

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE
TABELLOUT (W.JIJEL)**

Présenté par :

M^r: BADACHE RIDHA

Promoteur :

M^r: M.D.BENSALAH

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^{me} A. ADDOU

M^r A. HADJ SADOK

M^r A. HEBBOUCHE

Octobre 2011

Remerciement

الحمد لله أولاً وأخيراً.

Je tiens à exprimer mes remerciements infinies à :

Mon promoteur Mr BENSALAH. M-D de m'avoir orienté, de son aide aussi et de ses conseils judicieux pur pouvoir termine ce projet.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

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

BADACHE rida

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

- *A mon père et A ma mère ; pour tous les sacrifices qu'ils ont consenties à mon égard;*
- *A mes frères et mes sœurs ;*
- *A toute la famille.*
- *A tous mes amis et surtout de l'ENSH.*

BADACHE Ridha.

ملخص:

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد تبلوط على واد جنجن بولاية جيجل من أجل إيصال الماء إلى سد ذراع الديس لسقي الأراضي الفلاحية المجاورة وتزويدها بالمياه الصالحة للشرب ، و هو عبارة عن سد من خرسانة و مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع في الوسط السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 1032م³ في الثانية. يبلغ ارتفاع السد 110,4م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد بـ 213.74 مليون م³.

Résumé :

Le présent travail consiste à réaliser l'étude d'avant projet détaillée du barrage de Tabellout située sur Oued Djendjene dans la willaya de Jijel. Il est constitué d'un réservoir qui recueillera les eaux transférées vers le barrage Draa diss et cette ouvrage est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et l'alimentation en eau potable. Notre ouvrage est un barrage poids en béton compacté au rouleau il est composée d'un évacuateur central intégré permettant d'évacuer un débit de crues de 1036 m³/s. Le barrage a une hauteur de 110.4 m et un volume utile de 213.74Mm³.

Abstract:

The present work is to study pre-project detailed spillway of the Tabellout dam located on Oued Djendjene in Jijel.

This work consists of a reservoir that allows the transfer of water to the Draa Diss dam, distinguished for irrigation of surrounding agricultural land and drinking.

Our structure is a concrete gravity dam roller compacted (RCC). It is composed to evacuate a flood flow 1036 m³/s. the dam has a height of 110.4 m and a working volume of 213.7 million m³.

1^{ere} partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

I.1. Situation géographique et topographique du site:	1
I.1.1. Topographie du site du barrage :	3
I.1.2. Géologie du site du barrage :	3
I.1.3. Conditions géologiques et géotechniques :	5
I.1.4. Le barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR) :	7
I.2 Reconnaissances géologiques et géotechniques.	8
I.2.1. Sondages :	9
I.2.2. Reconnaissances de la première :	9
I.2.3. Reconnaissances de la deuxième :	10
I.2.4. Risque sismique :	15
I.3 Climatologie :	16
I.3.1. Température :	16
I.3.2. Humidité :	16
I.3.3. Ensoleillement	17
I.3.4. Précipitations :	17
I.4. Qualité des eaux :	17
I.5. Hydrologie	19
I.5.1. Les apports :	19
I.5.2. Les crues extrêmes a Tabellout :	20
I.5.3. Les transports solides	20
I.6. Conceptions des ouvrages annexes :	20
I.6.1. Les ouvrages de dérivation provisoire :	20
I.6.2. Les ouvrages de vidange	21
I.6.3. Les caractéristiques des ouvrages de vidanges	22
I.6.4. Le bâtiment de commande	22

2^{ème} partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Introduction :	25
I.1 Le bassin versant :	25
I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :	25
I.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques :	26

I.1.3 Hypsométrie du bassin versant :	28
I.1.4 les Indices :	31
I.1.5 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :	34
I.1.6 Profil en long de l'Oued :	37
I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant:	39
I.2.1 Température:	39
I.2.2 Evaporation:	40
I.2.3 Humidité relative:	40
I.2.4 Vitesse du vent:	41
I.2.5 Pluviométrie:	42
I.3 Choix de la loi d'ajustement :	42
I.3.1 SERIE 01 :	43
I.3.2 SERIE 02 :	46
I.3.3 Les précipitations maximales journalières :	49
I.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :	50
I.5 Etudes des apports :	55
I.5.1 Analogie avec la station de l'Oued Missa (03 04 08) :	55
I.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :	56
I.5.3 Les apports fréquentiels :	56
I.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort :	58
I.6. Etude des crues:	60
I.6.1 Hydrogramme de crue :	60
I.6.2 Choix de la crue de projet :	61
I.6.3 Choix de la crue de chantier :	63
I.7 Régularisation :	64
I.7.2 Régularisation interannuelle :	71
I.8 Laminage des crues :	72
I.8.1 La méthode de KOCHERINE :	73
I.9 Etude d'optimisation:	79
Conclusion:	83

