surtout au centre de la vallée

De plus, il doit être remarqué qu'il y a aussi des accumulations de sel sur les dépôts de couverture de l'oued (alluvions et sables éoliens), résultants de l'intense évapotranspiration de la région. En effet, les mesures de conductivité électrique de l'eau de l'oued Guir réalisé dans le cadre de la visite réalisé en janvier de 2017, montre une eau minéralisée (d'environ 1100 $\mu\text{S}/\text{cm}$).

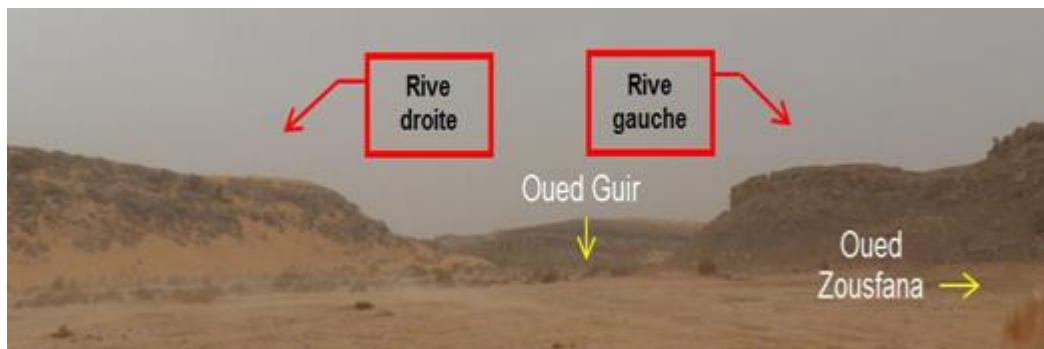


Figure I.2.2 : Massif rocheux des rives droite et gauche (vue vers amont)

I.2.3. la sismicité :

Le Barrage d'Igli se localise dans la région de Béchar, dans la Plateforme Saharienne, au sud de l'Atlas Saharien, qui présente des affleurements d'âge essentiellement primaire (surtout du carbonifère) plissés et fracturés. Du point de vue tectonique est relativement stable.

La Plateforme est caractérisée par une série de synclinaux et anticlinaux. Les synclinaux ont permis la formation des bassins importants, notamment les bassins de Béchar-Kénadsa, Mézarif et d'Abadla.



Figure I.2.1 : Principaux domaines morpho-structuraux en Algérie et Maroc.

Du point de vue de sismique, le site du barrage d'Igli se caractérise par une zone d'activité sismique d'environ diffuse et faible. D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003), la Wilaya de Béchar, où le barrage d'Igli se localise, est classée comme zone « 0 », c'est-à-dire, une zone à faible sismicité.

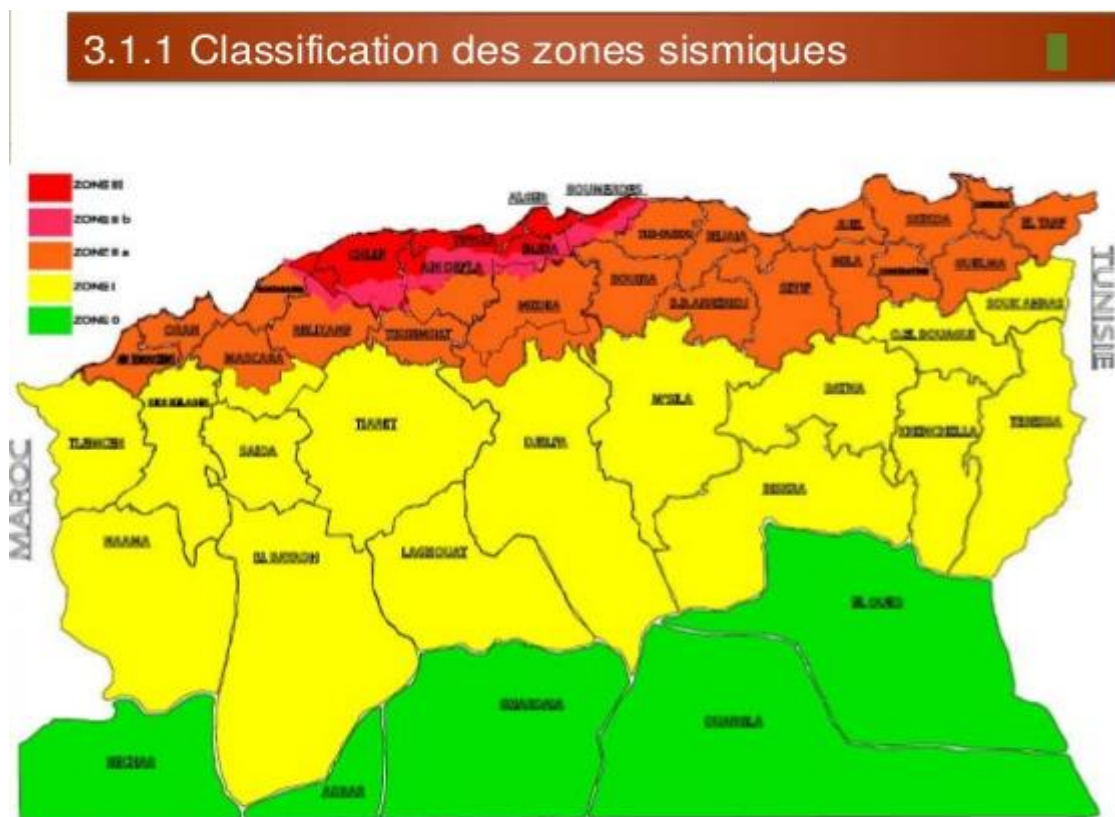


Figure I.2.2 : Carte de zones sismiques de l'Algérie et le zonage global de différentes wilayas.

I.2.4 Cadre hydrogéologique régional :

Le cadre hydrogéologique de la zone du barrage d'Igli et de la cuvette qui a été réalisée sur la base géologique des cartes géologiques de Kerzaz, de la Hamada du Guir et de l'Algérie, à l'échelle 1:500 000, et aussi, de la carte géologique du Maroc à l'échelle 1:1 000 000.

Dans la région, les formations géologiques ont des potentiels hydriques différents, en se divisant en formations généralement aquifères et en formations peu ou pas aquifères.

Sur le site du barrage et dans la partie Est de la cuvette il y a des calcaires du Viséen (hv) et des calcaires du Namurien (hn), qu'ensemble constituent l'*Aquifère des Calcaires du Carbonifère*, composé de deux nappes superposées.

La nappe supérieure est constituée par les calcaires dolomitiques fissurés, en formant la *nappe de Djenien*, de transmissivité 10^{-7} m²/s.

La nappe inférieure est composée des calcaires du Viséen et est connue comme la *nappe d'El Guelmoun*, qui a été reconnue à environ 200 – 250 m dans la région de ChebketMennouna (un peu au Nord du couloir d'implantation du barrage). L'épaisseur de la nappe est d'environ 50 m et à une transmissivité estimée de l'ordre de 10^{-4} m²/s. il s'agit d'un aquifère fissuré et discontinu. Les calcaires de cette nappe se disposent selon un anticlinal, ce qui n'est pas favorable à l'emmagasinement de réserves, expliquant les faibles potentialités en eau de la région.

Dans la partie Ouest de la cuvette, il y a le plateau de la Hamada du Guir qui fait partie de l'Aquifère du Continental Terminal que se caractérise, du point de vue hydrogéologique, par une multitude de micro-bassines, peu profondes, en constituant un domaine aréique. Cette nappe n'est alimentée qu'exceptionnellement par les rares eaux météorologiques, ayant un faciès essentiellement sulfaté et des valeurs de résidu sec de 1,3 à 2,3g/l.

L'Aquifère du Continental Terminal inclut aussi les dunes du *Grand Erg Occidental*, situé à l'Est de l'oued Saoura et du bas-Guir. Les dunes ne constituent qu'exceptionnellement des réserves aquifères. Le gradient hydraulique est d'environ 0,2 % vers l'oued Saoura (en aval du site du barrage), où se localise une des plus importantes sources de la région, connue comme la *Grande Source de Beni-Abbés*.

Dans l'extrémité nord de la cuvette, on peut trouver les grès et les marnes du Stéfanien et du Westphalien qui forment l'Aquifère des Grés du Carbonifère. Il s'agit des nappes libres, rencontrées à une profondeur généralement inférieure à 10 m, et ayant des débits inférieurs à 5l/s.

I.3. Reconnaissances géophysique et géotechnique :

Pour la zone d'implantation du barrage d'Igli, un programme de prospection a été mise en place, en ayant le but d'obtenir la caractérisation général du massif de fondation du barrage et d'identifier des conditions de perméabilité de la fondation.

La première campagne a inclus des reconnaissances géophysiques dans le couloir d'implantation. La campagne a eu le but d'obtenir un modèle préliminaire des caractéristiques des terrains et d'identifier des éventuelles structures géologiques importantes.

1. Les travaux de prospection géophysique ont inclus la réalisation des travaux ci-dessous

- **36** Profils sismiques à 24 géophones de 120 m ;
- **6** Sondages électriques avec des AB =100 m ;
- **4** Sondages électriques avec des AB=200 m ;
- **11** Sondages électriques avec des AB=400 m ;
- **2** trainées électriques avec des AB=200 m.

1. Les travaux géotechniques et des essais in situ :

10 sondages géotechniques (Série SG) avec des essais de pénétration au carottier SPT, Lefranc et Lugeon et avec la collecte d'échantillons de roche et des sols alluvionnaires pour la réalisation d'essais au laboratoire.

En ce qui concerne les essais de caractérisation au laboratoire, ils ont été réalisés sur des échantillons représentatifs des différents matériaux rocheux du site du barrage et ses alentours. Le but des essais a été de compléter la caractérisation géo-mécanique des terrains de fondation du barrage et aussi d'évaluer leur potentiel comme des matériaux de construction.

Les essais réalisés au laboratoire sur des échantillons de roche collectés sont ceux indiqués ci-dessous :

- Compression simple à l'état sec ou humide – 12 un ;
- Détermination du poids volumique humide – 15 un ;
- Détermination de la teneur en carbonates – 14 un ;
- Analyse pétrographique – 5 un ;
- Analyses chimiques de la roche – 6 un.

➤ Essais de perméabilité Lefranc

En ce qui concerne la perméabilité, des essais Lefranc ont été réalisés dans les sols de couverture, ainsi comme dans quelques tronçons du massif rocheux très fracturé où il n'avait pas des conditions pour l'exécution des essais du type Lugeon.

En ce qui concerne les sables éoliens, les coefficients de perméabilités obtenus sont bas à moyens, variant de 2×10^{-8} m/s à $8,0 \times 10^{-7}$ m/s. Pour les alluvions, les valeurs sont beaucoup plus variables, de 3×10^{-8} m/s à $4,5 \times 10^{-5}$ m/s, à cause de la variabilité des caractéristiques granulométriques des matériaux, notamment, des fractions fines.

Relativement au massif rocheux fracturé, qui inclut les marnes et les calcaires avec des intercalations argileuses, les valeurs obtenues varient en général de $2,5 \times 10^{-8}$ m/s à 6×10^{-8} m/s et sont rarement supérieures à $7,8 \times 10^{-6}$ m/s.

➤ Essais d'absorption Lugeon

Les essais Lugeon ont été réalisés dans les trous de tous les sondages géotechniques, dans les tronçons de massif rocheux, soit marneux soit calcaire

On vérifie que les résultats sont similaires pour toutes les méthodes utilisées. Les principales différences sont enregistrées pour les valeurs d'absorption plus élevées, supérieures à 20-25 UL. Dans ces gammes de résultats, la valeur exacte d'absorption n'importe vraiment, étant donné qu'il s'agit d'un massif de haute perméabilité.

En ce qui concerne l'analyse des valeurs d'absorption calculées en détail, les résultats montrent qu'il y a une considérable réduction de la perméabilité du massif en profondeur

Les plus hautes valeurs d'absorption se rapportent à la couche superficielle du terrain, sur les deux rives, où le massif se compose de calcaires. Jusqu'à environ 7 – 13 m, en rive

droite, et 4 – 12 m, en rive gauche, les valeurs d'absorption sont supérieures à 25 UL. Dans quelques situations il n'a pas été même possible d'atteindre les paliers de pression définis pour les essais Lugeon, à cause de la haute perméabilité du massif.

Au-dessous de ces profondeurs, il y a, en général, une réduction de la perméabilité du massif, par des valeurs variables de 5 à 25 UL. Toujours dans les calcaires et/ou zone de transition pour les calcaires-marneux.

Le massif est de basse perméabilité, avec des absorptions < 5 UL, dans les marnes et marnes calcaires, qui se trouvent au-dessous de 15-28 m en rive gauche ; de 15 – 34 m, en rive droite

2. Essais au laboratoire des échantillons de roche

Des essais de caractérisation au laboratoire ont été réalisés sur des échantillons du massif rocheux calcaire et marneux.

Tableau I.3.1 : résultat des essais au laboratoire du massif rocheux

Sondage	Profondeur (m)		Lithologie	Densité (g/cm ³)	Porosité (%)	Limite de la résistance à la compression axiale, (kg/cm ²)
SG01	9,5	9,7	Marne	2,2	18	4,29
SG02	39,68	39,9	Marne	2,38	18	10,47
SG03	6	6,2	Calcaire	2,68	94	899,5
	31,8	32	Calcaire	2,66	88	360,3
SG04	14,3	14,5	Calcaire	2,47	67	----
	24,1	24,36	Marne	2,49	37	----
SG6	23,2	23,4	conglomerat calcaire	2,4	83	850,7
	23,4	23,6	conglomerat calcaire	2,41	70	382,7
	37,5	37,7	Marne	2,41	37	----
SG7	2,6	2,8	Calcaire	2,57	67	470,2
	2,8	3	Calcaire	2,55	----	----
	3,8	4,1	Calcaire	2,51	80	382,6
	22,5	22,7	Marno-calcaire	----	37	----
	49	49,3	Marno-calcaire	2	52	366,9

Tableau I.3.1 : résultat des essais au laboratoire du massif rocheux (la suite)

Sondage	Profondeur (m)		Lithologie	Densité (g/cm ³)	Porosité (%)	Limite de la résistance à la compression axiale, (kg/cm ²)
SG8	26,7	26,9	Marno-calcaire	2,43	----	300
SG10	22,5	22,9	Marne	2,39	10	----

De l'analyse des résultats, on peut conclure que les calcaires présentent des valeurs de densité plus élevées que les autres matériaux, en variant de 2,47 à 2,68 g/cm³, comme il était attendu. Les marnes ont des valeurs de 2,2 à 2,49 g/cm³, les marnes-calcaires de 2,0 à 2,43 g/cm³ et les conglomérats calcaires d'environ 2,4 g/cm³.

Les teneurs en porosité sont naturellement plus élevées dans les formations calcaires (calcaires et conglomérats calcaires), en variant de 67 à 94%, que dans les formations marneuses et marno-calcaires, qui ont des valeurs de 10 à 52%.

Les valeurs de RC sec sont plus élevées dans les calcaires et les conglomérats calcaires, en variant de 360 à 900 kg/cm², que dans les autres matériaux. Les marnes-calcaires ont des valeurs de 300 à 367 kg/cm² et les marnes, beaucoup inférieures, de 11 kg/cm².

En ce qui concerne les valeurs de RC sec et de RC humide des calcaires, ils sont en général très proches, en variant en réglé de 360 à 470 kg/cm². L'exception est le RC sec de l'échantillon SG3 (6,00 -6,20), dont la valeur est de 900 kg/cm².

3. Essais au laboratoire des échantillons des alluvions

Par rapport aux analyses granulométriques des échantillons des alluvions de l'oued, on présente leur résultat dans le **tableau I.3.2**

Tableau I.3.2 :Résultats des analyses granulométriques des alluvions.

Sondage	Profondeur (m)		Lithologie	Granulométrie		
				Gravier (%)	Sable (%)	Fins (%)
SG5	6	6,45	Alluvions	0	26,4	73,6
	7,5	7,95	Alluvions	0	72,4	27,6

Tableau I.3.2 : Résultats des analyses granulométriques des alluvions.(la suite)

Sondage	Profondeur (m)		Lithologie	Granulométrie		
				Gravier (%)	Sable (%)	Fins (%)
	0	4,5	Alluvions	0	94,1	5,9
	4,5	12	Alluvions	72,6	26,4	1
	15	21	Alluvions	33,8	62	4,2
SG6	21	22	Alluvions	100	0	0
SG10	6	6,45	Alluvions	6,9	78,4	14,7

Les résultats reflètent la diversité granulométrique des alluvions, en conformité avec ce qui est observé dans les témoignages des sondages. Les alluvions plus grossières pourront devenir une option pour les filtres du barrage d’une éventuelle solution en enrochement.

I.4. Choix de l’axe d’implantation :

Le couloir d’implantation du barrage correspond à une gorge, dont la variation de cotes est faible, en variant de la cote (508) à (512), au fond de la vallée, jusqu’à environ la cote (540), en rive droite, et à la cote (566) en rive gauche.

La vallée a un fond plain dans une largeur significative à cause de la déposition des alluvions, favorisée par élargissement de la section d’écoulement immédiatement en aval du couloir d’implantation du barrage, à cause de la confluence de l’oued Zousfana. Les rives sont asymétriques, étant la rive gauche plus raide que la rive droite, à l’exception du tronçon final du couloir,

Ainsi on a proposé le choix de l’axe et localisé dans une section de l’oued Guir avec des pentes plus stables.

Pour l’implantation du barrage et des ouvrages hydrauliques annexes, il faut faire l’assainissement des terrains le plus superficiels.

Dans le cas du fond de la vallée il faut enlever les sols de couverture (sables éoliennes et alluvions de l’oued) et la zone la plus superficielle du massif rocheux en-dessous.

Sur les rives, Il faut enlever la couche la plus superficielle et décomprimée du massif rocheux.

De cette façon, la fondation du barrage sera effectuée sur le massif rocheux marneux de raisonnables conditions géotechniques du fond de la vallée. Les appuis du barrage seront encastrés dans le massif rocheux calcaire de bonnes caractéristiques mécaniques, des rives de l'oued.

Par rapport à l'excavabilité des terrains, les sols de couverture pourront être enlevés avec des équipements légers du type pelle hydraulique. Pour le massif rocheux, il faut utiliser des équipements plus puissantes, du type ripper D9R ou équivalent et, dans certains endroits, avec marteau piquer hydraulique.

I.5. Conditions géotechniques de la retenue :

➤ Etanchéité

Selon les travaux de prospection réalisés et les reconnaissances de surface, on peut conclure que la retenue du barrage se développera sur des alluvions, au fond de la vallée, et sur le massif rocheux calcaire (dont une grande partie est couverte de dunes) sur les rives.

Du point de vue de l'étanchéité, le fond de la vallée ne posera pas, en principe, de problèmes de pertes d'eau. C'est vrai qu'il y a une grande épaisseur d'alluvions avec des hautes perméabilités, mais au-dessous desquelles se trouve le massif marneux de très basse perméabilité.

Les potentiels problèmes de pertes d'eau pourront émerger dans les cotes supérieures inondables des rives, qui sont composés de calcaires fracturés. Cette situation pourra être plus importante dans le cas de la rive droite, dû au pendage général des couches calcaires vers cette rive amont.

➤ Stabilité des rives

Sauf dans la gorge d'implantation du barrage, où des situations d'instabilité local des pentes du massif rocheux ont été reconnues, le reste de la retenue se développe sur les plateaux des *Hamadas*, qui sont très plates.

De cette façon, on peut dire, en général, que la géomorphologie de la zone occupée par la retenue n'est pas favorable à l'occurrence de phénomènes d'instabilité des versants capables de déceler des problèmes de sécurité ou de fonctionnalité du barrage.

I.6. Matériaux de construction :

En ce qui concerne les matériaux de construction disponibles dans la zone de la retenue et ses alentours, jusqu'à des distances compatibles avec son exploitation viable du point de vue technique et économique, il y a essentiellement des matériaux rocheux, notamment calcaires, marnes et marnes calcaires, aussi bien que des sables alluvionnaires.

Conclusion :

Le site du barrage d'Igli se localise sur un ensemble structural composé des marnes et calcaires du Viséen (Carbonifère médian).

Les calcaires ont des hautes perméabilités au sommet de la séquence, jusqu'à environ 10- 15 m de profondeur, avec des valeurs d'absorption supérieures à 25 UL (en incluant des pertes totales d'eau). Les perméabilités des calcaires diminuent en profondeur, en passant à des valeurs entre 5 et 25 UL.

Au-dessous des calcaires, on trouve le massif marneux imperméable, avec des caractéristiques similaires à celles des marnes du fond de la vallée

Etant donné les formations géologiques présentes et ses caractéristiques géotechniques, dont la perméabilité est contrôlée par le système fracturation, la solution de traitement devra être un voile d'injection de coulis de ciment

En outre, des échantillons des alluvions ont été collectés pour caractérisation au laboratoire, au but d'évaluer leur potentiel d'utilisation notamment pour les filtres du corps du barrage d'une éventuelle solution en enrochement avec masque d'étanchéité.

Chapitre II

Chapitre II : Etude hydrologique

II. Introduction :

Hydrauliquement, L'étude hydrologique consiste à définir les caractéristiques des crues de différentes périodes de retour (débits, durées, fréquences). Elle est basée sur la connaissance des chroniques de débit sur la rivière, relevées aux stations hydrométriques et enrichies des informations sur les crues historiques. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes (crue- étiage).

I.7. Caractérisation climatologique :

Le Sud-ouest et le hauts Atlas ont un climat désertique caractérisé par une faible pluviosité et une sécheresse excessive.

Le contexte hydrologique du Sahara Algérien reste principalement influencé par une irrégularité annuelle et une variabilité interannuelle des précipitations très marquées ainsi qu'une hétérogénéité de leur distribution dans l'espace. L'alternance de la séquence de forte pluviosité et de sécheresse, d'intensités et de durées variables, sont également des caractéristiques dominantes des régimes hydrologiques de la région.

➤ **Température**

La température moyenne annuelle, pour les stations de Béchar et de Béni-Abbés durant les périodes respectives, 1951-1988 et 1961-1990, est de 21°C à Béchar et de 22,5°C à Béni-Abbés

Table I.7.1: Températures moyennes mensuelles (C°) relevées aux stations de Béchar et de Béni-Abbés

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
Béchar	27,7	20,9	14,8	10,1	10	12,5	15,9	19,4	24,2	29,3	33,1	32,4	21
Béni Abbés	27,7	22,6	16,6	11,5	11,2	14,1	17,3	21,5	26,4	31,4	34,9	34,2	22,5

Selon le **Tableau II.1.1**, on vérifie que le mois le plus chaud est le mois d'août et le mois le plus froid est le mois de janvier. En générale, les températures de la région nord du Sahara sont plus élevées que dans la région sud

➤ Humidité relative

Les valeurs plus élevées sont enregistrées à la station de Béchar pendant l'hiver, notamment dans les mois de décembre et janvier avec des humidités de l'air supérieures à 50%. Par contre, les valeurs plus basses sont relatives à la saison de l'été avec des humidités de l'air de 17% dans le mois d'août. Dans le **Tableau II.1.2** sont présentées les valeurs moyennes de l'humidité de l'air enregistrées à la station de Béchar pendant la période de 1995 – 2014 (ANBT)²

Tableau II.1.2 : Humidité de l'air (%) enregistrée à la station de Béchar – source ANRH

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
Humidité de l'air (%)	25	36	50	57	57	56	51	48	42	32	18	17	41

➤ Evaporation :

Selon les données présentées, l'évaporation annuelle moyenne mesurée au niveau du barrage Igli est de 2 623 mm.

L'évaporation considérable dans le Sahara est due principalement à la forte continentalité et à sa position sous les tropiques. D'une façon générale, l'évaporation croît légèrement du Nord vers le sud du Sahara.

➤ Régime des vents :

Les vents sont fréquents, en particulier aux mois de Mars et Avril, sous forme de tempêtes de sable. En hiver, le vent souffle d'une part du Nord et du Nord-Est et d'autre part du Nord-Ouest et du Sud-Ouest. Celui du Nord-Est est le vent dominant. En été, les vents les plus fréquents sont ceux du Sud (*sirocco*) (Kabour *et al.* 2015). Selon Farouk *et al.* (2011), l'Algérie a 78% de sa superficie caractérisée par des vents avec des vitesses dépassant 4 m/s. Environ 40% de ces vitesses sont supérieures à 6 m/s. Au niveau de la ville de Béchar, la vitesse moyenne du vent est d'environ 6 m/s.

➤ Les pluies :

Les pluies sont généralement produites par les dépressions sahariennes. D'une façon générale, au niveau du bassin versant du barrage, la pluviométrie décroît du Nord-ouest (environ 200 mm) au sud (environ 30 mm), en accompagnant la diminution de l'altitude.

Dans cette région il y a deux saisons principales bien caractérisées, comme le printemps et l'automne se rapprochant de l'hiver. La période de l'hiver est assez sèche, coupée de rares

précipitations. L'été est parfaitement sec sauf rares exceptions au niveau du Haut Atlas marocain et de l'Atlas Saharien.

I.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

II.2.1 Situation géographique :

Le bassin versant de l'oued Guir défini au niveau du barrage d'Igli a les coordonnées de l'axe suivant en WGS 84 :

Rive droite M1= 564758,657 ; P1=3380291,694

Rive gauche M2=565009,825 ; P2=3380436,706

II.2.2 Paramètres géométriques :

a) **Surface du bassin versant " S "** en Km² ; La surface du bassin versant est planimétrée. 14 499 km²

b) **Périmètre du bassin versant " P "** en Km; Le périmètre du bassin versant représente la longueur de la ligne de partage des eaux délimitant le bassin.

P=1 063 km

c) **Longueur du talweg principal : " L "** en Km ;

L= 179 Km.

I.3. Caractéristiques de forme :

Un bassin étroit et allongé réagit moins rapidement qu'un bassin de forme plus circulaire, car les régions éloignées tardent à faire ressentir leur influence sur l'écoulement à l'exutoire.

Pour déterminer cette forme on utilise les indices suivants :

a) **Indice de compacité de Gravelius** : Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant

$$Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

b) Coefficient de forme :

$$K_f = \frac{l}{L} = \frac{S}{L^2}$$

c) **Rectangle équivalent** : C'est une transformation purement géométrique du bassin versant en un rectangle de dimensions **L** et **l**. Ce dernier permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement.

$$L_e = \frac{P}{4} + \sqrt{\frac{P^2}{16} - S}$$

$$l_e = \frac{P}{4} - \sqrt{\frac{P^2}{16} - S}$$

d) **Indice d'allongement** :

$$K_L = \frac{L_e}{l_e}$$

P : périmètre du bassin versant (km) ;

S : Superficie du bassin versant (km²) ;

l : largeur moyenne du bassin versant (km) ;

L : longueur du cours d'eau plus long (km) ;

L_e : Longueur du rectangle équivalent (superficie et périmètre égales)

l_e : Largeur du rectangle équivalent

Tableau II.3.1 Indices de forme.

Indice de compacité K_c	Coefficient de forme K_f	Rectangle équivalent		Indice d'allongement K_L
		Le [m]	Le [m]	
3,23	0,23	757,04	24,70	30,65

II.4. Paramètres du relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

a) la courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de

son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au dessous) et de l'altitude représentée en ordonnée.

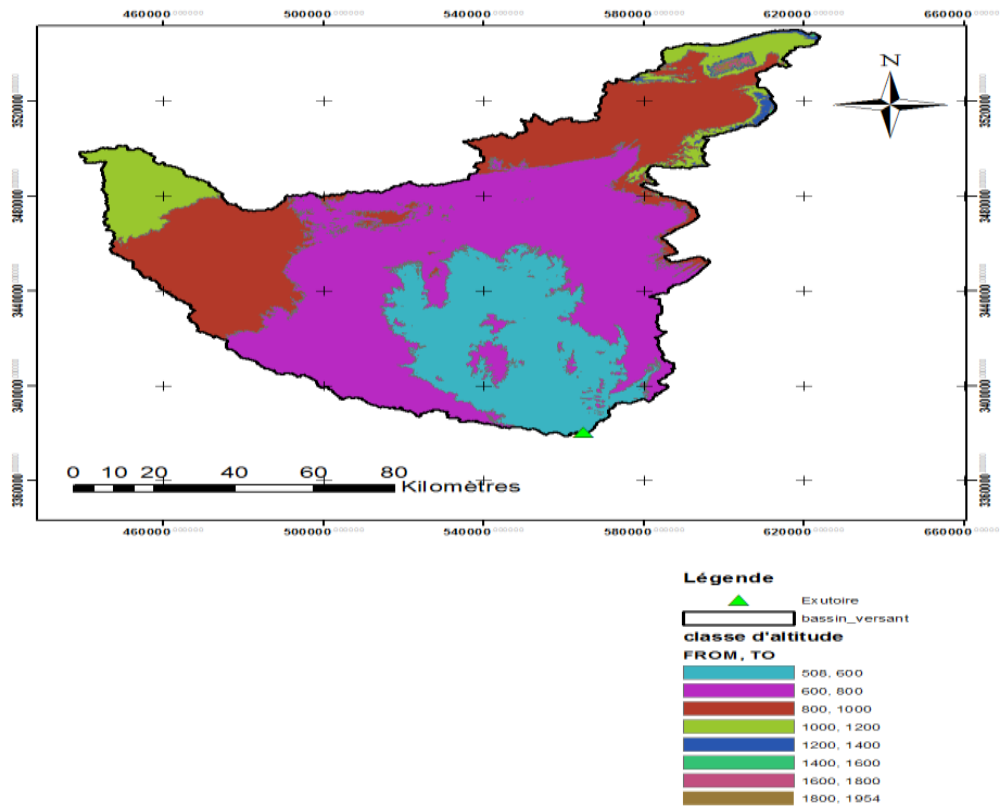


Figure II.4.1. Bassin versant du barrage IGLI

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont calculé par l'application de logiciel ARC-GIS.

Les résultats sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.4.1. Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

Altitudes [m]	H _i [m]	Surfaces Partielles [Km ²]	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1800-1959	1879.5	7.43	0.05	0.05
1600-1800	1700	23.60	0.16	0.21
1400-1600	1500	27.09	0.19	0.40
1200-1400	1300	105.42	0.73	1.13
1000-1200	1100	1191.65	8.25	9.38
800-1000	900	3768.11	26.07	35.45
600-800	700	6288.81	43.51	78.96
505-600	552.5	3039.80	21.03	100.00

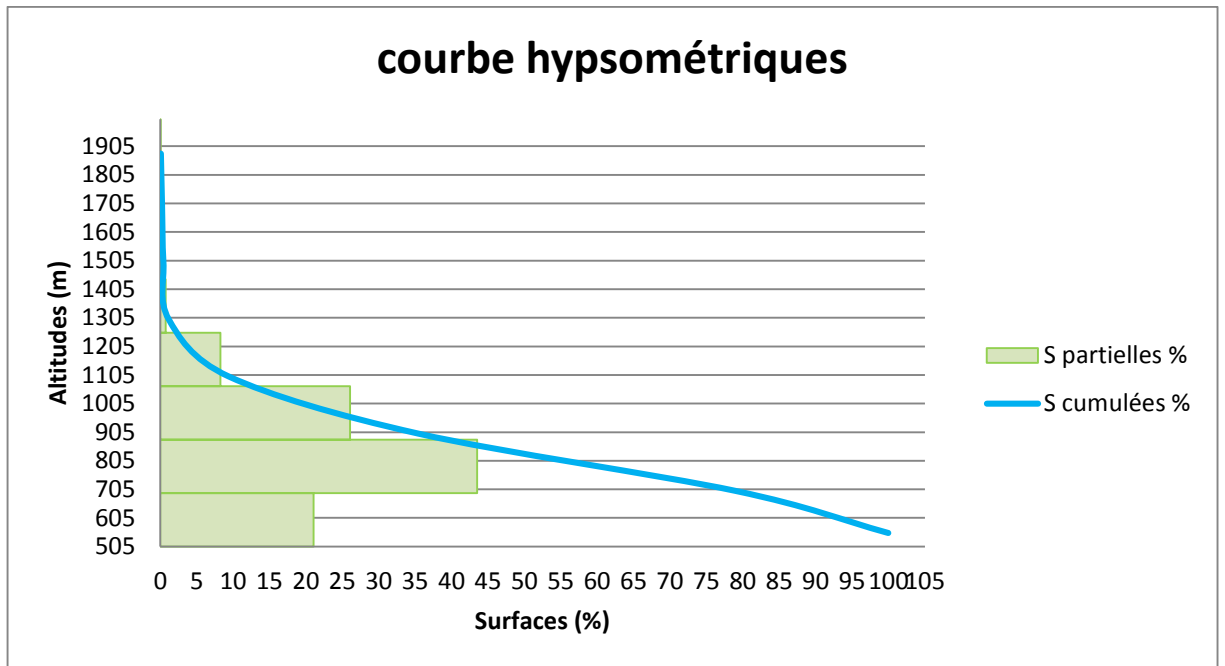


Figure II.4.2 Courbe hypsométrique

b) L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'Etat Major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Hmax=1 959 m

Hmin =505m

- **Altitude moyenne :** l'altitude moyenne est calculée par la formule comme suit :

$$\sum \frac{SiHi}{S}$$

Hmoy = 787 m

- **L'altitude médiane :** l'altitude médiane est déterminée, elle correspond à l'altitude lu au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique

H50%= 708 m

c) La pente moyenne :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration t_c - et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

$$i_{moy} = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} + 0.5l_n)}{S}$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveau consécutives en (m) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre i (Km) ;

Tableau III.4.2 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

Courbes de niveaux	Les longueurs (Km)
600	1510.37
800	1175.33
1000	592.11
1200	250.51
1400	104.16
1600	52.28
1800	34.69

$I_m = 107.4 \text{ m/Km}$ où :

$I_m = 10,74\%$

Tableau II.4.3 : les différentes altitudes

Altitudes (m.NGA)	Valeur
H moyenne Km	787
H médiane Km	708
H95% Km	548

H5% Km	1068
H max Km	1959
H min Km	513
Im %	10.74

d) Indice de pente globale (Ig) :

Sur la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de la surface totale, on aura les altitudes H5% et H95% entre lesquelles s'inscrivent l'indice de pente globale.

$$Ig = \frac{D}{L}$$

D: Dénivelé entre H5% et H95%, D= H5% - H 95% (m).

L: Longueur du rectangle équivalent (Km).

Ig= 1.3m/ km donc : Ig = 0.13 % Ig<0.002

e) Dénivelé spécifique (DS) :

L'indice Ig décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique Ds ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale Ig en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{S} :

$$Ds = Ig\sqrt{s}$$

L'ORSTROM a élaboré selon sa deuxième classification un tableau qui donne la nature du relief suivant les valeurs de la dénivelée spécifique DS.

Tableau II .4.4 Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	Ds (m)
R1	Trèsfaible	Ds < 10
R2	Faible	10 < Ds <
R3	Assezfaible	25 < Ds <

R4	Modéré	$50 < D_s <$
R5	Assez modéré	$100 < D_s <$
R6	Fort	$250 < D_s <$
R7	Très fort	$D_s > 500$

AN:

Ds= 15.64

On a $10 < D_s < 25$ donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est de faible classe **R2**.

II.5. caractéristiques hydrographiques :

Selon cette classification, le cours d'eau principal est d'ordre 5.

Dans les calculs qui suivent, le cours d'eau principal, représenté par les ordres 1, 2, 3, 5 et 4 est pris en considération. Cette classification permet d'identifier les confluences quand la morphologie des cours d'eau se ressemble, particulièrement pour les cours d'eau temporaires.

Les caractéristiques du système de drainage sont traduites par les paramètres suivants.

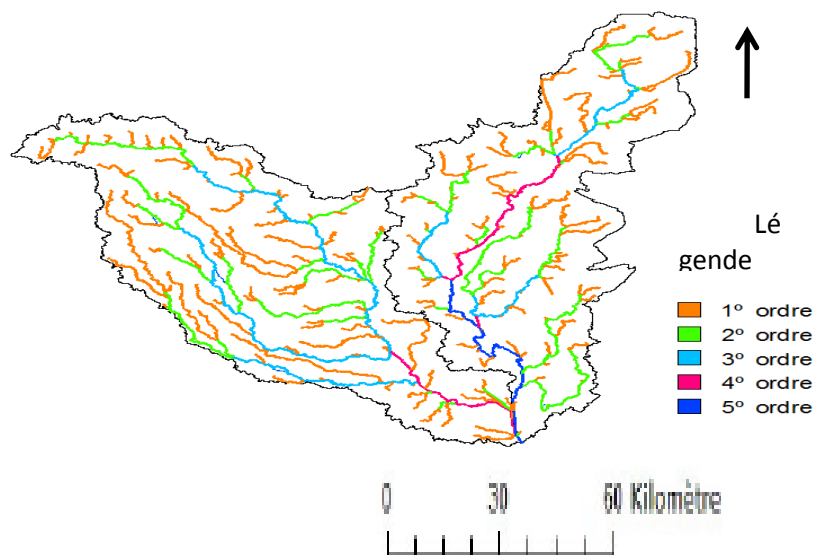


Figure II.5.1 : Ordres des cours d'eau du bassin versant intermédiaire selon Schumm

Densité de drainage : Elle est définie comme étant la longueur totale de tous les talwegs d'ordre i à n " L_i ", du bassin versant, rapportée à la surface totale " S " du bassin.

$$Dd = \frac{\sum Li}{S}$$

Chemin moyen sur le terrain : Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant

$$Lp = \frac{1}{2Dd}$$

Coefficient de torrentialité :

$$C_t = Dd F1$$

$$F1 = \frac{N1}{S}$$

où:

Li – longueur des cours d'eau permanents et temporaires (km) ;

S – Superficie du bassin versant (km²);

F1 – Fréquence des cours d'eau élémentaires (de faible ordre, généralement d'ordre 1)

N1 – Nombre de cours d'eau d'ordre 1

Tableau II.5.1 : Paramètres de caractérisation du système de drainage du bassin versant.

Densité de drainage D_d	Chemin moyen sur le terrain L_p	Coefficient de torrentialité C_t
0,176	2,84	0,0018

Temps de concentration :

Le temps de concentration a été estimé en utilisant plusieurs formules, on choisit

- **Formule de Giandotti** (application : bassins versants avec des superficies supérieures à 300 km²)

$$tc = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{hm}} = \mathbf{tc=58.5h}$$

- **Formule de Turraza/Passini**

$$tc = \frac{0.108^3 \sqrt{AL}}{Ib} = \mathbf{71.2h}$$

- **Formule de Ventura**

$$tc = \frac{0.127 \sqrt[3]{A}}{Ib} = 59.6h$$

où:

tc – temps de concentration (h);

L – longueur du cours d'eau principal (km);

A – Superficie du bassin versant (km²);

hm – hauteur moyenne du bassin versant (m), pour le bassin versant défini à Igli est de 274m

IB : la pente moyenne de bassin versant (km/km).

Tc=58.5h

Tableau II.5.2 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Caractéristiques		Unité	Valeur
Coordonnées géographiques	X	Km	X=30° 33' 17''N
	Y	Km	Y=2°19'25''W
Surface		Km ²	14466
Périmètre		Km	1063
Altitude	Maximale : H _{max}	m	1959
	Moyenne : H _{moy}		787
	Médiane : H _{50%}		708
	Minimale : H _{min}		513
	H5%		1068
	H95%		548
Indice de compacité		/	3.23
Longueur du rectangle équivalent		Km	757.04
Largeur du rectangle équivalent		Km	24.7
Indice de pente globale		m/Km	0.13
Pente moyenne du bassin		%	10.74
Longueur du cours d'eau principal		Km	179
Densité de drainage		Km/Km ²	0.176
Pente moyenne du cours d'eau		%	17,60
Coefficient de torrentialité c _t		/	0.0018
Temps de concentration		h	58.3

II.6. données pluviométriques :

La caractérisation pluviométrique du bassin versant a été effectuée selon les données des précipitations mensuelles disponibles des stations Algériennes, et les station marocains.

Tableau II.6.1 : présentées les stations pluviométriques considérées

Stations	Code	Coordonnées	Altitude (m)	Période des registres
Béchar	130113	31° 36' 00' 'N; 02° 13' 00" W	769	1933/06-2003/04 (75 ans)
Abadla	130114	31° 01' 00" N; 02° 49' 00" W	825	1984/85-2013/14 (29 ans)
Bou Anane	2048	32° 02' 24' 'N; 03° 02' 44" W	860	1927 -1972 (44 ans)
Bou Denib	2080	31° 57' 06' 'N; 03° 36' 10" W	923	1922 -1972 (49 ans)

La caractérisation pluviométrique du bassin versant a été effectuée selon les données des précipitations mensuelles disponibles des stations Algériennes de Béchar et Abadla et non pas avec celle de Maroc a cause de manque de données

Le tableau II.6.2reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II.6.2: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Bechar)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Ann
Pm mm	5.16	13.9	11.5	8.03	8.03	6.72	9.7	7.15	3.87	2.25	0.52	2.35	79.2
Pm (%)	6.51	17.66	14.47	10.14	10.14	8.49	12.23	9.02	4.89	2.84	0.64	2.97	100

Tableau II.6.3: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Abadla)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Ann
P m (mm)	7.56	12.91	7.19	7.10	5.76	5.85	4.40	4.17	1.85	3.64	1.26	2.32	64.02

Pm	11.81	20.17	11.23	11.10	9.00	9.14	6.87	6.52	2.89	5.69	1.97	3.63	100
(%)													

Source : A.N.R.H

Selon l'analyse, la répartition des pluies au cours de l'année est caractérisée par un régime pluviométrique avec deux périodes pluvieuses, notamment entre septembre et décembre et entre mars et mai, séparées par deux périodes sèches, dans les mois de janvier et février et entre les mois de juin et août.

II.6.1. Homogénéisation des données :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et la plus part des temps pleins d'erreurs qu'on appelle erreurs statistiques, qu'il convient de détecter et de corriger. Pour se faire on fait appel à l'homogénéisation des données de la série de pluie maximum **annexe I**. Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser le test de la médiane

a) Test de la médiane ou test de Mood : [1]

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène.