Chapitre : II

Etude et Conception détaillée Des Variantes

II.1. Généralités :	84
II.1.1. Classification des évacuateurs de crues:	84
II.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue:	84
II.1.3. Choix du type de l'évacuateur de crues :	85
II.1.4. Les barrages béton compacte au rouleau :	85
II.1.5. Conclusion :	86

Première variante

II.2. Evacuateur de crue a un déversoir en escalier :	87
II.2.1. Methodologie :	87
II.2.2.Le déversoir :	87
II.2.3. Détermination de l'hauteur des bajoyers du coursier:	93
II.2.4. Bassin d'amortissement:.....	94

Deuxième variante

II.3. Evacuateur de crue a déversoir profilé :	97
II.3.2. Généralité :.....	97
II.3.3.BUT :	97
II.3.4.Canal d'amenée:.....	97
II.3.5. Le déversoir :	98
II.3.6. Calcul du coursier :	101
II.3.7.Bassin de dissipation :	102
II.3.8. H auteurs des murs bajoyers:.....	104
III. 4.Choix de la variante la plus favorable:	106
CONCLUSION:.....	107

Chapitre : III

Etude Génie Civil

Introduction:	108
III.1.Les Constituants D'un BCR:.....	109
III.2.Les Organes De L'évacuateur Des Crues:	109
III.3. Stabilité Du Déversoir:.....	111
III.3.1. Détermination Des Forces Qui Surgissent Autour Du Déversoir:	111
III.3.2.Stabilité Au Renversement:.....	112
III.3.3. Stabilité Au Glissement:	112
III.4. Stabilité Des Murs Bajoyers Du Coursier:.....	113
III.4.1.Stabilité Au Renversement:	114
III.4.2.Stabilité Au Glissement:	114
III.4.3.Stabilité Au Poinçonnement:.....	115
III.5.Avantages Et Inconvénients D'applications Des BCR:.....	116
Conclusion:.....	117

Chapitre : IV
Etude de Stabilité

Introduction:	118
IV.1.Principes De Calcul Des Actions Et Des Effets Des Actions :	118
IV.1.1. Actions Permanentes:	118
IV.1.2. Actions Variables:	119
IV.1.3. Actions Accidentelles:	122
IV.2. Géométrie Du Barrage :	122
IV.3.Caractéristiques Des Matériaux De Construction :	124
IV.3. 1 Poids Propre :	124
IV.3.2 Resistance A La Compression :	124
IV.3.3 Caractéristiques De Cisaillement :	124
IV.3.4 Caractéristique Du Substratum Rocheux:	124
IV.4. Les Cas De Calcul Stabilité :	124
IV.4.1. Les forces agissant sur le barrage (profil courante):	125
Calcul la stabilité dans le première cas	
1- Stabilité au renversement :	127
2- Stabilité au glissement :	127
Calcul la stabilité dans le douzième cas	
1-Stabilité au renversement :	128
2- Stabilité au glissement :	128
3- Stabilité au soulèvement :	129
Conclusion :	129

List de tableaux

1^{ère} partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I.01 : fuseau granulométrique des granulats du BCR:.....	8
Tableau I.02 : Des essais de laboratoire sur les matériaux rocheux de fondation du barrage:.....	9
Tableau I.03 : les essais sur les échantillons de P1 à P15:.....	10
Tableau I.04: les essais sur les échantillons de P16 à P17 et P20 à P25:.....	10
Tableau I.05 : pressions d'injection en fonction de la profondeur:.....	11
Tableau I.6 : Caractéristiques des fondations rocheuses du barrage :.....	12
Tableau I.07 : Caractéristiques des granulats utilisés pour la confection du BCR:.....	13
Tableau I.08 : Caractéristiques du séisme de référence de Tabellout:.....	15
Tableau I.09 : température mensuelles (en degrés Celsius):.....	16
Tableau I.10 : humidité mensuelle (en %) :.....	16
Tableau I.11 : Insolation, nébulosité et radiation mensuelles:.....	17
Tableau I.12 : Répartition annuelle des précipitations à Sétif et El Eulma:.....	17
Tableau I.13 : valeurs mesurées de qualité d'eau de l'oued Djendjene :.....	18
Tableau I.14: Les apports moyens annuels aux barrages du Système Est:.....	19
Tableau I.15 : Répartition mensuelle des apports moyens au barrage de Tabellout:.....	19
Tableau I.16 : Les crues extrêmes au barrage de Tabellout :.....	20

2^{ème} partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique :.....	26
Tableau I.02 : surface partielles du bassin versant par tranche d'altitude :.....	29
Tableau I.03 : Détermination de la pente Roche Ip :.....	30
Tableau I.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) :.....	31
Tableau I.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :.....	31
Tableau I.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude :.....	35
Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant de Djendjene :.....	36
Tableau I.08 : répartition mensuelle de la température. :.....	37
Tableau I.09 : répartition mensuelle de l'évaporation. :.....	38
Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative :.....	39
Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent :.....	39
Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude :.....	39

Tableau I.13 : Station pluviométrique. :	39
Tableau I.14: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel :	42
Tableau I.15 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton. :	43
Tableau I.16 : Pluie maximale journalière de période d'observation de 1999-2009 ans. :	44
Tableau I.17 : Ajustement a la loi de Gumbel. :	44
Tableau I.18 : Ajustement a la loi de Log-normale. :	45
Tableau I.19 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle :	47
Tableau I.20: Caractéristiques de la série pluviométrique (11ans) :	48
Tableau I.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :	52
Tableau I.23 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale :	53
Tableau I.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%. :	54
Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen :	56
Tableau I.26 : Débits fréquentielles calculés :	57
Tableau I.27 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :	58
Tableau I.28 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :	59
Tableau .I.26 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :	65

Chapitre : III

Etude et Conception détaillée Des Variantes

Tableau (II.01) : Les coordonnées du profil de déversoir suivant :	89
Tableau (II.02): longueur L_i de la zone de courant non aéré pour débits différents suivant :	92
Tableau (II.03): la longueur d'eaux non aérée sur le coursier suivant :	92
Tableau (II.04) : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier suivant :	93
Tableau (II.05): Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier suivant :	94
Tableau (II.06) : principale résultats de bassin de dissipation suivant :	96
Tableau (II.07): Les coordonnées du profil de déversoir suivant :	100

List de Figure

1^{ère} partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

Figure I.01 : Carte de la situation de zone du projet:.....	1
Figure I.02 : Carte de situation d'ouvrages projetés et barrage de Tabellout:	2
Figure I.03 : Coupe géologique sur l'axe du barrage de Tabellout:.....	4
Figure I.04:Carte géologique de la retenue du barrage de Tabellout:.....	6
Figure I.05 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003:	15

2^{ème} partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Figure I.01 : Rectangle équivalent :	25
Figure I.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Tabellout:	27
Figure I.03 : répartition et courbe hypsométrique :	28
Figure I.04: Réseau hydrographique du bassin versant:	34
Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal :	35
Figure I.6 : La répartition mensuelle des températures :	37
Figure I.07 : répartition mensuelle de l'évaporation:.....	38
Figure I.08 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois:	39
Figure I.09 :représentation graphique de la loi de Gumbel:.....	42
Figure I.10 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton):	43
Figure I.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel :.....	45
Figure I.12 : représentation graphique de la loi Log-normale :	46
Figure I.13 : Répartition mensuelle des précipitations:	47
Figure I.14: Pluies de Courte durée:	50
Figure I.15 : Intensité –Durée -Fréquence:	50
Figure I.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen :	50
Figure I.17 : représentation graphique de la loi log-normale:.....	54
Figure I.18 : Répartition mensuelle des apports 80%:	55
Figure I.19 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY):	60
Figure I.20: L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans:	62
Figure I.21 : L'Hydrogramme de la crue de chantier:	63
Figure I.22 : Courbes de $H=f(Q,q)$:.....	77
Figure I.23 : COURBES $V=f(Q,q)$:	78

Figure I.24 : la courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir:	81
--	-----------

Chapitre : II

Etude et Conception détaillée Des Variantes

Figure (II.01) : Dimension du mur guideau:	87
Figure (II.02) : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER):.....	89
Figure (II.03) : Profile de Greager du déversoir:.....	90
Figure (II.04) : Evacuateur de crue en marche d'escalier:	91
Figure (II.05) : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow):.....	91
Figure (II.06) : Schéma du ressaut hydraulique dans le bassin de dissipation:	94
Figure (II.07) : Les paramètres du profil d'un déversoir:	99
Figure (II.08) : les rayons de raccordement de la partie amont de déversoir:	100
Figure (II.09) : profil de cadrant aval de déversoir:	100
Figure (II.10) : différents paramètres du bassin de dissipation:	104

Chapitre : III

Etude Génie Civil

Figure III .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir:	111
Figure III.2: Schéma de calcul:.....	113
Figure III.3 : les contraintes exercées sur le BCR:	115
Figure III.4 : Bon remplissage du squelette granulaire:	117
Figure III.5 : Mauvais remplissage du squelette granulaire:.....	117

Chapitre : IV

Etude De Stabilité

Figure IV.01 - Diagramme indicatif des sous-pressions:.....	121
Figure IV.02 – Profil type de section courante et l'évacuateur de crue:.....	123
Figure IV. 03 - Diagramme des sous-pressions:	125

Liste des plans :

Plans N° 01: coupe géologique

Plans N° 02: coupes sur l'axe de la digue

Plans N° 03: coupes en travers de la digue

Plans N° 04: plan d'aménagement de barrage Tabellout w. Jijel

Plans N° 05: profil type sur évacuateur de crue et la section courante

Introduction générale

Depuis longtemps les pluies et les écoulements dans les rivières sont les sources essentielles pour la consommation en eaux et l'agriculture, mais ces sources sont gérées par la nature et il est très difficile de les utiliser dans leurs états naturels, car leurs répartitions varient irrégulièrement. Pour cette raison l'homme a pensé à régulariser ces sources par la réalisation de barrage.