Soit un échantillon x_1, x_2, \dots, x_n ; déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon (la série des précipitations maximum journalière (annexe II.1)) par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

+ Pour les $x_i > M$

- Pour les $x_i < M$

Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - U_{1-\alpha/2}\sqrt{(N + 1)})$$

$$T_s < 3.3 \log(N + 1)$$

N_s : nombre total de série de (+) ou de (-).

T_s : taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

U : variable réduite de Gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$. Avec $\alpha=5\%$.

N : taille de notre série (70).

Tableau II.6.4:Résultats du test de la médiane (Station de Bechar)

années	Pmax j mm	signe	années	Pmax j mm	signe
1933/34	7,5	-	1969/70	15,5	-
1934/35	20,2	+	1970/71	25,7	+
1935/36	12	-	1971/72	10,8	-
1936/37	29,6	+	1972/73	20,2	+
1937/38	16		1973/74	14,4	-
1938/39	13,8	-	1974/75	21,6	+
1939/40	5,6	-	1975/76	18,1	+
1940/41	47,4	+	1976/77	19,6	+
1941/42	20,6	+	1977/78	13,7	-
1942/43	36	+	1978/79	40,7	+
1943/44	13,8	-	1979/80	24,5	+
1944/45	17	+	1980/81	8	-
1945/46	16,5	+	1981/82	13,5	-
1946/47	6	-	1982/83	33,9	+
1947/48	13,4	-	1983/84	14,1	-
1948/49	26	+	1984/85	16	
1949/50	32	+	1985/86	24	+
1950/51	34,5	+	1986/87	11,1	-
1951/52	24,4	+	1987/88	14	-

Tableau II.6.4:Résultats du test de la médiane (Station de Bechar) (la suite)

années	Pmax j mm	signe	années	Pmax j mm	signe
1952/53	7	-	1988/89	17	-
1953/54	15,5	-	1989/90	18	-
1954/55	19,5	+	1990/91	23,4	+
1955/56	13,9	-	1991/92	6	-

1956/57	7,8	-	1992/93	14,7	-
1957/58	35,5	+	1993/94	57,3	+
1958/59	77,3	+	1994/95	21,8	+
1959/60	10,1	-	1995/96	20	+
1960/61	19,3	-	1996/97	12,6	-
1961/62	8,7	-	1997/98	5,4	-
1962/63	8,8	-	1998/99	9,4	-
1963/64	14,9	-	1999/00	16,7	+
1964/65	29,3	+	2000/01	4,5	-
1965/66	48,4	+	2001/02	6,3	-
1966/67	33,9	+	2002/03	9,8	-
1967/68	14,1	-	2003/04	8,8	-
1968/69	7	-			

Tableau II.6.5: Résultats du test de la médiane (Station de Abadla)

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe
1987/88	45.	-	2000/01	20.5	-
1988/89	108	+	2001/02	26.9	-
1989/90	73	+	2002/03	60.4	+
1990/91	24.	-	2003/04	35.4	-
1991/92	51.	-	2004/05	50.8	-
1992/93	77	+	2005/06	108.2	+
1993/94	102	+	2006/07	65.4	+
1994/95	121	+	2007/08	169.3	+
1995/96	64.	+	2008/09	44.8	-
1996/97	31.	-	2009/10	78.3	+
1997/98	33.	-	2010/11	40.9	-
1998/99	81.	+	2011/12	54.4	+
1999/00	30.	-	2012/13		

Station de Bechar :

AN:

La médiane M=16

$$Ns=31 > \frac{1}{2}(70+1-1.96\sqrt{70+1}) = 27,2423732 \dots\dots\dots 1$$

$$TS=4 < 3.3 \log(70+1) = 6.1 \dots\dots\dots 2$$

D’après (1) et (2) : les deux conditions sont vérifiées, donc notre série est homogène.

Station d’Abadla :

AN :

La médiane $M=52.7$

$$N_s = 13 > \frac{1}{2}(24+1-1.96\sqrt{24+1}) = 8.003 \dots\dots\dots 1$$

$$TS = 4 < 3.3 \log(24+1) = 4.7 \dots\dots\dots 2$$

D’après (1) et (2) : les deux conditions sont vérifiées, donc notre série est homogène.

II.6.2. Les pluies maximales journalières

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

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Par manque de données sur la station de Bou Denib (situer au Maroc) .On opte à l’étude des pluies maximales journalières des deux stations de Bechar et Abadla.

Paramètres de la série

Tableau II.6.6 : Caractéristiques empiriques de la série de Bechar

Caractéristiques	Moyenne de Pmax j (mm)	Ecart type « 6x »; Pour	Coefficient de variation« Cv »	L'exposant climatique : b
Formules	$\frac{\sum_1^{70} x_i}{n}$	$\sqrt{\frac{\sum_1^{70} (x_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$	$\frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.3
Valeurs Bechar	19,6342	13,40270	0,78820551	

Valeurs Abadla	65.9	38	0.59	

a) Choix de la loi d’ajustement :

Les lois d’ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d’homogénéité et de stationnarité sont réunies ; Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d’ajustement choisies sont :

- 1)- la loi de GALTON (log-normal)
- 2)- la loi de GUMBEL.

- **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Lognormal :**

Ce procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Galton, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur dupapier log-normale.

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Ou : $U = \frac{Xi - X'}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \text{Log } x + 6 * \text{Log } u(p \%)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont Résumées dans le tableau II.6.7.

Tableau II.6.7: résultat Ajustement à la loi de Galton (log-normal)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	pj max	ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	142	32.2	93.3-220
2000	0.9995	109	22.3	76.7-164
1000	0.9990	96	18.8	69.9-143

200	0.9950	70.2	11.9	54.8-101
100	0.9900	60.1	9.44	48.5-85.5
50	0.9800	50.8	7.32	42.4-71.1
20	0.9500	39.5	4.96	34.6-54
10	0.900	31.5	3.5	28.6-42.3
5	0.8	24	2.3	22.6-31.7
3	0.6667	21.1	1.61	18-24.3
2	0.5000	16.3	1.18	14-18.6

Tableau II.6.8: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	19.6	19.6
Ecart-type	13.1	13
Médiane	16.3	16.3
Coefficient de variation	0.669	0.666

Test d'adéquation du Khi carré :

- **Résultats :** Résultat de la statistique : $X^2 = 0.9963$

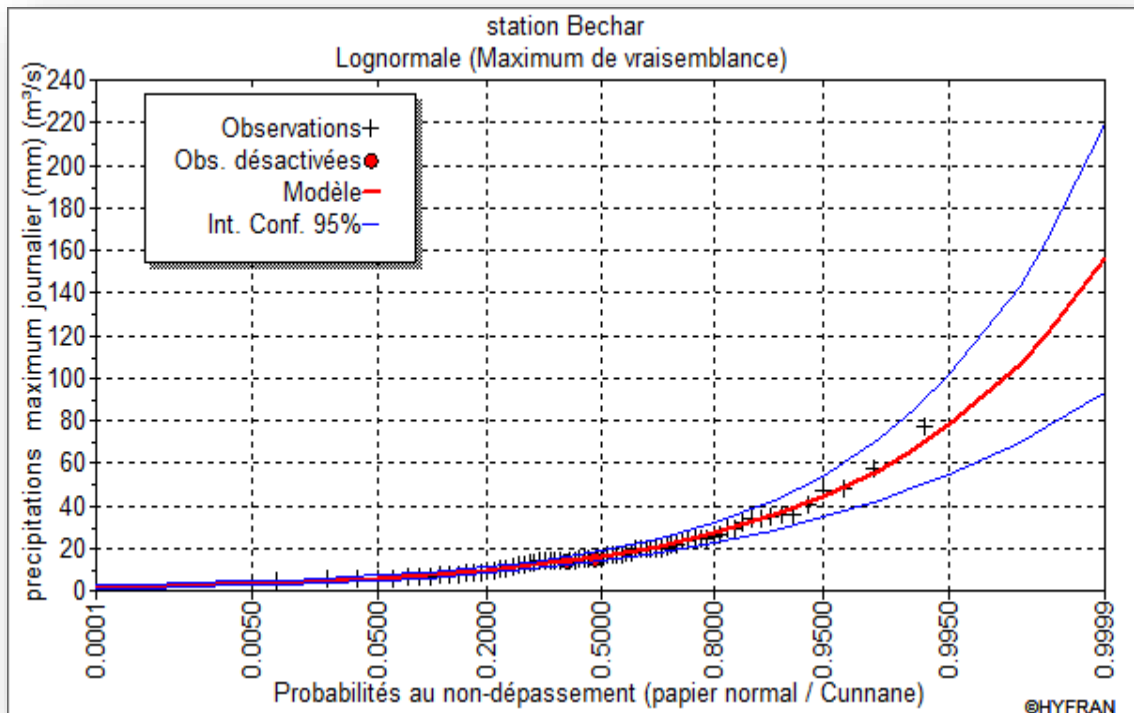


Figure II.6.1 :Représentation graphique de la loi Log-normale (station de Bechar)

• **Ajustement à la loi Gumbel:**

Cette loi a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}$$

Avec : $Y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm)

x0 : paramètre de position (mode).

On peut écrire : $Y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l’ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

*Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d’un rang 1, 2,3.....n.

*calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la

formule de HAZEN.

*calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

*calculer les paramètres d’ajustement « α » et « x0 »

*représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel.

*Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel .

Tableau II.6.9: resultat Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	92.1	7.74	76.9-107
2000.0	0.9995	78.5	6.47	65.8-91.2
1000.0	0.9990	72.6	5.92	61-84.2
200.0	0.9950	59	4.66	49.9-68.1
100.0	0.9900	53.1	4.12	45-61.2
50.0	0.9800	47.2	3.58	40.2-54.2
20.0	0.9500	39.3	2.88	33.7-45.0
10.0	0.9000	33.2	2.35	28.6-37.8
5.0	0.8000	26.9	1.83	23.3-30.5
3.0	0.6667	21.8	1.45	19.0-24.7
2.0	0.5000	17.3	1.18	15.0-19.6

Tableau II.6.10: Comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Caractéristiques	Caractéristiques de laloi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	19.1	19.6
Ecart-type	10.8	13
Médiane	17.3	16.3
Coefficient de variation	0.568	0.666

Test d'adéquation du Khi carré :

- **Résultats :** Résultat de la statistique : $X^2 = 0.96$

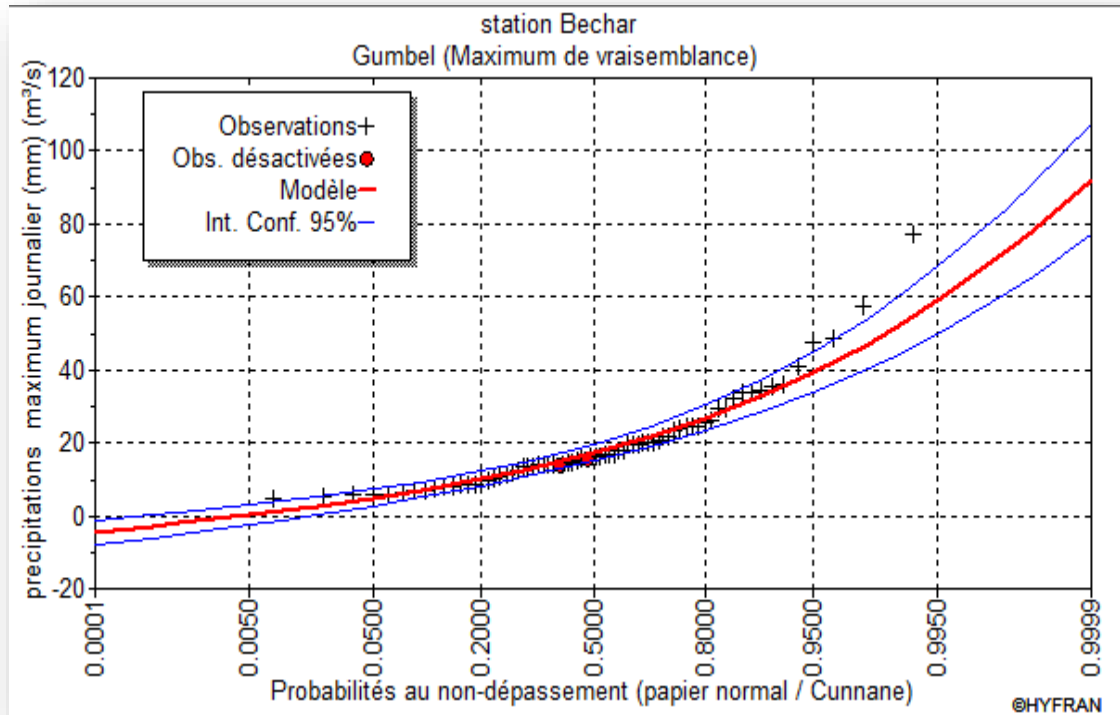


Figure II.6.2 :Représentation graphique de la Gumbel (station de Bechar)

Station Abadla :

- Ajustement à la loi log-normal:

Tableau II.6.11 : Ajustement à la loi Log-Normale (station d'Abadla)

T (ans)	Fréquence	Pmax j (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
10000.0	0.9999	423	133	161-684
2000.0	0.9995	335	95.1	149.522
1000.0	0.9990	301	81	142-460
200.0	0.9950	228	53	124-332
100.0	0.9900	200	42.9	115-284
50.0	0.9800	172	33.9	106-239
20.0	0.9500	138	23.6	91.9-185
10.0	0.9000	114	17	80.3-147
5.0	0.8000	89.6	11.5	67-112
3.0	0.6667	71.8	8.27	55.6-88.1
2.0	0.5000	57	6.27	44.7-69.3

Tableau II.6.12 : Caractéristiques de la loi Log-normale (station d'Abadla)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	65.9	65.4
Ecart-type	38.2	35.9
Médiane	57	57.4
Coefficient de variation	0.58	0.55

Test d'adéquation de la loi Galton

- Résultats : Résultat de la statistique : $X^2 = 1.98$

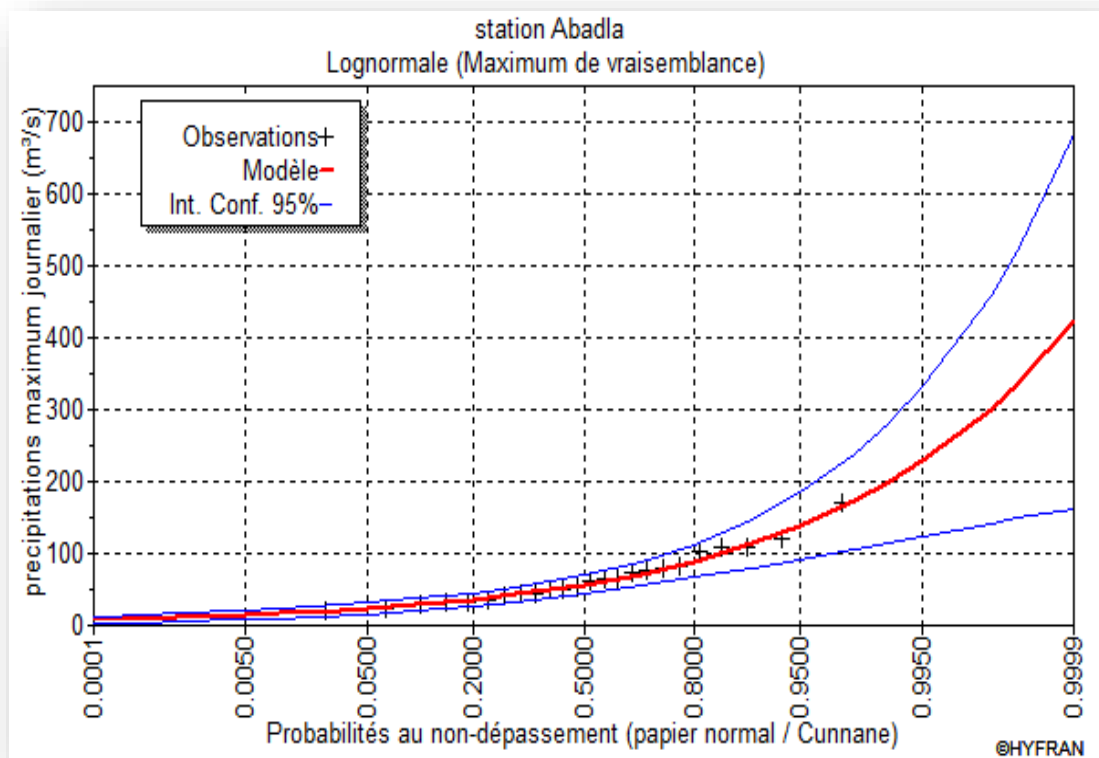


Figure II.6.3 :Représentation graphique de la loi Log-normale (station d'Abadla)

- Ajustement à la loi Gumbel:

Tableau II.6.13 : Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel (Station de Abadla)

T (ans)	Fréquence	Pmax j (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
10000.0	0.9999	292	41.9	210-374
2000.0	0.9995	250	35	181-318
1000.0	0.9990	231	32.1	168-294
200.0	0.9950	189	25.2	139-238
100.0	0.9900	170	22.3	127-214
50.0	0.9800	152	19.3	114-190
20.0	0.9500	128	15.5	97.2-158
10.0	0.9000	109	12.6	83.9-133
5.0	0.8000	88.9	9.77	67-108
3.0	0.6667	73.1	7.74	55.6-88.1
2.0	0.5000	59	6.28	44.7-69.3

Tableau II.6.14: Caractéristiques de la loi Gumbel (Station de Abadla)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	64.6	65.4
Ecart-type	33.8	35.9
Médiane	59	57.4
Coefficient de variation	0.52	0.55

Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments) :

- **Résultats :** Résultat de la statistique : $X^2 = 1.67$

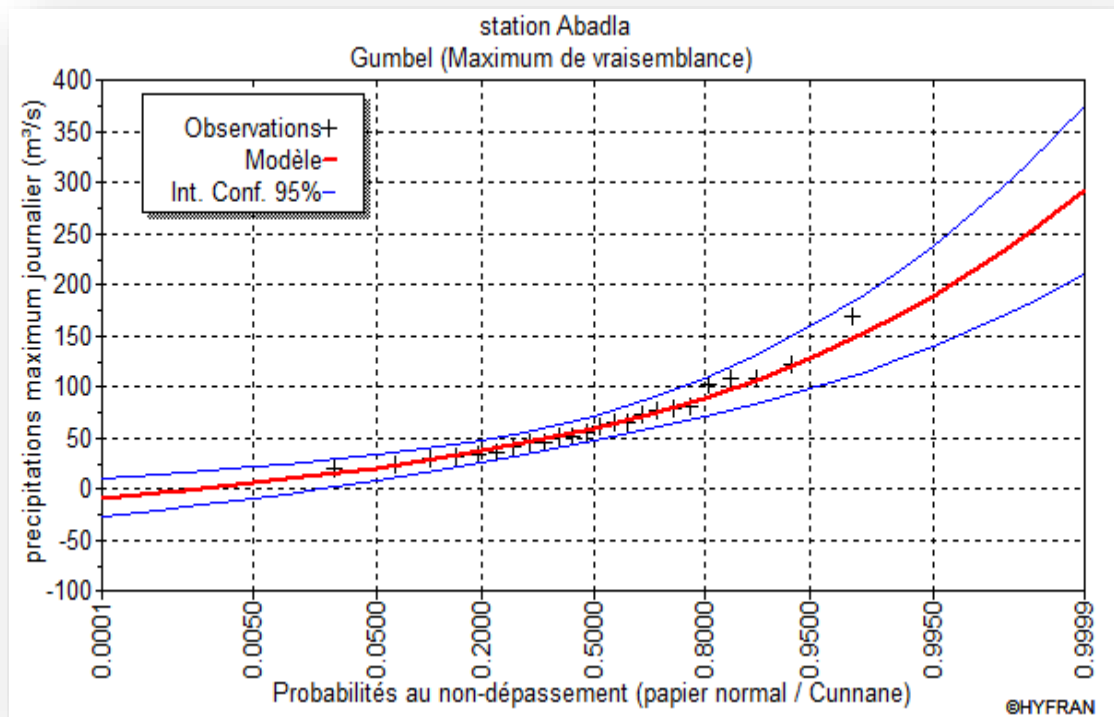


Figure II.6.4 : Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d’Abadla)

Interprétation :

les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY et aussi il y'a pas des valeurs négatives des Pjmax d'après l'ajustement avec la loi log normal.

Le test de Khi confirme cette observation et la valeur théorique du Khi carré (χ_{the}^2) est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement sont plus important que celle calculer pour la loi log normal

Donc d'après les graphiques précédents on remarque que la série de pluies maximales journalières possède un ajustement adéquat avec la loi de Galton. En conséquence la loi Galton sera exploitée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares.

Tableau II.6.15: Pluies maximales journalières fréquentielle

Période (ans)	10 000	2 000	1 000	200	100	50	20	10	5
fréquence %	0.9999	0.9995	0.9990	0.9950	0.9900	0.9800	0.9500	0.900	0.800
Pjmax	142	109	96	70.2	60.1	50.8	39.5	31.5	24

II.7. études des apports :

Les relevés de débit effectués pendant une longue série d'années à une station de Jaugeage forment un ensemble important de chiffres et de graphiques qu'il convient de classer suivant des méthodes qui facilitent leur analyse et permettent d'en tirer les éléments intéressants l'hydrologie et l'ingénieur pour la suite de l'étude.

II.7.1. Les apports liquides :

II.7.1.1. Apport moyen annuel :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié. Et car l'oued Guir barré par le barrage à l'étude comme nous l'avons souligné, ne dispose pas de station de jaugeage qui enregistre le régime des apports de l'oued, quatre approches ont été utilisées pour l'estimation de l'apport moyen annuel.

➤ Les formules empiriques.

Ces formules sont basées sur la pluviométrie, elles dépendent de la précipitation et du déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

1. Formule de l'ANRH :

$$\text{On a : } A = 0.915P^{2.684}S^{0.842}$$

D'où :

P : précipitation moyenne du bassin versant de l'Oued Guir. (m).

S : surface du bassin versant (Km²).

$$A_0 = 188.457Mm^3$$

2. Formule de MEDINGUER :

$$\text{On a : } L_e = 1.024(P - 0.26)^2.$$

Le : Lamme d'eau écoulée.

P : précipitation moyenne du bassin versant de l'Oued Guir. (m).

$$\text{On a encore : } A = L_e S$$

$$\text{AN : } L_e = 3903,31146 \text{ mm}$$

$$A_0 = 56.465303 Mm^3$$

3. Formule de SAMIE :

$$L_e = P^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}).$$

Ou:

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km² du bassin versant.

AN : $L_e = 16403,6505 \text{ mm}$

$$A_0 = 237.295208 \text{ Mm}^3$$

➤ Méthode analogique :

Analogie de la station Djorf Torba

Compte tenu du manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, tel que la station de Bechar est très loin de talweg principal on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin. La station de barrage de Djorf Torba est la plus proche de notre bassin.

Tableau II.7.1: les apports moyens annuels de la station de Djorf Torba

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	A annuel (hm3)
Moyen	10,7	24,7	16,9	13,6	8,9	7,5	5,8	16,6	12,1	3,7	2,5	1,3	124.3

Dans ces conditions, nous optons pour la méthode analogique, à l'aide de la relation suivante, pour tirer les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station de Djorf Torba

$$A_{site} = \frac{S_{site}}{S_{station}} * A_{station}$$

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.

A_{st} : Apport moyen annuel de la station Djorf Torba.

S_{bv^{site}} : Surface du bassin versant du site qui est de 14466 km²

S_{bv^{station}} : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 18699 Km²

L'apport moyen annuel du site est de : 198.4 hm³

Tableau II.7.2: les apports moyens annuels de site

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Apport annuel (hm3)
moyen site Mm3	8,239	19,019	13,013	10,472	6,853	5,775	4,466	12,782	9,317	2,849	1,925	1,001	95,711
Apport %	8,609	19,874	13,598	10,943	7,161	6,034	4,667	13,356	9,736	2,977	2,011	1,046	100

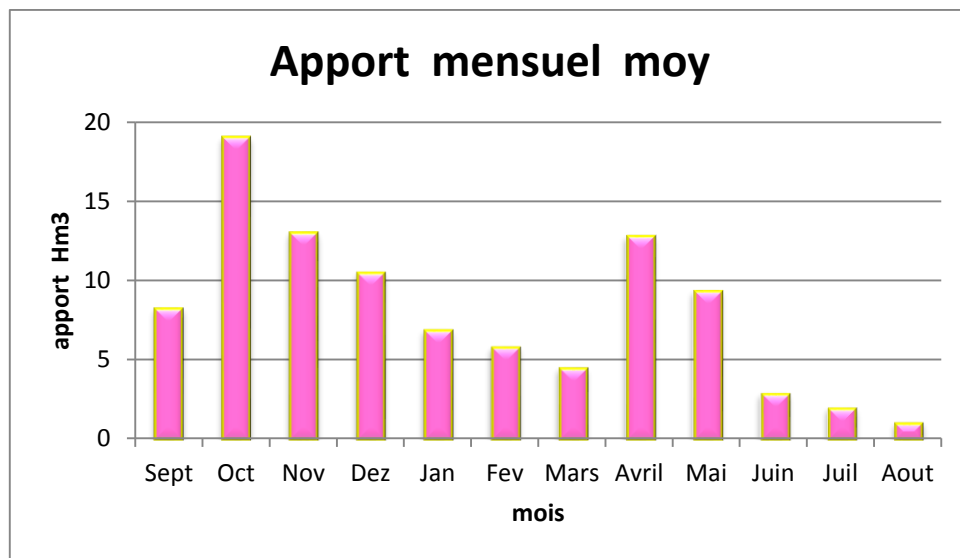


Figure II.7.1. répartition mensuelle de l'apport moyen

Interprétation : On remarque que ces formules donnent des valeurs diverges, pour cela on va appliquer la méthode d'analogie qui est plus représentative, D'après la série d'observations de la station hydrométrique de Djorf Torba et en appliquant la méthode d'analogie nous aurons un apport moyen interannuel de : $A_{\text{site}} = 95.7 \text{ Mm}^3$

II.7.2. Les apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports de la station de Djorf Torba et en appliquant la relation d'analogie on détermine les fréquentiels de notre site d'étude .

Tableau II.7.3: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi lognormal des apports

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pannuel	Ecart type	Intervalle de
				confiance
10000	0.9999	647	97	611-677
2000	0.9995	420	82.6	400-482
1000	0.9990	303	72	282-384
200	0.9950	257	65.3	240-319
100	0.9900	201	57.3	223-291
50	0.9800	162	46.7	172-205
20	0.9500	121	35.3	118-125
10	0.900	95	14.65	63.4-97.3
5	0.800	71	9.04	45.5-79.2

Tableau .II.7.4: Caractéristiques de la loi Galton (Station de Djorf Torba)

Caractéristiques	Caractéristiques de laloi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	113	101
Ecart-type	155	183
Médiane	95	97
Coefficient de variation	1.2	0.9

Test d'adéquation du Khi carré :

X ²	p-valeur	Degré de liberté	Nombre de class
5.45	p = 0.9104	7	11

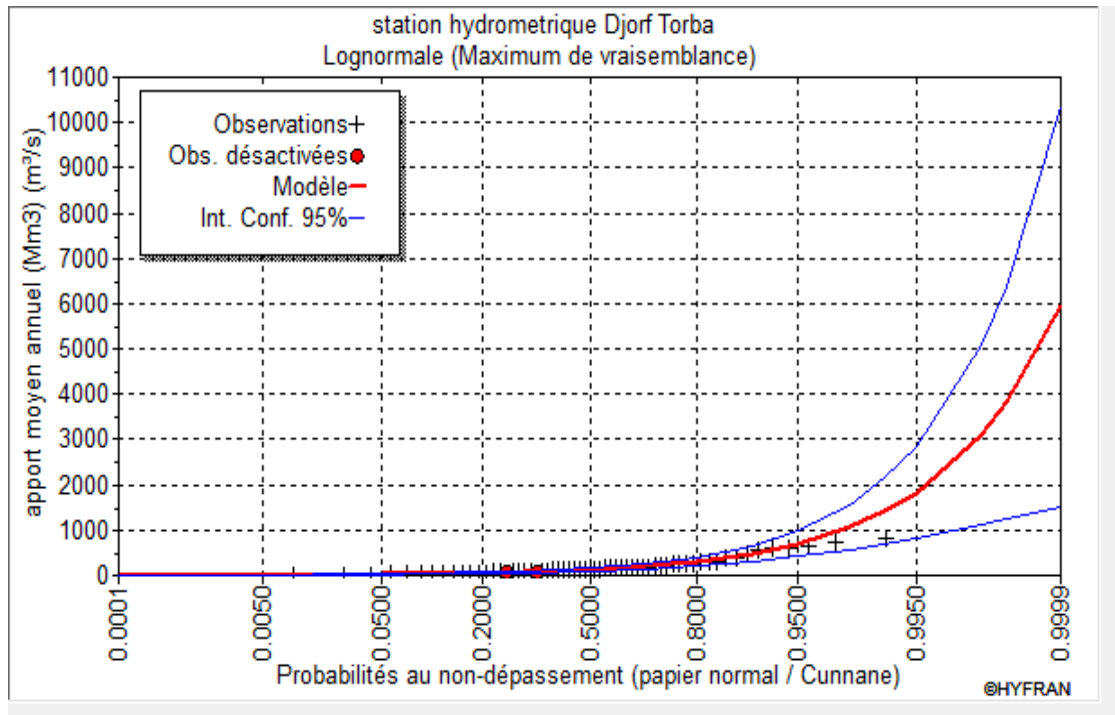


Figure II.7.2.Représentation graphique de la Log normal (station Djorf Torba)

D’après la loi d’analogie on a :

A80%(DjorfTorba) = 71 Mm3 Donc : **A80%(site) =54.6 Mm3.**

Tableau .II.7.5: Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel de fréquence 80% dans le bassin versant (mm).

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Apport annuel (hm3)
Apport %	8,609	19,874	13,598	10,943	7,161	6,034	4,667	13,356	9,736	2,977	2,011	1,046	100
Apport 80% Mm3	4,701	10,851	7,424	5,975	3,91	3,295	2,548	7,293	5,316	1,625	1,098	0,571	54,6

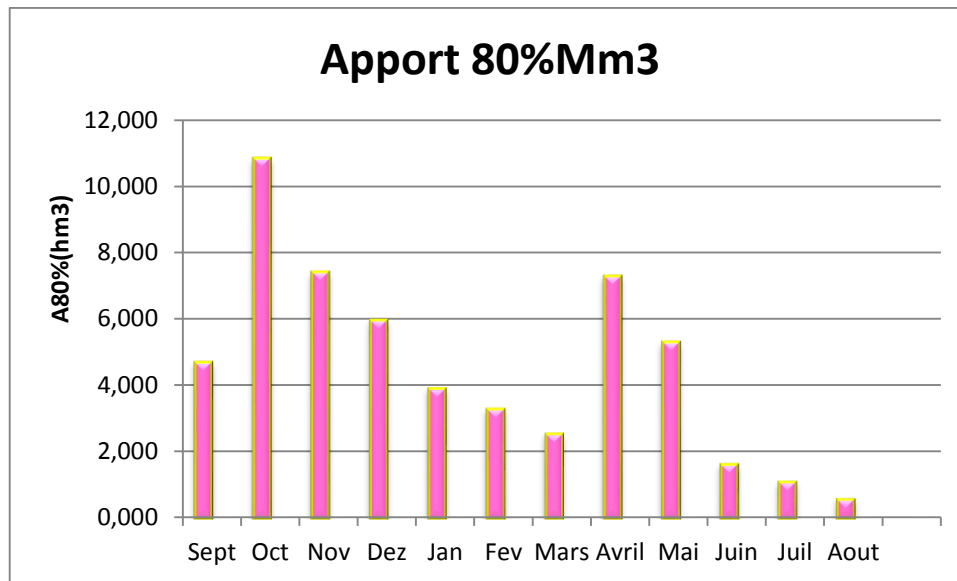


Figure II.7.3 : Répartition mensuelle des apports 80%

II.7.3. Caractéristiques de l'écoulement :

1. Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A0/T$

Avec :

A0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes ($T=31536000s$) D'où : **Me = 9011.605 l/s.**

2. Module de l'écoulement relatif

Il est donné par : $M0 = Me/S$

Avec :

M0 : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface de bassin versant (Km²). **M0 = 0.624 l/s/Km**

3. Lame d'eau écoulée

Il est donné par la formule suivante : $Le = A0/S$

AN: Le = 19.66 mm

4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $Ce = Le/P_{moy}$

AN : Ce = 0.277

II.7.4. Les apports solides et l'estimation du volume mort :

La construction d'un barrage modifie les conditions de transport solide du cours d'eau où il s'insère, ce qui engendre l'envasement de la retenue, par réduction de la capacité de transport solide, liée à la diminution de la vitesse de débit.

Pour l'estimation du transport solide il y a deux aspects qu'il faut considérer:

- productivité de sédiment du bassin versant, qui dépend essentiellement des caractéristiques géologiques du bassin versants et de son utilisation
- capacité de transport solide de l'oued

II.7.4.1. Estimation du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits ; Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier. En l'absence des mesures du transport solide, on utilise généralement **les formules empiriques**, on cite :

Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad Q = \alpha L e^{0.15} S$$

Où :

Q_S : Débit solide en [tonne/an].

δ_S: Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 50 ans]

Avec :

$$S = 14466 \text{ Km}^2.$$

Le: lame d'eau écoulee, avec $Le = A0/S$ d'ou $Le = 19.66\text{mm}$

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant : α = 200 (moyenne)

$$A.N : \quad Q_s = 1308930 \text{ t/an}$$

$$V_m = 42.95 \text{ hm}^3$$

II.8. Etude des crues :

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme, Les hydrogrammes de crue ont été calculés selon la méthode empirique de calcul basée sur l'étude des crues des oueds Algériens (Boutoutaou et Zeggane, A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Bouzina, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales

II.8.1. Estimation de débit de crue par les formules empiriques :

✓ **Formule de Giandotti :**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{160 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{max}})^{0.5}}{4(S)^{0.5} + 1.5L} Ptc$$

Q_{\max} (%): Débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de Courte durée.

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} : Altitudes moyennes et minimales (en m).

Ptc : Pluies de courte durée.

$$Q_{\max p\%} = 51111,0585 Pct$$

Tableau II.8.1 : Résultats du calcul (Giandotti)

Période (ans)	10000	1 000	200	100	50	20	10	5
fréquence %	0,01	0,1	0,5	1	2	5	10	20
Pct mm	142	96	70,2	60,1	50,8	39,5	31,5	24
Qmax p%:(m3/s)	7257,770	4906,662	3587,996	3071,775	2596,442	2018,887	1609,998	1226,665

✓ **Formule de Sokolovski :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 \cdot S \cdot \alpha \cdot Pct}{Tc} \cdot F$$

S : Superficie du bassin versant.

Ptc : Pluies de courte durée.

Tc : Temps de concentration.

a : Coefficient de ruissellement du bassin versant tel que

$$a = \frac{\sqrt{Pct} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct} + \sqrt{H0}}$$

$H0$: pertes initiales en (mm), au sud d'Algérie on prend : $H = 8$ mm

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue tel que

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

Tableau II.8.2: valeurs de γ

Condition	
-----------	--

Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

$\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

Tableau II.8.3 : Résultats du calcul (SOKOLOVSKY)

Période (ans)	10 000	1000	200	100	50	20	10	5
fréquence %	0,01	0,1	0,5	1	2	5	0.900	0.800
Pct mm	96	70,2	70,2	60,1	50,8	39,5	31,5	24
ap%	0,552	0,4952	0,4952	0,4654	0,4318	0,3793	0,3298	0,2679
Qmaxp%(m3/s)	7271,89	4402,79	2888,57	2323,82	1822,57	1244,76	863,24	534,31

✓ **Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{max\ p\%} = 2 * K * \log(1 + 20P) \frac{S}{\sqrt{Lp}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle.

S : Superficie du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K =3].

A : Coefficient Régional pris égal a 20

T : Période de retour [an].

Tableau II.8.4 : Résultats du calcul (Mallet_Gauthier)

Période (ans)	10 000	1000	200	100	50	20	10
Qmax p%:(m3/s)	5835,959	4842,317	4003,95	3582,966	3105,414	2328,369	1492,399

✓ **Formule de Possenti :**

$$Q_{max\ p\%} = \frac{\mu P_{max\ j\%} S}{Lp}$$

$P_{max p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée[mm].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 750$]

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

Tableau II.8.5 : Résultats du calcul (Possenti)

Période (ans)	10 000	1000	200	100	50	20	10	5
P_{jmax}	142	96	70,2	60,1	50,8	39,5	31,5	24
Q_{max p%:(m3/s)}	8753,57	5917,909	4327,47	3704,85	3131,56	2434,97	1941,81	1479,47

Tableau II.8.6 : Résultats final du calcul

formules	Période (ans)	10 000	1000	200	100	50	20	10	5
Giandotti	Q_{max p%:(m3/s)}	7257,77	4906,66	3587,99	3071,77	2596,44	2018,9	1610	1226,7
SOKOLOVSKY	Q_{max p%:(m3/s)}	7271,89	4402,79	2888,57	2323,82	1822,57	1244,8	863,2	534,31
Mallet-Gauthier:	Q_{max p%:(m3/s)}	5835,959	4842,317	4003,95	3582,966	3105,41	2328,4	1492	
POSSENTI :	Q_{max p%:(m3/s)}	8753,57	5917,909	4327,47	3704,85	3131,56	2435	1942	1479,5

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **SOKOLOVSKY** donnent des valeurs plus fiable et elle est la plus proche de la moyenne

Tableau II.8.7 : Débits fréquentielles calculés

Période (ans)	10 000	1000	200	100	50	20	10	5
fréquence %	0,01	0,1	0,5	1	2	5	0.900	0.800
Q_{max p%:(m3/s)}	7271,89	4402,79	2888,57	2323,82	1822,57	1244,76	863,24	534,31

II.8.2. Hydrogramme de crue:

Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky :

Sokolovskiconsidère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation.

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{\max} (t/t_m)^x$$

$$\text{Pour la décrue : } Q_d = Q_{\max} (t_d - t/t_d)^y$$

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s).

Q_{\max} : débit maximum probable de la crue (m³/s).

x, y : Puissance des courbes : $x = 2$ et $Y = 3$.

t_m : temps de la montée de la crue (h).

$t_m = t_c$; temps de concentration (h).

t_d : temps de la décrue (h).

$$t_d = \delta t_m \dots\dots\dots (*)$$

δ : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est compris en général entre (2 - 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

Pour notre cas on prend $\delta = 2$; alors :

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- $T_m = T_c = 58.5$ h
- $T_d = 2 * 58.5 = 117$ h

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans la figure suivante :

Tableau Valeurs des débits de crues en fonction du temps dans l'annexe II.8.1

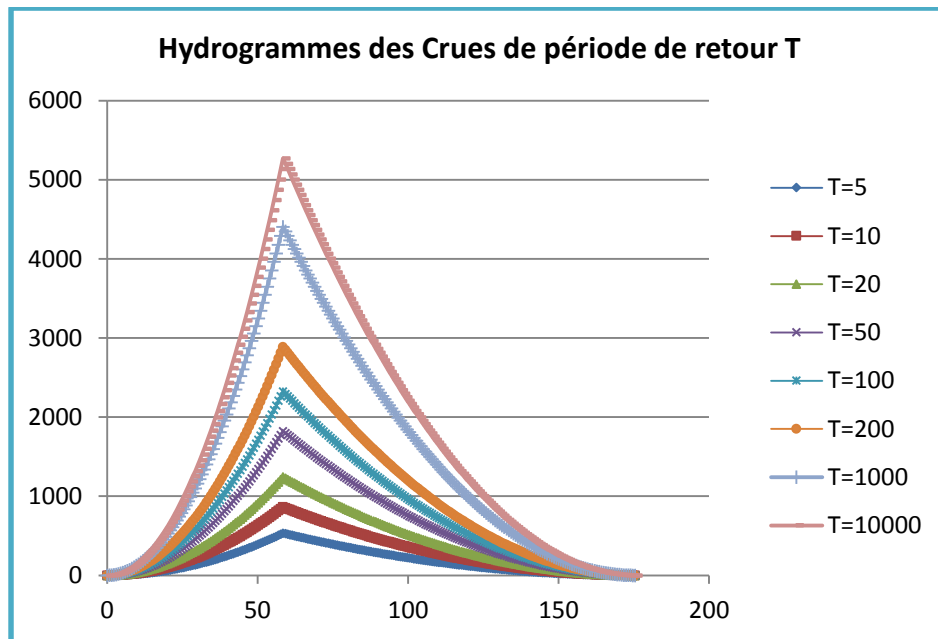


Figure II.8.1. Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

II.8.3. Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer pour une probabilité donnée Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d’évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l’analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l’on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l’ouvrage et des contraintes que l’on impose dans les calculs des ouvrages d’évacuation.

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

*Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

*Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

*Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

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

Ainsi, le dimensionnement de l'évacuateur de crue sera effectué en considérant une crue de dimensionnement relative à une période de retour de **1 000 ans**

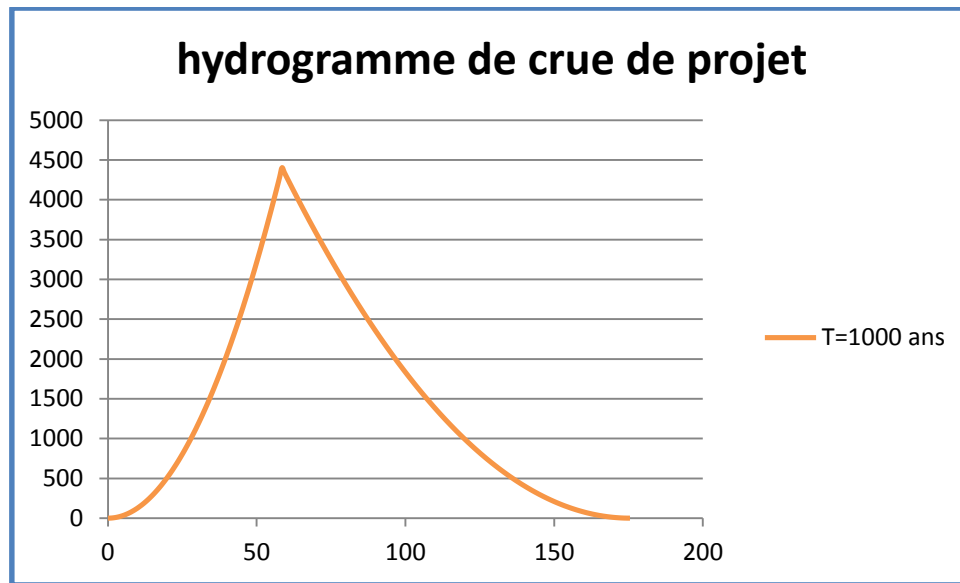


Figure II.8.2: Hydrogramme de crue de projet (Q0.1%)

a) Calcule du volume de la crue :

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue en considérant que ce dernier est sous une forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique

$$V_{cr} = \frac{Q_{\max 0.1\%} * t_b}{2}$$

Avec : $Q_{\max 0.1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 1000 ans

t_b : Temps de base (heure)

D'où : $V_{crue} = 897.1560 \text{ Mm}^3$

II.8.4. Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

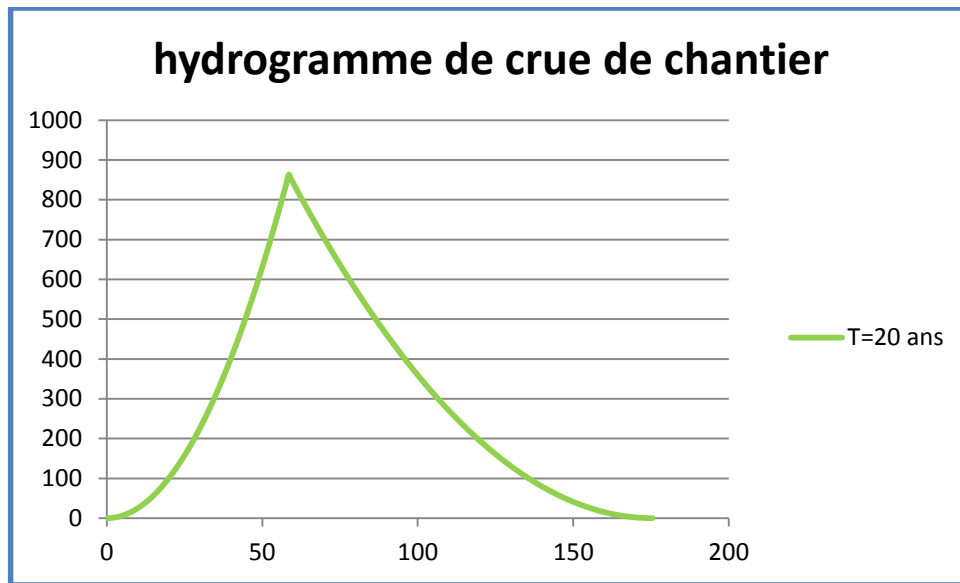


Figure II.8.3: Hydrogramme de crue de projet (Q 5%)

II.9. régularisation de l’écoulement:

La régularisation de l’écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d’une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la **régularisation saisonnière** quand l’écoulement annuel d’une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d’eau du barrage.

Si l’écoulement annuel d’une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d’eau, il devient impératif de faire appel à **la régularisation interannuelle**, c’est à dire pour satisfaire les besoins d’une année quelconque, il faut prendre une partie de l’écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Le but d’étude de régularisation du barrage projeté sur Guir a pour but de déterminer le volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Les données hydrologiques pour la détermination des volumes affluents sont :

Tableau II.9.1 : Répartition mensuel de l’apport 80% :

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Apport annuel (hm3)
Apport %	8,609	19,874	13,598	10,943	7,161	6,034	4,667	13,356	9,736	2,977	2,011	1,046	100
Apport 80% Mm3	4,701	10,851	7,424	5,975	3,91	3,295	2,548	7,293	5,316	1,625	1,098	0,571	54,6

Tableau II.9.2: Répartition mensuel des besoins :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
U(hm3)	2,115	0,9	0,18	0	0	0	0,765	1,87	1,91	3,12	3,25	3,41

II.9.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante:

$$\Delta Vi = \frac{Si - Si + 1}{2} \Delta H$$

Avec : Si: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi (m2).

S i+1: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1(m2).

ΔH: différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV: volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives(Mm3).

Le Tableau II.33 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur H=f (V)
- courbe surface-hauteur. H=f(S)

Tableau II.9.3: Caractéristiques topographiques de la retenue

COTE (m)	H (m)	S (Km2)	Smoy (Km2)	ΔH(m)	ΔV (hm3)	V (hm3)
505	0	0,0003	0		0	0
507	2	1,16	0,58015	2	0,58015	0,58015
509	4	0,485	0,8225	2	1,44	2,02015
510	5	0,75	0,6175	1	0,97625	2,9964
512	7	1,92	1,335	2	4,645	7,6414
514	9	4,7	3,31	2	10,78	18,4214
516	11	10,24	7,47	2	21,85	40,2714
518	13	18,52	14,38	2	35,115	75,3864
520	15	22,95	20,735	2	71,615	147,0014
525	20	78,81	50,88	5	416,7625	563,7639
530	25	152,84	115,825	5	770,425	1334,1889
535	30	231,85	192,345	5	1183,85	2518,0389
540	35	330,54	281,195	5	702,9875	3221,0264

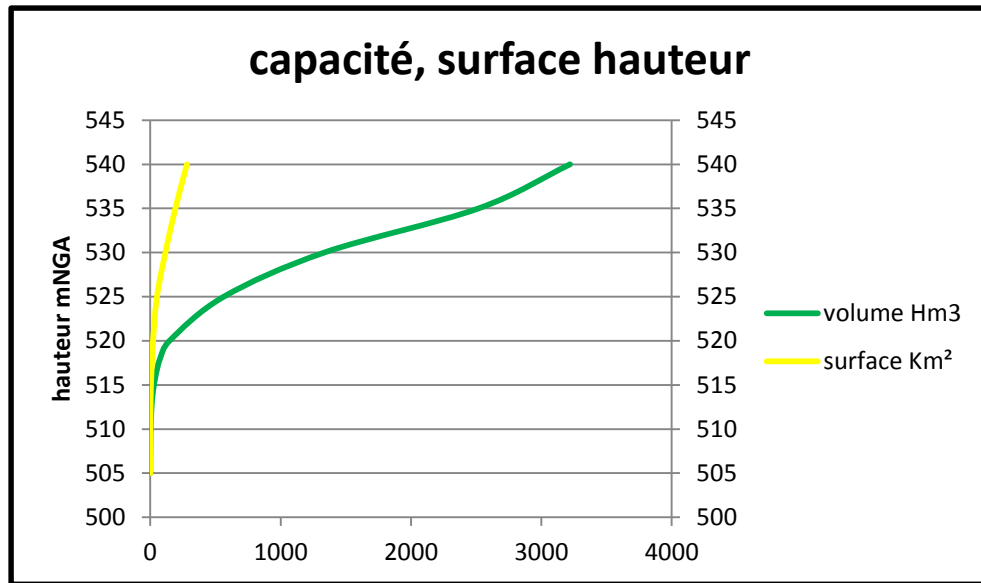


Figure. II.9.1: courbes Capacités-Surfaces-Hauteur

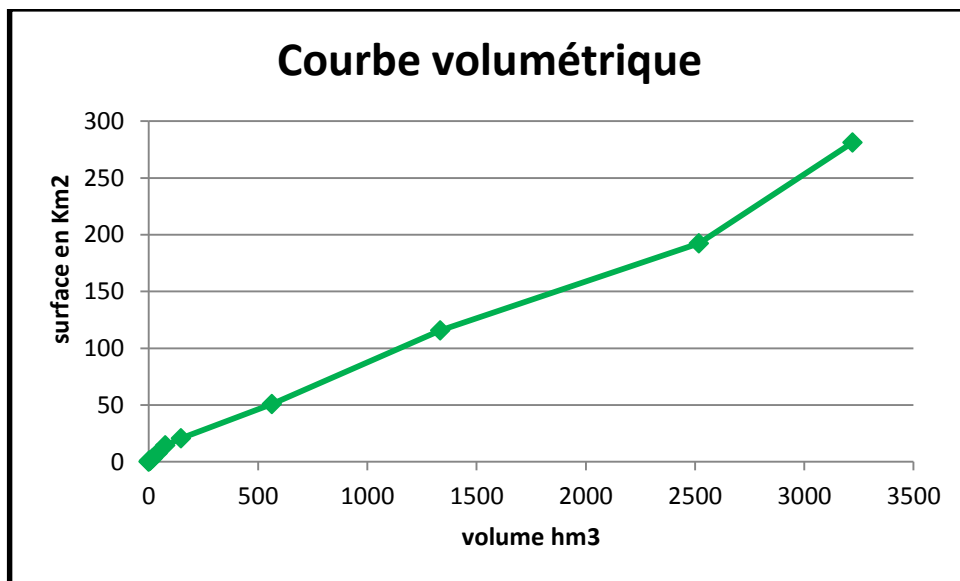


Figure. II.9.2: courbe volumétrique

II.9.2. Calcul du volume utile :

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport W (A80% en M m3).
- La consommation totale U 80% (M m3).
- Le volume mort : fixer le NVM

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité (excès d'eau p/r à la consommation)

- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique
- Calcul de V_s et V_d
- Type de fonctionnement de la retenue calcul de V_u
- $V_{NNR} = V_u + V_m$
- Calcul du volume à évacuer « S »

1ère consigne d'exploitation $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$

2ème consigne d'exploitation $V_{rf} = V_{ri} - (W-U)$

V_{rf} : niveau de remplissage final

V_{ri} : niveau de remplissage initial

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre .

I.9.2.1. 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 cote au niveau normale de la retenue NNR

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

1ère Consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors descrués et à 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 l'évacuateur d surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes parévaporation.
- ◆ Pertes parinfiltration.

Tableau II.9.4 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%	U80%	A-U	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
	Mm ³	Mm ³		d'exploitation	d'exploitation				
				vrf Mm ³	Vri Mm ³	S Km ²	Vrf	Vri	S
September	20,61	2,115	18,495		42,95				
				61,445	66,39		24,455	42,95	18,495
octobre	19,89	0,9	18,99	80,435	66,39	14,045	-5,566	42,95	48,516
novembre	13,56	0,18	13,38	79,77	66,39	13,38	13,424	42,95	
Décembre	10,95	0	10,95	77,34	66,39	10,95	26,804	9,324	
Janvier	7,16	0	7,16	73,55	66,39	7,16	37,754	20,274	
Février	6,034	0	6,034	72,424	66,39	6,034	44,914	27,434	
Mars	4,67	0,765	3,905	70,295	66,39	3,905	50,948	33,468	
Avril	13,36	3,195	10,165	76,555	66,39	10,165	54,853	37,373	
Mai	9,74	8,37	1,37	67,76	66,39	1,37	65,018	46,863	
Juin	2,98	11,205	-8,225	58,165			66,388	51,693	
Juillet	2,011	11,835	-9,824	48,341			58,163	49,553	
Aout	1,046	6,435	-5,389	42,952	42,951		48,339	46,314	
							42,95	42,95	

Le volume mort est de : 42.95 Mm3.

Tel que : $V_s = 90,449 \text{Mm}^3$ et $V_d = 23,438 \text{Mm}^3$.

Le barrage a un **Fonctionnement à un temps**

$$V_s > V_d$$

$$V_U = V_d = 23.438 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_m + V_U = 42.95 + 23.438 = 66.39 \text{Mm}^3$$

I.9.2.2. La Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

- **Pertes par évaporation:**

$$V_{ep} = E_s * S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (V_{moy}).

V_{moy} : volume moyen.

- **Pertes par infiltration:**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (perméabilité)

V_{moy} : Volume moyen

Tableau II.9.5: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ
Sol à faible perméabilité	0 à 50	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol a perméabilité moyenne) alors on opte pour un coefficient δ égale à 0.5

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.9.6: Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	$V_{moy}(Hm^3)$	$S_{moy} (km^2)$	Es (mm)	$V_{ev} (Hm^3)$	$V_{inf}(Hm^3)$	Pertes (Hm^3)
Septembre	49,098	3,49	318	1,109	0,245	1,354
Octobre	68,37	4,85	261	1,267	0,342	1,609
Novembre	114,9	8,16	135	1,101	0,575	1,676
Décembre	136	9,66	46	0,444	0,68	1,124
Janvier	136	9,66	107	1,033	0,68	1,713
Février	134,415	11,43	156	1,782	0,672	2,875
Mars	129,716	11,03	207	2,282	0,649	3,555
Avril	131,301	11,16	313	3,493	0,657	4,211
Mai	140	11,9	384	4,57	0,7	5,895
Juin	136	11,56	420	4,855	0,68	6,105
Juillet	99,405	8,45	448	3,785	0,497	4,659
Aout	80,26	6,82	385	2,627	0,401	3,272

Tableau II.9.7 : Régularisation saisonnière avec les pertes

Mois	A	U	Pert es	A- (U+P)	1ère consigne d'exploitation			2ème consigne d'exploitation		
					Vi	Vi	S	Vi	Vf	S
Septembre	20,61	2,115	1,354	17,141		42,95				
					60,091	84,95		25,684	42,95	17,266
Octobre	19,89	0,9	1,609	17,381						
					77,472	84,95		43,065	43,065	
Novembre	13,56	0,18	1,676	11,704						
					89,176	84,95	4,226	54,769	54,769	
Décembre	10,95	0	1,124	9,826						
					94,776	84,95	9,826	64,595	64,595	
Janvier		0	1,713	5,447						
					90,397	84,95	5,447	70,042	70,042	
Février	7,16	0	2,875	3,159						
					88,109	84,95	3,159	75,489	75,489	
Mars	4,67	0,765	3,555	0,35						
					85,3	84,95	0,35	78,648	78,648	
Avril	13,36	3,198	4,211	5,951						
					90,901	84,95	5,951	78,998	78,998	
Mai		8,37	5,895	- 4,525						
					80,425			84,949	84,949	
Juin	9,74	11,205	6,105	- 14,33						
					66,095			80,424	80,424	
Juillet	2,98	11,835	4,659	- 14,483						
					51,612			66,094	66,094	
Aout	2,011	6,435	3,272	- 8,661						
					42,951	42,95		51,611	51,611	
	1,046							42,95	42,95	

Le volume mort est de : 42.95 Mm3.

Tel que : $V_s = 70,959 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 42 \text{ Mm}^3$.

Le barrage a un **Fonctionnement à un temps**

$$V_s > V_d$$

$$V_U = V_d = 42 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_m + V_U = 42.95 + 42 = 84.95 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

Après l'étude de la régularisation on a obtenue :

- La capacité totale du barrage : $V_{NNR} = 84.95 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 523 \text{ m.NGA}$
- La cote au niveau du volume mort : $NVM = 516,605431 \text{ m.NGA}$

II.10. Laminage des crues :

Le laminage consiste à déterminer le **niveau du volume forcé NVF** qui correspond au **niveau des plus hautes eaux NPHE**, ainsi que le **temps de passage de la crue** dans la retenue.

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

$$Q dt = q dt + S dh$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé 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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum

II.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X.L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

II.10.2. Principe de la méthode de solution

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

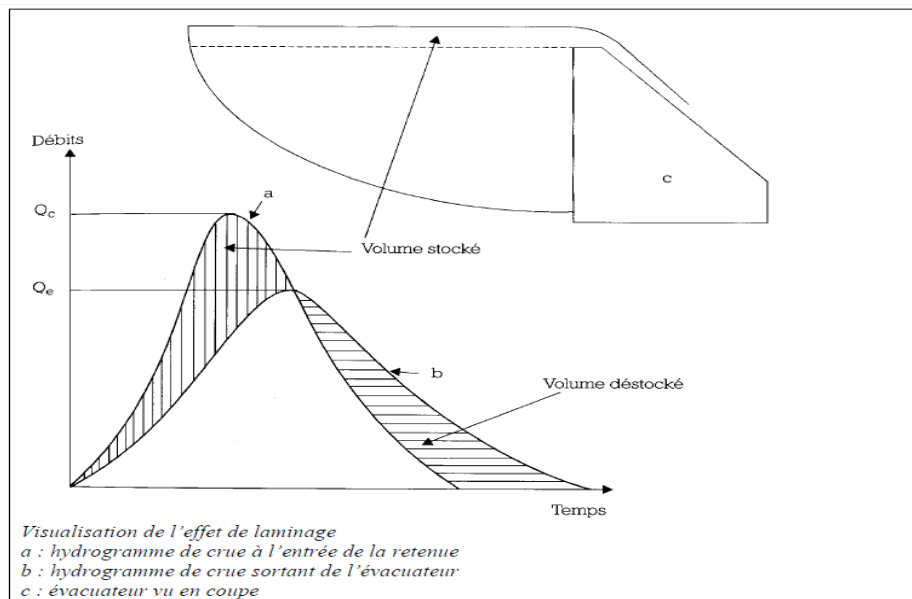


Figure II.10.1.Laminage à travers un barrage

- **Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir b=40m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Pour b=40m et m =0.49 : $Q = 86.82H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire

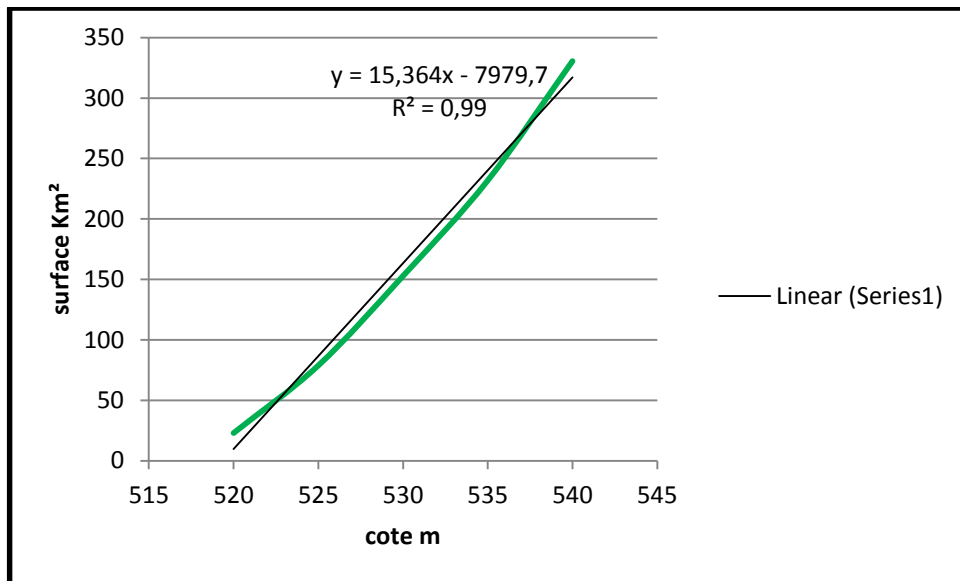


Figure II.10.2 : Modélisation de la courbe surface- hauteur

$$S(\text{Km}^2) = 15.36X - 7979$$

Avec : un coefficient de corrélation $r = 0.99$

➤ tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 4072,72363 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec la variable H : $4072,72363 = 86.82H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 13,0069 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau II.9.1

Tableau II.10.1 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H (m)	cote(m)	A(Km2)	O	S(m3)	2S/Dt+O
0	522,27	21,86519	0	0	0
1	523,27	23,46219	28,94	23462190	4373,79
2	524,27	25,05919	115,76	50118380	9396,9415
3	525,27	26,65619	260,46	79968570	15069,454
4	526,27	28,25319	463,04	113012760	21391,329
5	527,27	29,85019	723,5	149250950	28362,565
6	528,27	31,44719	1041,84	188683140	35983,162
7	529,27	33,04419	1418,06	231309330	44253,121
8	530,27	34,64119	1852,16	277129520	53172,442
9	531,27	36,23819	2344,14	326143710	62741,123
10	532,27	37,83519	2894	378351900	72959,167
11	533,27	39,43219	3501,74	433754090	83826,572
12	534,27	41,02919	4167,36	492350280	95343,338
13	535,27	42,62619	4890,86	554140470	107509,47

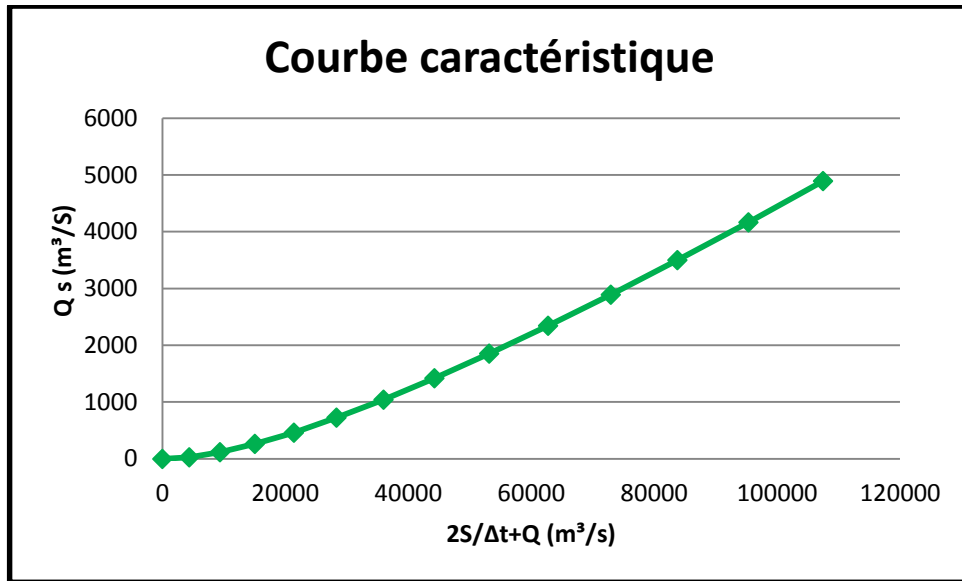


Figure II.10.3: Courbe caractéristique du barrage Igli

➤ l'hydrogramme laminée :

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

Les résultats ou bien l'hydrogramme laminé est donne l'annexe II.4

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b est donné dans le tableau Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties qui se trouvent dans l'annexe II.5

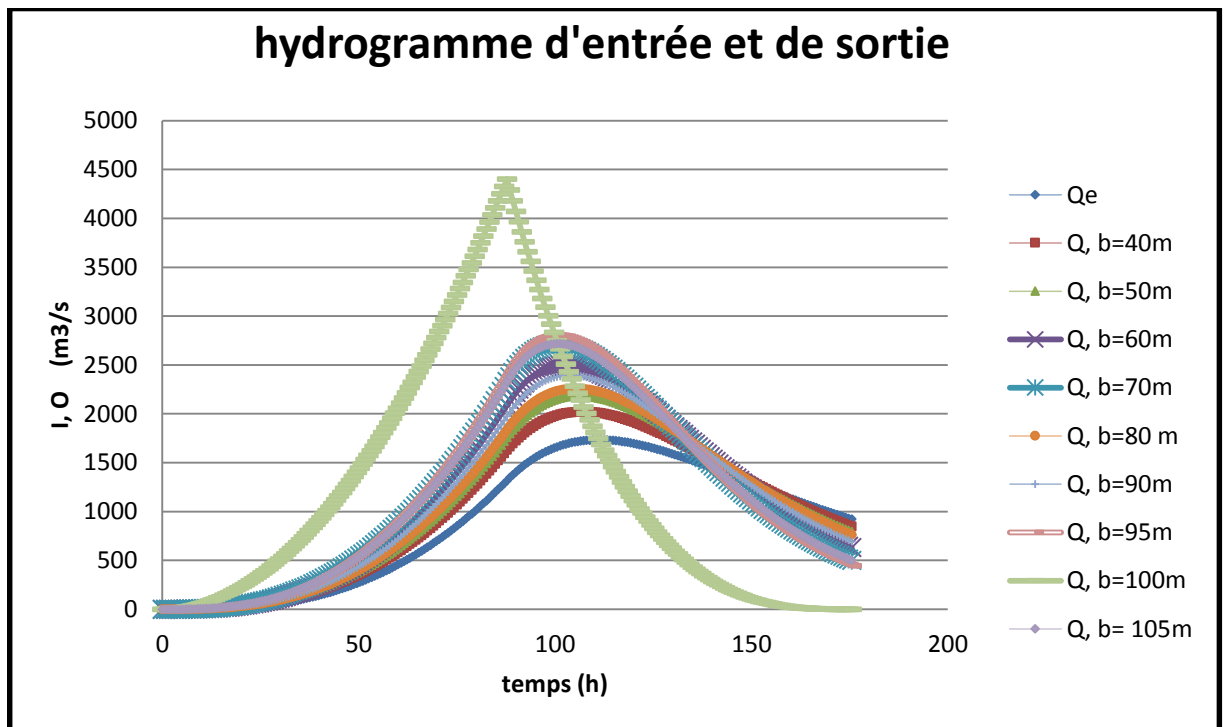


Figure II.10.4 :Hydrogrammes d'entrée et de sorties

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10.2 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b	Hd m	q max	NPHE	Vforcé Mm3
40	13	1734,05	536	2059,759
50	11,2	2022,27	534,2	1726,6506
60	10,5	2184,48	533,5	1597,1084
70	9,92	2258,1	532,92	1489,7735
80	8,95	2393,15	531,95	1310,2651
90	8,19	2501,57	531,19	1169,6193
95	7,57	2621,38	530,57	930,15
100	7,06	2718,38	530,06	930
105	6,4	2806,24	529,4	838,36145

II.11. Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur decrue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.11.1. Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche calculé est donnée par la relation suivante :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km.

a) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g} + S$$

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$$

b) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

Tableau II.11.1 : résultats des calculs

Formules utilisées	F	H[m]	V[m/s]	R [m]
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,5	1,0689	3,937	1,476
Formule de MALLET et PAQUANT	1,5	0,904	2,096	1,402
Formule Simplifiée	1,5			1,367

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,41m**

II.11.2. Niveau de crête de la retenue :

$$H_b = H_m + H_u + H_d + R$$

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

a) Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015H$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2}$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,75 m

b) Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme. La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le

barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b=1,65H_b^{0.5}$
- Formule E.F.PREECE $b=1,1H_b^{0.5}+1$
- Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H^{1/3}-3$
- Formule pratique $b=5/3\sqrt{Hb}$

Tableau II.11.2: résultats des calculs

Largeur en crête du barrage (m)							
Largeurs déversantes (m) b	Lames déversantes (m) Hd	Hauteur du barrage (m) Hb	Formules utilisées				
			KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	pratique	
40	13	32,41	9,39341392	7,26227594	12,4778932	9,48829688	
50	11,2	30,61	9,12884029	7,08589353	12,2613454	9,2210508	
55	10,5	29,91	9,02385588	7,01590392	12,1748398	9,11500594	
60	9,92	29,33	8,93593448	6,95728965	12,1021355	9,02619644	
70	8,95	28,36	8,78692779	6,85795186	11,9783712	8,87568464	
80	8,19	27,6	8,66839085	6,77892724	11,8794146	8,75595036	
90	7,57	26,98	8,57047548	6,71365032	11,7973327	8,65704594	
95	7,06	26,47	8,48908564	6,65939043	11,7288658	8,57483398	
105	6,4	25,81	8,38258463	6,58838975	11,6389435	8,4672572	

Bcr=9,15332348m

II.11.3. Calcul des coûts

II.11.3.1. Estimation du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcule les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$Vb = \sum Vi$$

$$Vi = \frac{Si + Si+1}{2} L$$

Avec :

Vi : Volume du barrage à la côte i

Li : Distance entre deux coupes voisines

Si : Section transversale correspondante à la coupe i

$$Si = \frac{Bi + bcr}{2} Hi$$

Bi : Largeur de base donnée par :

$$Bi = (m1 + m2) + bcr$$

m1, m2 : Les pentes de talus. m1 = 3 ; m2 = 2 ; 5

Hi : Hauteur de la tranche au point i

bcr : Largeur en crête bcr = 9.15 m

pour Le prix du mètre cube d'engrènement est estimé à 3444 DA (ANBT d'Alger).

Tableau II.11.3: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du déversoir

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	volume de la digue (m3)	Coût de la Digue (M DA)
40	32,41	1,823E+09	1823,2456
50	30,61	1,628E+09	1627,8322
55	29,91	1,518E+09	1518,1952
60	29,33	1,424E+09	1424,2075
70	28,36	1,361E+09	1361,2486
80	27,6	1,31E+09	1310,4299
90	26,98	1,185E+09	1185,2749
100	26,47	1,232E+09	1232,2394
115	25,81	1,213E+09	1213,2692

II.11.3.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir. L'évacuateur de crue constitue l'organe principal de sécurité des barrages, son rôle est d'assurer le passage des eaux en surplus dans des conditions favorables à la sécurité du barrage et sans créer de risque d'érosion ou d'inondation en aval. Cependant, le coût de cet ouvrage reste une préoccupation majeure pour les concepteurs

- **Coût du déversoir**

Un déversoir ou évacuateur de crue est une structure construite pour dériver ou évacuer l'eau retenue derrière une vanne ou un barrage fixe dont la hauteur excéderait une certaine limite (la crête de l'ouvrage).

Le déversoir de type creager est le plus ancien de ces trois déversoirs sur lesquels porte notre étude. Son mode de fonctionnement est tel que le fluide est évacué en suivant l'allure de la parabole et permet de minimiser le poids de l'eau sur l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{y}{H} = 0.47\left(\frac{y}{H}\right)^{1.80}$$

Avec : **H** : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dev} = L \cdot S$

Avec : **S** : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, le mètre cube du béton vaut 46550 DA.

Tableau II.11.4: Résultats de calculs du coût de la déversoir pour les différentes largeurs du déversoir

Largeur Déversante (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m ²)	Volume du Déversoir (m ³)	Coûts (M .DA)
40	7,362	6.00	210.00	9.041
50	7,029	5.75	258.75	11.139
55	6,553	5.60	308.00	13.259
60	6,045	5.54	360.10	15.502
70	5,749	5.11	383.25	16.499
80	5,474	5.09	432.65	18.626
90	5,448	4.80	456.00	19.631
100	5,394	4.56	478.80	20.612
115	5,333	4.44	510.60	21.981

• **Coût du coursier**

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

La longueur approximative du coursier est 200 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{beton} = S_{beton} \cdot L_{coursier} \text{ (III.83)}$$

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- ❖ L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres
- ❖ La longueur du coursier est $L = 200\text{m}$.
- ❖ La largeur de coursier est donnée par :

$$B_{coursier} = (Q_{e,max})^{0.4}$$

Tableau II.11.5 : Coût de coursier.

B m	Hd m	q m3/s	b coursier (m)	S béton (m²)	V béton (m3)	Coût (106 DA)
40	7,3621	1734,05	19,7526172	30,0634833	6012,69666	258,846591
50	7,0293	2022,27	21,0056273	31,9705648	6394,11295	275,266563
55	6,5534	2184,48	21,664029	32,9726522	6594,53044	283,894535
60	6,0455	2258,1	21,9531714	33,4127269	6682,54538	287,683578
70	5,7489	2393,15	22,4692185	34,1981506	6839,63012	294,446077
80	5,4741	2501,57	22,8709953	34,8096548	6961,93096	299,711128
90	5,4476	2621,38	23,3030084	35,4671789	7093,43577	305,37241
100	5,3935	2718,38	23,6441696	35,9864262	7197,28524	309,843129
115	5,3328	2806,24	23,9469344	36,4472341	7289,44683	313,810686

• Coût de canal d’approche

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d’énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme estrectangulaire avec une charge d’eau H, une revanche de 1.41m et hauteur de pelle de 3.57m.

La hauteur totale du mur est déterminer par :

$$H_{ca} = H + R + P$$

Le volume du canal d’approche est déterminer par :

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e$$

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site. L=40 m. e : prise 0.5m.

Tableau II.11.6 : Coût du canal d’approche.

B m	Hd m	Hca (m)	S (m²)	V (m3)	Coût (106 DA)
40	7,36206944	8,86206944	354,482778	177,241389	7,63059627
50	7,02929198	8,52929198	341,171679	170,58584	7,34406157
55	6,55335017	8,05335017	322,134007	161,067003	6,93425663
60	6,0454539	7,5454539	301,818156	150,909078	6,49693763
70	5,74890919	7,24890919	289,956368	144,978184	6,24160077
80	5,47409412	6,97409412	278,963765	139,481882	6,004974
90	5,44757323	6,94757323	277,902929	138,951465	5,98213845
100	5,39351972	6,89351972	275,740789	137,870394	5,93559622

115	5,33280661	6,83280661	273,312264	136,656132	5,8833198
-----	------------	------------	------------	------------	-----------

II.11.3.3. Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau II.11.7 : Coût Totale du barrage.

B m	Hd m	digue	diversoir	coursier	Chenal d'écoulement	Total 10 ⁶ Da	evacuateur
40	7,362	1823,246	9.041	258,847	7,631	2098,732	275,49
50	7,029	1627,832	11.139	275,267	7,344	1921,543	293,71
55	6,553	1518,195	13.259	283,895	6,934	1822,024	303,83
60	6,045	1424,207	15.502	287,684	6,497	1733,881	309,68
70	5,749	1361,249	16.499	294,446	6,242	1678,328	317,09
80	5,474	1310,43	18.626	299,711	6,005	1634,736	324,32
90	5,448	1185,275	19.631	305,372	5,982	1516,255	330,98
100	5,394	1232,239	20.612	309,843	5,936	1568,618	336,38
115	5,333	1213,269	21.981	313,811	5,883	1554,863	341,59

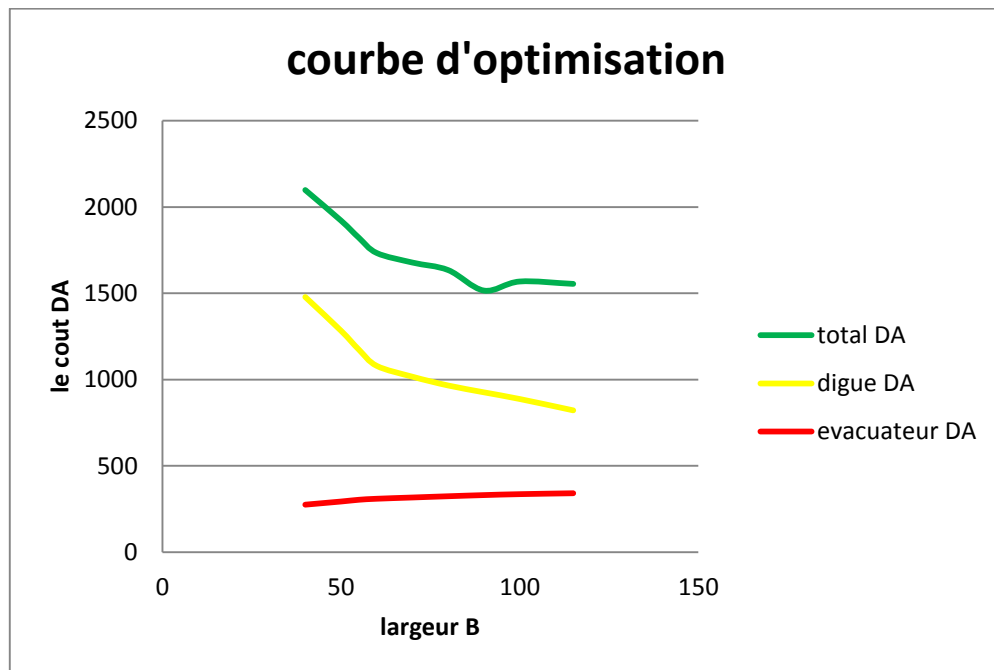


Figure II.11.1 : courbe d'optimisation

Conclusion :

A partir de la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est **b = 90 m**, et une hauteur du barrage : **Hb= 26,98 m**

Cette longueur correspondant à **Hdév = 5.4m** avec **Qdév = 2501,57 m³/s.**

Chapitre III

Chapitre III : Etudes des variantes

Introduction :

Les barrages se composent d'une digue et des ouvrages annexes tels que l'évacuateur de crue. La digue en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites. Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'oeuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques. L'évacuateur de crue est l'un des ouvrages les plus importants dans la construction d'un barrage, il est important d'une part par son rôle de grand de la sécurité de barrage et d'autre part par son coût d'exécution, il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir.

III.1 La variante retenue de la digue pour le barrage d'IGLI :

- IGLI s'agit d'une région de géomorphologie très douce, avec une faible variation de côtes, entaillé par les oueds Guir et Zousfana.

Le couloir d'implantation du barrage correspond à une gorge, dont la variation de cotes est faible, La vallée a un fond plain dans une largeur significative à cause de la déposition des alluvions, favorisée par élargissement de la section d'écoulement immédiatement en aval du couloir d'implantation du barrage, à cause de la confluence de l'oued Zousfana (Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai)

- Le site de barrage d'Igli est situé dans la zone sismique (0) selon le règlement

Parasismique Algérien (RPA99/version2003), Quelques événements sismiques de faible magnitude ont été enregistrés entre 1977 et 2016 à 300 km du couloir d'implantation du barrage d'Igli, mais ils ne présentent, d'effets importants sur notre ouvrage en s'appuyant sur le règlement parasismique Algérienne.

- accumulations de sel sur les dépôts de couverture de l'oued (alluvions et Sables éoliens), résultants de l'intense évapotranspiration de la région. En effet, les mesures de conductivité électrique de l'eau de l'oued Guir réalisé dans le cadre de la visite réalisé en janvier de 2017, montre une eau minéralisée (d'environ 1100 $\mu\text{S}/\text{cm}$).

- Les potentiels problèmes de pertes d'eau pourront émerger dans les cotes

Supérieures inondables des rives, qui sont composés de calcaires fracturés. Cette situation pourra être plus importante dans le cas de la rive droite, dû au pendage général des couches calcaires vers cette rive amont. Le traitement d'imperméabilisation par injection de coulis de ciment pourra donc être prolongé dans les rives.

La forte minéralisation des eaux est due au fait de l'oued Guir traverser des formations évaporitiques en amont du site du barrage, Les variations de la charge ionique montrent l'influence des conditions météorologiques (pluviométrie et évapotranspiration)

- dans la concentration ionique des eaux de l'oued.

Il faut remarquer l'importance de la charge ionique pour la sélection des bétons du barrage. Par un côté, les eaux avec une teneur élevée en sulfates peut être agressives pour les bétons, et, par l'autre, des eaux avec une charge élevée de chlorures pourront produire la corrosion des ferrailages des bétons

- Les matériaux rocheux, surtout les calcaires et les marnes calcaires, pourront devenir une solution pour les matériaux de construction, notamment pour les enrochements et pour les agrégats pour les bétons.

En ce qui concerne la quantité de matériaux disponibles, il n'y aura pas de problèmes. Le massif rocheux qui affleure sur les rives de l'oued Zousfana (de plus facile accessibilité) ou sur le sommet des rives de l'oued Guir a des bonnes conditions géo-mécaniques, donc on peut y ouvrir une carrière qui produira les quantités de matériaux nécessaires, Par rapport aux sables des alluvions, ils sont très variables en termes granulométriques. Les sables plus grossiers ont des % de fins inférieurs à 10% et pourront être une option pour les filtres, après les nécessaires opérations de lavage et sélection. Il y a dans l'oued Guir des sables grossiers suffisantes pour remplir les besoins de matériaux pour les filtres d'une éventuelle solution en enrochement.

La variante choisie :

Variante porte sur la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en enrochements.

Barrages en enrochement:

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation

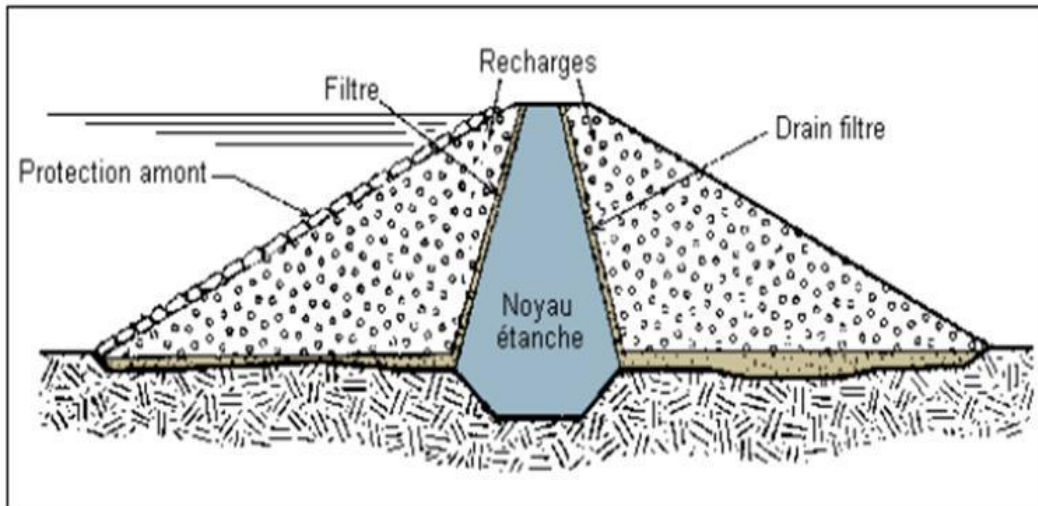


Figure III.1.1 : Profil d'un barrage en enrochement

III.2 Conception de la variante de l'évacuateur de crues :

Classification des évacuateurs de crues :

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

1. Le type de fonctionnement hydraulique :

Evacuateur de surface

Evacuateur en charge :

- a. Evacuateur de crues en puits.
- b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
- c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2. L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.