Dans le cadre de la mobilisation de ces ressources en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de facteur vital, dans la wilaya de JIJEL et pour l'exploitation des réseaux de distribution de l'eau vers la région d'EL EULMA, a des fins d'irrigation et d'alimentation en eau potable, ils a été réalisé une opération d'étude de faisabilité d'un barrage (Tabellout) à travers l'oued de Djendjene.

L'étude de faisabilité de ce dernière, a été faite par le bureau d'étude Electricité de France (EDF).

L'étude de faisabilité est une phase importante et constitue la base pour accomplir et entamer une étude d'Avant Projet Détaillé (APD), ce dernier fera l'objet de ce mémoire.

Pour mener à bien notre travail on subdivisé en deux parties :

La première partie consiste à établir une synthèse de l'étude de faisabilité à partir de l'étude du bureau d'étude EDF, en suite à la deuxième partie intitulée ""étude d'Avant **Projet Détaillé** de l'évacuateur de crue du Barrage de Tabellout"".

1^{ere} partie:

Synthèse de l'étude
de faisabilité

Introduction :

Le barrage de Tabellout constitue le réservoir intermédiaire du système « Est » du projet de transfert « Sétif-Hodna » ; il est situé sur l'oued Djendjene, à l'aval immédiat de sa confluence en rive droite avec l'oued Raha, et transfère l'eau par pompage dans la retenue aval projetée de Draa Diss, à partir de laquelle le réseau distribueront l'eau vers la région de El Eulma, à des fins d'irrigation et d'alimentation en eau potable.

I.1. Situation géographique et topographique du site:

Le site de Tabellout est localisé à quelques 7,5 kilomètres au sud-est de la commune de Texenna (Wilaya. JIJEL) (figure I.1). L'accès au site se fait aisément depuis Texenna par la route CW2 qui relie Jijel au nord et Fedj'M'Zala au sud.

La Figure I-2 montre une carte l'emplacement de la zone d'étude.

Au site du barrage, l'oued Djendjene et son affluent, l'oued Raha, drainent un bassin versant à reformuler de 402 km², dont 133 km² sont interceptés par le barrage existant d'Erraguène.

Les coordonnées du site du barrage (système de UTM) sont les suivantes :

$$X = 754.85 \text{ Km}$$

$$Y = 4055.64 \text{ Km}$$

$$Z = 217.00 \text{ m (lit de l'oued Djendjene)}$$



Figure I.1 Carte de la situation de zone du projet



Figure I.2 - Carte de situation d'ouvrages projetés et barrage de Tabellout

I.1.1. Topographie du site du barrage :

Le site du barrage se trouve à l'entrée du resserrement de la vallée du Djendjene qui a creusé une gorge en traversant les formations métamorphiques du Paléozoïque. Au droit de la gorge devant accueillir le barrage, le lit de l'oued est à une cote moyenne de 217 NGA et les largeurs moyennes des lits mineur et majeur sont respectivement de l'ordre de 10 et 40 mètres. Les deux rives sont relativement raides et de pente régulière inclinée à 40° environ sur l'horizontale. Le lit de l'oued Djendjene est en pente douce d'environ 1% ; 150 m à l'aval du pied du barrage, un étroit éperon qui culmine vers la cote 280 NGA oblige le cours d'eau à suivre brutalement un tracé en méandre en obliquant à 90° vers l'Est.

I.1.2. Géologie du site du barrage :

I.1.2.1. Généralités :

Le site du barrage de Tabellout est caractérisé, du point de vue géologique, par une fondation constituée essentiellement de phyllades à dominante schisteuse, à veines de quartz. Ces schistes sont parfois phylliteux, parfois gneissiques. L'orientation de la foliation est en moyenne Nord 115° Est, c'est à dire pratiquement parallèle à l'axe du barrage. Le pendage est amont-aval avec une valeur moyenne de 30° Nord.

I.1.2.2. Rive droite :

Le substratum est sain au delà des colluvions et des terrains d'altération superficielle et des zones glissées ou écroulées. En l'absence des galeries de reconnaissance préconisées, on peut estimer avec prudence que le glissement dans l'emprise du barrage a une épaisseur verticale de l'ordre d'une vingtaine de mètres. Il existe un glissement sur cette rive, mais il n'y a pas d'explication totalement satisfaisante quant à l'origine de ce glissement.

L'écroulement amont aurait quant à lui une épaisseur d'une quarantaine de mètres. Son origine peut se trouver dans l'érosion du pied du versant par l'oued Djendjene qui aurait supprimé la butée de pied du massif.