- Evacuateur latéral :

- a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
- b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Les évacuateurs de surface ou bien un évacuateur à seuil libre. : C'est le cas pour plus de 68 % des barrages, équipés soit d'un déversoir à entonnement frontal, soit d'un déversoir à entonnement latéral, soit d'un seuil déversant ; dans cette dernière situation, le barrage est déversant sur une partie de sa longueur (typiquement un barrage poids dont un ou plusieurs plots sont déversant). Pour les barrages n'ayant qu'un seul type d'évacuateur, la proportion de ceux équipés d'un évacuateur à seuil libre monte à 73 %, Les évacuateurs de surface sont constitués au départ de la retenue par un déversoir dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débite dans un chenal à pente faible afin de limiter l'érosion à l'aval du déversoir, L'énergie de l'eau est dissipée en partie dans un bassin de dissipation avant de rejoindre le lit mineur, il est placé selon les cas en position centrale ou latérale

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

Les facteurs que doit prendre en compte pour le choix des variantes sont :

La nature de la fondation

La disponibilité en matériaux

La disponibilité de la main d'œuvre

Le cout par rapport au cout total de barrage

Les possibilités des suivis et d'entretien

Et pris également en compte la hauteur de chute, le tirant d'eau amont et les facteurs topographiques, climatiques, géologiques et économiques.

III.2.1 Différents types d'évacuateurs de crue :

Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients

- Débitance
- Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (corps du barrage - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).

Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

Evacuateur centrale intégré au corps du barrage :

C'est la solution la plus répandue pour les barrages poids en BCV consiste à réaliser un évacuateur de surface implanté dans la partie centrale du barrage.

Cette solution présente beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile.
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité.
- Un bon rendement.

Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il Représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peut élever
- 2) La difficulté de modification

III.2.2 Choix de l'évacuateur de crue :

Le débit maximum à évacuer est très important ($Q_{ev}=2501.57 \text{ m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en charge est déconseillée à cause du :

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

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. Cependant, ils ne permettent aucun maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval). La cote de crête du seuil est fixée à la retenue normale du barrage. La cote maximale atteinte en crue peut être nettement supérieure à la cote de retenue normale.

Les rives sont asymétriques, étant la rive gauche plus raide que la rive droite, Les potentiels problèmes de pertes d'eau pourront émerger dans les cotes supérieures inondables des rives, qui sont composés de calcaires fracturés. Cette situation pourra être plus importante dans le cas de la rive droite, dû au pendage général des couches calcaires vers cette rive amont. Le traitement d'imperméabilisation par injection de coulis de ciment pourra donc être prolongé dans les rives

Evacuateur de crue a surface libre central : déversoir de type barrage en béton intégré dans la digue mais il existe des problèmes qui sont

- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage
- Déformation et déplacement dues aux tassements
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 53m est un ouvrage instable (risque de Déplacement).

Les variantes choisis :

Une variante d'un évacuateur de crue a surface libre, soit à entonnement latéral ou à Entonnement frontal

- pour une largeur $b=90\text{m}$, on réduire cette largeur avec l'évacuateur a entonnement frontal comprend un seuil déversant type labyrinthe
- un évacuateur latéral à entonnement latérale sur la rive gauche.

III.3. Evacuateur latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier
- Un bassin de dissipation.
- Risberme
- Canal de fuite (canal de restitution)

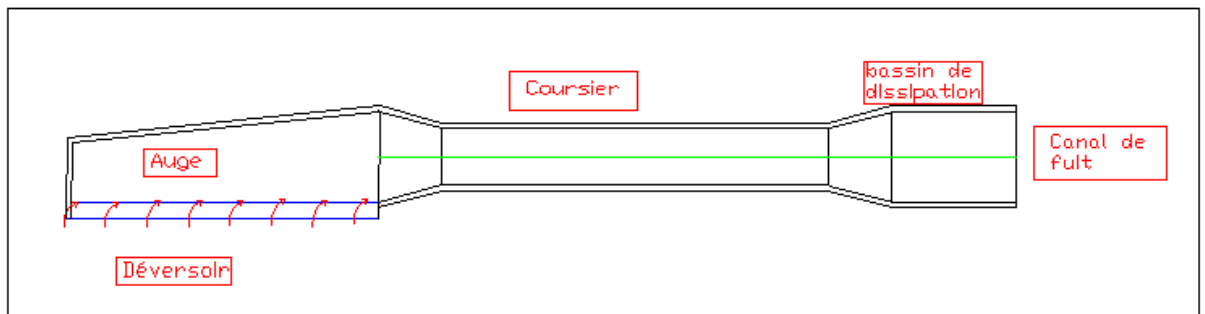


Figure III.3.1. Description de l'évacuateur de crue latéral.

III.3.1. Canal d'amenée :

III.3.1.1. La vitesse d'approche :

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

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 2501.57 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur de barrage : $L = 90 \text{ m}$
- H: Lamé déversant : $H = 5.4 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 523 \text{ m}$

La vitesse d'approche est donnée par la formule : $V = \frac{Q}{S}$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s)

S : Section du canal (m^2) = $h \times b$

h: Charge d'eau (m) = $H + P$

P : Hauteur de pelle (m)

$$0.4 < \frac{p}{H} < 1.6 \Rightarrow P = 0.6 * 5.4 = 3.2 \text{ m}$$

Calcule La vitesse d'approche :

$$V = \frac{2501.57}{(3.2+5.4)*90} = 3.23 \text{ m/s } \mathbf{V=3.23 \text{ m/s}}$$

$$V \leq V_{adm} (4.4 - 10) \text{ m/s (Donc pas de risque d'érosion)}$$

I11.3.2. Déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

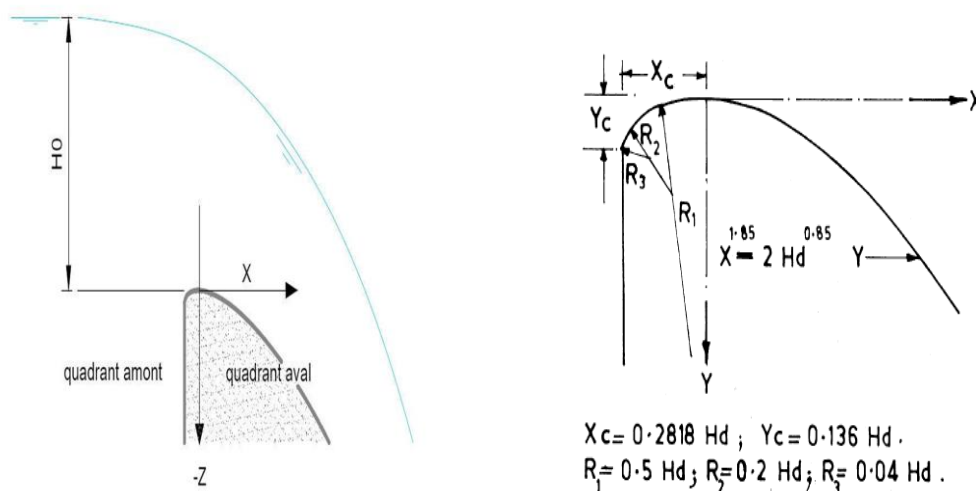


Figure III.3.2.définition du système des coordonnées

III.3.2.1 quadrant amont :

$$X_c = 0.2677 * H = 1.44 \text{ m.}$$

$$Y_c = 0.114 * H = 0.61 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.515 * H = 2.78 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.216 * H = 1.16 \text{ m.}$$

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à Hd pour le quadrant amont.

Tableau III.3.1 : les origines O, rayons de courbure R.

i	O _i	R _i
1	(-0,5682/- 3196)	0,094
2	(-0,2467/- 0,5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1,175

III.3.2.2 Quadrant aval :

- Tracé du quart du cercle situé en aval de la crête.

les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Elle est construit en fonction de l'Hdev = 5.4 m, selon les rayons suivants :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1.85}$$

$$Y = \frac{x^{1.85}}{2H^{0.85}}$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau III.3.2: Coordonnées de la nappe déversant

x	y	x	y
0	0	3,2	1,0263215
0,4	-0,021959	3,6	1,2761908
0,8	-0,079161	4	1,5508399
1,2	-0,167602	4,4	1,8498795
1,6	-0,285375	4,8	2,1729627
2	-0,431220	5,2	2,5197773
2,4	-0,604205	5,4	2,8900399

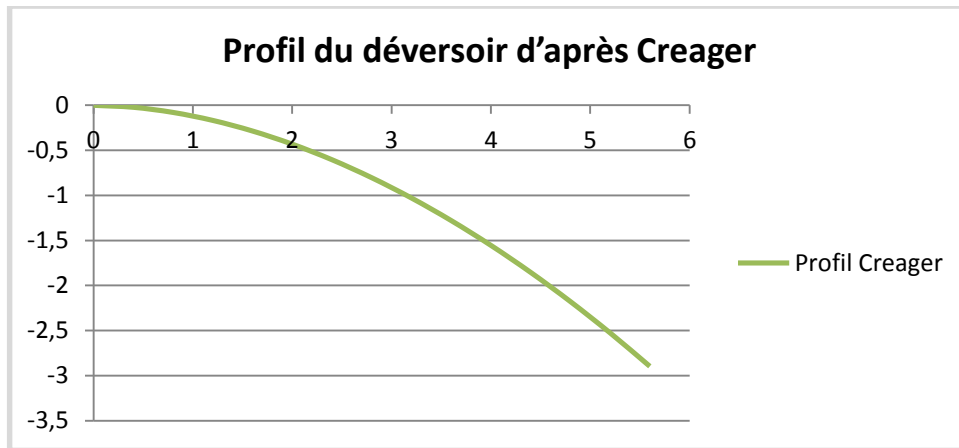


Figure IV.3.3 : profil du quadrant aval

➤ Calcul des paramètres et des coordonnées des points **A** et **B**.

$$R1=0.5*Hd=0.5*5.4=2.7 \text{ m et } R2=0.2*Hd=0.2 *5.4=1.08 \text{ m}$$

$$a=0.175*Hd= 0.175*5.4=0.95 \text{ m}$$

$$b=0.282*Hd= 0.282*5.4 =1.522 \text{ m}$$

$$c=0.3*Hd=0.3*5.4=1.6\text{m}$$

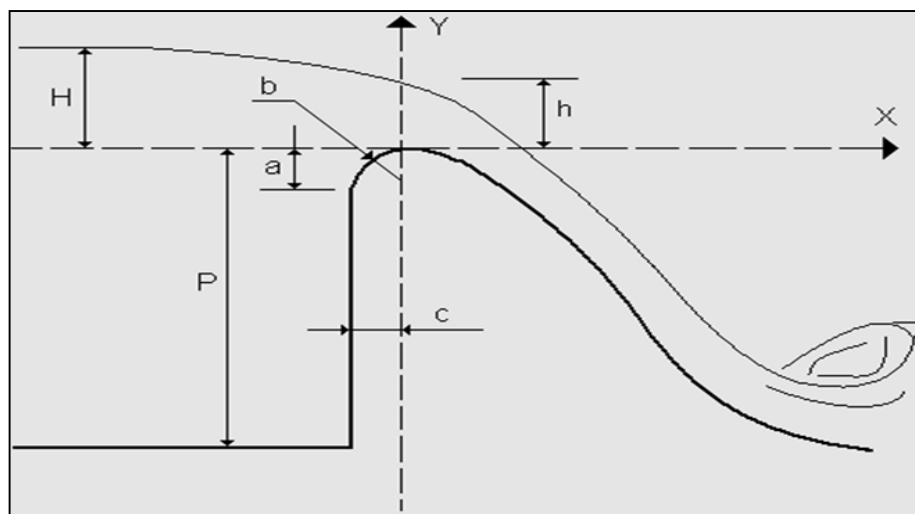


Figure III.3.4 : Dimensions du déversoir

✓ **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas où $P < 10 \text{ m}$ on prend $R = 0.5 * P$.

On a : $P = 3.2 \text{ m} < 10 \text{ m}$.

D'où : $R = 0.5*3.2$ ce qui donne : $R = 1.6 \text{ m}$.

III.3.3 l'auge de réception :

IV.3.3.1 Dimensionnement de l'auge de réception :

L'auge est une partie d'un évacuateur de crue latérale à entonnement latérale. Elle reçoit les eaux déversées pour les conduire vers le coursier.

Méthode russe

Cette méthode englobe les différents calculs qui conduisent à la détermination de la ligne d'eau à travers l'auge de réception. Elle se base sur l'équation de Manning.

Calcule la longueur du seuil déversoir :

$$L = \frac{Q}{mH^{\frac{3}{2}}\sqrt{2g}}$$

$$L = \frac{2501.57}{0.39 \cdot 5.42^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}} = 115,40 \text{ m}$$

On prend **L = 115m**. Divisons cette longueur en 14 sections et trouvons les grandeurs de calcul nécessaires dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 .3: récapitulatif du canal latéral.

Section	x	Q(m3/s)	v (m/s)	b	h (m)	i	i moy	Δh (m)	R
14	115,4	2501,56	6	30	13,898	0,00051			7,21
13	107,4	2328,14	6	29	13,38	0,00053	0,00052	0,0041	6,96
12	99,4	2154,72	6	28	12,826	0,00056	0,00055	0,0044	6,69
11	91,4	1981,3	6	27	12,23	0,00059	0,00058	0,0046	6,42
10	83,4	1807,88	6	25	12,053	0,00063	0,00061	0,0049	6,14
9	75,4	1634,47	6	24	11,35	0,00067	0,00065	0,0052	5,83
8	67,4	1461,05	6	23	10,587	0,00072	0,0007	0,0056	5,51
7	59,4	1287,63	6	22	9,755	0,00079	0,00076	0,0061	5,17
6	51,4	1114,21	4,5	21	11,791	0,0004	0,0006	0,0048	5,55
5	43,4	940,79	4,5	20	10,453	0,00045	0,00043	0,0034	5,11
4	35,4	767,38	4,5	19	8,975	0,00052	0,00048	0,0039	4,62
3	27,4	593,96	3,5	18	9,428	0,00031	0,00041	0,0033	4,6
2	19,4	420,54	3	17	8,246	0,00026	0,00029	0,0023	4,19
1	11,4	247,12	3	16	5,148	0,00038	0,00032	0,0026	3,13

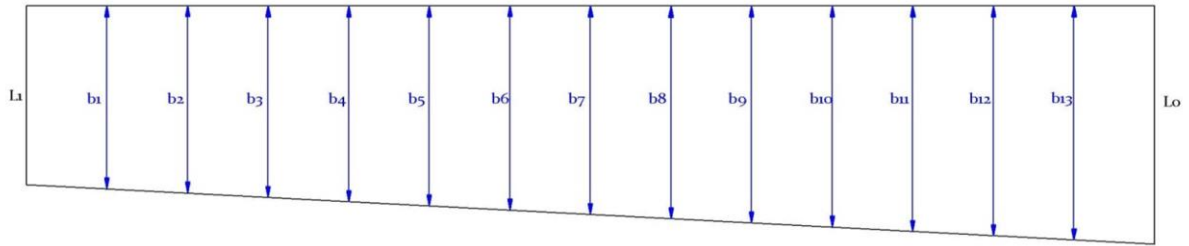


Figure III.3.5: les différentes largeurs aux sites

le débit à travers la section considérée est calculé par la formule :

$$Q = mx\sqrt{2gH^3}$$

On fait varier la vitesse de l'écoulement ($v= 3$ jusqu'au 6 m/s) entre les sections et b_i entre 16 et 30 m.

Avec b_i : largeur de l'auge dans chaque section.

v : vitesse moyenne d'écoulement dans chaque section.

Le tirant d'eau moyen dans chaque section est égale a :

$$h = \frac{Q}{bv}$$

La pente de la ligne d'eau dans chaque section est calculée par la formule de Chezy

$$I = \frac{v^2}{cR^2}$$

Ou $c = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$ et R : rayon hydraulique dans la section considérée.

La pente moyenne est égale à la moyenne arithmétique des pentes des sections adjacentes :

$$i_{moy} = \frac{in + i(n + 1)}{2}$$

La perte de charge entre deux sections adjacentes est égale à :

$$\Delta h = l \cdot i_{moy}$$

Ou l : la distance en mètre entre les sections adjacentes considérées.

Considérons la cote de fond dans la première section c.-à-d. Au début de l'auge égale a la cote du seuil déversoir soit 523 m, la cote initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : $523+H$

Dans la 2^{ème} section la côte de la ligne d'eau est diminuée de la valeur de perte de charge et la cote de fond de l'auge est égale à la cote de la ligne d'eau diminuée de la profondeur d'eau dans cette section.

Les résultats de calcul pour les autres sections sont obtenus dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau III.3.4: Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.

x [m]	sections	ligne d'eau	Fond de l'auge
11,4	1	528,14835	523
19,4	2	528,14577	528,14551
27,4	3	528,14347	518,71557
35,4	4	528,14015	519,16499
43,4	5	528,13628	517,68301
51,4	6	528,13286	516,34226
59,4	7	528,12809	518,37331
67,4	8	528,12203	517,53473
75,4	9	528,11645	516,76598
83,4	10	528,11125	516,05868
91,4	11	528,10637	515,8761
99,4	12	528,10176	515,27604
107,4	13	528,0974	514,71729
115,4	14	528,09325	514,19571

III.3.4. Chenal d'écoulement :

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de section rectangulaire de longueur de 25 m, une largeur de 60 m et une pente de 0.25%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

III.3.4.1. Profondeur critique :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Avec :

Q: Débit à évacuer (m³/s), Q = 2501.57 m³/s

b: largeur du chenal, b=90 m

$$y_c = 4.286 \text{ m}$$

III.3.4.2. La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule :

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

AN : $S_c = 0,001372 = 0.14\%$

0.1 % < 0.14 % => écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

III.3.4.3 La profondeur normale (h_n):

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

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

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m².

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

R : Rayon hydraulique en m

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b}$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

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

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

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations.

D'où : $h_n = 4.69m$

$h_n = 4.69 \text{ m} > h_c = 4.286 \text{ m} \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et **l'écoulement est fluvial.**

III.3.5 Détermination de la hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue qui correspond à une hauteur de 5m, a l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R$$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{\frac{1}{3}}$

$Y_{av}=4.286$ m et $V_{av}= 6.48$ m/s

m/s

R= 0.59 m

Donc $H_{baj}= 4.286+0.59= 4.87$ m

Hbaj = 4.87m

III.3.6. le 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.

On a l'équation suivante :

$$tg(\theta) = \frac{1}{3Fa}$$

Fa : Froude moyen

$$Fa = \frac{v_{moy}}{\sqrt{gh_{moy}}}$$

h_{moy} : hauteur moyen

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2}$$

h_c : hauteur critique.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = 4.28m$$

Donc $h_{moy} = 4.48$ m

Le rayon hydraulique moy.

$$R_{moy} = \frac{h_{moy} * b}{b + 2h_{moy}} = 4.04 \text{ m}$$

Calcul de la section moyenne :

$$S_{moy} = b \cdot h_{moy}$$

Le périmètre moyen :

$$P_{moy} = b + 2 \cdot h_{moy}$$

Le coefficient de Cheezy :

$$C_{moy} = \frac{1}{n} R_{moy}^{1/6} = 90$$

La pente moyenne :

$$i_{moy} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R} = 0.00117$$

La vitesse moyenne :

$$V_{moy} = C_{moy} \cdot \sqrt{i_{moy} R_{moy}} = 6.18 \text{ m/s}$$

Froude moyen :

$$Fa = \sqrt{\frac{C_{moy}^2 \cdot i_{moy} \cdot b}{g \cdot p_{moy}}}$$

$$Tg\theta = \frac{1}{3Fa}$$

Calcul de la largeur b2

$$Tg\theta = \frac{1}{2Fr1} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right)$$

Calcul de la longueur du convergent :

$$tg\theta = \frac{(l1 - l2)/2}{L}$$

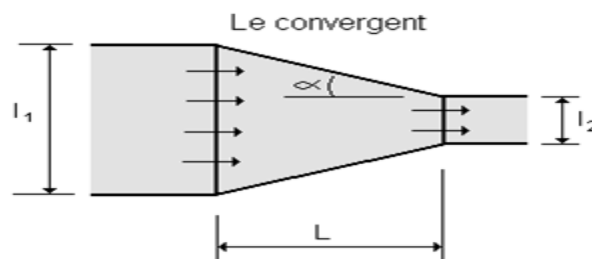


Figure III.3.6: le convergent

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.3.5: résultat de calcul de convergent

H1 [m]	Hmoy [m]	HC [m]	Rmoy	Smoy [m ²]	Pmoy [m]	Cmoy	lmoy[m/m]
4,69	4,485	4,28	4,04	403,65	98,97	90,1437301	1,17E-03

Vmoy[m/s]	Fa	tg o	S [m ²]	Fr1	b2 [m]	Fr2	L [m]
6,19753715	0,93877912	0,3550711	422,1	0,87372826	50,5393975	0,70645491	38,5263412

III.3.7. Coursier :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Avec une pente de 0.3% une longueur L=87 m selon la topographie.

III.3.7.1 La profondeur critique

$$\text{Pour un canal rectangulaire : } hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

b : est la largeur du coursier égale à 50 m.

$$y_c = 6.34 \text{ m}$$

III.3.7.2 La pente critique:

$$I_{cr} = \left[\frac{Qn(b + 2hc)^{\frac{3}{2}}}{K(b * hc)^{\frac{5}{3}}} \right]^2$$

$$I_{cr} = \left[\frac{2501.57 * 0.014 * (60 + 2 * 5.6)^{\frac{3}{2}}}{(60 * 5.6)^{\frac{5}{3}}} \right]^2$$

$$I_c = 0.14\%$$

III.3.7.3 La profondeur normale :

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

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

Par itération on trouve **hn= 4.96m**

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

III.3.7.4. Calcul de la ligne d'eau

- **Méthode indirecte d'intégration numérique :**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux

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

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)}$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}}$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{Y_i + Y_{i+1}}{2}$$

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

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type **S2**).

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3.6 : Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.

y	y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ³	I ₀ -G ₁	DELTAx	L
5,4	5,5	275	61	4,51	1,53	-0,53	0,0022	0,298	-0,358	0
5,2	5,3	265	60,6	4,37	1,71	-0,71	0,0024	0,298	-0,48	1
5	5,1	255	60,2	4,24	1,92	-0,92	0,0028	0,297	-0,621	1
4,9	4,95	247,5	59,9	4,13	2,1	-1,1	0,003	0,297	-0,743	2

Tableau III.3.6 : Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique (suite)

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ⁴ (4/3)	I0-G1	DELTAx	L
4,8	4,85	242,5	59,7	4,06	2,24	-1,24	0,0032	0,297	-0,417	3
4,7	4,75	237,5	59,5	3,99	2,38	-1,38	0,0034	0,297	-0,466	3
4,6	4,65	232,5	59,3	3,92	2,54	-1,54	0,0037	0,296	-0,519	4
4,4	4,5	225	59	3,81	2,8	-1,8	0,0041	0,296	-1,217	5
4,2	4,3	215	58,6	3,67	3,21	-2,21	0,0047	0,295	-1,496	6
4	4,1	205	58,2	3,52	3,7	-2,7	0,0054	0,295	-1,835	8
3,8	3,9	195	57,8	3,37	4,3	-3,3	0,0064	0,294	-2,249	10
3,6	3,7	185	57,4	3,22	5,04	-4,04	0,0075	0,292	-2,761	13
3,4	3,5	175	57	3,07	5,95	-4,95	0,009	0,291	-3,403	17
3,2	3,3	165	56,6	2,92	7,1	-6,1	0,0108	0,289	-4,219	21
3	3,1	155	56,2	2,76	8,57	-7,57	0,0132	0,287	-5,275	26
2,8	2,9	145	55,8	2,6	10,46	-9,46	0,0163	0,284	-6,671	33
2,6	2,7	135	55,4	2,44	12,96	-11,96	0,0205	0,279	-8,561	41
2,4	2,5	125	55	2,27	16,33	-15,33	0,0263	0,274	-4,48	46
2,1	2,25	112,5	54,5	2,06	22,4	-21,4	0,0369	0,263	-16,267	62
1,9	2	100	54	1,85	31,9	-30,9	0,0539	0,246	-25,112	87

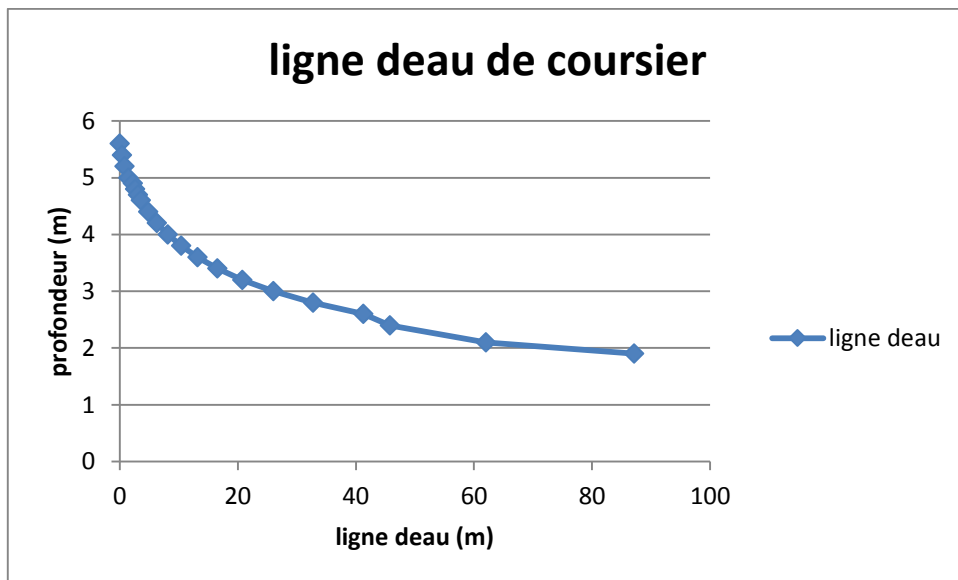


Figure III.3.7: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

II.3.7.5. Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

Hauteur au début du 1er tronçon :

$$H_m = h_e + r$$

Ou :

hm : hauteur du mur bajoyer

he : hauteur d'eau $h_e = 4.96$ m

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 10.29$ m/s ;

Ce qui donne : $r = 0.91$ m, $H_m = 5.87$ m

B.2.2. Hauteur à la fin du 1er tronçon :

$h_e = 1.9$ m on aura $V = 26.33$ m/s, $r = 1.02$, $H_m = 2.92$ m

III.3.7.6. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vagues roulantes :

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

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude : $Fr^2 = \frac{V^2}{gh}$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 50/1.9 = 26.31 \text{ et } Fr^2 = 26.33^2 / (9.81 * 1.9) = 36.19$$

Une des deux conditions n'est pas vérifiée donc pour lutter contre la propagation de vagues roulantes, on utilise différentes méthodes. Deux principales d'entre elles sont : la prévention du phénomène et l'élimination des vagues déjà apparus, à l'aide de dispositifs spéciaux dans le coursier ou dans l'ouvrage terminal. La première méthode est considérée au stade de l'étude de l'ouvrage, par contre la deuxième est utilisée aussi bien au stade de l'étude qu'après la construction de l'ouvrage. (M. HASSANI, 2006)

III.3.8. Bassin de dissipation :

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante

quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

Il est construit en vue de dissiper l'énergie de l'eau et d'éviter l'usure, l'érosion ou la destruction qu'elle pourrait provoquer à l'ouvrage ou à son environnement.

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Supporter les actions hydrodynamiques.
- Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

III.3.8.1. Calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Pour déterminer les paramètres du bassin de dissipation il faut passer par les étapes suivantes :

Établir le type du ressaut

Calculer les hauteurs conjuguées h' et h''

Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

- **calcul des hauteurs conjuguées h_1 et h_2 :**

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

La valeur de Froude à la fin de coursier est :

$$Fr = \sqrt{\frac{V^2}{gh}}$$

$$\sqrt{\frac{26.33^2}{9.81 * 1.9}} = 6.098$$

Froude est supérieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est supérieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

$V > 15\text{m/s}$ et $Fr > 4,5$ alors le bassin qui convient est de **type III**.

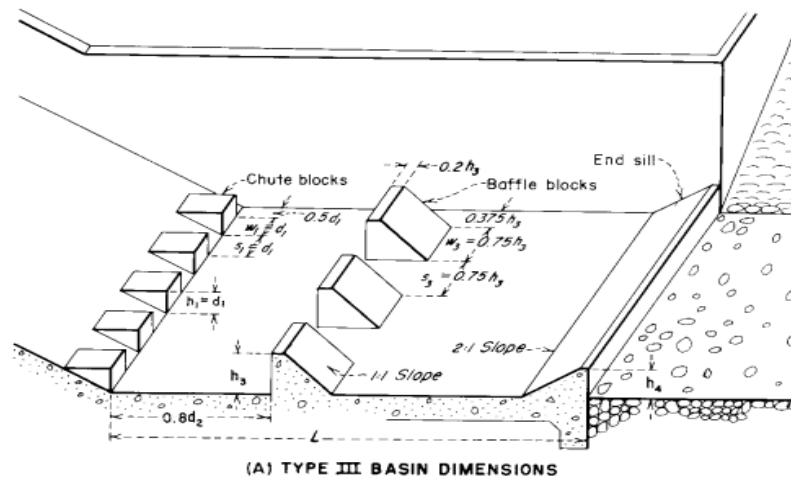


Figure III.3.8: Schéma du bassin de dissipation USBR type III.

III.3.8.2 Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 6.098$, $y_1 = 1.9\text{ m}$

Donc de l'abaque (Annexe III.1) $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 5.13$$

$$Y_2 = 9.74\text{ m}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

L : Longueur du bassin.

On a de l'abaque (Annexe III.1) : $\frac{L}{Y_2} = 4$

Donc : $L = 32.9\text{m}$.

III.3.8.3 Dimensionnement des blocs Chicanes :

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 1.9\text{m}$.

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 1.9\text{m}$.

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 1.9\text{ m}$.

Hauteur du seuil denté : $h_3/d_1 = 1.5$ donc $h_3 = 1.5 * 1.9 = 2.85$

La largeur d'une dent : $l_2 = 0.75 \cdot h_3 = 2.13 \text{ m}$.

Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 \cdot h_3 = 0.43 \text{ m}$.

III.3.8.4 La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation :

$$H_m = h_e + r$$

Avec : H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 5.4 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.61 + 0.14V^{\frac{1}{3}}$

V : la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation : $V = 9.26 \text{ m/s}$

Ce qui donne : $r = 0.9 \text{ m}$ alors **$H_m = 6.3 \text{ m}$**

III.3.9. Calcul de la risberme :

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique

- $L_{ris} = (3-5) H_1$

Tel que $H_1 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$

$$H_1 = \sqrt[3]{\frac{(2501.57/90)^2}{9.81}}$$

$H_1 = 4.28$

Donc $L_1 = 4 \cdot 4.28 = 14.17 \text{ m}$ **$L_1 = 14.17 \text{ m}$**

III.3.10 .Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie. Dans notre cas ce canal est de section trapézoïdale avec un talus 1/1 est constituée par un tronçon de 40 m de largeur environ, il est en enrochement. Avec une pente de 3 % La vitesse admissible pour les enrochements est $V = (4.4-10) \text{ m/s}$.

Pour calculer la hauteur d'eau on utilise la formule de Chézy :

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

S : section du canal trapézoïdale $S = bh + mh^2$

P : périmètre mouille $p = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

R : rayon hydraulique $R = S/P$

C : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : coefficient de rugosité du sol (n=0.025)

Q : le débit évacué en m³/s.

III.3.10.1 La hauteur critique :

Elle se calcule comme suit :

$$hc = \left(1 - \frac{\sigma cr}{3} + 0.015\sigma cr^2\right) K$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$

Et : $\sigma = \frac{Km}{b}$

On prend : m = 1 **AN: K=6.34 mσ =0,12hc = 7.01 m**

III.3.10.2 La pente critique :

$$Icr = \frac{Q^2}{Scr^2 C^2 Rcr}$$

Scr= 469,74m²

Pcr=79,8272 m

Rcr= 5,88 m

C= 53,7457

Icr= 0,001668 m/m

III.3.10.3. Profondeur normal :

La profondeur normal est de : **hn=2.93 m.** (par itération).

✓ **Vitesse dans le canal**

$V = \frac{Q}{S} = 9.48m$

III.4. Évacuateur de crue latéral a entonnement frontal

III.4.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe :

La longueur du seuil déversant qui égale à 90 m sera déployée sur une espace de 40 m dans une nouvelle variante d'un évacuateur plus économique à seuil labyrinthe.

Pour un évacuateur différent d'un déversoir rectilignes le régime d'évacuation varie, pour cela nous allons maintenir le débit et la charge et chercher la longueur déversent sous forme de labyrinthe.

Données de départ :

Débit déversé : $q_{dév} = 2501,57 \text{ m}^3/\text{s}$

Charge hydraulique : $H = 5.4\text{m}$

Largeur : $W = 40 \text{ m}$ (voir la figureV.1)

Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 523 \text{ m}$

Largeur de barrage : $B=90\text{m}$

Hauteur de la pelle : $0.4 < \frac{p}{H} < 1.6$; $P=1.4*5.4= 7.56 \text{ m}$

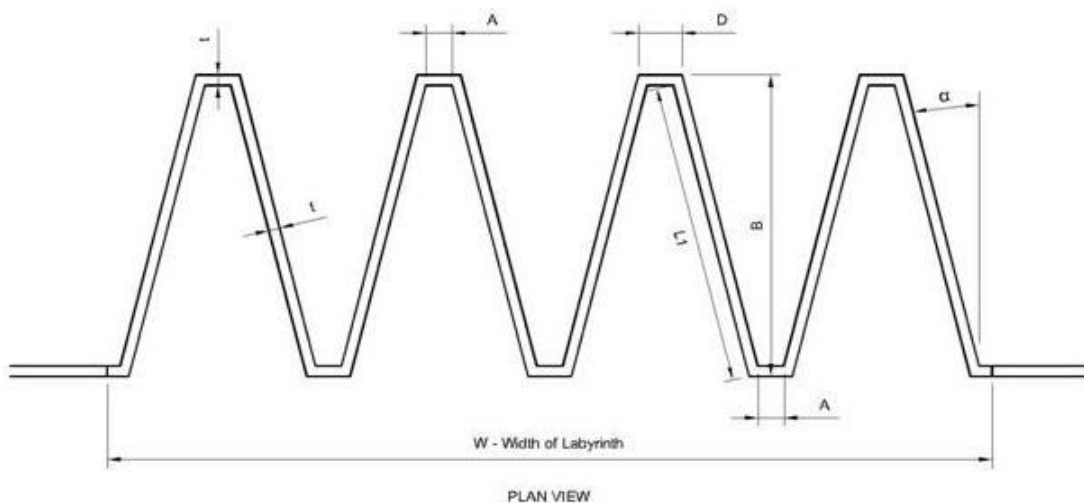


Figure III.4.1 : la géométrie de déversoir labyrinthe

III.4.1.1 Calcule de débit normal :

On a la formule de débit normal suivante :

$$Q_n = \mu * w * \sqrt{2 * g * H^3}$$

Avec μ : coefficient de débit donné par la formule suivant :

$$\mu = 0.4023 * \left(1 + \frac{0.135 H}{P}\right) * \left(1 + \frac{0.001}{H}\right)^{\frac{3}{2}}$$

Soit : W=40 m

$$\mu = 0.44 \text{ m}$$

$$Q_n = 980.95 \text{ m}$$

III.4.1.2 Calcule la géométrie de déversoir :

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : $L = 4a + 2b$

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

$$q^* = \frac{Q_L}{Q_n} = 2.55$$

$$\frac{H}{W} = 0.135$$

Déterminer l'augmentation de la largeur L/P d'après **l'annexe IV.1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q^* = 2.55 \frac{L}{P} = 2.55 \\ H/W = 0.135 \end{array} \right. \implies L = P * 2.55 \implies L = 19.28 \text{ m}$$

On choisit un déversoir labyrinthe trapézoïdale :

$$L = 4a + 2b$$

Tel que : L= 19.5 m avec nombre de cycle **n = 3**

Ce qui implique : **a = 1.5 m et b = 6.75m**

Calcule l'angle α :

$$\alpha = \arcsin\left[\left(\frac{W}{2 * 3}\right) - 2a\right] / b]$$

$$= \arcsin 0.55$$

$$\text{AN : } \alpha = 32^\circ$$

On calcule les détails (épaisseur) de déversoir :

$$t = P / 6 ; t \approx 1.25 \text{ m.}$$

$$r = P / 12 ; r \approx 0,65 \text{ m.}$$

III.4. 2. Chenal d'écoulement :

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre une pente suffisamment faible et une longueur Lch= 10 m (conditions topographiques). L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité avale (début de coursier) ; c'est pour quoi on cherche une pente inférieure a la pente critique).

➤ **Profondeur critique :**

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Avec :

Q: Débit à évacuer (m³/s), Q = 2501.57 m³/s

b: largeur du chenal, b=40 m

y_c = 7.35 m

➤ **La pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule :

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

AN : Sc =0,001252=0.125%

0.1 % < 0.125 % => écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

➤ **La profondeur normale (hn):**

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

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

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m².

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

R : Rayon hydraulique en m

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b}$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

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

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

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations.

D'où : **$h_n = 7.83m$**

$h_n = 7.83m > h_c = 7.35m \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et **l'écoulement est fluvial.**

III.4.3. Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue qui correspond à une hauteur de 5m, a l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R$$

$$\text{Avec : } R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{\frac{1}{3}}$$

$$Y_{av} = 7.35 \text{ m et } V_{av} = 8.5 \text{ m/s}$$

$$\mathbf{R = 1.21 m}$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 7.35 + 1.21 = 8.56 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{baj} = 8.56m}$$

III.4.4. le 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.

On a l'équation suivante :

$$\text{tg}(\theta) = \frac{1}{3Fa}$$

Fa : Froude moyen

$$Fa = \frac{v_{moy}}{\sqrt{gh_{moy}}}$$

h_{moy} : hauteur moyen

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2}$$

h_c : hauteur critique.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

Le rayon hydraulique moy.

$$R_{moy} = \frac{h_{moy} * b}{b + 2h_{moy}}$$

Calcule de la section moyenne :

$$S_{moy} = b \cdot h_{moy}$$

Le perimetre moyen :

$$P_{moy} = b + 2 \cdot h_{moy}$$

Le coefficient de Cheezy :

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

La pente moyenne :

$$i_{moy} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R}$$

La vitesse moyenne :

$$V_{moy} = C_{moy} \cdot \sqrt{i_{moy} R_{moy}}$$

Froude moyen :

$$Fa = \sqrt{\frac{C_{moy}^2 \cdot i_{moy} \cdot b}{g \cdot P_{moy}}}$$

$$Tg\theta = \frac{1}{3Fa}$$

Calcul de la largeur b2

$$Tg\theta = \frac{1}{2Fr1} \left(\frac{b1}{b2} - 1 \right)$$

Calcul de la longueur du convergent :

$$tg\theta = \frac{(l1 - l2)/2}{L}$$

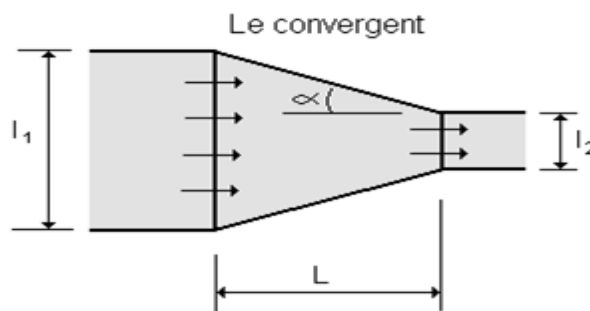


Figure III.4.2 : le convergent

tableau III.4.1 : résultat de calcul de convergent

H1[m]	Hmoy[m]	HC[m]	Rmoy[m]	Smoy[m ²]	Pmoy[m]	Cmoy	lmoy
8,44	7,895	7,35	5,66051264	315,8	55,79	95,3559781	0,00021537

Vmoy[m/s]	Fa	tg o	S[m ²]	Fr1	b2[m]	Fr2	L[m]
11,0264	0,3783	0,8810	337,6	0,81433761	29,4271	0,5743	22,377

III.4.5.le coursier :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau V.5.1** et le graphique de la ligne d'eau.

➤ La profondeur critique

Pour un canal rectangulaire : $hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$

b : est la largeur du coursier égale a 40 m.

AN : hc=7.35 m

➤ La profondeur normal :

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

Avec :

$$S = b * h_n$$

$$P = b + 2 * h_n$$

$$R = s/p$$

$$C = 1/n * R^{1/6}$$

par itération : La profondeur normal est de : **h_n=1.321 m**.