I.1.2.3. Fond de vallée :

Le substratum est recouvert en fond de vallée d'alluvions grossières (blocs de quartzite, grès et calcaire avec galets, graviers et sable) dont l'épaisseur ne dépasse pas la dizaine de mètres. Le substratum est sain et ne présente pas de frange fissurée et/ou altérée.

I.1.2.4. Rive gauche :

Contrairement à la rive droite, il n'existe pas de zones de terrains glissés. Le substratum rocheux est identique à celui de la rive droite et du fond de vallée à savoir des phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois phylliteux, parfois gneissiques. Certains passages sont plus fissurés et/ou fracturés.

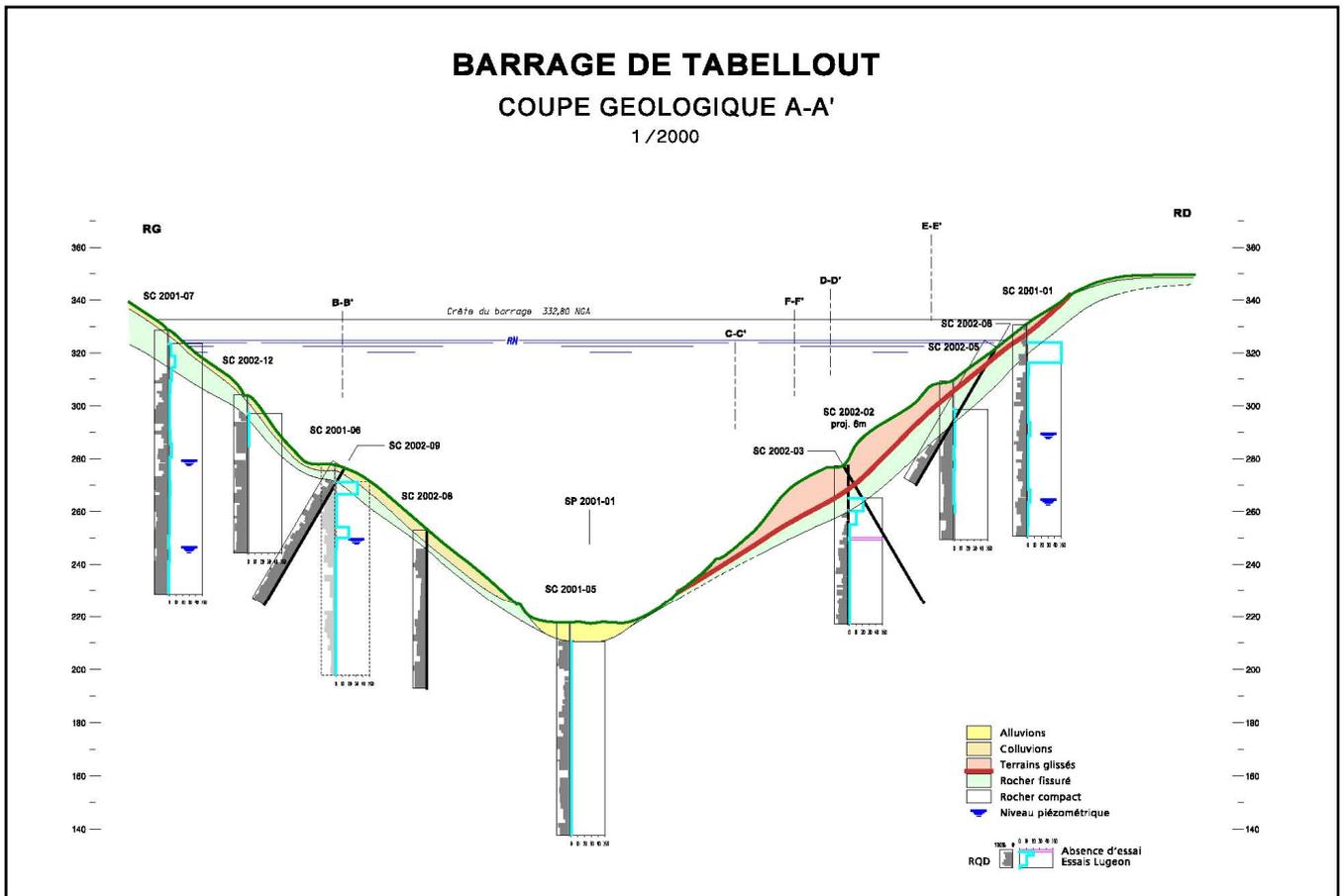


Figure I. 3 – Coupe géologique sur l'axe du barrage de Tabellout

I.1.3. Conditions géologiques et géotechniques :

I.1.3.1. Cadre géographique :

La région concernant les projets de transfert de Sétif- Hodna est bordée au Nord par l'Atlas Tellien ou Tell, vaste chaîne de montagnes grossièrement orientée Est-Ouest qui court sur l'ensemble du Nord de l'Algérie.

Le Tell est représenté ici par le Massif des Babors, culminant au Djebel Babor (2004 m). Une deuxième ligne de hauteurs culminant au Djebel Mégriss (1737 m) sépare les Babors au Nord des Hautes Plaines Sétifiennes au Sud. Entre ces deux lignes de crêtes la dépression centrale est occupée par la retenue d'Irhil Emda.

Vers l'Est, l'Oued El Kebir s'écoule entre les monts des Babors (1238 m au Djebel Terker Aouedj) au Nord et le Djebel Medjounès (1461 m) et le Djebel Chouf Aïssa Ben Zir (1452 m) au Sud de Djemila (W. Sétif).

Les Hautes Plaines correspondent à des vastes plateaux organisés à une altitude variant de 950 m à l'Ouest jusqu'à 750 m à l'Est. La bordure méridionale de cette zone est accidentée de reliefs isolés, dont le Djebel Youssef (1442 m) et le Djebel Taffourer (1449 m). Dans le centre et dans la partie orientale des Hautes Plaines, des dépressions sont occupées par des chotts.

Plus au Sud se rencontrent les premiers contreforts des Monts Hodna culminant au Kef el Hammam à 1875 m.

I.1.3.2. Cadre structural :

De point de vue structural, la région est marquée par un empilement de nappes à vergence Sud dont les contacts de base sont subhorizontaux, tout au moins dans leur zone d'affleurement.

Les nappes les plus récentes sont celles provenant des zones les plus internes de la chaîne tellienne. Elles recouvrent les unités plus anciennes, provenant des zones plus externes. Ainsi, les points hauts sont généralement constitués des nappes mises en place récemment et contenant le matériel le plus récent.

Cette tectonique de nappe est extrêmement complexe et de diverses classifications et interprétations sont proposées.

I.1.3.3. Lithologique :

Le substratum rocheux des fouilles du barrage se caractérise par la présence de schistes cristallins ou phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois phylliteux, parfois gneissiques, très fracturés à certains endroits et qui devront être excavés de façon à fonder le barrage sur un rocher peu fissuré. L'orientation de la foliation est pratiquement parallèle à l'axe du barrage, avec un pendage de la schistosité amont-aval défavorable de l'ordre de 30° en rive droite et de 15° en rive gauche, ce qui nécessitera la réalisation de nombreuses risbermes dans les talus de fondation, de manière à assurer la stabilité des fouilles.