➤ La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C^2 R_{cr}}$$

$$I_{cr} = \frac{2501.57^2}{(40 * 7.36)^2 \left(\left(\frac{1}{0.014} \right) * 5.36^{\frac{1}{6}} \right)^2} 5.36$$

I_{cr}=0.14m/m

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

III.4.5.1. Calcul de la ligne d'eau :

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux

prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant dQ/dx= 0 est:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)}$$

Avec : S₀ : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

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

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen,

on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i < y_{i+1}$ jusqu'à trouver la somme de égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4.2: Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.

y	y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I ₀ -G ₁	DELTAx	L
7,35										0
7,15	7,25	181,25	39,5	4,589	2,678	-1,6783	0,0049	0,3251	-1,0325	1
6,95	7,05	176,25	39,1	4,508	2,913	-1,9128	0,0053	0,3247	-1,1782	2
6,75	6,85	171,25	38,7	4,425	3,175	-2,1754	0,00576	0,3242	-1,3419	4
6,55	6,65	166,25	38,3	4,341	3,471	-2,4707	0,00627	0,3237	-1,5264	5
6,35	6,45	161,25	37,9	4,255	3,804	-2,8036	0,00684	0,3232	-1,7351	7
6,15	6,25	156,25	37,5	4,167	4,181	-3,1806	0,00749	0,3225	-1,9724	9
5,95	6,05	151,25	37,1	4,077	4,609	-3,609	0,00823	0,3218	-2,2433	11
5,75	5,85	146,25	36,7	3,985	5,098	-4,0981	0,00908	0,3209	-2,5539	14
5,55	5,65	141,25	36,3	3,891	5,659	-4,6589	0,01004	0,32	-2,9122	16
5,35	5,45	136,25	35,9	3,795	6,305	-5,305	0,01116	0,3188	-3,3277	20
5,15	5,25	131,25	35,5	3,697	7,053	-6,0534	0,01245	0,3175	-3,8126	24
4,95	5,05	126,25	35,1	3,597	7,925	-6,9251	0,01396	0,316	-4,3824	28
4,75	4,85	121,25	34,7	3,494	8,946	-7,9465	0,01573	0,3143	-5,0572	33
4,55	4,65	116,25	34,3	3,389	10,151	-9,1512	0,01783	0,3122	-5,8629	39
4,35	4,45	111,25	33,9	3,282	11,582	-10,5823	0,02032	0,3097	-6,8344	46

Tableau III.4.3: Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique. (la suite)

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTAx	L
4,15	4,25	106,25	33,5	3,172	13,296	12,2956	0,02332	0,3067	-8,0184	54
3,95	4,05	101,25	33,1	3,059	15,364	14,3642	0,02694	0,3031	-9,4796	63
3,75	3,85	96,25	32,7	2,943	17,885	16,8852	0,03139	0,2986	11,3091	75
3,6	3,675	91,875	32,35	2,84	20,564	19,5638	0,03613	0,2939	-9,9859	85

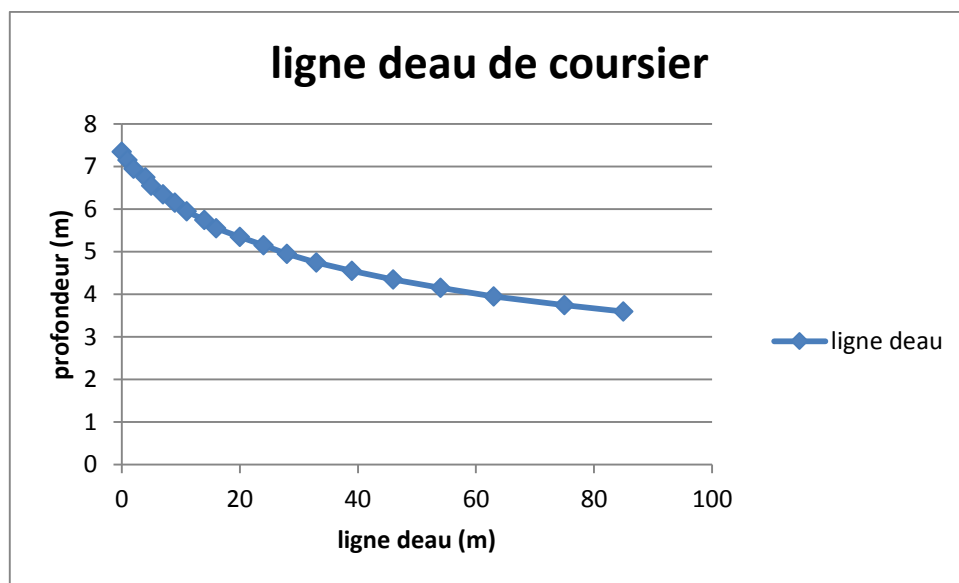


Figure III.4.1 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

III.4.5.2. La hauteur des murs bajoyers sur le coursier :

- Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$H_m = h_e + r$

Ou :

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $h_e = 7.35$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$ (VI.16)

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 11.34$ m/s ;

Ce qui donne : **r = 0,92 m, H_m = 8,27m**

- Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

he = 3.6 m on aura V = 23.16 m/s, r = 1.03 , H_m = 4.63m

III.4.5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vagues roulantes :

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

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{v^2}{gh}$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 30/3.6 = 8.33 \quad \text{et} \quad Fr^2 = 15.18$$

les conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

III.4.6. Dissipateur d'énergie :

Le bassin de dissipation est destiné à :

Dissiper l'énergie due au déversement.

Supporter les actions hydrodynamiques.

Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.

Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

III.4.6.1. Calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Pour déterminer les paramètres du bassin de dissipation il faut passer par les étapes suivantes :

Établir le type du ressaut

Calculer les hauteurs conjuguées h' et h''

Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

Comme il s'agit de résoudre une équation de troisième degré, et la méthode analytique est très fastidieuse donc on vaut utiliser une méthode tabulaire **d'agroskyne** pour déterminer ces hauteurs conjuguées. mais pour le dimensionnement de bassin de dissipation on utilise les tests réalisés par (USBR) « the bureau of réclamation »

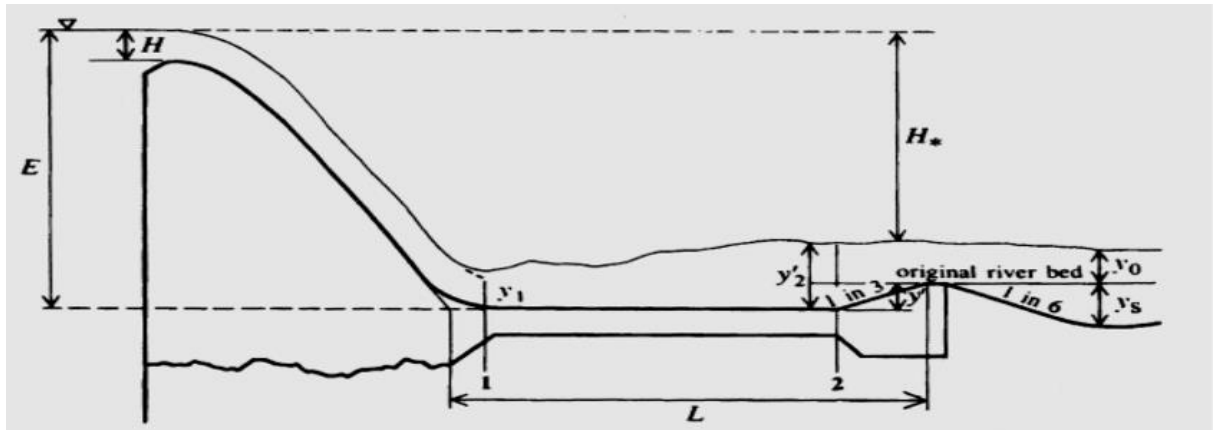


Figure III.4.2 : différents paramètres du bassin de dissipation

III.4.6.2. le calcul de h1 et h2 :

a) Conception

À la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion. Pour obtenir un ressaut stable, il faut que le nombre de Froude (F) soit compris entre 4,5 et 9.

b) Dimensionnement :

Nous avons $Z = \text{NNR} + H - C_f$

NNR : niveau normal de la retenue

H : surélévation max de plan d'eau $H = 5.4 \text{ m}$

C_f : la cote de fond (niveau de radier)

Alors $Z = 523 + 5.4 - 505 = 23.4 \text{ m}$

Soit (L) la longueur du bassin de dissipation et (L) sa largeur et soient (h1) et (h2)

Respectivement les tirants d'eau amont et dans ce bassin (Fig. V.6.2).

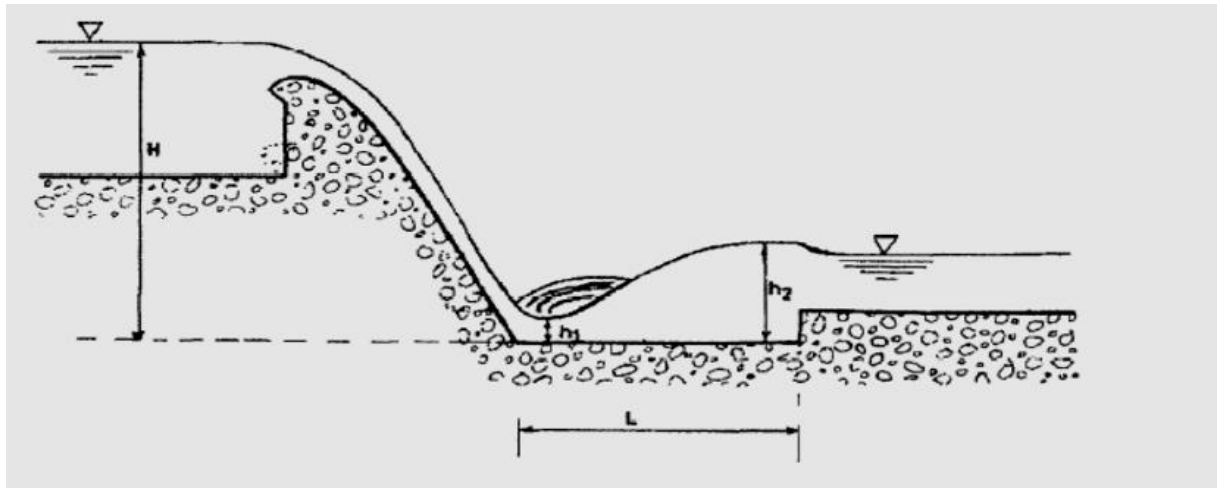


Figure III.4.3: Dissipateur à ressaut hydraulique

Nous avons :

La vitesse théorique : $Vt = \sqrt{2g * \left(H - \frac{hdev}{2}\right)}$

La vitesse d'eau (V1) dans le bassin de dissipation est : $Va = 0.93 \sqrt{2g * \left(H - \frac{hdev}{2}\right)}$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V1.h1.B$

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h1).

La hauteur (h2).est déterminée par la relation : $h2 = \frac{h1}{2} \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{ressaut} = 6(h2 - h1)$

La longueur de bassin de dissipation $L_{bassin} = (0.8-1.25) L_{ressaut}$

Le nombre de Froude est donne par la relation : $Fr = \frac{Va}{\sqrt{gh1}}$

La longueur du bassin de dissipation correspondant a celle du ressaut est donnée par la relation ; $L = 6(h2- h1)$

Application numérique :

Tableau III.4.4 : résultat de calcul

hdev [m]	H [m]	Vt [m/s]	Va [m/s]	h1 [m]	Fa	h2 [m]	Lressaut [m]	Lbassin [m]
5,4	23.4	20.15	18.74	5.33	4.59	15.03	50,281	40.22

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- 1,0 ≤ Fr ≤ 1,7 Ressaut ondulé.
- 1,7 < Fr ≤ 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- 2,5 < Fr ≤ 4,5 Ressaut oscillant.
- 4,5 < Fr ≤ 9 Ressaut stable (Stationnaire).
- Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Pour notre cas :

4.5 < FR < 9 et la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation est supérieure de 15 m/s Donc on doit projeter **un bassin de dissipation « type III»**.

III.4.6.3. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé donc son épaisseur est de :

$$T_{bas} = (1/12 - 1/10) L_{bas} T_{bas} \approx 2 \cdot 40 = 3.35m$$

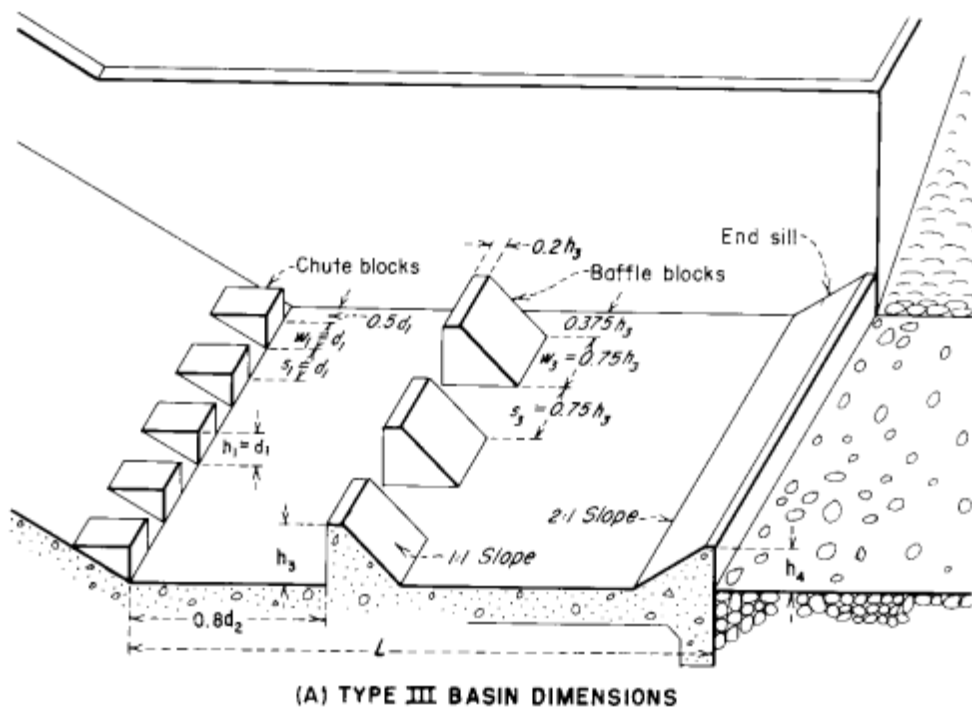


Figure III.4.4 : Schéma du bassin de dissipation USBR type III.

III.4.6.4. Dimensionnement des blocs Chicane :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 5.33$ m.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 5.33$ m .
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 5.33$ m.

Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,2 * 15,03 = 3,006\text{m}$

La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,15 * 15,03 = 2,25\text{m}$.

Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 2,25\text{ m}$.

III.4.6.5. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation :

$$H_m = h_e + r$$

Avec : H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 9,36\text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{\frac{1}{3}}$

V : la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation : $V = 13,36\text{ m/s}$

Ce qui donne : $r = 0,94\text{ m}$ alors **$H_m = 10,3\text{ m}$**

III.4.7. Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie. Dans notre cas ce canal est de section trapézoïdale.

La vitesse admissible pour les enrochements est $V = (4,4-10)\text{ m/s}$.

Pour calculer la hauteur d'eau on utilise la formule de Chézy :

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

S : section du canal trapézoïdale $S = bh + mh^2$

P : périmètre mouille $p = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

R : rayon hydraulique $R = S/P$

C : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$

n : coefficient de rugosité du sol ($n = 0,025$)

Q : le débit évacué en m^3/s .

➤ **La hauteur critique : elle se calcule comme suit :**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma cr}{3} + 0,015\sigma cr^2\right) K$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ Et : $\sigma = \frac{Km}{b}$

On prend : $m=1$ **AN: $K=10.6$ m** $\sigma = 0.4hc = 9.16m$

➤ **La pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C^2 R_{cr}}$$

$$S_{cr} = 278,92 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 46,7 \text{ m}^2$$

$$R_{cr} = 5,96 \text{ m}$$

$$C = 58,54$$

$$I_{cr} = 0,00393m/m$$

➤ **Profondeur normal :**

La profondeur normal est de : **$h_n=3.884m$** . (par itération).

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = 8,93417 \text{ m/s}$$

III.4.8. Calcul de la risberme :

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique

- $L_{ris} = (3-5) H1$

$$\text{avec } H1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} \sqrt{\frac{\left(\frac{2501.57}{40}\right)^2}{9.81}}$$

$$H1 = 7.36 \text{ m}$$

$$L_{ris} = 3 * 7.36 = 22.08$$

$$L_{ris} = 22.08 \text{ m}$$

Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de cotée technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; mais pour une largeur très importante comme notre cas et un meilleur fonctionnement aussi une

très bonne vue en opte pour l'évacuateur de crue a entonnement frontal avec déversoir labyrinthe.

Chapitre IV

Chapitre IV : études des ouvrages annexes

Introduction:

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre Particulièrement important de paramètres et d'informations comme la forme de la vallée (Morphologie), la géologie, la disponibilité de matériaux de construction, la sismicité, les conditions climatiques ainsi la maîtrise des crues. L'objectif est de proposer la solution la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage, le Chantier et l'exploitation. Il faut relever que la problématique de la crue à maîtriser et de l'intégration des ouvrages annexes constitue un critère particulier du choix du type de barrage. Les ouvrages annexes sont donc des éléments importants pour la conception et finalement la sécurité structurale du barrage (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Les ouvrages annexes, tels la dérivation provisoire, la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crue sont le plus souvent des constructions en béton, qui sont, à cause de leur rigidité, sensibles aux tassements différentiels. En règle générale, ces ouvrages en béton sont placés de préférence en dehors des remblais et fondés directement sur une fondation rocheuse. Les ouvrages annexes se laissent plus facilement combiner et intégrer dans les barrages en béton selon les types. Leur possibilité d'implantation influence de manière prépondérante le choix du site d'un barrage.

IV.1 dérivation provisoire :

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires

La solution la plus commode, sinon la plus économique, consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. Ces organes sont dimensionnés pour la crue de chantier, sensiblement plus fréquente que la crue de projet. C'est à dire qu'on accepte un risque non négligeable (1/10 à 1/100) devoir le chantier noyé, ce qui correspond à une

recherche d'optimum économique en termes statistiques, compte tenu des dégâts et retards en cas de submersion

IV.1.1 organes de dérivation provisoire

- galeries de dérivation : Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage, il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit
- canaux de dérivation : Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.
- ouvertures dans le barrage ' brèches, orifices' : La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

IV.1.2 type de dérivation :

Le type d'ouvrage temporaire devrait être choisi en fonction des caractéristiques du site visé par les travaux, notamment la présence de roc, de pierre ou de fond meuble, la largeur et la profondeur du cours d'eau (bathymétrie), la vitesse du courant, l'espace disponible et requis pour les travaux ainsi que la topographie.

Dérivation intégral ; dérivation a travers le chantier, balancement de la ravière

Élément de la dérivation : batardeaux en remblais.

IV.1.3 L'emplacement de l'ouvrage de dérivation :

L'ouvrage doit être placé dans l'endroit le plus bas du site où la fondation est résistante, le tracé présent un trajet court qui nous permet la collecte et l'évacuation des eaux en toute sécurité.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive droite a coté de l'Oued

IV.1.4 Choix de la crue de dimensionnement :

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteennes ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtaines.

$$Q_{5\%} = 863.24 \text{ Mm}^3$$

IV.1.5 succession des travaux :

- **1ère étape** : Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.
- **2ème étape** : Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive droite.
- **3ème étape** : Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.

Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

- **4ème étape** : Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

IV.1.6 Dimensionnement de la dérivation provisoire :

IV.1.6.1 Calcul du canal :

a. succession des travaux:

- Creuser le canal de dérivation temporaire du cours d'eau en laissant fermées les deux extrémités qui relient le canal de dérivation et le cours d'eau.
- Creuser la digue à l'extrémité aval (le sol qui sépare le canal de dérivation et le cours d'eau) et aménager cette zone de transition avec le cours d'eau à l'aide d'une géo membrane et de pierres.
- Creuser la digue à l'extrémité amont du canal et aménager la zone de transition avec le cours d'eau, comme il est présenté à l'étape précédente, en prenant soin de bien enfouir la géo membrane (ou le géotextile) dans le lit du cours d'eau.

La surface économique « Se » du profil en travers du canal, correspond une vitesse moyenne d'écoulement : $V_a = Q/Se$.

Dans le cas des canaux à écoulement libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend $V=6.8\text{m/s}<10\text{ m/s}$ à la vitesse admissible

b. La section économique et la hauteur du canal :

On a :

$$Q=863.24\text{ m}^3/\text{s}. V=6.8\text{m/s d'où } Se=Q/V$$

$$Se= 863.24/6.7$$

$$Se= 126.95\text{ m}^2$$

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (bi) et nous calculons les hauteurs (hi) et les sections mouillées, par la suite nous choisissons une section de telle sorte quelle soit inférieure à la section « Se » déjà calculée.

$$Q = h(b + mh) \frac{1}{n} \left[\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \right]^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}$$

On opte après calcul pour une section **S= 124 m**.

Une largeur de canal **b= 21m** .

i : Pente du canal : **i= 1.02%**

La hauteur du tirant d'eau est : **hi = 4 m**.

$$H_{can} = hi + R$$

R : revanche (R = 0.3 ÷ 0.5 m), d'où : **hcan = 4.3 m**

La hauteur critique : elle se calcule comme suit :

$$hc = \left(1 - \frac{\sigma cr}{3} + 0.015\sigma cr^2 \right) K$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

$$\text{Et : } \sigma = \frac{Km}{b}$$

On prend: $m=1$ **AN: K=5,563 m** $\sigma = 0.26hc = 5.07\text{m}$

La pente critique : $Icr = \frac{Q^2}{Scr^2 C^2 Rcr}$

$$Scr = 173.73\text{ m}^2$$

$$Pcr = 48,3\text{ m}^2$$

$$R_{cr} = 3.53 \text{ m}$$

$$C = 56.1$$

$$I_{cr} = 0,0022 \text{ m/m}$$

IV.1.6.2 Dimensionnement de la galerie :

Pour la construction du barrage d'Igli, il sera nécessaire de dévier l'oued Guir, afin de créer des zones de travail à l'abri des crues. Les ouvrages de dérivation provisoire sont

dimensionnés pour une période de retour de 20 ans, correspondant à un débit de pointe de crues d'environ 863.24 m³/s.

On mentionne que l'écoulement dans la galerie est un écoulement à surface libre qui passe en écoulement en charge.

➤ **l'écoulement à surface libre :**

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Avec Q : débit évacué

S : section mouillée

$$S = \frac{R^2}{2} (\theta rad - \sin\theta^\circ)$$

R : rayon hydraulique

Pcr : périmètre mouillé $P = R\theta rad$

Ccr : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : coefficient de rugosité n =0,014

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = r - 1 - \cos \frac{\vartheta^\circ}{2}$$

$$\vartheta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

➤ **l'écoulement en charge :**

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu S \sqrt{2gZ}$$

Q : débit évacué

$S = \pi D^2/4$: section de la galerie

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

Z : charge $Z = H + LI - \frac{D}{2}$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie (L = 250m)

I : pente de la galerie (I = 1%)

μ : coefficient de débit $\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_i}}$

$\xi_i = \xi_{lin} + \xi_{sig}$ avec $\xi_{sig} = \xi_{ent} + \xi_{sor} = 1.5$

$$\xi = \frac{\lambda L}{D}$$

λ Coefficient de résistance linéaire $\lambda = \frac{125n^2}{D^3}$

Nous avons pris cinq variantes, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau.

Tableau IV.1.1 : Coefficient de débit pour différents diamètres

D m	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda L/D$	$v(1+\sum)$	μ
3,5	1,5	0,0161365	1,1526091	1,91118	0,523237
4	1,5	0,015434	0,9646271	1,8613509	0,5372442
4,5	1,5	0,0148398	0,8244343	1,8233031	0,5484552
5	1,5	0,0143277	0,7163844	1,7934281	0,5575914
5,5	1,5	0,0138797	0,6308932	1,769433	0,5651528
6	1,5	0,0134829	0,5617862	1,7497961	0,5714952
6,5	1,5	0,01312789	0,50491889	1,73347019	0,57687753

Le débit Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu S \sqrt{2gZ}$$

$$Z = H + LI - \frac{D}{2}$$

Tableau IV.1.2 : Calcul du débit en fonction du diamètre $Q = f(D)$.

D [m]	μ	S [m ²]	$\mu S \sqrt{(2g)}$	Z [m]	Q [m ³ /s]
3,5	0,523	9,616	22,28	H+1,5	$22,28\sqrt{Z}$
4	0,537	12,56	29,88	H+1,25	$29,881\sqrt{Z}$
4,5	0,548	15,89	38,61	H+1	$38,62\sqrt{Z}$
5	0,557	19,62	48,47	H+0,75	$48,428\sqrt{Z}$
5,5	0,565	23,746	59,44	H+0,5	$59,468\sqrt{Z}$
6	0,571	28,26	71,53	H+0,25	$71,55\sqrt{Z}$
6,5	0,576	33,16	84,74	H+0	$84,72\sqrt{Z}$

IV.1.6.3 Laminage de crues de chantier :

On détermine les volumes d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 20% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume

Tableau IV.1.3 : Calcul de la charge déversée en fonction du temps $H_{dév} = f(T)$

temps [H]	Qc[m3/s]	Qmo [m3/s]	V[hm3]	hdev [m]
0	0	2,018	0,029	1
4	4,036	10,090	0,145	2
8	16,144	52,467	0,756	4
12	36,323	100,897	1,453	5,2
16	64,574	165,472	2,383	6,32
20	100,897	246,190	3,545	6,68
24	145,292	343,051	4,940	7,26
28	197,759	456,056	6,567	8,06
32	258,297	585,205	8,427	8,12
36	326,907	730,497	10,519	8,022
40	403,589	891,933	12,844	8,3
44	488,343	1022,090	14,718	8,7
46	533,747	1164,356	16,767	10,42
50	630,609	1366,150	19,673	10,5
54	735,542	1526,577	21,983	10,7
56	791,035	1654,275	23,822	10,91
58,5	863,24		0	

Tableau IV.1.4: Résultats du laminage

D [m]	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5
Z [m]	12,41	12,16	11,91	11,66	11,41	11,16	10,91
Q [m³/s]	78,5126	126,843	165,245	222,220	258,499	236,29	279,92

IV.1.6.4 les Batardeau :

a. Type de batardeau :

Pour la situation de dimensionnement (T= 20 ans), le canal situé sur la rive droite aura un débit maximal de 863.24 m³/s.

Pour ce but, il sera nécessaire l'exécution de deux batardeaux en amont et à l'aval. Ces batardeaux seront matérialisés en remblai d'encrochement

b. Calcul de la revanche du batardeau

➤ Formule de Stevenson :

$$R = 0.75Hv + \frac{v^2}{2g}$$

HV : hauteur des vagues (m). $Hv = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26^4\sqrt{F}$

F : Fetch = 1.26km,

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1,5 + 2 HV$.

➤ Formule de Mallet –Paquant :

$$R = Hv + \frac{v^2}{2g} + S$$

Avec :

HV : hauteur des vagues (m) $Hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s) $V = \frac{1}{2} + \frac{2}{3}Hv$

S : marge de sécurité, on prend S = 0,5m

➤ Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

Tableau IV.1.5 : Résultats de calcul de la revanche

Formules utilisées	F	Hv	V	R
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,26	0,8561843	3,2123687	1,1680971
Formule de MALLET et PAQUANT	1,26	0,8741657	1,0827772	1,4339214
Formule Simplifiée	1,26			1,3367492

on prend la valeur **R=1,31 m** comme revanche

c. Calcul de la largeur en crête du batardeau :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

- Formule T.KNAPPEN $b=1,65Hb^{0.5}$
- Formule E.F.PREECE $b=1,1Hb^{0.5} + 1$
- Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H^{1/3} - 3$
- Formule pratique $b=5/3\sqrt{Hb}$

Tableau IV.1.6: Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

D [m]	Z [m]	Hb	Formules utilisées				Largeur b [m]
			KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	pratique	
3,5	10,9	12,21	5,76556372	4,84370915	9,28974278	5,82380174	6,43070435
4	10,65	11,96	5,70623343	4,80415562	9,23277464	5,76387216	6,37675896
4,5	10,4	11,71	5,64627975	4,7641865	9,17500699	5,70331288	6,32219653
5	10,15	11,46	5,58568259	4,72378839	9,11641117	5,64210363	6,26699645
5,5	9,9	11,21	5,52442078	4,68294719	9,05695686	5,58022301	6,21113696
6	9,65	10,96	5,46247197	4,64164798	8,9966119	5,51764845	6,15459507
6,5	9,4	10,71	5,3998125	4,599875	8,93534216	5,45435606	6,09734643

IV.1.6.5 Calcul d’optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d’eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois le diamètre de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Hypothèses de calcul

Écoulement uniforme ; Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY ;

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux aval correspondants aux débit maximum et minimum Q_{max} et Q_{min}

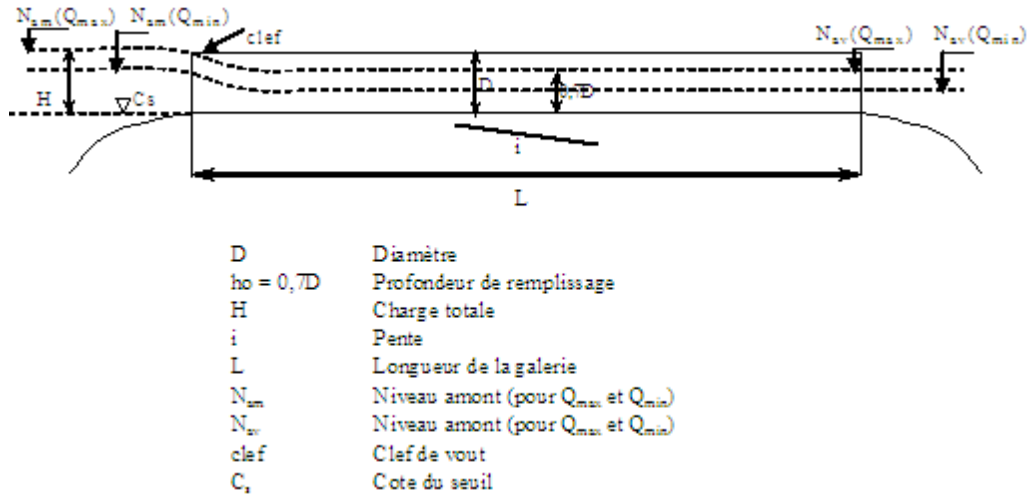


Figure IV.1.1:Schéma de calcul.

Tableau IV.1.7:Tableau Paramètres de calcul d'optimisation

N°	Désignation	VALEURS CALCULES						
		A-CALCUL						
		HYDRAULIQUE						
1	Diamètre en m	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5
2	Section du tunnel $A=\pi D^2/4$ (m ²)	9,61625	12,56	15,89625	19,625	23,74625	28,26	33,16625
3	Profondeur d'eau $h_o = 0,7D$ (m)	2,45	2,8	3,15	3,5	3,85	4,2	4,55
4	Section mouillée $A_1= 0,74.A$ (m ²)	7,1160	9,2944	11,763225	14,5225	17,572225	20,9124	24,543025
5	Rayon hydraulique $R_h= 0,3D$ (m)	1,05	1,2	1,35	1,5	1,65	1,8	1,95

Tableau IV.1.7: Tableau Paramètres de calcul d'optimisation(la suite)

6	Coefficient de chezy $C = 1/n R^{1/6}$	72,012	73,632	75,092	76,422	77,646	78,780	79,838
7	Vitesse moyenne $V = Q_{\max}/A_1$ (m/s)	11,0422	13,6473	14,0479	15,3018	14,7124	11,2990	11,4016
8	Pente $i = v^2/C^2R$	0,0224	0,0286	0,0259	0,0267	0,0218	0,0114	0,0105
9	Perte de charge linéaire $h_l = i.l$ (m)	5,5983	7,1567	6,4810	6,6818	5,4398	2,8570	2,6147
10	P.d.C à l'entrée $Z_{entr} = v^2/2g\phi^2$ (m)	5,034	7,689	8,147	9,667	8,936	5,271	5,367
11	P.d.C total $Z_0 = Z_{entr} + h_l$ (m)	10,632	14,846	14,628	16,348	14,376	8,128	7,981
12	N Amont $N = N_{av} + Z_0$ (m NGA)	518,632	522,846	522,628	524,348	522,376	516,128	515,981
13	N à entrée $N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)	513,598	515,157	514,481	514,682	513,440	510,857	510,615
14	Cote du Seuil $C_s = N_I - h_0$ (m NGA)	511,148	512,357	511,331	511,182	509,590	506,657	506,065

Tableau IV.1.7: Tableau Paramètres de calcul d'optimisation(la suite)

N°	Désignation	VALEURS CALCULES						
		B- VOLUME DES TRAVEAUX						
15	<i>Hbat</i>	12,21	11,96	11,71	11,46	11,21	10,96	10,71
16	S bat Fbat =(2b+ 2mH bat).Hbat /2 (m2)	450,85425	450,85425	450,85425	450,85425	450,85425	450,85425	450,85425
17	Longueur du bat L_{batmoy} (m) plan T	265	260	255	250	245	240	235
18	Volume du bat $V_{bat} = L$ * F (m ³)	119476,376	117222,105	114967,834	112713,563	110459,291	108205,02	105950,749
19	Conversion en V en enro V' bat = 0,1 Vt	11947,638	11722,2105	11496,783	11271,356	11045,929	10820,502	10595,075
20	Volume d'excavation du la galerie $V_{gal} = L . A$	2404,0625	3140	3974,0625	4906,25	5699,1	6782,4	7959,9
21	Conversion en V de B V' tun = 1,5 V bet	3606,09375	4710	5961,09375	7359,375	8548,65	10173,6	11939,85
22	$\Sigma V' = V'_{bat} +$ V' tun	15553,7314	16432,2105	17457,8771	18630,7313	19594,5791	20994,102	22534,9249

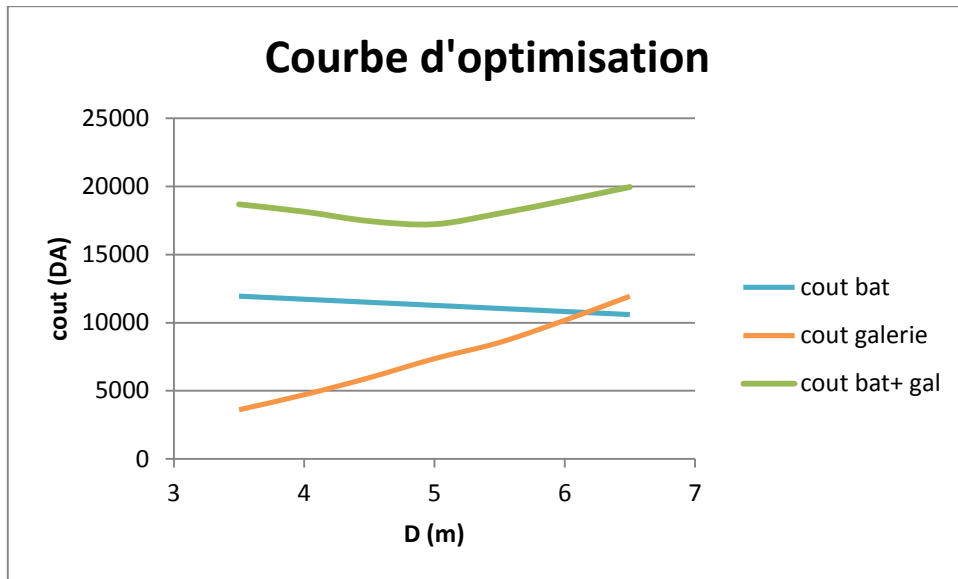


Figure IV.1.1 : Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le point optimum correspond au diamètre optimum **5 m** ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 11.21 m. On prend **H_{bat} = 11.5 m**

➤ **Portail d'entrée :**

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompu, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur

Pour déterminer Z_0 , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de **Q = 222,22 m³/s**, On trouve finalement **Z₀ = 8,28m**

○ **Pente critique :**

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}}$$

○ **Le débit unitaire :**

$$Q = Q/l \rightarrow q = 37.03 \text{ m}^3 / \text{s/m}$$

- La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$y_c = 5.16 \text{ m}$$

Scr: Section critique;

Pcr: Périmètre critique;

Rcr: Rayon hydraulique critique;

Ccr: Coefficient de Chezy.

$$i_{cr} = 0,004299 \text{ m/m}$$

$I = 0,0102 \geq i_{cr}$ On remarque que : $I > 0$, $I > I_c$, $h_n < h_c$, $Fr > 0$.

D'après ces conditions notre courbe de remous est de type (S2).

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur $D = 5 \text{ m}$.

Ensuite La section devient circulaire (scir) de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail.

Donc les vitesses sont égales :

$$V_1 = V_2 = Q/S_0 = Q/Scir = 7.86 \text{ m/s}$$

la hauteur C du portail

$$C = h_0 - (1 - Scir/4) = 1.06 \text{ m}$$

IV.1.6.7 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin de la galerie de dérivation et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1 \leq FR \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 \leq FR \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2.5 \leq FR \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 \leq FR \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$FR \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Calcul de nombre de Froude

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V=Q/S$

Où : Q : le débit laminé : $Q=222.22 \text{ m}^3/\text{s}$

Nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$

Avec h c'est tirant d'eau a la sortie du galerie = 1,96 m.

AN : $V= 11.33 \text{ m/s}$

Donc $F = 2.58$

$2.5 \leq FR \leq 4.5$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation « **type I** » pas de blocs chicane. Voir (Annexes V).

✓ **Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'annexe [C] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

Donc : $\frac{Y_2}{Y_1} = 3.19$

Avec $Y_1= 1.96 \text{ m}$

D'où : $Y_2 = 6.26 \text{ m}$

Longueur du bassin :

D'après l'abaque de (l'Annexe V) on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 4.65 \text{ m}$$

Donc ; $L_{bas} = 6.26 \times 4.65 = 29.109 \text{ m}$.

On prend **$L_{Bassin} = 29.1\text{m}$**

✓ **Dimensionnement des blocs de chute :**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2.Y_1 = 3.92 \text{ m}$.

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 0.75.Y_1 = 1.47\text{m}$.

Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1.25.Y_1 = 2.45 \text{ m}$.

IV.1.6.8 Choix et calcul de l'ouvrage de restitution :

L'ouvrage de restitution sera implanté afin qu'il dissipe l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = Q/S$

Où :

Q : débit laminé ; $Q = 222.22\text{m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 28.26 \text{ m}^2$

D'où $V = 7.86 \text{ m/s}$.

Nombre de Froude $F = V/\sqrt{gh}$

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; $h = 4.2 \text{ m}$

D'où $F = 1,22$

Donc pour $1 < F < 1,7$

Il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation

Hauteur critique :

$$hc = \left(1 - \frac{\sigma cr}{3} + 0.015\sigma cr^2\right) K$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ Et: $\sigma = \frac{Km}{b}$

On prend: $m=1$ **AN: $K=3.69 \text{ m}$ $\sigma = 0.37$ $hc = 3.24 \text{ m}$**

La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{Scr^2 C^2 Rcr}$$

Utilise la formule de Chézy :

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

S : section du canal trapézoïdale $S = bh + mh^2$

P : périmètre mouille $p = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

R: rayon hydraulique $R = S/P$

C : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

Scr= 42.89m²

Pcr=19.16 m

Rcr= 2.82 m

C= 84.94

Icr= 0,001314 m/m

Profondeur normal :

La profondeur normal est de : **hn=1.955 m.** (par itération).

Vitesse dans le canal

$V = \frac{Q}{S}$ avec

S= mhn²+bhn=23.3 m² donc Q= 9.53 m/s

I=1% (hn=1.95m), Icr= 0.13% (hcr=3.24m)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que I>Icr (hn<hcr) alors le régime d'écoulement est torrentiel.

IV.1.7 : Construction du batardeau :

➤ **Pente des talus :**

Elle varient en fonction de la hauteur du batardeau et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par

une méthode de stabilité que le batardeau présente une sécurité suffisante avec ces pentes D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue

En prendre m1=2 m2=2.5

➤ Protection des talus du batardeau :

La protection des talus dans les digues en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part, une protection contre le batillage (action des vagues formées par le vent sur le plan d'eau). et pour le protégé contre les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau de la digue.
3. Matériaux des digues.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

Talus aval:

Le batardeau est incorporé dans la digue.

Imperméabiliser l'ouvrage avec une géomembrane en PVC :

Déposer la membrane en aval du batardeau sur une longueur minimale équivalente à la hauteur du batardeau et lester la membrane avec des pierres au fond du cours d'eau;

Talus amont:

L'enrochement en vrac est la solution le plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par la méthode suivante:

$$e = cv^2$$

e : épaisseur de l'enrochement en (m).

v : vitesse de propagation des vagues. $V=2.15$ m/s (voir l'étude d'optimisation)

C : coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement

Pour une pente de talus amont $m_1=2$ le poids spécifique de l'enrochement est $2.5t/m^3$

Donc : $C=0.031$

$e=0.031*2.15^2$

$e=0.15$ m

IV.2. Vidange de fond :

En principe, cet organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage. En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés.

Dans la pratique, il s'agit d'un ou plusieurs pertuis équipés de deux vannes en série, placés soit directement dans le barrage, soit dans une galerie spéciale creusée dans une rive. Une règle stipule que la capacité de la vidange de fond doit être d'au moins 1 m³/s par million de m³ de réservoir : cela permet de vider le réservoir en une dizaine de jours, en période de faibles apports.

IV.2.1 Différents types d'ouvrages de vidange :

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que :

a. Conduite de vidange en charge :

On utilise en général une conduite en acier que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point le plus bas du thalweg. On la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille.

On referme ensuite le remblai en le compactant soigneusement. On conseille de vérifier que les contraintes provoquées par les éventuels tassements ne sont pas excessives.

Tout en respectant les prescriptions précédentes, on peut améliorer encore la lutte contre les infiltrations en disposant des écrans anti renard dimensionnés. Ils peuvent être en acier soudé à la conduite (couronnes) ou en béton (forme carrée) et ils seront espacés de 5 m.

b. Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c. Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), 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 blocage de vannes.

IV.2.2 Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans les piles de l'évacuateur de crue au dessous de la digue

Vue que l'important débit à évacué on va procéder **deux vidanges de fond** seront incorporées dans les piles de l'évacuateur de crues et seront constituées par un orifice d'entrée, qui se trouvera à la cote 508, protégé par une grille grossière de béton .

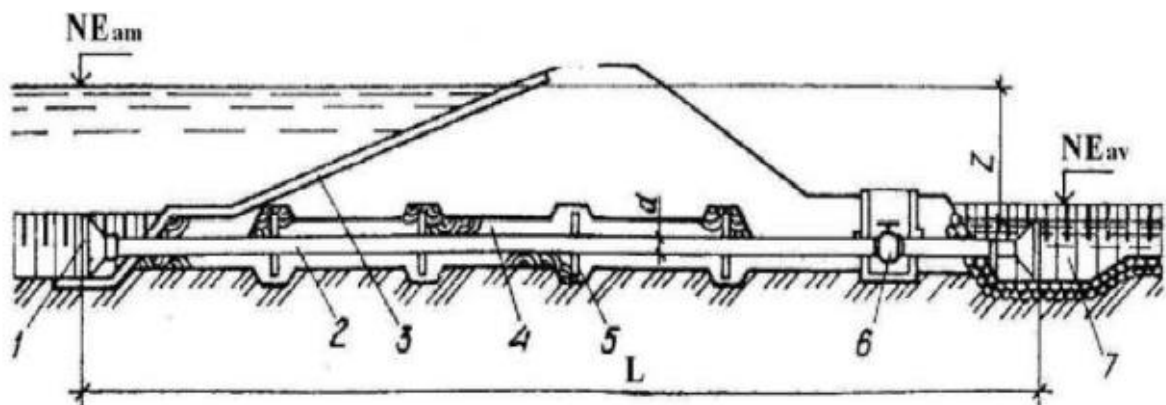


Figure VI.2.1 : figure tubulaire

IV.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

1. Calcul du débit de vidange :

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en (m³).

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours, on prend $T=15$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

$$Q_{vr} = \frac{82.84 * 10^6}{20 * 24 * 3600} + \frac{319.26 * 10^6}{365.25 * 24 * 3600}$$

$$Q_{vf} = 58,0565 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Nous avons: $Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH}$

$$D'ou: S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$H=17$ m

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0.8 - 0.85]$.

$$AN : S = \frac{58.0565}{0.8 * \sqrt{2 * 9.81 * 17}} = 3.15 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera : $D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \frac{4 * 3.15}{3.14} = 2 \text{ m}$

On prend:

$$D_{vf} = 2000 \text{ mm}$$

3. Correction du coefficient de débit μ :

On a : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}}$

$\sum \xi$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

○ **Coefficients des pertes de charge linéaires**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda L}{D}$$

Avec : $\lambda = \frac{125 n^2}{D^5}$

λ : Coefficient de résistance linéaire.

μ : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$.

D : Diamètre de la conduite. ($D= 2000$ m)

L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 159$ m.

AN : $\lambda = 0.018$ $\sum \xi_{lin} = 1.27$

- Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{ent} = 0.5; \quad \xi_{sot} = 1; \quad \xi_{va} = 1 + 0.5 = 1.5$$

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sot}$$

$$AN : \mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi}} = \frac{1}{\sqrt{1+0.24+3}} \mu = 0.87$$

Et :

$$S = \frac{58.0565}{0.87 * \sqrt{2 * 9.81 * 17}} = 3.65 \text{ m}^2$$

D’ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 * 3.65}{3.14}} = 2.15 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 2400 \text{ mm}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{58.0565}{3.65} AN : V_s = 11.25 \text{ m/S} .$$

4. Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:

Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$T = \frac{V}{Q}$$

T = temps de vidange (jours)

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m3)

Q = débits (m3/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient 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:

$$Q = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (*)$$

μ = coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation

Z = pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d’eaux en amont et en aval, (m).

W = surface de la section transversale de la conduite, (m²); $W = \pi d^2/4$

d = diamètre de la conduite, (m).

En faisant $K = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2g}$,

La formule (*) est exprimée de la manière suivante:

$$Q = K\sqrt{Z}$$

Tout le calcul est effectué à l'aide d'un tableau, en plus il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface - capacité en fonction de la hauteur).

Tableau IV.2.1:Calcul du temps

N°	cote de niveau d'eau	cote moyenne	Z [m]	Q= kZ ^{1/2} [m ³ /s]	V [Mm ³]	T=Q/V *10 ⁶
a	523	522	17	47,4569458	161,02	3,3930
b	521	520	15	44,5780383	96,58	2,1665
c	519	518	13	41,4998952	54,83	1,3212
d	517	516	11	38,1743513	25,3	0,6627
e	515	514,5	9,5	35,4762026	13,14	0,3704
f	514	513	8	32,5551962	6,45	0,1981
g	512	511	6	28,1936269	2,27	0,0805
h	510	509	4	23,02	1,39	0,0604
i	508					8,2529
Temps [S]						8252875,7600
Temps [j]						93,0519

En admettant une seule vidange de fond en fonctionnement, la vidange de la retenue prendra environ 93 jours (≈ 3 mois). Ce temps est réduit à 47 jours (≈ 1,5 mois) considérant **les deux circuits en fonctionnement.**

5. Calcul de la vitesse d’abaissement dans la retenue :

La vitesse d’abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{Tv}$$

Ou :

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

Tv et le temps de vidange

AN : $V = 0,31413613 \text{ m/j.}$

IV.3. La prise d'eau :

L'ouvrage de prise d'eau a pour but la satisfaction en eau en quantité et en qualité compatible à sa destination à l'aval.

IV.3.1. Différentes type de prise d'eau :

a) Prise d'eau flottante :

Elle permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante et permet aussi la réparation des fonctions de prise et de vidange mais c'est un système qui comporte des inconvénients puisqu'il nécessite des mécanismes relativement sophistiqués qui demandent un entretien périodique à leurs pièces hydromécaniques.

Vu ces inconvénients, cette variante est rejetée.

b) Conduite de vidange et de prise en charge :

Cette variante est économique étant données que les deux ouvrages sont regroupés en un seul ouvrage. Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m³/s et pas de risque de l'apport solide.

c) Prise d'eau fixe à une tour de prise :

Du point de vue économique, elle est plus coûteuse, mais du point de vue technique elle présente des avantages certains puisqu'elle nous permet la séparation des fonctions de prise et de vidange de fond. Elle présente la disposition la plus fiable puisqu'elle permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux, elle répond à la demande en eau en quantité et en qualité.

IV.3.2. Choix de la variante :

En conclusion on doit retenir la variante qui présente le maximum de garantie du point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant sa destination à l'aval. Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien la conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. Dans le cas où elle est installée en tranchée, il faudra bien entendu prévoir là aussi des écrans anti-renard, un

Enrobage de béton et doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc être calée de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normal

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise car la vanne de commande est placée à l'amont, La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus coûteuse que la position aval car, pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise.

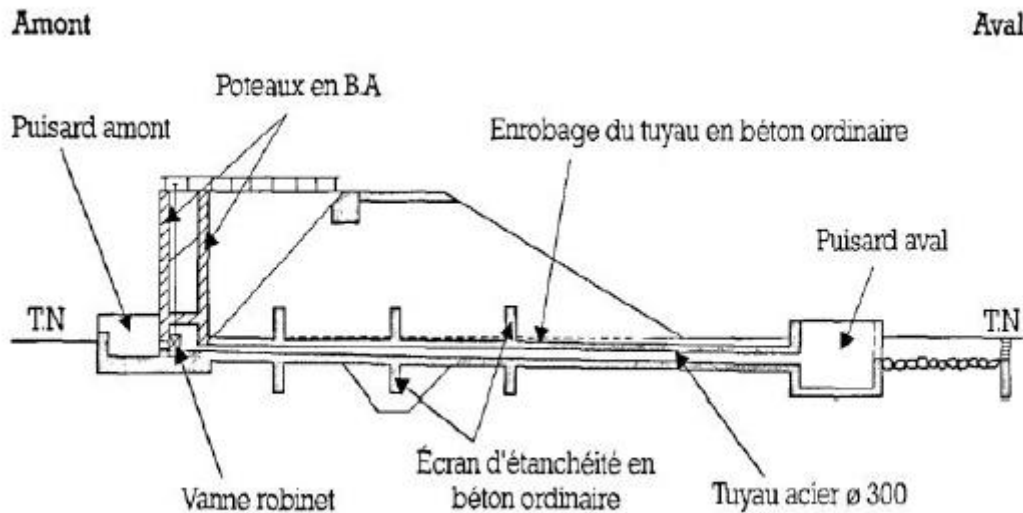


Figure IV.3.1 : Ouvrage de prise avec tour

IV.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de la prise d'eau :

IV.3.3.1. Diamètre de la conduite de prise d'eau :

Il est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le **Tableau (II.9.2)**, le volume maximum demandé est celui du mois d'août.

$$V_{80\%} = 3.41 \text{ Mm}^3$$

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et à chaque jour on ouvre la vanne de prise pendant 8 heures donc le débit maximal de la prise d'eau sera égale :

Soit :

$$Q_{\max} = \frac{v_{\max}}{T}$$

$$\text{AN : } Q_{\max} = 1.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

T = 31 jours à raison de 20 heures par jour

$$Q = \mu S \sqrt{2gH}$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval. **H= 8 m (523-515)**

S : section de la conduite en m^2 .

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S=0.40 m^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

Donc **d=0.72 m**.

1. Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

IV.3.3.2. Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\sum \xi_{lin} = 1.15 \frac{\lambda L}{D}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire.

μ : Coefficient de rugosité de l'acier ; $n = 0.017 m^{-1/3}$.

D : Diamètre de la conduite. ($D= 720$ mm)

L : longueur de la conduite de la prise d'eau (m).

$$AN : \lambda = 0.044 \quad \sum \xi_{lin} = 7.27 \text{ m}$$

$$AN : \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \mu = \mathbf{0.37}$$

Et :

$$S = \frac{1.53}{0.37 * \sqrt{2 * 9.81 * 8}} = 0.34 m^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \frac{4 * 6.46}{3.14} = 0.6581 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 680 \text{ mm}$$

IV.3.3.3. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{1.53}{0.34} \text{ AN: } \quad V_s = 4.5 \text{ m/S}$$

IV.4. Equipements hydromécaniques :

a. vidange de fond

Les vannes de vidange doivent être essayées au moins une fois par an car il s'agit d'un organe de sécurité du barrage. Toutefois, si une vanne est restée inopérante pendant de nombreuses années, l'essai d'ouverture doit être fait avec précaution et être précédé le cas échéant d'une inspection par plongeur. Le risque de ne plus pouvoir refermer la vanne est en effet à prendre en compte, surtout si l'entonnement n'est pas protégé par une grille.

- Une grille de protection

On entend par grille de protection, l'ensemble de l'ouvrage dont la mission est de protéger le conduit de la vidange de fond contre l'obstruction par les produits de charriage et garantir son alimentation. Dimensionnement de la grille: Les orifices de passage seront tels que tout corps qui les traverse doit transiter sans problème dans le conduit de vidange. De plus, pour limiter leur disposition au colmatage, ils devront être les plus grands acceptables. En définitive, la section de l'orifice de passage peut être choisie entre 60 % et 90 % de la section du conduit de vidange, aucune dimension de l'orifice ne devrait être plus grande que le diamètre de la vidange.

- vanne amont de garde et vanne aval de réglage

La vanne batardeau amont est un organe qui joue un très grand rôle dans la bonne exploitation du barrage, et une vanne papion a laval du barrage travaillent dans des conditions difficiles.

La vanne de garde est ouverte en fonctionnement normal. Lors des essais, les points suivants doivent être vérifiés :

- ouverture au moins partielle de la vanne de réglage en charge ;
- fermeture et ouverture de la vanne de garde, vanne de réglage fermée ;
- ouverture totale de la vanne de réglage, avec vanne de garde fermée ;
- retour au fonctionnement normal : vanne de garde ouverte, vanne de réglage fermée.

Une ouverture totale de la vidange, plusieurs fois par an et en période de fort débit de la rivière est recommandée (à condition bien sûr que cela n'aggrave pas de façon

significative le risque à l'aval), car elle permet une chasse des sédiments autour de la prise d'eau et prévient ainsi les risques de blocage des vannes par envasement.

b. Prise d'eau

- Les grilles de protection

une grille fine métallique de protection pour une section transversale rectangulaire

Des vannes à différents niveau (plutôt vannes secteur au niveau des fenêtres) et une vanne à la sortie (sachant que l'ouvrage de vidange et de prise pourrait être associés).

IV.5. Conclusion :

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisque ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage, dans ce cas on doit éviter tout sous dimensionnement de chaque ouvrage. Nous avons opté dans ce chapitre une prise d'eau avec 850mm de diamètre situe dans le dérivation provisoire et d'eau vidange de fond de 2400 mm de diamètre et une quarante de jours finaliser le vidange avec une vitesse minimum.

Chapitre V

Chapitre V : Organisation de chantier

V. Introduction:

L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

V.1 Participants à l'acte de construire:

La maîtrise d'ouvrage (MOA), aussi dénommée **maître d'ouvrage**: est la personne pour qui est réalisé le projet. Elle est l'entité porteuse d'un besoin, définissant l'objectif d'un projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet. Le résultat attendu du projet est la réalisation d'un produit, appelé ouvrage.

La maîtrise d'ouvrage est à l'origine de l'idée de base du projet et représente, à ce titre, les utilisateurs finaux à qui l'ouvrage est destiné.

La **maîtrise d'œuvre** ou **maître d'œuvre** : (souvent abrégée **MOE** ou **MCE** ou **Moe**) est la personne physique ou morale choisie par le maître d'ouvrage pour la conduite opérationnelle des travaux en matière de coûts, de délais et de choix techniques, le tout conformément à un contrat et un cahier des charges. Un maître d'œuvre ne peut pas effectuer de travaux.

L'entrepreneur: Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la

conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction

Le géomètre-expert : est une personne exerçant un métier qui consiste, en résumé, à établir différentes mesures touchant les propriétés foncières.

Bureau de contrôle (contrôleur technique) : pour contrôler le déférent travail qui ce fait sur chantier et vérifier la norme

Le coordinateur SPS : (sécurité et protection de la santé) : pour la protection du travailleurs sur chantier

V.2 Installations du chantier:

V.2.1 Définition d'un chantier:

C'est à la fois le lieu où l'on va construire notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps

V.2.2. Plan d'installation de chantier (PIC):

Un plan d'installation de chantier est généralement établi à partir d'un plan de masse et définit les matériels <fixes> nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

Il sert à obtenir:

- Les autorisations d'installations de grues, de survol des grues sur les terrains ou les bâtiments voisins, de travaux sur la voie publique, de déviation de voie, etc.
- Les autorisations d'installer le chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail

Tableau V.2.1: les différents travaux fixe sur chantier

N°	Désignation	Localisation	Fonctions
1	Poste de bétonnage (centrale à béton, malaxeur de mortier...).	Proche de l'accès principal, accessible aux camions de livraison (granulats, ciment, silos...).	Fabriquer le mortier et le béton.
2	Aire de préfabrication.	proche de l'engin de levage et de bâtiment.	-Pré-fabriquer des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, pré-dalles non précontraintes...) -Fabrication de coffrages (bois).
3	Aire de ferrailage.		Découper et façonner les armatures.
4	Aire de stockage.		Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation.
5	Cantonnements (bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin, caravanes)	À proximité d'un accès du chantier Si possible hors de l'aire de balayage de la grue Les éléments peuvent être superposables ou se trouver dans le bâtiment réalisé	-Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions d'hygiène et de sécurité Favoriser les communications entre les intervenants -Stocker les matériaux et matériels sensibles
6	Réseaux: eau, gaz, électricité, téléphone, air comprimé, égout.	Enterrés ou aériens, à la périphérie des bâtiments. Stockage eau.	Alimenter les postes de travail ; Évacuer les eaux
7	Clôture ou palissade.	A la périphérie du chantier	Isoler le chantier de la voie publique (sécurité, vols,accidents)

V.2.3 Les moyens de chantier :

1. Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

2. Les moyens matériels :

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

3. Le matériel de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

1. Le bulldozer.
2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.

4. Le matériel lié au type de barrage

a) Le matériel de compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
2. Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

b) Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

V.3 Le devis quantitatif et estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif des ouvrages annexes est représenté dans les tableaux suivants pour lanotre variante de barrage.

Tableau V.3.1 : Devis quantitatif et estimatif des ouvrages annexes

N°	Désignation	type	unité	quantités	prix unitaire DA	prix totaux DA
1	évacuateur de crue					
1,1	radier, avant radier et mur bajoyers	Béton armé	m3	103,69	46550	4826769,5
1,2	Déversoir et coursier	Béton armé	m3	3552	46550	165345600
1,3	canal de restitution	enrochement	m3	1700	3444	5854800
1,4	bassin de dissipation et murs bajoyers	Béton armé	m3	6159,3	46550	286715415
2	dérivation provisoire					
2,1	atardeaux	enrochement	m3	13605,196	3444	46856295
3	vidange de fond					
3,2	vanneatardeau	acier	un	2	13 960 000	27 92 0000
3,3	Vanne papion		un	2	17 100 000	34 200 000
3,4	conduite	Béton armé	m	136	46550	11637500
4	prise d'eau					
4,1	conduite	acier	m	250	95000	23 750 000
4,2	Vanne papion		un	1	17 100 000	17 100 000
4,4	Grille fine			1	10 640 000	8 500 000
5	Equipement Electrique					
5,1	Alimentation d'Énergie		Forfait	1	15 960 000	15 960 000
5,2	Eclairage et Prises		Forfait	1	13 300 000	13 300 000
5,3	Réseaux de terre et protection contre la foudre		Forfait	1	7 980 000	7 980 000
5,4	Câbles électriques et optiques		Forfait	1	10 640 000	10 640 000
	TOTAL					643 071 380 DA

A partir de ces devis on trouve que le coût total des ouvrages annexe est estimé à :

SIX CENT QUARANTE TROIS MILLION SOIXANTE ET ONZE MILLE TROIS CENT QUATRE VINGT DINARS.

V.4 La Planification :

V.4.1 Définition :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'exploitation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait:

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique.

V.4.2 Techniques de planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

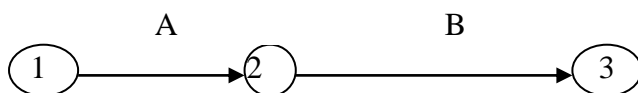
Dans notre cas on va utiliser la méthode basée sur **le réseau**.

- **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

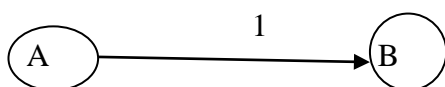
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



- **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les cinq(5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

- **Méthode C.P.M (critical path method - méthode du chemin critique):**

L'objectif de cette méthode est de réduire le temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases:

- **1ère phase:** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2ème phase:** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3ème phase:** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

✚ Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} MT=0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{array} \right.$$

✚ Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

On applique la formule suivante

$$T = \frac{QN}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail

N : Rendement

n: Nombre d'équipes

✚ Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.4.1 : Symboles des opérations

travaux	opérations	duré (mois)
Installation de chantier	A	3
Réalisation de la galerie de dérivation	B	5
Réalisation du batardeau	C	8
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	5
Exécution du bassin d'amortissement	E	3
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	6
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	6
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	10

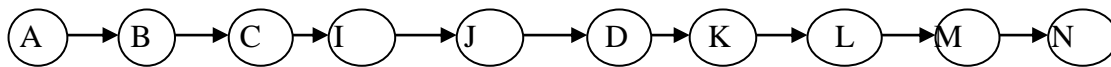
Tableau V.4.1 : Symboles des opérations (la suite)

travaux	opérations	duré (mois)
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	3
Remblais de la clé d'encrage	J	3
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	11
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	3
équipements hydromécaniques	M	2
Travaux de finitions	N	5

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations et le diagramme de GANT est donné par la planche N°06

V.4.5. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0), est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 3 + 6 + 7 + 3 + 3 + 6 + 11 + 3 + 2 + 3 = 47 \text{ mois .}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **47mois**.

Conclusion :

En conclusion, la construction du barrage d'IGLI devrait durer environ 4 années.

Chapitre VI

Chapitre VI : Etudes d'impact**VI. Introduction :**

Pour prévoir les conséquences environnementales et sociales du projet, Dans les pays industrialisés, ces études d'impact s'inscrivent dans le processus réglementaire d'approbation mis en place par les autorités et s'accompagnent souvent d'un processus d'examen et de consultation publique. La préparation d'une étude d'impact complète et d'un suivi en matière d'environnement est une condition nécessaire au financement des projets de barrages étudiés.

Le développement de la réflexion globale sur les impacts des barrages au cours des dernières années a aussi mis en évidence la nécessité de prendre en compte le changement climatique et des droits de l'homme dans une perspective transversale

VI.1 Impacts sur le milieu naturel :**1. Impacts sur les sols**

Destruction des sols : Les sols naturels connaîtront de fortes perturbations, Pollution des sols. Les sols pourront également être pollués par les déchets de chantiers et des bases vie : lubrifiants, hydrocarbures, granulats,

Erosion des sols : Les surfaces décapées des zones d'emprunts, des bases vie et installations fixes seront particulièrement vulnérables à l'érosion par les eaux de pluie,

2. Impact sur les eaux superficielles

Pollution des eaux superficielles : A l'instar des sols, les eaux superficielles circulant à proximité des chantiers, des bases vie, des zones d'emprunts,... pourront être souillées par divers déchets et rejets issus des travaux

3. Impact sur les eaux souterraines

Pollution des eaux souterraines: la pollution chimique et microbiologique des sols et/ou des eaux de surface pourra en partie être transférée la nappe superficielle, d'autant plus que lessols et les roches mères sont le plus souvent perméables. Des nuisances significatives peuvent être causées par des fuites

4. Impact sur les paysages

Insertion paysagère : la présence et la vue d'engins de chantier, de campements (base vie et bases chantier et la quantité de poussières soulevées aura un effet sur l'esthétique sur la qualité de olfactive du site.

Cette situation va entraîner une pollution atmosphérique qui est notable avec des conséquences potentielles sur la santé des travailleurs principalement et secondairement des populations si elles n'en sont pas très éloignées.

5. impacts naturels

Perte d'espaces naturels : la construction du barrage provoque l'inondation de terres, de forêts et d'habitats, notamment à cause de la création du réservoir. Plus de 400 000 km carré de terres ont ainsi été perdu à l'échelle mondiale.

Les sédiments : chaque barrage, qu'il soit hydroélectrique ou non, constitue un obstacle pour la circulation des espèces et des sédiments (sable, vase...).

les barrages piègent les sédiments, qui s'accumulent et concentrent les polluants dans le bassin de retenue des eaux. L'absence d'apport de nouveaux sédiments en aval du barrage peut provoquer des problèmes d'érosion qui modifient les milieux aquatiques, effondrent les berges ou grignotent les plages.

Production de gaz a effet de serre (GES): Les barrages sont souvent considérés comme une énergie verte et leur construction est vu comme un moyen de lutter contre le réchauffement de la planète, mais la construction d'un barrage entraîne une hausse effective des gaz à effet de serre. Même si le niveau des émissions varie grandement d'une année à l'autre et en fonction de la région où le barrage est construit (milieu tropical vs forêt boréal), tout les réservoirs analysés émettent des GES. L'inondation des terres et de forets entraîne une décomposition microbienne qui augmente les émissions de GES.

VI.2 Impacts sur le milieu humain

1. Impact sur le bien-être des populations riveraines :

Les problèmes liés aux déplacements involontaires de population (souvent des populations fragiles et qui doivent être protégées) sont souvent les plus délicats à résoudre

Poussières et nuisances sonores : Les bruits de fonctionnement des engins troubleront également la quiétude habituelle qui règne dans les villages. Les poussières seront également une source de gêne. La proximité de la centrale de fabrication d'enrobé peut être à l'origine d'odeurs désagréables,

2. Impact sur la sécurité des personnes transportées

Blessures et traumatismes : La circulation des engins et des véhicules de chantier, les excavations d'emprunts et les dépôts de matériaux sur l'emprise augmenteront le risque d'accidents

Les risques sont importants au cours de la phase réalisation du projet compte tenu du nombre d'équipements présents, de leur mobilité, des diverses activités menées.

3. impact sur l'état de santé des populations riveraines

Maladies liées à l'air : La poussière soulevée pourra occasionner de légers problèmes de santé respiratoires et oculaires, les produits bitumineux seront surtout ressenties par les travailleurs

Maladies liées à l'eau : En période de pluies, les sites de stagnation des eaux laissées par le chantier pourront être source de pullulation d'insectes vecteurs : anophèles, culex, etc.

L'impact des barrages sur le paludisme : est généralement causé par l'expansion d'habitats propices à la reproduction des moustiques anophèles. La disponibilité d'habitats de reproduction à proximité des barrages et des réservoirs qui les forment est souvent exacerbée par l'expansion des activités agricoles qui créent de nombreux habitats de reproduction pour les moustiques vecteurs.(malaria jornal,2019)

Contamination au mercure : Plusieurs études réalisées avant et après la retenue des eaux ont constaté un niveau de mercure beaucoup plus élevé chez les populations humaines et animales après la construction du barrage. Les taux de mercure chez certaines personnes dépassaient grandement les quantités maximales recommandées par l'Organisation Mondiale de la Santé

4. impact sur l'exploitation des ressources en eau

Prélèvement d'eau : Les prélèvements d'eau par les Entreprises devraient se faire principalement dans les cours d'eau permanents

Les effets liés à cette situation se traduisent par une baisse de la disponibilité des ressources, avec des conséquences sur la santé, la qualité de vie et la perte de revenus plus ou moins conséquents.

5. Impact sur les productions agricoles :

Descriptions et dégradations des parcelles agricoles : Sur la zone d'assiette des travaux (notamment les pistes), les cultures agricoles seront totalement éliminées de façon définitive et irréversible.

6. Impact sur les activités commerciales

Stimulations des activités commerciales : La présence des chantiers et de leurs personnels stimulera de manière temporaire l'activité commerciale des agglomérations traversées, notamment par la vente de produits de consommation et de restauration et par la location des hébergements.

Impact sur les emplois salariés Création d'emplois : Pour les besoins des chantiers, la main d'œuvre temporaire pourra être embauchée dans les localités traversées.

7. Impact sur le tourisme

La réhabilitation des routes/pistes du projet aura un effet bénéfique sur le tourisme local et international en ce sens qu'il permettra de mieux valoriser les ressources éco touristiques des régions.

VI.3 Impacts positifs du projet

La réalisation du barrage d'Igli va jouer un rôle essentiel dans les mécanismes d'adaptation à la sécheresse qui frappe actuellement la région d'Igli par :

- La création de zones humides ;
- Restaurations des palmeraies ;
- Recul du phénomène de salinisation des sols ;
- Relance des programmes agricoles ;
- Extension des terres agricoles ;
- Résilience de la biodiversité.

- En ce qui concerne l'état de l'environnement, la zone inondable est dépourvue de végétation importante. Il n'y a donc pas d'impact sur la flore ou de pertes potentielles liées à la mise en eau. Il n'y a aucun risque de fragmentation de l'écosystème
- Pendant la phase des travaux, on notera la création d'emplois temporaires pour la population d'Igli ainsi que les possibilités de sous-traitance pour les entreprises locales. L'activité commerciale pourra aussi bénéficier du projet.
- Le barrage va constituer une zone humide qui va attirer de nombreux oiseaux et même servir de *stop-over* aux migrateurs.
- les aspects humains et socio-économiques. Les effets décrits ci-après concernent la zone du projet dont la mise en œuvre améliorera d'une manière générale les échanges entre l'ensemble des départements
- La présence des chantiers entraînera directement la création de nombreux emplois dont bénéficieront les populations riveraines (plus particulièrement les hommes), et, de manière induite et plus restreinte, une stimulation du commerce local pour la fourniture des chantiers en vivres, nourriture et matériaux
- Les barrages sont une source de production d'énergie renouvelable
- Un barrage peut améliorer l'irrigation des terres environnantes.

VI.4 Méthodes et moyens de prévention :

Assurer une protection individuelle

Assurer un entretien continu

Assurer un stockage rationnel

Etre prudent

1. Précautions lors des travaux :

❖ Précautions vis-à-vis des personnels :

- ✓ Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.
- ✓ L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination – pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des Adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'évènements imprévisibles.

❖ **Précautions pendant la phase chantier :**

- ✓ Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction. Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder)
- ✓ le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et dans tous les cas d'éloigner ces déchets des cours d'eau.
- ✓ De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

❖ **Précautions par rapport au risque de rupture du barrage :**

- ✓ Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation

2. Pendant la phase d'étude :

- ✓ Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;

3. En phase de réalisation (des travaux) :

- ✓ S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.
- ✓ A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;
- ✓ S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;
- ✓ Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés.

4. En phase d'exploitation :

- ✓ Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage. Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir
- ✓ Mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

VI. Conclusion :

La construction des barrages peut être indispensable dans certains cas, notamment dans un contexte d'explosion démographique. Il est difficile de trouver un site qui occasionnera que les impacts positifs sur le milieu environnant, les contraintes topographiques, géologiques et hydrologiques étant très importantes en milieu montagnard. Si les enjeux économiques sont jugés prédominants, il peut exister des mesures visant à réduire les impacts ou à les compenser. Lors de la présentation du projet, des mesures compensatoires sont proposées par l'Agence Nationale pour la Conservation de la Nature (ANN) pour notre site ainsi qu'une étude d'impacts complète qui fera un de nos objectifs principaux.

Conclusion générale

La Wilaya de Béchar recèle d'énormes potentialités hydro-agricoles, minières et touristiques, non encore mises à l'importance. Les ressources en eau souterraines sont limitées et l'hydrologie de la région se caractérise par des écoulements irréguliers et des crues violentes à l'origine d'inondations particulièrement destructrices. Dans l'étude de réalisation de barrage d'Igli.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et dimensionner en détail les ouvrages annexes de barrage Igli . Ce travail a permis de tirer les conclusions commençant par l'aspect géologique on conclut que le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue surtout de point de vue stockage.

L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de 125.79 Mm³ et une hauteur du barrage de 27 m. On a opté après l'étude d'optimisation pour une largeur importante de 90 m de déversoir.

Après une étude technico-économique et l'étude des variantes nous avons opté pour une conception d'un évacuateur de crue frontal à un déversoir labyrinthe, nous avons ensuite dimensionné le reste des ouvrages annexes

Le projet du barrage d'IGLI est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés

A la fin, nous pensons avoir atteint notre objectif et nous souhaitons que cette étude soit fructueuse.

Les Références

ANBT. Etude Géologique et géotechnique de barrage Igli.

ANRH. La série pluviométrique de barrage Igli

BENINA TOUAIBIA, M. T. (2003). Manuel pratique d'Hydrologie, Blida, Algérie.

BENLAOUKLI, B. (2019). Cours organisation de chantier 5ème année, ENSH.

DEGOUTTE, G. (1993). Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens (Vol. 13). Editions Quae.

LUIS E. ROSETE GAMBOA, AGUSTIN ALVAREZ GARCIA, (Avril, 2004). Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages, version française, Alger.

MALARIA JOURNAL, MALARIA AROUND LARGE DAMS IN AFRICA, (2019). Effect of environmental and transmission endemicity factors, Article number: 303.

M. HASSANE, (2006). Les ouvrages annexes de barrage, Blida.

SCHLEISS A.J. et POUGATSCH H, (2011). Barrages Du projet à la mise en service. Traité de Génie Civil, Volume 17, Presse polytechnique et universitaire romande.

Organes de prise et de vidange. <http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Organes_de_prise_et_de_vidange>

Les annexes

Annexe II.1 : précipitations maximal journalière de la station de Bechar

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Précipitation journée maxime (mm)
1933/34	0,7	2	7,5	3,1	0	1,5	2,4	1,9	2,1	0,6	0,1	0,4	7,5
1934/35	3,3	0	13,5	0	20,2	1	0	0	0	0	0	0,7	20,2
1935/36	0	12	0	4,6	0	9,1	0,6	0	1,8	0	1,4	0,9	12
1936/37	5	29,6	0,3	2,6	0	0	0	2	0	0	0	5	29,6
1937/38	0,5	16	4	0	8,6	0	0	6,4	0	0	0	5	16
1938/39	3,4	11,8	3,9	15,3	1,6	8,7	1	3	0,3	0	1	2,2	13,8
1939/40	0,4	4,6	0,8	1,5	1	5,6	0,8	0	3,6	2,9	0	0,3	5,6
1940/41	6,9	6,7	3,5	13,4	1	1,4	47,4	1,8	1,2	9	0	0,1	47,4
1941/42	5,6	1,8	20,6	3,1	5,2	0,4	5	0	0,3	0,3	0	2	20,6
1942/43	0,8	25,4	11,6	6,2	0	36	15,9	13,2	4	2,2	0,1	0,5	36
1943/44	7,3	1	0,1	6,7	0	13,8	1,5	0,3	1	0	0	0	13,8
1944/45	2,8	2,4	21,4	0,9	8	16,2	2	0,8	3,5	0,2	0,4	-999	17
1945/46	0	3,4	8,3	0	10,7	0	0	16,5	0	0	0	0	16,5
1946/47	2	0	5,3	0	0,4	3,6	0,4	2,3	2,1	0	0,1	6	6
1947/48	2,6	0	7,8	0	0,1	0,2	13,4	2	0	0,2	0	0	13,4
1948/49	0,3	26	0	5,1	1,7	3	21,8	18,5	1	0,6	0,7	0	26
1949/50	0,4	0	0	2,8	0,2	0	0	5	6,6	0,4	0	32	32
1950/51	4,8	34,5	0	0,2	28,6	20,3	2,8	0,4	1,8	0	0	4,9	34,5
1951/52	1,8	11,5	16,2	11,1	3	0,2	0	24,4	2,1	0	0,5	0	24,4
1952/53	5,4	6,2	0,4	1,2	3,1	0	6	0	7	0,8	4	0,3	7
1953/54	12,5	7	15,5	9	0,8	0,4	3,8	1,3	2	0,3	0,1	0,1	15,5
1954/55	0	4,5	11,2	9	0	0,5	13,5	3,8	2,5	2,5	0,2	19,5	19,5
1955/56	10,2	5,4	0,5	13,9	5,7	6,9	3	1	0,3	0,3	0	0	13,9
1956/57	0	3,1	5,9	7,8	0	0	0,4	7,7	0,7	0	0	0,5	7,8
1957/58	1,4	12,3	0,8	35,5	20,7	1,3	0	11,2	0	1,1	0	0	35,5
1958/59	0,9	12,2	6,4	7,8	5,8	5,1	77,3	0	0,2	0,4	0	5,2	77,3
1959/60	10,1	5,8	0	0,5	8,3	0,2	5,1	7	0,7	10,1	0,8	1	10,1
1960/61	0	0,9	0	2,1	19,3	0	0	4,6	1,3	3,2	0,4	0,4	19,3
1961/62	2,1	1,5	1,2	1	0	4	8,7	0	0	0,7	0	0	8,7
1962/63	2,4	0,7	3,5	3,4	4,5	7,6	0	8,8	1,7	0	1,5	1	8,8
1963/64	12,8	0,1	0	3,9	3,5	2,9	1,6	1,2	14,9	0,1	0,5	2,2	14,9

1964/65	3	2,9	2	11,7	7,4	17,9	7,3	29,3	0,4	0	0	10,4	29,3
1965/66	5,8	48,4	0,9	1,2	0	0	2,1	0,1	2,3	0,4	0	0	48,4
1966/67	5,4	33,9	9	0	0	15	0	0,4	15,4	5,4	0	0	33,9
1967/68	5,2	2,7	14,1	7,9	0	5,1	3,8	2,2	3,9	3,1	5,3	1,3	14,1
1968/69	0,7	0	2,6	4,5	27	7	0	8	6	1,5	4	1,2	10,1
1969/70	3	1	7	6,3	19	6,2	-3,4	10	8,04	1,9	2	3	15,5
1970/71	0	0	0	0	0,8	1,9	25,7	9,4	0,3	0	2,7	0	25,7
1971/72	0	0,4	10,8	6,5	5,2	4,9	1,1	4	0	1	0,7	0	10,8
1972/73	2	2,3	10,6	3	0,1	9,9	1,2	20,2	0	0,6	1,4	0	20,2
1973/74	0	0	14,4	3,6	0	0,6	12,8	4,8	0,4	5,4	5,2	2,1	14,4
1974/75	0,5	2,7	4,1	0,8	0,1	1,4	0,6	10,6	21,6	0	0	0,5	21,6
1975/76	0,4	0	0	18,1	0,8	2	2,8	17,2	1,6	0,8	0	0	18,1
1976/77	7,4	14,6	4,2	19,1	19,6	0	7,2	7,9	0,8	0	0,4	0	19,6
1977/78	2	3,7	1	0,1	0	13,7	0	0	0	0	0	1,6	13,7
1978/79	2,4	0	0	2,1	40,7	1,7	0	0	1,9	8,6	0	0	40,7
1979/80	0	24,5	0	0	3	1	2	19,7	0	0	0	0	24,5
1980/81	8	0	0	0	0	6	0	1,2	0,5	0	0	0	8
1981/82	0	0,7	0	0	7,5	2	9,2	0	13,5	2,4	0	0	13,5
1982/83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	33,9
1983/84	0,8	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1
1984/85	0	0	16	0	13	0	0	0	12	0	0	0	16
1985/86	2,1	10	2,5	24	13,5	11	0	0	0	2,8	0	0	24
1986/87	7,3	11,1	3,9	0	0,5	2,2	5,2	0	4	0	0	0	11,1
1987/88	7,3	11,2	3,2	2	3,1	1,5	14	0	0	0	7	4	14
1988/89	7	8,6	5	1,5	3,2	3	5,1	17	2	3,4	7	4,05	17
1989/90	-999	11,4	4,4	10,7	6,8	0	0,1	15,2	18	0,7	0	0	18
1990/91	1,2	0,1	0	7,9	0	20,7	23,4	6,1	0	7,2	0,3	2,6	23,4
1991/92	0,5	4,3	6	0,4	0	0,1	4,2	0,6	1,8	0	0,5	2,3	6
1992/93	0,1	0	2,7	14,7	2	8,1	4,3	0	0	0	0,1	1,6	14,7
1993/94	0,3	11,9	57,3	1,6	4,4	0,4	12,4	0	0,4	0	0	0	57,3
1994/95	16,9	28,4	10	0	0	5,1	8	17,8	0	0,3	5,0	0,2	28,4
1995/96	0,7	11,8	0	6,9	11,8	15,2	22,9	1,3	1	25,7	3,7	0,2	25,7
1996/97	0	0	0	13,2	13,8	11,8	9	8	4	6	4,5	0,9	13,8
1997/98	1,4	1,8	1	0	5,4	4,2	0	0	0	0,4	0	0,3	5,4
1998/99	-999	1,2	0	13,3	6,8	17,6	12,1	0	4	0	0	4,2	17,6
1999/00	2,9	0	0	0,2	0	0	0	0	16,7	0	0	0,5	16,7
2000/01	0,5	4,5	0	3,1	0	0	0	0	0,2	0	0,1	0,3	4,5
2001/02	1	2,1	0	3,1	0	0,2	4,7	6,3	0,1	0	0	0,6	6,3

2002/03	7,8	0,8	11,5	0	0	9,5	7,4	6,3	0,2	0,5	0	2,4	11,5
2003/04	5,1	8,8	3,5	0	0	2,2	4,8	3,5	3,4	0,8	2,3	-	8,8

• **Station pluviométrique d'Abadla**

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Précipitation journée maxime (mm)
1984/85	0	0	16,2	0	8,4	0	0	0	5	0	0	0	16,2
1989/90	9	18	12	11	3,4	0	0	15,6	12	2	0	0	18
1990/91	1	0	0	8	0	13	13	5	1	0	0	0	13
1991/92	0	14	4	0,5	0	1	1	0	0,5	0	0	0	14
1992/93	3,5	0	3	11,5	1	7	1	0	1,5	0,5	0	4	11,5
1993/94	3	6	35	1,5	5	0	0	0	0	0	0	0	35
1994/95	13	21,8	0	0	5,2	6,1	4,7	2,5	0	0	0	5,2	21,8
1995/96	20	0	0	3,5	2,5	14,6	17	0	0	12,4	0,4	0	20
1996/97	0	0	8,4	12,6	0	0,7	3,8	1,5	0	0	4,8	5	12,6
1997/98	1,1	4	0,8	7,8	5,8	0	1,3	0	0	2,1	0	0,8	7,8
1998/99	0	0	0	9,4	2,3	9	0,5	0	0	0	0	7,7	9,4
1999/00	1,6	2,5	0	0	2	4,8	2	0,4	3,7	1	6	0,3	6
2000/01	1,4	9	0	0	0	0,4	0	1,6	0	0	0	2,8	9
2001/02	0	6	0	4	0	1,5	4,2	2,7	1,6	0,4	0	0	6
2002/03	3,4	8,2	8,6	0	0	9,8	0	2,4	0	3,8	0,4	0,4	9,8
2003/04	4,2	3,6	0,8	0	0	1,8	0	3,8	3	1,4	5	0,2	5
2004/05	0	0	3	10,4	0	0	0,4	0	2	4,4	0	0	10,4
2005/06	23,2	0,4	6,2	0	26,4	1	0	0	0,2	0,3	0	0	26,4
2006/07	18,2	17,8	3,4	5,2	0,8	0,2	1,2	23,2	1	0	1,2	1,4	23,2
2007/08	6,2	4	11,3	18,6	0	2	4,6	0	0	0	0	10	18,6
2008/09	0	76	2,5	2	17,1	1,4	3,3	0	0	0,5	0	0	76
2009/10	19,8	0	0	0	0,4	5,7	0	0	0	0	2,4	4,3	19,8
2010/11	1	1,5	0	0	2,6	0	1,4	5,9	2,3	35,1	2,01	3,3	35,1
2011/12	2,1	4,1	8,6	8,5	0,5	1,8	5,5	1,5	0	0,1	0,3	0,9	8,6
2012/13	4,8	11,3	1,7	0	0	0	14	11,4	2,1	0	1,2	0	14
2013/14	0,1	0	0	0,2	2,7	0	0	0,3	0,8	6	16,3	7	16,3

Annexe II.2 : Apports mensuels et annuels dans la station de Béchar et DjorfTorba (hm³).