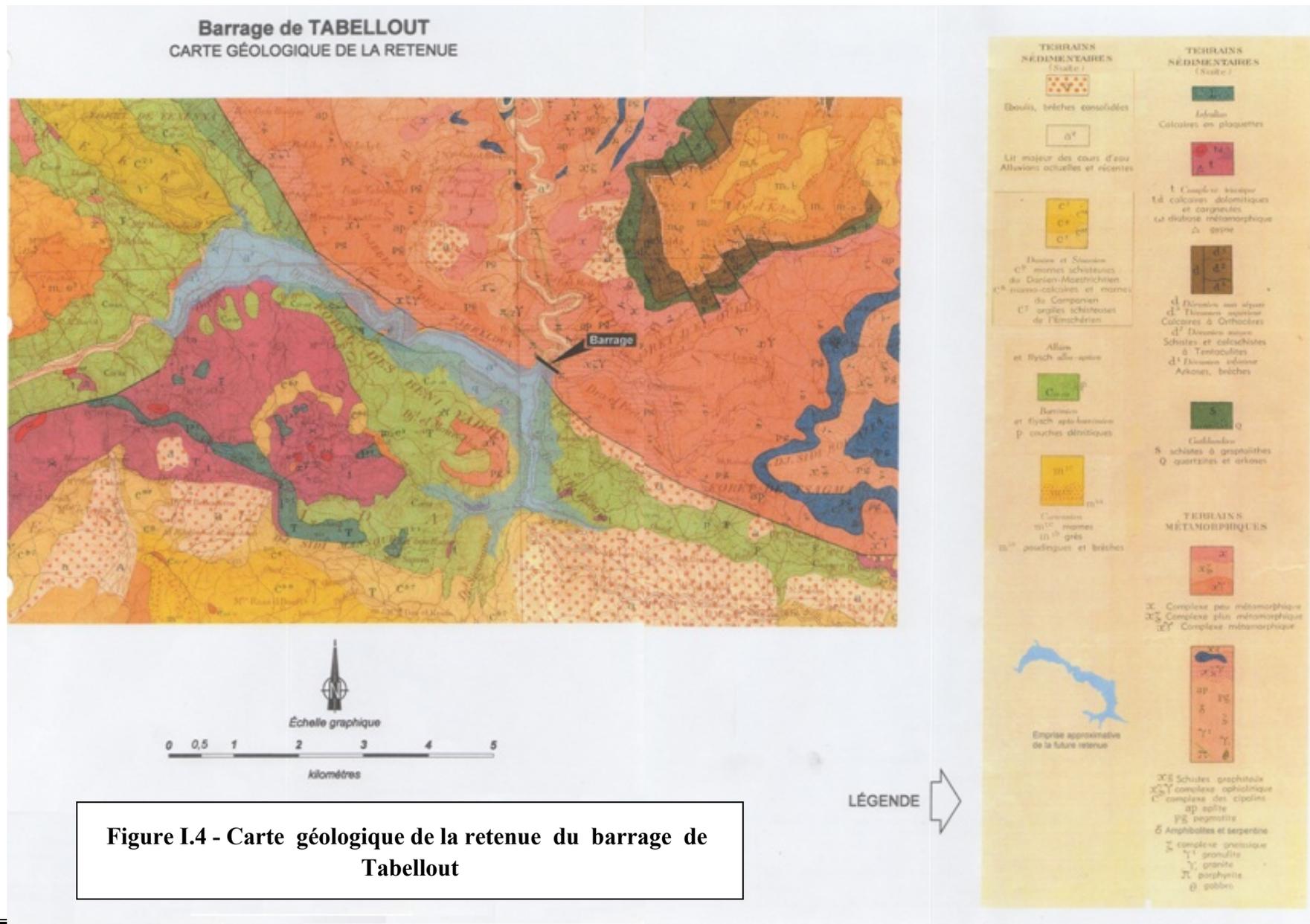


Figure I.4 - Carte géologique de la retenue du barrage de Tabellout

I.1.4. Le barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR) :

I.1.4.1. Généralité :

En ce qui concerne la conception du parement amont, les barrages BCR peuvent être sommairement classés en deux grandes catégories :

- barrages pour lesquels les fonctions l'étanchéité et de stabilité sont toutes les deux assurées dans la masse du barrage; ce type d'ouvrages se rapproche davantage des solutions en BCV (Béton Conventionnel Vibré) ;
 - barrages avec écran étanche dans l'épaisseur du parement amont, pour lesquels les fonctions de stabilité et l'étanchéité sont séparées.
- Dans la première catégorie on avoir un BCR étanche dans la masse et entre les couches (ce qui est toujours plus difficile à obtenir), grâce à un mortier de liaison entre couches de BCR, et parfois grâce à une augmentation du dosage en liant du BCR dans une zone voisine du parement amont ou même pour l'ensemble de l'ouvrage.
 - Dans cette catégorie on peut classer les parements :
 - en BCV mis en place en même temps que les couches de BCR du corps du barrage;
 - constitués d'éléments préfabriqués en BCV, sans joints étanches;
 - constitués de béton extrudé, sans joint étanche;
 - en BCR très enrichi en liant et avec de grandes contraintes de mise en œuvre.
 - Dans la deuxième catégorie la fonction étanchéité est supposée entièrement assurée par le parement amont. Dans cette catégorie on peut classer les parements constitués:
 - de BCV de forte épaisseur, avec traitement aux joints de reprise (technique japonaise RCD) ; [cette technique n'a été utilisée qu'au Japon ou dans un nombre très limité de cas sur des projets avec des entrepreneurs japonais et des financements japonais. Elle ne permet pas d'obtenir des économies très importantes] ;
 - d'un mur amont en béton armé, avec joints waterstop, construit avant mise en place du BCR ; Cette technique a posé de nombreux problèmes liés à la déformation du masque et à sa fissuration et ne peut pas être employée pour des barrages de hauteur supérieure à 50 m ;
 - d'un mur amont en béton armé, avec joints waterstop, construit après mise en place du BCR; cette technique n'a que très peu été utilisée car elle requiert de coffrer deux fois le parement amont, nécessite une grande quantité d'acier pour éviter la fissuration et ce dernier est bien adaptée aux barrages relativement longs ;
 - d'une membrane d'étanchéité, dans la majeure partie des cas en PVC, posée sur le parement amont, ou entre les éléments préfabriqués en béton du masque et le BCR.
 - Une variante à cette dernière conception consiste à couler un mastic bitumineux entre le masque et le BCR ;

La membrane PVC placée sur le parement amont du barrage a une fonction d'étanchéité. Elle permet de diminuer les contraintes et donc les coûts sur le matériau BCR et les spécifications sur les conditions de mise en œuvre du BCR, celui-ci n'ayant plus à assurer que la seule fonction stabilité de la structure. En outre, Elle permet d'assurer la continuité de la sécurité du barrage, même en cas de séisme majeur qui dans la plupart des cas. Entraînera une fissuration

importante du parement amont et la perte de l'étanchéité du barrage. C'est la solution du BCR qui a été retenue pour le barrage de Tabellout.