• **Apports du Guir à DjorfTorba (1941/42 à 1983/84)**

Année	Sept	Oct	Nov	Dez	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Apport annuel (hm ³)
1941/42	30	2	40	2	1	1	2	3	2	2	1	1	87
1942/43	30	10	4	150	2	35	10	3	50	2	1	1	298
1943/44	1	70	1	55	1	1	10	8	2	1	1	1	152
1944/45	2	20	55	1	1	35	2	2	50	2	1	1	172
1945/46	10	70	10	55	35	2	2	8	8	2	35	1	238
1946/47	35	10	2	2	2	1	1	20	20	1	50	10	154
1947/48	1	1	1	1	1	1	1	65	1	1	0	0	74
1948/49	2	70	10	10	2	2	60	2	100	2	1	1	262
1949/50	1	10	1	100	0	0	0	1	10	1	0	0	124
1950/51	40	75	2	2	1	1	2	10	8	1	1	1	144
1951/52	1	10	1	100	0	0	0	0	10	1	0	0	123
1951/52	130	18	1	0	1	0	27	1	3	2	1	1	185
1952/53	81	1	75	7	3	1	1	1	20	1	1	0	192
1953/54	0	1	64	28	2	1	1	29	4	31	1	10	172
1954/55	2	84	1	60	29	8	31	7	9	1	1	1	234
1956/57	2	40	20	0	0	0	0	15	0	0	0	0	77
1957/58	1	30	30	0	0	0	0	5	1	0	0	0	67
1958/59	1	300	70	0	0	0	0	200	20	0	0	0	591
1959/60	0	140	20	0	0	0	0	90	2	0	0	0	252
1960/61	0	70	20	0	0	0	0	15	0	0	0	0	105
1961/62	0	20	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
1962/63	1	30	30	0	0	0	0	20	4	0	0	0	85
1963/64	0	205	5	0	0	0	0	50	2	0	0	0	262

1964/65	0	20	1	0	0	0	0	10	0	0	0	0	31
1965/66	4	80	35	0	0	0	0	60	15	0	0	0	194
1966/67	20	140	120	2	20	2	2	2	65	1	1	1	376
1967/68	2	81	361	20	8	2	2	20	20	20	2	2	540
1968/69	20	20	20	20	20	2	2	2	2	1	1	1	111
1969/70	1	2	4	2	1	1	1	2	7	1	1	1	24
1970/71	0	1	0	6	0	0	0	106	0	0	0	0	113
1971/72	2	2	9	2	1	1	3	6	2	1	1	1	31
1972/73	2	32	57	7	2	3	3	165	2	10	1	1	285
1973/74	1	2	11	4	5	3	3	25	2	2	3	1	62
1974/75	5	11	15	3	5	5	4	344	231	7	5	5	640
1975/76	3	2	4	4	4	3	4	6	40	6	8	5	89
1976/77	38	5	2	21	50	3	3	5	5	2	4	3	141
1977/78	3	38	5	1	4	3	4	3	3	3	3	2	72
1978/79	1	1	0	1	203	1	1	3	2	4	3	3	223
1979/80	33	397	18	4	2	1	2	9	3	2	1	2	474
1980/81	1	1	2	1	2	3	2	1	0	1	1	1	16
1981/82	1	1	0	0	16	0	1	12	21	9	1	2	64
1982/83	1	14	11	1	2	1	2	2	15	2	1	1	53
1983/84	1	0	1	0	1	0	1	0	9	9	1	0	23
1997/98	24	2	1	0	8	6	1	3	4	12	3	1	64
1999/00	6	8	18	2	0	10	2	3	68	3	1	1	122
2000/01	1	179	0	0	0	0	0	2	4	4	0	6	196
2001/02	0	70	1	1	0	0	0	102	0	1	4	1	180
2004/03	4	1	20	3	3	12	10	1	1	4	4	0	64
2003/04	18	172	8	2	0	69	1	0	122	2	0	2	396
2004/05	12	5	9	3	2	0	2	3	2	29	0	0	66
2005/06	11	21	4	1	39	3	0	0	195	4	1	2	283

2006/07	36	251	232	3	5	13	4	51	5	4	3	3	609
2007/08	2	0	73	0	0	138	29	6	0	2	0	0	250
2008/09	50	409	253	25	35	8	38	2	7	0	0	0	826
2009/10	130	9	3	0	0	1	0	1	3	1	1	0	148
2010/11	0	0	2	3	2	0	4	1	85	25	0	0	124
2011/12	0	0	40	1	3	2	0	108	1	2	1	1	159
2012/13	1	66	0	1	3	2	45	0	1	3	1	0	123
2013/14	1	2	1	0	12	2	5	1	80	0	0	0	104
2014/15	31	1	502	113	4	64	20	0	0	0	1	2	737
2015/16	1	1	2	2	2	2	2	1	0	0	0	2	16
Moyen	13,7	54,7	37,9	13,6	8,9	7,5	5,8	26,6	22,1	3,7	2,5	1,3	198,4

Annexe II.3 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps

temps (h)	periode de retour ans									
	5	10	20	50	100	200	1000	10000	20000	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,75	0,088	0,142	0,205	0,300	0,382	0,475	0,322	0,866	0,792	
1,5	0,351	0,568	0,818	1,198	1,528	1,899	1,287	3,465	3,169	
2,25	0,790	1,277	1,841	2,696	3,438	4,273	2,895	7,797	7,129	
3	1,405	2,270	3,274	4,793	6,111	7,597	5,146	13,862	12,674	
3,75	2,196	3,547	5,115	7,489	9,549	11,870	8,041	21,659	19,803	
4,5	3,162	5,108	7,365	10,784	13,750	17,092	11,579	31,189	28,517	
5,25	4,303	6,952	10,025	14,679	18,716	23,264	15,760	42,452	38,815	
6	5,621	9,081	13,094	19,172	24,445	30,386	20,584	55,448	50,697	
6,75	7,114	11,493	16,572	24,265	30,938	38,457	26,052	70,176	64,163	
7,5	8,782	14,189	20,460	29,957	38,196	47,478	32,163	86,637	79,214	
8,25	10,626	17,168	24,756	36,248	46,217	57,449	38,917	104,831	95,849	
9	12,646	20,432	29,462	43,138	55,002	68,369	46,315	124,758	114,068	
9,75	14,842	23,979	34,577	50,627	64,551	80,238	54,355	146,417	133,871	
10,5	17,213	27,810	40,101	58,715	74,863	93,057	63,039	169,809	155,259	
11,25	19,760	31,925	46,034	67,403	85,940	106,826	72,367	194,934	178,231	
12	22,482	36,323	52,376	76,689	97,781	121,544	82,337	221,792	202,787	
12,75	25,381	41,005	59,128	86,575	110,385	137,212	92,951	250,382	228,928	

13,5	28,454	45,971	66,289	97,060	123,754	153,829	104,208	280,705	256,652
14,25	31,704	51,221	73,859	108,144	137,886	171,396	116,108	312,761	285,961
15	35,129	56,755	81,838	119,827	152,782	189,913	128,652	346,550	316,855
15,75	38,730	62,572	90,227	132,109	168,443	209,379	141,839	382,071	349,332
16,5	42,506	68,673	99,024	144,991	184,867	229,794	155,669	419,325	383,394
17,25	46,458	75,058	108,231	158,471	202,055	251,159	170,142	458,312	419,040
18	50,586	81,727	117,847	172,551	220,007	273,474	185,259	499,031	456,271
18,75	54,889	88,679	127,872	187,230	238,722	296,738	201,019	541,484	495,085
19,5	59,368	95,916	138,307	202,508	258,202	320,952	217,422	585,669	535,484
20,25	64,022	103,436	149,150	218,385	278,446	346,116	234,468	631,587	577,468
21	68,853	111,239	160,403	234,861	299,453	372,229	252,158	679,237	621,035
21,75	73,858	119,327	172,065	251,936	321,225	399,291	270,491	728,621	666,187
22,5	79,040	127,698	184,136	269,611	343,760	427,303	289,467	779,737	712,923
23,25	84,397	136,353	196,616	287,885	367,060	456,265	309,086	832,586	761,243
24	89,930	145,292	209,506	306,757	391,123	486,176	329,349	887,167	811,148
24,75	95,638	154,515	222,805	326,229	415,950	517,037	350,255	943,481	862,637
25,5	101,522	164,021	236,513	346,300	441,541	548,847	371,804	1001,528	915,710
26,25	107,582	173,811	250,630	366,970	467,896	581,607	393,996	1061,308	970,368
27	113,818	183,885	265,156	388,240	495,015	615,317	416,832	1122,821	1026,609
27,75	120,229	194,243	280,091	410,108	522,898	649,976	440,311	1186,066	1084,435
28,5	126,815	204,885	295,436	432,576	551,544	685,584	464,433	1251,044	1143,845
29,25	133,578	215,810	311,190	455,643	580,955	722,143	489,199	1317,755	1204,840
30	140,515	227,019	327,353	479,308	611,130	759,650	514,608	1386,199	1267,419
30,75	147,629	238,512	343,925	503,573	642,068	798,108	540,660	1456,375	1331,582
31,5	154,918	250,289	360,907	528,437	673,770	837,514	567,355	1528,284	1397,329
32,25	162,383	262,349	378,297	553,901	706,237	877,871	594,693	1601,926	1464,661
33	170,024	274,693	396,097	579,963	739,467	919,177	622,675	1677,300	1533,577
33,75	177,840	287,321	414,306	606,625	773,461	961,432	651,300	1754,408	1604,077
34,5	185,832	300,233	432,924	633,885	808,219	1004,637	680,569	1833,248	1676,161
35,25	193,999	313,428	451,952	661,745	843,741	1048,792	710,480	1913,820	1749,830
36	202,342	326,907	471,388	690,204	880,027	1093,896	741,035	1996,126	1825,083
36,75	210,861	340,670	491,234	719,262	917,076	1139,950	772,233	2080,164	1901,920
37,5	219,555	354,717	511,489	748,919	954,890	1186,953	804,074	2165,935	1980,342
38,25	228,425	369,048	532,153	779,176	993,467	1234,906	836,559	2253,439	2060,348
39	237,471	383,662	553,227	810,031	1032,809	1283,809	869,687	2342,676	2141,938
39,75	246,692	398,560	574,709	841,486	1072,914	1333,661	903,458	2433,645	2225,112
40,5	256,089	413,742	596,601	873,539	1113,784	1384,463	937,872	2526,347	2309,871
41,25	265,662	429,208	618,902	906,192	1155,417	1436,214	972,930	2620,782	2396,214
42	275,410	444,957	641,612	939,444	1197,814	1488,914	1008,631	2716,949	2484,141
42,75	285,334	460,991	664,731	973,296	1240,975	1542,565	1044,975	2814,849	2573,652
43,5	295,434	477,308	688,260	1007,746	1284,900	1597,165	1081,963	2914,482	2664,748
44,25	305,709	493,908	712,197	1042,795	1329,589	1652,714	1119,593	3015,848	2757,428
45	316,160	510,793	736,544	1078,444	1375,041	1709,213	1157,867	3118,947	2851,692
45,75	326,786	527,961	761,300	1114,691	1421,258	1766,662	1196,784	3223,778	2947,541

46,5	337,588	545,413	786,466	1151,538	1468,239	1825,060	1236,345	3330,342	3044,974
47,25	348,566	563,149	812,040	1188,984	1515,983	1884,407	1276,549	3438,639	3143,991
48	359,720	581,169	838,024	1227,029	1564,492	1944,705	1317,396	3548,668	3244,592
48,75	371,049	599,472	864,417	1265,674	1613,764	2005,951	1358,886	3660,431	3346,778
49,5	382,553	618,059	891,219	1304,917	1663,800	2068,148	1401,019	3773,926	3450,548
50,25	394,234	636,930	918,430	1344,759	1714,600	2131,294	1443,796	3889,153	3555,902
51	406,090	656,085	946,050	1385,201	1766,164	2195,389	1487,216	4006,114	3662,840
51,75	418,121	675,524	974,080	1426,242	1818,492	2260,434	1531,279	4124,807	3771,363
52,5	430,329	695,246	1002,519	1467,882	1871,584	2326,429	1575,986	4245,233	3881,470
53,25	442,711	715,252	1031,367	1510,121	1925,440	2393,373	1621,336	4367,392	3993,161
54	455,270	735,542	1060,624	1552,959	1980,060	2461,267	1667,329	4491,283	4106,437
54,75	468,004	756,115	1090,290	1596,396	2035,443	2530,110	1713,965	4616,908	4221,297
55,5	480,914	776,973	1120,366	1640,433	2091,591	2599,903	1761,245	4744,265	4337,741
56,25	494,000	798,114	1150,851	1685,068	2148,502	2670,645	1809,167	4873,354	4455,769
57	507,261	819,539	1181,745	1730,303	2206,178	2742,337	1857,734	5004,177	4575,382
57,75	520,698	841,248	1213,048	1776,137	2264,617	2814,979	1906,943	5136,732	4696,579
58,5	534,310	863,240	1244,760	1822,570	2323,820	2888,570	1956,796	5271,020	4819,360
59,25	527,482	852,208	1228,853	1799,279	2294,123	2851,656	2007,291	5203,659	4757,771
60	520,698	841,248	1213,048	1776,137	2264,617	2814,979	2058,431	5136,732	4696,579
60,75	513,957	830,358	1197,345	1753,145	2235,302	2778,539	2110,213	5070,238	4635,782
61,5	507,261	819,539	1181,745	1730,303	2206,178	2742,337	2162,639	5004,177	4575,382
62,25	500,608	808,791	1166,246	1707,611	2177,244	2706,373	2215,708	4938,549	4515,378
63	494,000	798,114	1150,851	1685,068	2148,502	2670,645	2269,420	4873,354	4455,769
63,75	487,435	787,508	1135,557	1662,676	2119,951	2635,155	2323,775	4808,593	4396,557
64,5	480,914	776,973	1120,366	1640,433	2091,591	2599,903	2378,774	4744,265	4337,741
65,25	474,437	766,509	1105,277	1618,340	2063,422	2564,888	2434,416	4680,369	4279,321
66	468,004	756,115	1090,290	1596,396	2035,443	2530,110	2490,701	4616,908	4221,297
66,75	461,615	745,793	1075,406	1574,603	2007,656	2495,570	2547,629	4553,879	4163,669
67,5	455,270	735,542	1060,624	1552,959	1980,060	2461,267	2605,201	4491,283	4106,437
68,25	448,969	725,361	1045,944	1531,465	1952,654	2427,201	2663,416	4429,121	4049,601
69	442,711	715,252	1031,367	1510,121	1925,440	2393,373	2722,274	4367,392	3993,161
69,75	436,498	705,213	1016,892	1488,926	1898,417	2359,782	2781,776	4306,096	3937,118
70,5	430,329	695,246	1002,519	1467,882	1871,584	2326,429	2841,921	4245,233	3881,470
71,25	424,203	685,349	988,248	1446,987	1844,943	2293,313	2902,709	4184,803	3826,219
72	418,121	675,524	974,080	1426,242	1818,492	2260,434	2964,140	4124,807	3771,363
72,75	412,084	665,769	960,014	1405,647	1792,233	2227,793	3026,215	4065,244	3716,904
73,5	406,090	656,085	946,050	1385,201	1766,164	2195,389	3088,932	4006,114	3662,840
74,25	400,140	646,472	932,189	1364,905	1740,287	2163,223	3152,293	3947,417	3609,173
75	394,234	636,930	918,430	1344,759	1714,600	2131,294	3216,298	3889,153	3555,902
75,75	388,372	627,459	904,773	1324,763	1689,105	2099,602	3280,945	3831,323	3503,027
76,5	382,553	618,059	891,219	1304,917	1663,800	2068,148	3346,236	3773,926	3450,548
77,25	376,779	608,730	877,767	1285,220	1638,687	2036,931	3412,170	3716,961	3398,465
78	371,049	599,472	864,417	1265,674	1613,764	2005,951	3478,748	3660,431	3346,778
78,75	365,362	590,285	851,169	1246,277	1589,032	1975,209	3545,968	3604,333	3295,487

79,5	359,720	581,169	838,024	1227,029	1564,492	1944,705	3613,832	3548,668	3244,592
80,25	354,121	572,124	824,981	1207,932	1540,142	1914,437	3682,339	3493,437	3194,093
81	348,566	563,149	812,040	1188,984	1515,983	1884,407	3751,490	3438,639	3143,991
81,75	343,055	554,246	799,202	1170,186	1492,015	1854,615	3821,283	3384,274	3094,284
82,5	337,588	545,413	786,466	1151,538	1468,239	1825,060	3891,720	3330,342	3044,974
83,25	332,165	536,652	773,832	1133,040	1444,653	1795,742	3962,800	3276,843	2996,059
84	326,786	527,961	761,300	1114,691	1421,258	1766,662	4034,524	3223,778	2947,541
84,75	321,451	519,342	748,871	1096,493	1398,054	1737,819	4106,891	3171,146	2899,419
85,5	316,160	510,793	736,544	1078,444	1375,041	1709,213	4179,901	3118,947	2851,692
86,25	310,912	502,315	724,320	1060,545	1352,220	1680,845	4253,554	3067,181	2804,362
87	305,709	493,908	712,197	1042,795	1329,589	1652,714	4327,850	3015,848	2757,428
87,75	300,549	485,573	700,178	1025,196	1307,149	1624,821	4402,790	2964,949	2710,890
88,5	295,434	477,308	688,260	1007,746	1284,900	1597,165	4290,860	2914,482	2664,748
89,25	290,362	469,114	676,444	990,446	1262,842	1569,746	4180,843	2864,449	2619,002
90	285,334	460,991	664,731	973,296	1240,975	1542,565	4072,724	2814,849	2573,652
90,75	280,350	452,939	653,120	956,295	1219,299	1515,621	3966,484	2765,683	2528,699
91,5	275,410	444,957	641,612	939,444	1197,814	1488,914	3862,108	2716,949	2484,141
92,25	270,514	437,047	630,206	922,743	1176,520	1462,445	3759,580	2668,649	2439,979
93	265,662	429,208	618,902	906,192	1155,417	1436,214	3658,882	2620,782	2396,214
93,75	260,854	421,440	607,700	889,791	1134,505	1410,219	3559,999	2573,348	2352,844
94,5	256,089	413,742	596,601	873,539	1113,784	1384,463	3462,914	2526,347	2309,871
95,25	251,369	406,116	585,604	857,438	1093,253	1358,943	3367,609	2479,779	2267,293
96	246,692	398,560	574,709	841,486	1072,914	1333,661	3274,070	2433,645	2225,112
96,75	242,060	391,076	563,917	825,684	1052,766	1308,616	3182,279	2387,944	2183,327
97,5	237,471	383,662	553,227	810,031	1032,809	1283,809	3092,220	2342,676	2141,938
98,25	232,926	376,320	542,639	794,528	1013,043	1259,239	3003,876	2297,841	2100,945
99	228,425	369,048	532,153	779,176	993,467	1234,906	2917,232	2253,439	2060,348
99,75	223,968	361,847	521,770	763,973	974,083	1210,811	2832,269	2209,471	2020,147
100,5	219,555	354,717	511,489	748,919	954,890	1186,953	2748,972	2165,935	1980,342
101,25	215,186	347,658	501,311	734,016	935,888	1163,333	2667,325	2122,833	1940,933
102	210,861	340,670	491,234	719,262	917,076	1139,950	2587,311	2080,164	1901,920
102,75	206,580	333,753	481,260	704,658	898,456	1116,805	2508,913	2037,928	1863,304
103,5	202,342	326,907	471,388	690,204	880,027	1093,896	2432,115	1996,126	1825,083
104,25	198,149	320,132	461,619	675,900	861,788	1071,226	2356,900	1954,757	1787,259
105	193,999	313,428	451,952	661,745	843,741	1048,792	2283,253	1913,820	1749,830
105,75	189,893	306,795	442,387	647,740	825,884	1026,596	2211,155	1873,317	1712,798
106,5	185,832	300,233	432,924	633,885	808,219	1004,637	2140,592	1833,248	1676,161
107,25	181,814	293,741	423,564	620,180	790,744	982,916	2071,546	1793,611	1639,921
108	177,840	287,321	414,306	606,625	773,461	961,432	2004,001	1754,408	1604,077
108,75	173,910	280,972	405,151	593,219	756,368	940,186	1937,940	1715,637	1568,629
109,5	170,024	274,693	396,097	579,963	739,467	919,177	1873,348	1677,300	1533,577
110,25	166,181	268,486	387,146	566,857	722,756	898,405	1810,207	1639,396	1498,921
111	162,383	262,349	378,297	553,901	706,237	877,871	1748,500	1601,926	1464,661
111,75	158,629	256,283	369,551	541,094	689,908	857,574	1688,213	1564,888	1430,797

112,5	154,918	250,289	360,907	528,437	673,770	837,514	1629,327	1528,284	1397,329
113,25	151,252	244,365	352,365	515,931	657,824	817,692	1571,827	1492,113	1364,258
114	147,629	238,512	343,925	503,573	642,068	798,108	1515,695	1456,375	1331,582
114,75	144,050	232,730	335,588	491,366	626,503	778,760	1460,917	1421,070	1299,302
115,5	140,515	227,019	327,353	479,308	611,130	759,650	1407,474	1386,199	1267,419
116,25	137,025	221,379	319,220	467,401	595,947	740,778	1355,351	1351,760	1235,931
117	133,578	215,810	311,190	455,643	580,955	722,143	1304,530	1317,755	1204,840
117,75	130,174	210,312	303,262	444,034	566,154	703,745	1254,997	1284,183	1174,145
118,5	126,815	204,885	295,436	432,576	551,544	685,584	1206,733	1251,044	1143,845
119,25	123,500	199,528	287,713	421,267	537,126	667,661	1159,723	1218,339	1113,942
120	120,229	194,243	280,091	410,108	522,898	649,976	1113,950	1186,066	1084,435
120,75	117,001	189,029	272,573	399,099	508,861	632,528	1069,397	1154,227	1055,324
121,5	113,818	183,885	265,156	388,240	495,015	615,317	1026,048	1122,821	1026,609
122,25	110,678	178,813	257,842	377,530	481,360	598,343	983,887	1091,848	998,290
123	107,582	173,811	250,630	366,970	467,896	581,607	942,898	1061,308	970,368
123,75	104,530	168,881	243,520	356,560	454,623	565,109	903,062	1031,202	942,841
124,5	101,522	164,021	236,513	346,300	441,541	548,847	864,365	1001,528	915,710
125,25	98,558	159,233	229,607	336,190	428,650	532,823	826,789	972,288	888,975
126	95,638	154,515	222,805	326,229	415,950	517,037	790,319	943,481	862,637
126,75	92,762	149,868	216,104	316,418	403,441	501,488	754,937	915,108	836,694
127,5	89,930	145,292	209,506	306,757	391,123	486,176	720,627	887,167	811,148
128,25	87,142	140,787	203,010	297,246	378,996	471,102	687,372	859,660	785,998
129	84,397	136,353	196,616	287,885	367,060	456,265	655,157	832,586	761,243
129,75	81,697	131,990	190,325	278,673	355,315	441,665	623,965	805,945	736,885
130,5	79,040	127,698	184,136	269,611	343,760	427,303	593,778	779,737	712,923
131,25	76,427	123,477	178,049	260,699	332,397	413,179	564,581	753,962	689,357
132	73,858	119,327	172,065	251,936	321,225	399,291	536,358	728,621	666,187
132,75	71,334	115,248	166,183	243,324	310,244	385,641	509,090	703,712	643,413
133,5	68,853	111,239	160,403	234,861	299,453	372,229	482,764	679,237	621,035
134,25	66,416	107,302	154,725	226,548	288,854	359,053	457,360	655,195	599,053
135	64,022	103,436	149,150	218,385	278,446	346,116	432,864	631,587	577,468
135,75	61,673	99,640	143,677	210,371	268,229	333,415	409,259	608,411	556,278
136,5	59,368	95,916	138,307	202,508	258,202	320,952	386,528	585,669	535,484
137,25	57,106	92,262	133,038	194,794	248,367	308,727	364,654	563,360	515,087
138	54,889	88,679	127,872	187,230	238,722	296,738	343,622	541,484	495,085
138,75	52,715	85,168	122,809	179,816	229,269	284,988	323,414	520,041	475,480
139,5	50,586	81,727	117,847	172,551	220,007	273,474	304,014	499,031	456,271
140,25	48,500	78,357	112,988	165,436	210,935	262,198	285,407	478,455	437,458
141	46,458	75,058	108,231	158,471	202,055	251,159	267,574	458,312	419,040
141,75	44,460	71,830	103,577	151,656	193,365	240,358	250,500	438,602	401,019
142,5	42,506	68,673	99,024	144,991	184,867	229,794	234,168	419,325	383,394
143,25	40,596	65,587	94,574	138,475	176,559	219,468	218,563	400,481	366,165
144	38,730	62,572	90,227	132,109	168,443	209,379	203,666	382,071	349,332
144,75	36,907	59,628	85,981	125,893	160,517	199,527	189,462	364,094	332,895

145,5	35,129	56,755	81,838	119,827	152,782	189,913	175,934	346,550	316,855
146,25	33,394	53,953	77,798	113,911	145,239	180,536	163,066	329,439	301,210
147	31,704	51,221	73,859	108,144	137,886	171,396	150,842	312,761	285,961
147,75	30,057	48,561	70,023	102,527	130,724	162,494	139,244	296,517	271,109
148,5	28,454	45,971	66,289	97,060	123,754	153,829	128,256	280,705	256,652
149,25	26,896	43,453	62,657	91,743	116,974	145,402	117,862	265,327	242,592
150	25,381	41,005	59,128	86,575	110,385	137,212	108,046	250,382	228,928
150,75	23,910	38,629	55,701	81,557	103,988	129,259	98,790	235,870	215,659
151,5	22,482	36,323	52,376	76,689	97,781	121,544	90,078	221,792	202,787
152,25	21,099	34,088	49,154	71,971	91,765	114,066	81,895	208,146	190,311
153	19,760	31,925	46,034	67,403	85,940	106,826	74,222	194,934	178,231
153,75	18,465	29,832	43,016	62,984	80,306	99,823	67,045	182,155	166,547
154,5	17,213	27,810	40,101	58,715	74,863	93,057	60,345	169,809	155,259
155,25	16,006	25,859	37,288	54,596	69,611	86,529	54,108	157,897	144,367
156	14,842	23,979	34,577	50,627	64,551	80,238	48,316	146,417	133,871
156,75	13,722	22,170	31,968	46,807	59,681	74,185	42,953	135,371	123,771
157,5	12,646	20,432	29,462	43,138	55,002	68,369	38,002	124,758	114,068
158,25	11,614	18,765	27,058	39,618	50,514	62,790	33,447	114,578	104,760
159	10,626	17,168	24,756	36,248	46,217	57,449	29,271	104,831	95,849
159,75	9,682	15,643	22,557	33,027	42,111	52,345	25,458	95,518	87,333
160,5	8,782	14,189	20,460	29,957	38,196	47,478	21,992	86,637	79,214
161,25	7,926	12,805	18,465	27,036	34,472	42,849	18,855	78,190	71,490
162	7,114	11,493	16,572	24,265	30,938	38,457	16,032	70,176	64,163
162,75	6,345	10,251	14,782	21,644	27,596	34,303	13,506	62,596	57,232
163,5	5,621	9,081	13,094	19,172	24,445	30,386	11,260	55,448	50,697
164,25	4,940	7,981	11,509	16,851	21,485	26,706	9,278	48,734	44,558
165	4,303	6,952	10,025	14,679	18,716	23,264	7,543	42,452	38,815
165,75	3,710	5,995	8,644	12,657	16,138	20,060	6,039	36,604	33,468
166,5	3,162	5,108	7,365	10,784	13,750	17,092	4,750	31,189	28,517
167,25	2,657	4,292	6,189	9,062	11,554	14,362	3,659	26,208	23,962
168	2,196	3,547	5,115	7,489	9,549	11,870	2,749	21,659	19,803
168,75	1,778	2,873	4,143	6,066	7,735	9,614	2,004	17,544	16,041
169,5	1,405	2,270	3,274	4,793	6,111	7,597	1,407	13,862	12,674
170,25	1,076	1,738	2,506	3,670	4,679	5,816	0,943	10,613	9,704
171	0,790	1,277	1,841	2,696	3,438	4,273	0,594	7,797	7,129
171,75	0,549	0,887	1,279	1,872	2,387	2,967	0,344	5,415	4,951
172,5	0,351	0,568	0,818	1,198	1,528	1,899	0,176	3,465	3,169
173,25	0,198	0,319	0,460	0,674	0,859	1,068	0,074	1,949	1,782
174	0,088	0,142	0,205	0,300	0,382	0,475	0,022	0,866	0,792
174,75	0,022	0,035	0,051	0,075	0,095	0,119	0,003	0,217	0,198
175,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Annexe II.4 Calcul de l'hydrogramme laminé

temps (h)	l= 1000	l1+l2	2S/Dt+O	((2S/Δt)+O)-2O	temps (h)	l= 1000	l1+l2	2S/Dt+O	((2S/Δt)+O)-2O
0	0	0,322	0	0	91,5	3862,108	7621,688	291085,194	288174,342
0,75	0,322	1,608	0,32	-184,18	92,25	3759,58	7418,462	295796,03	292838,07
1,5	1,287	4,181	-182,57	-368,57	93	3658,882	7218,881	300256,532	297253,967
2,25	2,895	8,041	-364,39	-551,89	93,75	3559,999	7022,913	304472,848	301428,12
3	5,146	13,187	-543,85	-732,85	94,5	3462,914	6830,523	308451,033	305366,522
3,75	8,041	19,619	-719,66	-910,16	95,25	3367,609	6641,68	312197,045	309075,075
4,5	11,579	27,339	-890,54	-1082,54	96	3274,07	6456,349	315716,754	312559,587
5,25	15,76	36,344	-1055,2	-1248,7	96,75	3182,279	6274,499	319015,936	315825,777
6	20,584	46,636	-1212,36	-1407,36	97,5	3092,22	6096,097	322100,276	318879,273
6,75	26,052	58,215	-1360,72	-1557,22	98,25	3003,876	5921,108	324975,37	321725,616
7,5	32,163	71,08	-1499,01	-1697,01	99	2917,232	5749,501	327646,724	324370,257
8,25	38,917	85,232	-1625,93	-1825,43	99,75	2832,269	5581,242	330119,758	326818,56
9	46,315	100,67	-1740,2	-1941,2	100,5	2748,972	5416,298	332399,802	329075,804
9,75	54,355	117,395	-1840,53	-2043,03	101,25	2667,325	5254,636	334492,101	331147,18
10,5	63,039	135,406	-1925,63	-2129,63	102	2587,311	5096,224	336401,816	333037,798
11,25	72,367	154,704	-1994,22	-2199,72	102,75	2508,913	4941,028	338134,022	334752,682
12	82,337	175,288	-2045,02	-2252,02	103,5	2432,115	4789,015	339693,71	336296,772
12,75	92,951	197,159	-2076,73	-2285,23	104,25	2356,9	4640,153	341085,788	337674,93
13,5	104,208	220,316	-2088,07	-2298,07	105	2283,253	4494,408	342315,082	338891,932
14,25	116,108	244,76	-2077,76	-2289,26	105,75	2211,155	4351,747	343386,339	339952,476
15	128,652	270,491	-2044,5	-2257,5	106,5	2140,592	4212,138	344304,223	340861,181
15,75	141,839	297,508	-1987,01	-2201,51	107,25	2071,546	4075,547	345073,319	341622,585
16,5	155,669	325,811	-1904	-2120	108	2004,001	3941,941	345698,132	342241,151
17,25	170,142	355,401	-1794,19	-2011,69	108,75	1937,94	3811,288	346183,092	342721,261
18	185,259	386,277	-1656,29	-1875,29	109,5	1873,348	3683,554	346532,549	343067,224
18,75	201,019	418,44	-1489,01	-1709,51	110,25	1810,207	3558,707	346750,778	343283,27
19,5	217,422	451,89	-1291,07	-1513,07	111	1748,5	3436,713	346841,977	343373,558
20,25	234,468	486,626	-1061,18	-1284,68	111,75	1688,213	3317,54	346810,271	343342,168
21	252,158	522,648	-798,05	-1023,05	112,5	1629,327	3201,154	346659,708	343193,111
21,75	270,491	559,957	-500,41	-726,91	113,25	1571,827	3087,522	346394,264	342930,322
22,5	289,467	598,553	-166,95	-394,95	114	1515,695	2976,612	346017,844	342557,665
23,25	309,086	638,435	203,61	-25,89	114,75	1460,917	2868,391	345534,278	342078,935

24	329,349	679,604	612,54	381,54	115,5	1407,474	2762,825	344947,325	341497,852
24,75	350,255	722,059	1061,14	828,64	116,25	1355,351	2659,881	344260,677	340818,07
25,5	371,804	765,8	1550,7	1316,7	117	1304,53	2559,527	343477,951	340043,171
26,25	393,996	810,829	2082,5	1847	117,75	1254,997	2461,73	342602,698	339176,671
27	416,832	857,143	2657,83	2420,83	118,5	1206,733	2366,456	341638,401	338222,017
27,75	440,311	904,745	3277,98	3039,48	119,25	1159,723	2273,672	340588,473	337182,588
28,5	464,433	953,632	3944,22	3704,22	120	1113,95	2183,347	339456,26	336061,698
29,25	489,199	1003,807	4657,85	4416,35	120,75	1069,397	2095,445	338245,044	334862,594
30	514,608	1055,267	5420,16	5177,16	121,5	1026,048	2009,936	336958,039	333588,459
30,75	540,66	1108,015	6232,43	5987,93	122,25	983,887	1926,785	335598,395	332242,411
31,5	567,355	1162,048	7095,94	6849,94	123	942,898	1845,96	334169,196	330827,504
32,25	594,693	1217,369	8011,99	7764,49	123,75	903,062	1767,427	332673,464	329346,729
33	622,675	1273,976	8981,86	8732,86	124,5	864,365	1691,154	331114,156	327803,015
33,75	651,3	1331,869	10006,83	9756,33	125,25	826,789	1617,108	329494,169	326199,227
34,5	680,569	1391,049	11088,2	10836,2	126	790,319	1545,255	327816,335	324538,171
35,25	710,48	1451,515	12227,25	11973,75	126,75	754,937	1475,563	326083,427	322822,592
36	741,035	1513,268	13425,27	13170,27	127,5	720,627	1407,999	324298,155	321055,174
36,75	772,233	1576,308	14683,53	14427,03	128,25	687,372	1342,529	322463,173	319238,541
37,5	804,074	1640,633	16003,34	15745,34	129	655,157	1279,122	320581,071	317375,26
38,25	836,559	1706,246	17385,98	17126,48	129,75	623,965	1217,743	318654,381	315467,838
39	869,687	1773,145	18832,72	18571,72	130,5	593,778	1158,359	316685,58	313518,724
39,75	903,458	1841,33	20344,87	20082,37	131,25	564,581	1100,939	314677,084	311530,313
40,5	937,872	1910,802	21923,7	21659,7	132	536,358	1045,448	312631,252	309504,939
41,25	972,93	1981,561	23570,5	23305	132,75	509,09	991,854	310550,387	307444,883
42	1008,631	2053,606	25286,56	25019,56	133,5	482,764	940,124	308436,737	305352,37
42,75	1044,975	2126,938	27073,17	26804,67	134,25	457,36	890,224	306292,494	303229,569
43,5	1081,963	2201,556	28931,6	28661,6	135	432,864	842,123	304119,793	301078,595
44,25	1119,593	2277,46	30863,16	30591,66	135,75	409,259	795,786	301920,718	298901,511
45	1157,867	2354,652	32869,12	32596,12	136,5	386,528	751,181	299697,297	296700,324
45,75	1196,784	2433,129	34950,77	34676,27	137,25	364,654	708,275	297451,506	294476,991
46,5	1236,345	2512,893	37109,4	36833,4	138	343,622	667,035	295185,266	292233,414
47,25	1276,549	2593,944	39346,29	39068,79	138,75	323,414	627,428	292900,449	289971,444
48	1317,396	2676,281	41662,74	41383,74	139,5	304,014	589,421	290598,873	287692,884
48,75	1358,886	2759,905	44060,02	43779,52	140,25	285,407	552,981	288282,305	285399,482
49,5	1401,019	2844,815	46539,43	46257,43	141	267,574	518,074	285952,462	283092,938

50,25	1443,796	2931,012	49102,24	48818,74	141,75	250,5	484,669	283611,012	280774,902
51	1487,216	3018,495	51749,75	51464,75	142,5	234,168	452,731	281259,57	278446,975
51,75	1531,279	3107,265	54483,25	54196,75	143,25	218,563	422,228	278899,706	276110,709
52,5	1575,986	3197,322	57304,01	57016,01	144	203,666	393,128	276532,937	273767,608
53,25	1621,336	3288,664	60213,33	59923,83	144,75	189,462	365,396	274160,735	271419,128
54	1667,329	3381,294	63212,5	62921,5	145,5	175,934	339,001	271784,524	269066,679
54,75	1713,965	3475,21	66302,79	66010,29	146,25	163,066	313,908	269405,68	266711,623
55,5	1761,245	3570,412	69485,5	69191,5	147	150,842	290,085	267025,531	264355,275
56,25	1809,167	3666,901	72761,92	72466,42	147,75	139,244	267,5	264645,361	261998,907
57	1857,734	3764,677	76133,32	75836,32	148,5	128,256	246,118	262266,407	259643,743
57,75	1906,943	3863,739	79600,99	79302,49	149,25	117,862	225,908	259889,861	257290,962
58,5	1956,796	3964,087	83166,23	82866,23	150	108,046	206,835	257516,87	254941,701
59,25	2007,291	4065,722	86830,32	86528,82	150,75	98,79	188,868	255148,537	252597,052
60	2058,431	4168,644	90594,54	90291,54	151,5	90,078	171,973	252785,92	250258,06
60,75	2110,213	4272,852	94460,18	94155,68	152,25	81,895	156,117	250430,033	247925,733
61,5	2162,639	4378,346	98428,54	98122,54	153	74,222	141,267	248081,85	245601,032
62,25	2215,708	4485,127	102500,88	102193,38	153,75	67,045	127,39	245742,298	243284,875
63	2269,42	4593,195	106678,51	106369,51	154,5	60,345	114,453	243412,266	240978,143
63,75	2323,775	4702,549	110962,7	110652,2	155,25	54,108	102,424	241092,596	238681,67
64,5	2378,774	4813,19	115354,75	115042,75	156	48,316	91,269	238784,094	236396,253
65,25	2434,416	4925,117	119855,94	119542,44	156,75	42,953	80,954	236487,522	234122,647
66	2490,701	5038,33	124467,56	124152,56	157,5	38,002	71,449	234203,601	231861,565
66,75	2547,629	5152,831	129190,89	128874,39	158,25	33,447	62,718	231933,014	229613,684
67,5	2605,201	5268,617	134027,22	133709,22	159	29,271	54,729	229676,402	227379,638
68,25	2663,416	5385,691	138977,84	138658,34	159,75	25,458	47,45	227434,367	225160,023
69	2722,274	5504,05	144044,03	143723,03	160,5	21,992	40,847	225207,473	222955,398
69,75	2781,776	5623,697	149227,08	148904,58	161,25	18,855	34,887	222996,245	220766,283
70,5	2841,921	5744,629	154528,27	154204,27	162	16,032	29,538	220801,17	218593,158
71,25	2902,709	5866,849	159948,9	159623,4	162,75	13,506	24,765	218622,696	216436,469
72	2964,14	5990,355	165490,25	165163,25	163,5	11,26	20,538	216461,235	214296,622
72,75	3026,215	6115,147	171153,61	170825,11	164,25	9,278	16,821	214317,16	212173,988
73,5	3088,932	6241,226	176940,25	176610,25	165	7,543	13,583	212190,809	210068,901
74,25	3152,293	6368,591	182851,48	182519,98	165,75	6,039	10,79	210082,484	207981,659
75	3216,298	6497,243	188888,57	188555,57	166,5	4,75	8,409	207992,449	205912,524
75,75	3280,945	6627,182	195052,81	194718,31	167,25	3,659	6,408	205920,933	203861,724

76,5	3346,236	6758,406	201345,5	201009,5	168	2,749	4,753	203868,132	201829,451
77,25	3412,17	6890,918	207767,9	207430,4	168,75	2,004	3,411	201834,204	199815,862
78	3478,748	7024,716	214321,32	213982,32	169,5	1,407	2,35	199819,273	197821,08
78,75	3545,968	7159,8	221007,04	220666,54	170,25	0,943	1,537	197823,431	195845,196
79,5	3613,832	7296,171	227826,34	227484,34	171	0,594	0,937	195846,733	193888,266
80,25	3682,339	7433,829	234780,51	234437,01	171,75	0,344	0,52	193889,203	191950,311
81	3751,49	7572,773	241870,84	241525,84	172,5	0,176	0,25	191950,831	190031,322
81,75	3821,283	7713,004	249098,61	248752,11	173,25	0,074	0,096	190031,572	188131,257
82,5	3891,72	7854,521	256465,11	256117,11	174	0,022	0,025	188131,353	186250,039
83,25	3962,8	7997,324	263971,63	263622,13	174,75	0,003	0,003	186250,064	184387,564
84	4034,524	8141,415	271619,46	271268,46	175,5	0	0	184387,566	182543,691
84,75	4106,891	8286,791	279409,87	279409,87					
85,5	4179,901	8433,454	287696,66	287696,66					
86,25	4253,554	8581,404	296130,12	296130,12					
87	4327,85	8730,64	304711,52	304711,52					
87,75	4402,79	8693,65	313442,16	313442,16					
88,5	4290,86	8471,704	322135,81	322135,81					
89,25	4180,843	8253,567	330607,52	330607,52					
90	4072,724	8039,208	338861,08	338861,08					
90,75	3966,484	3966,484	346900,29	346900,29					

Annexe II.5 :Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties

temps (h)	l= 1000	l1+l2	O	O	O	O	O	O	O	O	O
			b=40	b=50	b=60	b=70	b=80	b=90	b=95	b=100	b=105
0	0	0,32162978	0,00160815	0,01045297	0,00241222	0,00257304	0,00289467	0,00318413	0,00353793	0,00385956	0,00418119
0,75	0,32162978	1,60814888	0,0064326	0,0374948	0,01443716	0,01539706	0,0173159	0,01904176	0,02114973	0,02306471	0,02497841
1,5	1,2865191	4,18118708	0,01447334	0,0892722	0,0455795	0,0486002	0,0546349	0,06005849	0,06667749	0,07268541	0,07868441
2,25	2,89466798	8,04074439	0,02573038	0,173826	0,10520139	0,11214856	0,12601817	0,1384727	0,15365878	0,16742989	0,18116829
3	5,14607641	13,1868208	0,04020372	0,29909247	0,20252453	0,21584875	0,24243123	0,26628047	0,29533331	0,32165342	0,34788658
3,75	8,04074439	19,6194163	0,05789336	0,47290471	0,34663228	0,3693505	0,41464222	0,45524033	0,50464956	0,54936673	0,59389394
4,5	11,5786719	27,3385309	0,0787993	0,70299402	0,54647178	0,58214914	0,65322544	0,71687803	0,79427111	0,8642443	0,9338536
5,25	15,759859	36,3441646	0,10292153	0,99699116	0,81085594	0,86358807	0,96856486	1,06249108	1,17658296	1,27963242	1,38204755
6	20,5843056	46,6363174	0,13026006	1,36242771	1,14846548	1,2228612	1,37085755	1,50315329	1,66369762	1,80855705	1,95238644
6,75	26,0520118	58,2149894	0,16081489	1,80673732	1,56785092	1,66901533	1,87011702	2,04971925	2,26746116	2,46373155	2,65841925
7,5	32,1629776	71,0801805	0,19458601	2,33725703	2,07743451	2,21095253	2,47617653	2,7128286	2,999459	3,25756416	3,5133427
8,25	38,9172029	85,2318906	0,23157344	2,96122846	2,68551217	2,85743242	3,19869237	3,50291031	3,8710217	4,20216531	4,53001037
9	46,3146877	100,67012	0,27177716	3,68579914	3,40025539	3,61707445	4,04714699	4,43018687	4,89323054	5,30935478	5,72094165
9,75	54,3554321	117,394868	0,31519718	4,51802363	4,22971307	4,49836021	5,03085216	5,50467837	6,07692301	6,59066868	7,09833046
10,5	63,039436	135,406136	0,3618335	5,46486482	5,18181339	5,50963553	6,15895204	6,73620648	7,4326982	8,05736626	8,67405363
11,25	72,3666995	154,703922	0,41168611	6,53319505	6,2643656	6,65911274	7,4404262	8,13439842	8,97092198	9,72043653	10,4596792
12	82,3372226	175,288228	0,46475503	7,72979736	7,48506182	7,95487276	8,88409258	9,70869078	10,7017322	11,5906048	12,4664745
12,75	92,9510052	197,159052	0,52104024	9,06136657	8,85147879	9,40486721	10,4986104	11,4683333	12,6350437	13,6783389	14,7054139
13,5	104,208047	220,316396	0,58054175	10,5345105	10,3710796	11,0169205	12,292483	13,4223926	14,7805531	15,9938555	17,1871862
14,25	116,108349	244,760259	0,64325955	12,155751	12,0512153	12,7987318	14,2740606	15,5797558	17,1477437	18,5471261	19,9222028
15	128,65191	270,490641	0,70919366	13,9315253	13,8991269	14,7578773	16,4515433	17,949134	19,7458904	21,3478828	22,9206038
15,75	141,838731	297,507542	0,77834406	15,8681867	15,9219466	16,9018116	18,8329834	20,5390658	22,5840638	24,4056241	26,1922662
16,5	155,668811	325,810962	0,85071076	17,9720061	18,1266996	19,2378703	21,4262883	23,3579208	25,671135	27,7296206	29,7468098
17,25	170,142151	355,400902	0,92629376	20,2491729	20,5203059	21,7732716	24,2392233	26,4139029	29,0157799	31,3289206	33,5936044
18	185,258751	386,277361	1,00509305	22,7057958	23,1095815	24,5151181	27,2794135	29,7150535	32,6264837	35,2123548	37,7417764
18,75	201,01861	418,440338									

19,5	217,421728	451,889835	1,08710864	25,3479044	25,9012403	27,4703989	30,5543471	33,2692548	36,5115448	39,3885424	42,2002146
20,25	234,468107	486,625851	1,17234054	28,1814497	28,9018954	30,6459912	34,0713774	37,0842329	40,679079	43,8658954	46,9775769
21	252,157744	522,648385	1,26078872	31,2123054	32,1180609	34,0486622	37,8377252	41,1675611	45,1370236	48,6526241	52,082296
21,75	270,490641	559,957439	1,35245321	34,4462687	35,5561529	37,6850707	41,8604816	45,5266624	49,8931414	53,7567417	57,5225853
22,5	289,466798	598,553012	1,44733399	37,8890618	39,2224914	41,561769	46,1466099	50,1688131	54,9550241	59,1860692	63,3064448
23,25	309,086214	638,435104	1,54543107	41,5463322	43,1233016	45,6852048	50,702948	55,1011454	60,3300967	64,9482397	69,4416664
24	329,34889	679,603716	1,64674445	45,423654	47,2647153	50,0617224	55,5362109	60,3306503	66,0256207	71,0507032	75,9358394
24,75	350,254826	722,058847	1,75127413	49,526529	51,6527725	54,6975646	60,6529926	65,8641802	72,0486979	77,5007309	82,7963559
25,5	371,804021	765,800496	1,85902011	53,8603874	56,2934222	59,5988743	66,0597683	71,708452	78,4062739	84,3054195	90,0304156
26,25	393,996475	810,828664	1,96998238	58,4305887	61,1925246	64,7716963	71,762897	77,8700496	85,1051413	91,4716954	97,6450313
27	416,832189	857,143352	2,08416095	63,2424228	66,3558517	70,2219784	77,7686228	84,3554263	92,1519435	99,0063187	105,647033
27,75	440,311163	904,744559	2,20155582	68,3011109	71,7890891	75,9555736	84,0830777	91,1709081	99,5531776	106,915887	114,043074
28,5	464,433396	953,632285	2,32216698	73,6118063	77,497837	81,9782409	90,7122834	98,3226952	107,315198	115,206841	122,839633
29,25	489,198889	1003,80653	2,44599445	79,1795953	83,4876115	88,2956473	97,6621528	105,816865	115,444219	123,885464	132,043022
30	514,607641	1055,26729	2,57303821	85,009498	89,7638463	94,9133692	104,938493	113,659376	123,946318	132,957891	141,659389
30,75	540,659653	1108,01458	2,70329827	91,1064693	96,3318934	101,836894	112,547006	121,856067	132,827439	142,430109	151,694719
31,5	567,354924	1162,04838	2,83677462	97,4753996	103,197024	109,07162	120,493291	130,412661	142,093396	152,307962	162,154846
32,25	594,693455	1217,3687	2,97346728	104,121116	110,364432	116,622861	128,782847	139,334769	151,749873	162,597151	173,045449
33	622,675246	1273,97554	3,11337623	111,048383	117,839231	124,495845	137,421074	148,627891	161,802432	173,303244	184,372061
33,75	651,300296	1331,8689	3,25650148	118,261901	125,626459	132,695716	146,413275	158,297417	172,256509	184,431672	196,140069
34,5	680,568605	1391,04878	3,40284303	125,766314	133,731079	141,227535	155,764656	168,34863	183,117424	195,987739	208,354723
35,25	710,480175	1451,51518	3,55240088	133,5662	142,157978	150,096285	165,480331	178,78671	194,390377	207,976619	221,021134
36	741,035003	1513,2681	3,70517502	141,666082	150,911972	159,306866	175,565322	189,616733	206,080456	220,403362	234,144282
36,75	772,233092	1576,30753	3,86116546	150,070422	159,997803	168,864101	186,024559	200,843676	218,192635	233,272899	247,729016
37,5	804,074439	1640,63349	4,0203722	158,783624	169,420143	178,772736	196,862884	212,472416	230,73178	246,590039	261,78006
38,25	836,559047	1706,24596	4,18279524	167,810036	179,183592	189,03744	208,085054	224,507734	243,702649	260,35948	276,302013
39	869,686914	1773,14495	4,34843457	177,153948	189,292683	199,662808	219,695736	236,954315	257,109896	274,585804	291,299358

39,75	903,45804	1841,33047	4,5172902	186,819594	199,75188	210,653363	231,699518	249,816755	270,958073	289,273484	306,77646
40,5	937,872426	1910,8025	4,68936213	196,811156	210,56558	222,013553	244,100901	263,099555	285,25163	304,426886	322,737568
41,25	972,930072	1981,56105	4,86465036	207,132758	221,738115	233,747756	256,904307	276,807128	299,994922	320,050271	339,186823
42	1008,63098	2053,60612	5,0431549	217,788472	233,273751	245,86028	270,114079	290,943802	315,192205	336,147797	356,12826
42,75	1044,97514	2126,93771	5,2248757	228,782317	245,176691	258,355365	283,734481	305,513815	330,847644	352,723523	373,565804
43,5	1081,96257	2201,55582	5,40981285	240,118259	257,451073	271,237181	297,769699	320,521325	346,965311	369,781411	391,503284
44,25	1119,59325	2277,46044	5,59796625	251,800215	270,100976	284,509832	312,223847	335,970405	363,549188	387,325327	409,944424
45	1157,86719	2354,65159	5,78933595	263,832047	283,130414	298,177359	327,100962	351,86505	380,603171	405,359045	428,892855
45,75	1196,7844	2433,12926	5,983922	276,217571	296,543345	312,243734	342,405009	368,209172	398,131068	423,886247	448,352111
46,5	1236,34486	2512,89344	6,1817243	288,96055	310,343664	326,712868	358,139882	385,00661	416,136607	442,910528	468,325637
47,25	1276,54858	2593,94414	6,3827429	302,0647	324,53521	341,58861	374,309405	402,261125	434,623429	462,435397	488,816785
48	1317,39556	2676,28136	6,5869778	315,533687	339,121763	356,874745	390,917333	419,976401	453,595099	482,464277	509,828822
48,75	1358,8858	2759,9051	6,794429	329,371133	354,107047	372,575	407,967353	438,156054	473,055102	503,00051	531,364931
49,5	1401,0193	2844,81536	7,0050965	343,580608	369,494729	388,693041	425,463087	456,803625	493,006846	524,047359	553,428209
50,25	1443,79606	2931,01214	7,2189803	358,165639	385,288424	405,232475	443,408089	475,922585	513,453664	545,608007	576,021675
51	1487,21608	3018,49544	7,4360804	373,129706	401,491688	422,196852	461,805853	495,516338	534,398817	567,685561	599,148269
51,75	1531,27936	3107,26526	7,6563968	388,476244	418,108029	439,589666	480,659807	515,588219	555,845493	590,283052	622,810855
52,5	1575,9859	3197,3216	7,8799295	404,208643	435,140898	457,414354	499,973318	536,141499	577,79681	613,403442	647,012221
53,25	1621,3357	3288,66446	8,1066785	420,33025	452,593696	475,674297	519,749692	557,179381	600,255818	637,049619	671,755084
54	1667,32876	3381,29383	8,3366438	436,844366	470,469774	494,372824	539,992178	578,705007	623,225499	661,224402	697,04209
54,75	1713,96507	3475,20972	8,56982535	453,754253	488,772432	513,513209	560,703963	600,721457	646,70877	685,930542	722,875815
55,5	1761,24465	3570,41214	8,80622325	471,063126	507,504918	533,098676	581,888179	623,231748	670,708484	711,170726	749,258771
56,25	1809,16749	3666,90107	9,04583745	488,774163	526,670435	553,132394	603,547901	646,23884	695,227431	736,947574	776,1934
57	1857,73358	3764,67652	9,2886679	506,890496	546,272137	573,617484	625,686149	669,745631	720,268339	763,263645	803,682086
57,75	1906,94294	3863,7385	9,5347147	525,41522	566,313129	594,557017	648,305887	693,754966	745,833877	790,121436	831,727146
58,5	1956,79556	3964,08699	9,7839778	544,351387	586,79647	615,954012	671,410027	718,269628	771,926656	817,523383	860,330841
59,25	2007,29143	4065,72199	10,0364572	563,702012	607,725176	637,811444	695,00143	743,292351	798,549226	845,471866	889,49537

60	2058,43056	4168,64352	10,2921528	583,470069	629,102213	660,132237	719,082902	768,82581	825,704085	873,969205	919,222876
60,75	2110,21296	4272,85157	10,5510648	603,658493	650,930506	682,919269	743,657201	794,87263	853,393674	903,017666	949,515447
61,5	2162,63861	4378,34614	10,8131931	624,270183	673,212935	706,175374	768,727036	821,435382	881,62038	932,619461	980,375116
62,25	2215,70753	4485,12723	11,0785377	645,307997	695,952337	729,903337	794,295064	848,516589	910,38654	962,776748	1011,80386
63	2269,4197	4593,19483	11,3470985	666,77476	719,151507	754,105901	820,363898	876,11872	939,694435	993,491633	1043,80362
63,75	2323,77513	4702,54895	11,6188757	688,673256	742,813195	778,785765	846,936102	904,244198	969,546301	1024,76617	1076,37626
64,5	2378,77382	4813,18959	11,8938691	711,006236	766,940114	803,945585	874,014192	932,895397	999,944321	1056,60237	1109,52361
65,25	2434,41577	4925,11675	12,1720789	733,776414	791,534935	829,587972	901,600643	962,074645	1030,89063	1089,00219	1143,24746
66	2490,70098	5038,33043	12,4535049	756,986468	816,600286	855,715499	929,697882	991,784223	1062,38732	1121,96754	1177,54954
66,75	2547,62945	5152,83063	12,7381473	780,639043	842,13876	882,330694	958,308294	1022,02637	1094,43644	1155,50028	1212,43155
67,5	2605,20118	5268,61735	13,0260059	804,736749	868,152909	909,436048	987,434221	1052,80327	1127,03997	1189,60224	1247,89513
68,25	2663,41617	5385,69059	13,3170809	829,28216	894,645245	937,03401	1017,07796	1084,11708	1160,19988	1224,2752	1283,94188
69	2722,27442	5504,05035	13,6113721	854,277819	921,618246	965,126991	1047,24177	1115,96989	1193,91808	1259,52088	1320,57337
69,75	2781,77593	5623,69663	13,9088797	879,726235	949,07435	993,717361	1077,92787	1148,36379	1228,19644	1295,34098	1357,79112
70,5	2841,9207	5744,62943	14,2096035	905,629886	977,015959	1022,80746	1109,13844	1181,30078	1263,03678	1331,73716	1395,5966
71,25	2902,70873	5866,84874	14,5135437	931,991214	1005,44544	1052,39957	1140,87562	1214,78286	1298,44089	1368,71102	1433,99127
72	2964,14001	5990,35457	14,8207001	958,812633	1034,36512	1082,49597	1173,14149	1248,81196	1334,41053	1406,26414	1472,97654
72,75	3026,21456	6115,14693	15,1310728	986,096524	1063,77731	1113,09887	1205,93814	1283,38999	1370,9474	1444,39806	1512,55375
73,5	3088,93237	6241,2258	15,4446619	1013,84524	1093,68425	1144,21046	1239,26757	1318,51883	1408,05317	1483,11427	1552,72427
74,25	3152,29343	6368,59119	15,7614672	1042,06109	1124,08818	1175,8329	1273,13179	1354,20029	1445,72949	1522,41423	1593,48937
75	3216,29776	6497,2431	16,0814888	1070,74638	1154,99129	1207,96831	1307,53274	1390,43618	1483,97794	1562,29939	1634,85033
75,75	3280,94534	6627,18153	16,4047267	1099,90335	1186,39574	1240,61876	1342,47234	1427,22825	1522,8001	1602,77112	1676,80839
76,5	3346,23619	6758,40648	16,731181	1129,53425	1218,30367	1273,78631	1377,95247	1464,57822	1562,19749	1643,83079	1719,36473
77,25	3412,17029	6890,91794	17,0608515	1159,64127	1250,71716	1307,47298	1413,97498	1502,4878	1602,17162	1685,47973	1762,52053
78	3478,74765	7024,71593	17,3937383	1190,22659	1283,63829	1341,68076	1450,54169	1540,95863	1642,72394	1727,71923	1806,27693
78,75	3545,96828	7159,80044	17,7298414	1221,29235	1317,06909	1376,41159	1487,65439	1579,99234	1683,85589	1770,55056	1850,63503
79,5	3613,83216	7296,17146	18,0691608	1252,84066	1351,01155	1411,66741	1525,31481	1619,59051	1725,56887	1813,97495	1895,59593

80,25	3682,3393	7433,829	18,4116965	1284,87362	1385,46766	1447,4501	1563,52469	1659,75472	1767,86424	1857,99361	1941,16066
81	3751,4897	7572,77307	18,7574485	1317,39329	1420,43937	1483,76153	1602,2857	1700,48648	1810,74334	1902,60771	1987,33026
81,75	3821,28337	7713,00366	19,1064169	1350,4017	1455,92857	1520,60353	1641,59952	1741,7873	1854,20749	1947,8184	2034,10573
82,5	3891,72029	7854,52076	19,4586015	1383,90086	1491,93717	1557,97791	1681,46776	1783,65865	1898,25797	1993,6268	2081,48803
83,25	3962,80047	7997,32438	19,8140024	1417,89276	1528,46702	1595,88643	1721,89203	1826,10196	1942,89602	2040,03401	2129,47811
84	4034,52391	8141,41452	20,1726196	1452,37935	1565,51995	1634,33084	1762,87389	1869,11866	1988,12288	2087,04109	2178,07689
84,75	4106,89061	8286,79118	20,5344531	1487,36256	1603,09776	1673,31286	1804,41489	1912,71011	2033,93973	2134,64908	2227,28528
85,5	4179,90057	8433,45435	20,8995029	1522,8443	1641,20223	1712,83418	1846,51654	1956,87768	2080,34776	2182,85899	2277,10415
86,25	4253,55378	8581,40404	21,2677689	1558,82645	1679,8351	1752,89647	1889,18034	2001,6227	2127,34811	2231,67183	2327,53435
87	4327,85026	8730,64026	21,6392513	1595,31087	1718,9981	1793,50136	1932,40773	2046,94647	2174,9419	2281,08855	2378,57671
87,75	4402,79	8693,65009	22,01395	1631,08055	1758,69293	1834,65046	1976,20015	2092,85027	2223,13022	2331,11011	2430,23204
88,5	4290,86009	8471,70355	21,4543005	1664,94258	1797,51492	1874,84525	2018,8714	2137,47897	2269,8515	2379,48727	2480,06346
89,25	4180,84346	8253,56709	20,9042173	1696,94651	1834,08997	1912,62136	2058,77704	2179,02675	2313,10351	2424,04002	2525,71395
90	4072,72363	8039,20772	20,3636182	1727,14106	1868,48037	1948,04795	2096,00116	2217,59234	2353,00447	2464,90586	2567,34176
90,75	3966,48409	7828,59245	19,8324205	1755,57407	1900,74723	1981,19285	2130,62601	2253,27217	2389,66966	2502,21861	2605,10058
91,5	3862,10836	7621,68829	19,3105418	1782,29259	1930,95046	2012,1225	2162,73207	2286,16044	2423,21144	2536,10848	2639,13966
92,25	3759,57993	7418,46225	18,7978997	1807,34279	1959,14887	2040,90205	2192,39809	2316,34918	2453,73936	2566,70213	2669,60398
93	3658,88232	7218,88135	18,2944116	1830,77006	1985,4001	2067,59531	2219,70109	2343,92824	2481,36018	2594,12283	2696,63429
93,75	3559,99903	7022,9126	17,7999952	1852,61898	2009,76071	2092,26484	2244,7164	2368,98539	2506,17795	2618,49046	2720,36725
94,5	3462,91357	6830,52302	17,3145679	1872,93333	2032,28614	2114,9719	2267,51772	2391,60631	2528,29407	2639,92164	2740,93557
95,25	3367,60945	6641,67961	16,8380473	1891,75612	2053,03077	2135,77654	2288,1771	2411,87469	2547,80736	2658,52979	2758,46804
96	3274,07016	6456,34938	16,3703508	1909,12956	2072,04791	2154,73755	2306,76503	2429,87219	2564,81407	2674,42523	2773,08971
96,75	3182,27922	6274,49936	15,9113961	1925,09512	2089,38981	2171,91254	2323,35041	2445,67858	2579,408	2687,71522	2784,92192
97,5	3092,22014	6096,09655	15,4611007	1939,69351	2105,10771	2187,35794	2338,00059	2459,37169	2591,68052	2698,50405	2794,08244
98,25	3003,87641	5921,10796	15,0193821	1952,9647	2119,25182	2201,12898	2350,78145	2471,02749	2601,72061	2706,89311	2800,68555
99	2917,23155	5749,50061	14,5861578	1964,94791	2131,87135	2213,27978	2361,75736	2480,72011	2609,61495	2712,98097	2804,84213
99,75	2832,26906	5581,2415	14,1613453	1975,68166	2143,01453	2223,86331	2370,99123	2488,52191	2615,44792	2716,86343	2806,65974

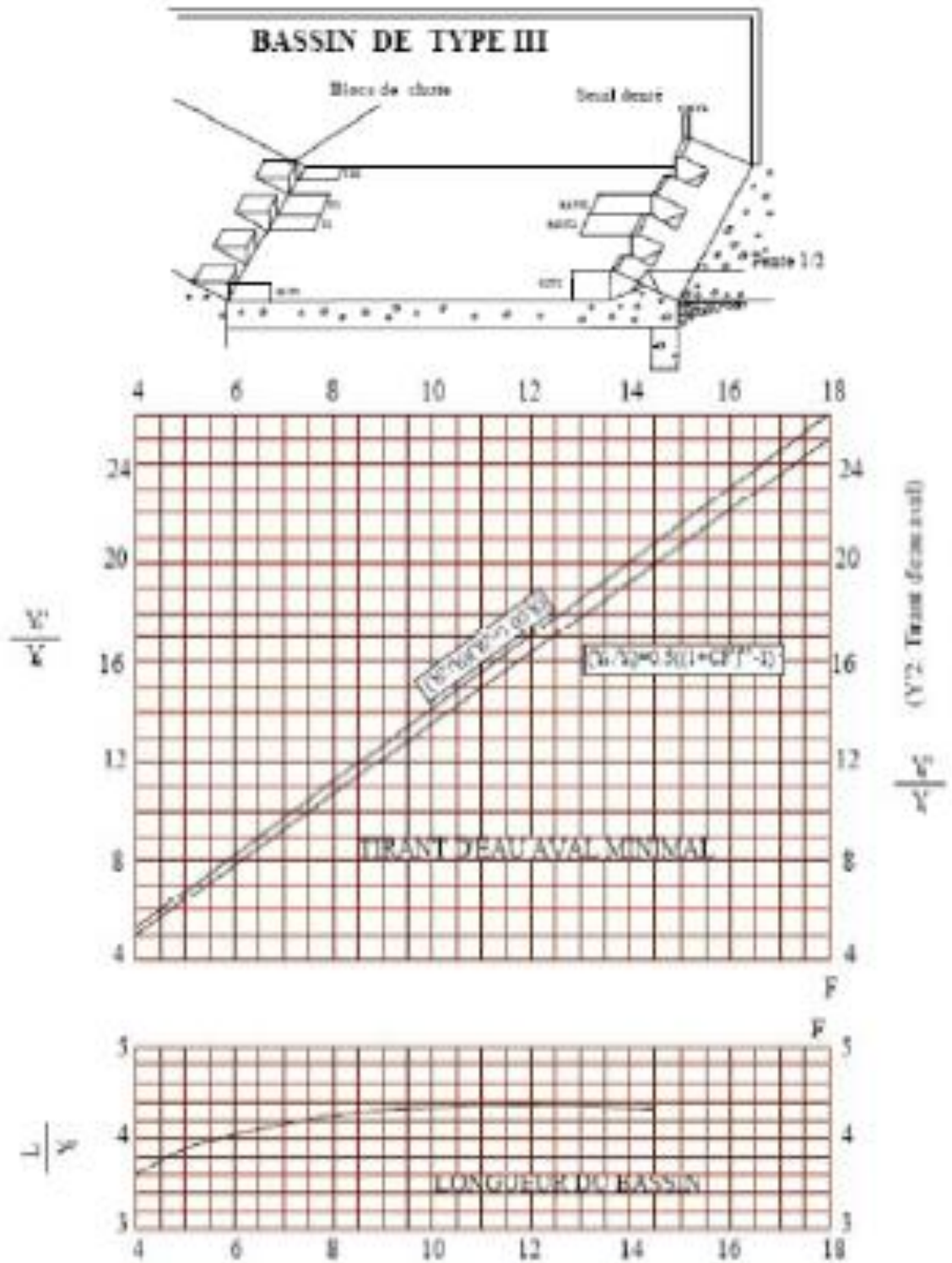
100,5	2748,97244	5416,29765	13,7448622	1985,20373	2152,72863	2232,93143	2378,54456	2494,50347	2619,30173	2718,63361	2806,24273
101,25	2667,32521	5254,63608	13,3366261	1993,55122	2161,05993	2240,53491	2384,47744	2498,73365	2621,25636	2718,38198	2803,69229
102	2587,31087	5096,2238	12,9365544	2000,7605	2168,0538	2246,72344	2388,84857	2501,27962	2621,38972	2716,19644	2799,10656
102,75	2508,91293	4941,02781	12,5445647	2006,8673	2173,75467	2251,54565	2391,71531	2502,2069	2619,77761	2712,16241	2792,5807
103,5	2432,11488	4789,01513	12,1605744	2011,90662	2178,20606	2255,04915	2393,13368	2501,57937	2616,49381	2706,36285	2784,20696
104,25	2356,90025	4640,15278	11,7845013	2015,91283	2181,45058	2257,28048	2393,15841	2499,45935	2611,61011	2698,87832	2774,07477
105	2283,25253	4494,40776	11,4162627	2018,91961	2183,52997	2258,28522	2391,84294	2495,90757	2605,19637	2689,78707	2762,27082
105,75	2211,15523	4351,74708	11,0557762	2020,96001	2184,48508	2258,10791	2389,23943	2490,98324	2597,32053	2679,16508	2748,87908
106,5	2140,59185	4212,13776	10,7029593	2022,06643	2184,35591	2256,79216	2385,39885	2484,74407	2588,0487	2667,08608	2733,98093
107,25	2071,54591	4075,54682	10,3577296	2022,27062	2183,1816	2254,38059	2380,37091	2477,2463	2577,44514	2653,62167	2717,65522
108	2004,00091	3941,94126	10,0200046	2021,60372	2181,00048	2250,91488	2374,20415	2468,54473	2565,57236	2638,84131	2699,97829
108,75	1937,94035	3811,2881	9,68970175	2020,09624	2177,85003	2246,43577	2366,94595	2458,69277	2552,49113	2622,81241	2681,02409
109,5	1873,34775	3683,55435	9,36673875	2017,7781	2173,76694	2240,9831	2358,64252	2447,7424	2538,26049	2605,60037	2660,86421
110,25	1810,2066	3558,70702	9,051033	2014,67858	2168,78709	2234,59581	2349,33894	2435,74429	2522,93786	2587,26862	2639,56795
111	1748,50042	3436,71312	8,7425021	2010,82639	2162,94559	2227,31193	2339,0792	2422,74775	2506,579	2567,87865	2617,20237
111,75	1688,2127	3317,53966	8,4410635	2006,24966	2156,27675	2219,16864	2327,9062	2408,80081	2489,23811	2547,49012	2593,83238
112,5	1629,32696	3201,15367	8,1466348	2000,97591	2148,81415	2210,20226	2315,86174	2393,95019	2470,96781	2526,16084	2569,52076
113,25	1571,82671	3087,52215	7,85913355	1995,03212	2140,59059	2200,44826	2302,98661	2378,2414	2451,8192	2503,94682	2544,32821
114	1515,69544	2976,6121	7,5784772	1988,44468	2131,63815	2189,94126	2289,32055	2361,71869	2431,84193	2480,90236	2518,31347
114,75	1460,91666	2868,39055	7,3045833	1981,23944	2121,98817	2178,7151	2274,90229	2344,42512	2411,08414	2457,08005	2491,53328
115,5	1407,47389	2762,82451	7,03736945	1973,44168	2111,67127	2166,80278	2259,76957	2326,40257	2389,59258	2432,53082	2464,04249
116,25	1355,35062	2659,88099	6,7767531	1965,07617	2100,71739	2154,23653	2243,95913	2307,69176	2367,41261	2407,30397	2435,8941
117	1304,53037	2559,52701	6,52265185	1956,1671	2089,15573	2141,0478	2227,5068	2288,33229	2344,58823	2381,44725	2407,13931
117,75	1254,99664	2461,72957	6,2749832	1946,73817	2077,01485	2127,26725	2210,44742	2268,36262	2321,16208	2355,00684	2377,82754
118,5	1206,73293	2366,45568	6,03366465	1936,81254	2064,3226	2112,92481	2192,81493	2247,82017	2297,17554	2328,02743	2348,00651
119,25	1159,72275	2273,67236	5,79861375	1926,41284	2051,10618	2098,04966	2174,64236	2226,74124	2272,66869	2300,55224	2317,72226
120	1113,94961	2183,34662	5,56974805	1915,56123	2037,39213	2082,67024	2155,96185	2205,16112	2247,68038	2272,62305	2287,01922

120,75	1069,39701	2095,44548	5,34698505	1904,27933	2023,20635	2066,81429	2136,80466	2183,11406	2222,24822	2244,28026	2255,94023
121,5	1026,04847	2009,93595	5,13024235	1892,58828	2008,57409	2050,50882	2117,20118	2160,63331	2196,40866	2215,56288	2224,52657
122,25	983,887476	1926,78502	4,91943738	1880,50874	1993,52	2033,78017	2097,18099	2137,75114	2170,19697	2186,5086	2192,81805
123	942,897548	1845,95974	4,71448774	1868,06086	1978,06809	2016,65397	2076,77279	2114,49884	2143,64727	2157,15381	2160,85299
123,75	903,062188	1767,42709	4,51531094	1855,26435	1962,24177	1999,15518	2056,00452	2090,90676	2116,79259	2127,53364	2128,66828
124,5	864,364903	1691,1541	4,32182452	1842,13841	1946,06384	1981,30812	2034,90328	2067,00434	2089,66485	2097,68196	2096,29946
125,25	826,789199	1617,10778	4,133946	1828,70181	1929,55654	1963,13642	2013,49541	2042,82008	2062,29492	2067,63144	2063,78068
126	790,318581	1545,25514	3,95159291	1814,97285	1912,7415	1944,6631	1991,80646	2018,38161	2034,71261	2037,41358	2031,14478
126,75	754,936557	1475,56319	3,77468279	1800,96936	1895,63979	1925,91053	1969,86124	1993,71568	2006,94674	2007,05871	1998,42333
127,5	720,626632	1407,99894	3,60313316	1786,70875	1878,27192	1906,90047	1947,68381	1968,84818	1979,02511	1976,59606	1965,64665
128,25	687,372312	1342,52942	3,43686156	1772,20798	1860,65783	1887,65405	1925,29749	1943,80418	1950,97455	1946,05375	1932,84382
129	655,157104	1279,12162	3,27578552	1757,48357	1842,81693	1868,19182	1902,7249	1918,60789	1922,82093	1915,45881	1900,04277
129,75	623,964514	1217,74256	3,11982257	1742,55161	1824,76809	1848,53373	1879,98795	1893,28276	1894,58921	1884,83726	1867,27023
130,5	593,778048	1158,35926	2,96889024	1727,42777	1806,52964	1828,69913	1857,10785	1867,85142	1866,30341	1854,21407	1834,55186
131,25	564,581211	1100,93872	2,82290606	1712,12731	1788,11939	1808,70682	1834,10514	1842,33571	1837,98669	1823,61325	1801,91218
132	536,357511	1045,44796	2,68178756	1696,66507	1769,55464	1788,57502	1810,9997	1816,75676	1809,66131	1793,05779	1769,37467
132,75	509,090453	991,853997	2,54545227	1681,05547	1750,85218	1768,3214	1787,81073	1791,13491	1781,34869	1762,56978	1736,96175
133,5	482,763544	940,123834	2,41381772	1665,31256	1732,0283	1747,96309	1764,55683	1765,48979	1753,06941	1732,17035	1704,69485
134,25	457,36029	890,224487	2,28680145	1649,44995	1713,09881	1727,51667	1741,25592	1739,84032	1724,84324	1701,87975	1672,59439
135	432,864197	842,122967	2,16432099	1633,4809	1694,07901	1706,9982	1717,92533	1714,20471	1696,68916	1671,71733	1640,67986
135,75	409,25877	795,786287	2,04629385	1617,41826	1674,98375	1686,42321	1694,58178	1688,60047	1668,62535	1641,70159	1608,96978
136,5	386,527517	751,18146	1,93263759	1601,27451	1655,82739	1665,80673	1671,24139	1663,04447	1640,66924	1611,85019	1577,48179
137,25	364,653943	708,275498	1,82326972	1585,06173	1636,62384	1645,16327	1647,91968	1637,55288	1612,83752	1582,17996	1546,23262
138	343,621555	667,035414	1,71810778	1568,79166	1617,38655	1624,50687	1624,6316	1612,14126	1585,14612	1552,70695	1515,23815
138,75	323,413859	627,428219	1,6170693	1552,47565	1598,12851	1603,85104	1601,39155	1586,82452	1557,6103	1523,44641	1484,51342
139,5	304,01436	589,420926	1,5200718	1536,1247	1578,8623	1583,20885	1578,21336	1561,61693	1530,24458	1494,41283	1454,07264
140,25	285,406566	552,980548	1,42703283	1519,74945	1559,60002	1562,59287	1555,1103	1536,53218	1503,06283	1465,61998	1423,92922

141	267,573982	518,074096	1,33786991	1503,36019	1540,35337	1542,01523	1532,09514	1511,58335	1476,07823	1437,08086	1394,09581
141,75	250,500114	484,668583	1,25250057	1486,96685	1521,13363	1521,48758	1509,1801	1486,78294	1449,30333	1408,80781	1364,58428
142,5	234,168469	452,731021	1,17084235	1470,57904	1501,95164	1501,02113	1486,37687	1462,14285	1422,75001	1380,81245	1335,40578
143,25	218,562552	422,228422	1,09281276	1454,20599	1482,81785	1480,62664	1463,69667	1437,67446	1396,42955	1353,10572	1306,57074
144	203,66587	393,1278	1,01832935	1437,85665	1463,74229	1460,31444	1441,15018	1413,38857	1370,35261	1325,69792	1278,08887
144,75	189,46193	365,396166	0,94730965	1421,53959	1444,73462	1440,09443	1418,74763	1389,29544	1344,52926	1298,59871	1249,96922
145,5	175,934236	339,000532	0,87967118	1405,26307	1425,80407	1419,97609	1396,49874	1365,40481	1318,96898	1271,81709	1222,22017
146,25	163,066296	313,907912	0,81533148	1389,03506	1406,95951	1399,96848	1374,41277	1341,7259	1293,68066	1245,36149	1194,84945
147	150,841616	290,085317	0,75420808	1372,86315	1388,20943	1380,08024	1352,49851	1318,26742	1268,67268	1219,23971	1167,86417
147,75	139,243701	267,499759	0,69621851	1356,75468	1369,56193	1360,31964	1330,7643	1295,03757	1243,95282	1193,45898	1141,27081
148,5	128,256058	246,118251	0,64128029	1340,71664	1351,02475	1340,69453	1309,21804	1272,04407	1219,52835	1168,02596	1115,07526
149,25	117,862193	225,907806	0,58931097	1324,75572	1332,60526	1321,21236	1287,86718	1249,29417	1195,40603	1142,94676	1089,28284
150	108,045613	206,835436	0,54022807	1308,87833	1314,31049	1301,88023	1266,71874	1226,79463	1171,59208	1118,22693	1063,89829
150,75	98,7898227	188,868152	0,49394911	1293,09055	1296,1471	1282,70483	1245,77933	1204,55177	1148,09225	1093,87151	1038,9258
151,5	90,078329	171,972967	0,45039165	1277,3982	1278,1214	1263,69249	1225,05511	1182,57144	1124,91177	1069,88501	1014,36901
152,25	81,894638	156,116894	0,40947319	1261,80679	1260,23938	1244,8492	1204,55188	1160,85906	1102,05541	1046,27144	990,231066
153	74,2222559	141,266945	0,37111128	1246,32153	1242,50667	1226,18055	1184,27499	1139,4196	1079,52748	1023,03433	966,514578
153,75	67,0446889	127,390132	0,33522344	1230,94739	1224,92857	1207,69179	1164,22945	1118,25764	1057,33181	1000,17671	943,221669
154,5	60,3454431	114,453468	0,30172722	1215,68902	1207,51007	1189,38784	1144,41983	1097,3773	1035,4718	977,701151	920,353977
155,25	54,1080246	102,423964	0,27054012	1200,55082	1190,25582	1171,27327	1124,85035	1076,78232	1013,95041	955,609765	897,912669
156	48,3159396	91,268634	0,2415797	1185,5369	1173,17016	1153,35229	1105,52486	1056,47603	992,770163	933,904219	875,898451
156,75	42,9526944	80,9544894	0,21476347	1170,65113	1156,25712	1135,6288	1086,44683	1036,46136	971,933174	912,585741	854,311584
157,5	38,001795	71,4485427	0,19000898	1155,89708	1139,52042	1118,10637	1067,61938	1016,74087	951,441144	891,655137	833,151891
158,25	33,4467477	62,7178063	0,16723374	1141,27808	1122,96348	1100,78826	1049,04527	997,316746	931,295373	871,112796	812,418773
159	29,2710586	54,7292924	0,14635529	1126,79721	1106,58941	1083,67739	1030,72691	978,19078	911,49677	850,958703	792,111216
159,75	25,4582338	47,4500133	0,12729117	1112,45727	1090,40104	1066,77639	1012,66639	959,364423	892,045864	831,192445	772,227805
160,5	21,9917795	40,8469815	0,1099589	1098,26083	1074,4009	1050,08756	994,865447	940,838763	872,942805	811,813227	752,766733

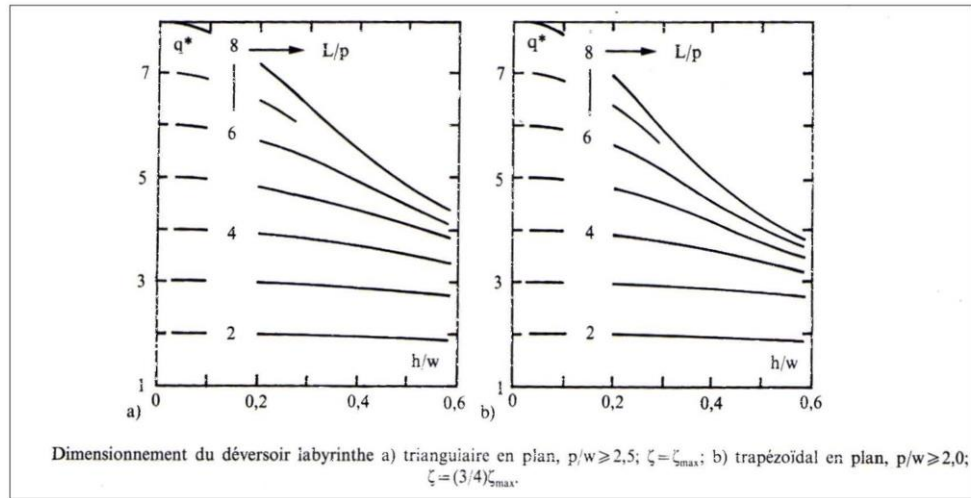
161,25	18,855202	34,8872093	0,09427601	1084,21021	1058,59124	1033,61294	977,325492	922,61454	854,18738	792,819873	733,725808
162	16,0320073	29,5377089	0,08016004	1070,30747	1042,97402	1017,35423	960,047618	904,692156	835,779017	774,210843	715,102471
162,75	13,5057016	24,7654927	0,06752851	1056,55445	1027,55095	1001,31286	943,0326	887,071674	817,716793	755,984235	696,893797
163,5	11,2597911	20,5375731	0,05629896	1042,95273	1012,32342	985,489982	926,280903	869,752834	799,999444	738,137799	679,09651
164,25	9,27778199	16,8209624	0,04638891	1029,50368	997,292604	969,886443	909,792685	852,735049	782,62537	720,668943	661,706989
165	7,54318038	13,5826728	0,0377159	1016,20842	982,459372	954,502828	893,567805	836,017423	765,592642	703,57474	644,72128
165,75	6,03949246	10,7897168	0,03019746	1003,06785	967,824351	939,339444	877,605829	819,598746	748,899014	686,851938	628,135101
166,5	4,75022438	8,4091067	0,02375112	990,082625	953,387909	924,39633	861,906031	803,477509	732,541922	670,496968	611,943855
167,25	3,65888232	6,40785476	0,01829441	977,253202	939,150158	909,673262	846,467404	787,651905	716,5185	654,50595	596,142633
168	2,74897244	4,75297335	0,01374486	964,579804	925,110965	895,169753	831,288662	772,119835	700,825579	638,874702	580,726227
168,75	2,00400091	3,4114748	0,01002	952,062441	911,269948	880,88506	816,368243	756,878917	685,459699	623,598745	565,689133
169,5	1,40747389	2,35037144	0,00703737	939,700907	897,626485	866,818191	801,704318	741,926488	670,417112	608,673313	551,025565
170,25	0,94289755	1,5366756	0,00471449	927,494784	884,179715	852,967903	787,294793	727,259612	655,69379	594,093358	536,729455
171	0,59377805	0,93739961	0,00296889	915,443445	870,928545	839,33271	773,137317	712,875085	641,28543	579,853557	522,794466
171,75	0,34362156	0,5195558	0,00171811	903,546057	857,871647	825,910886	759,229282	698,769438	627,187462	565,94832	509,213996
172,5	0,17593424	0,2501565	0,00087967	891,801584	845,007469	812,700468	745,567831	684,938947	613,395053	552,371795	495,981187
173,25	0,07422226	0,09621404	0,00037111	880,208789	832,334233	799,699262	732,149861	671,379632	599,903113	539,117874	483,088928
174	0,02199178	0,02474075	0,00010996	868,766236	819,849941	786,904843	718,97203	658,087268	586,706303	526,1802	470,529866
174,75	0,00274897	0,00274897	1,37E-05	857,472292	807,552378	774,314564	706,030756	645,057385	573,799037	513,552172	458,296412
175,5	0	0	0	846,325153	795,439112	761,925553	693,322227	632,285276	561,175488	501,226953	446,380741

Annexes III : bassin de dissipateur USBR type III



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipateur pour un nombre de FROUDE supérieur à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "design of spill dams")

Annexes IV: dimensionnement de déversoir labyrinthe



Annexe V : bassin de dissipation USBR type I