Le béton compacté au rouleau, n'a pas une « imperméabilité » suffisante pour garantir l'étanchéité, du fait notamment de sa faible teneur en ciment. Dans le cas de barrages dans des régions très chaudes, il faut en outre prévoir des moyens de refroidissement du béton très importants pour éviter une fissuration des bétons et un mauvais accrochage entre chaque couche de BCR.

Le fuseau granulométrique des granulats du BCR est le suivant :

Tableau I.01 - fuseau granulométrique des granulats du BCR :

Dimensions	Tamis (mm)	Pourcentage en poids passant à travers le tamis (%)
49	63	100
44	20	60 - 75
41	10	45 - 60
38	5	35 - 50
31	1	15 - 27
20	0,08	8 - 15

I.2. Reconnaissances géologiques et géotechniques :

En conséquence, les reconnaissances d'APD ont été conduites en deux phases :

- une première phase de reconnaissance prenant en compte la connaissance des données antérieures, les observations faites lors de la première visite du site, et un programme préliminaire d'investigations in situ,
- une seconde qui visait à approfondir les points délicats mis en évidence par la campagne de reconnaissances de la première.

Cette seconde, compte tenu de la taille du barrage (120 m de hauteur environ), devait comprendre notamment la réalisation de galeries de reconnaissance des appuis du barrage, jugées indispensables pour reconnaître de visu les appuis du barrage, et notamment la présence ou non de zones faillées, broyées, que les sondages, beaucoup plus ponctuels, peuvent ne pas déceler, ainsi que la limite entre le rocher décomprimé et le rocher compact.

Un programme de reconnaissances de substitution permettant d'atteindre les objectifs fixés par ces galeries de reconnaissances.

- Ce nouveau programme de reconnaissances, proposé en remplacement des galeries, comprenait des mesures sismique réfraction et des essais dilatométriques en sondages qui devait pallier, de façon imparfaite, la non-réalisation de ces galeries de reconnaissances. Ce programme n'a pas pu être mené à terme dans son intégralité. Aussi, à l'issue des reconnaissances d'APD, il subsiste des incertitudes quant à la géologie du site et tout particulièrement en ce qui concerne la profondeur optimale à donner aux fouilles du barrage.

I.2.1. Sondages :

Les reconnaissances des sondages :

- **4 sondages carottés (SR1 à SR4)** avec essais d'eau, au droit de l'axe du barrage,
- **1 sondage carotté (SR5)** sans essai d'eau, à 300 m à l'amont de l'axe du barrage (tête amont de la galerie), dans une zone d'éboulis,
- **1 sondage carotté (SR6)** avec essais d'eau, à l'aval de l'axe du barrage (tête aval de la galerie de dérivation provisoire),
- **2 profils sismiques,**
- **5 puits** d'investigation dans des argiles susceptibles de fournir le matériau nécessaire à un noyau étanche,
- **3 puits** d'investigation dans les sables et graviers du fond d'oued, susceptibles de fournir du matériau pour la digue,
- plusieurs essais de laboratoire sur les argiles.

Il est important de préciser que les reconnaissances du barrage n'ont pas été menées au droit de l'axe finalement retenu.

I.2.2. Reconnaissances de la première :

Les reconnaissances suivantes ont été réalisées :

I.2.3. 11 sondages carottés verticaux, SC2001-01 à SC2001-11 :

- 6 sondages en rive droite : SC2001-01 à SC2001-04 et SC2001-11 sur l'emprise du barrage, et SC2001-08 à l'aval,
- 1 sondage en fond de vallée : SC2001-05,
- 2 sondages en rive gauche : SC2001-06 et SC2001-07,
- 2 sondages sur le tracé de la dérivation provisoire/vidange de fond : SC2001-10 à l'amont et SC2001-09.
- Les sondages SC2001-05 à SC2001-07 et SC2001-11 ont été équipés en piézomètres.
- 2 sondages pressiométriques, SP2001-01 et SP2001-02, situés en fond de vallée.

Des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux rocheux de fondation du barrage, à partir d'échantillons provenant des sondages carottés. Sur ces échantillons ont été réalisés les essais suivant :

Tableau I.02 - Des essais de laboratoire sur les matériaux rocheux de fondation du barrage :

Densité	Densité	Résistance à la compression teneur en eau naturelle	Résistance à la compression à saturation	Résistance à la traction à teneur en eau naturelle	Résistance à la traction à saturation
53	17	37	27	25	13

I.2.4. Reconnaissances de la deuxième :

○ 18 sondages carottés :

- Zone du barrage
 - 7 en rive droite : SC2002-02 et SC2002-05 verticaux et SC2002-01, SC2002-03 à SC2002-04 et SC 2002-06 inclinés, sur l'emprise du barrage, et SC2002-13 vertical à l'amont,
 - 5 en rive gauche : SC2002-08 et SC2002-12, verticaux, SC2002-09 à SC2002 11 inclinés.
- Matériaux d'emprunt :
 - 2 en rive droite sur la terrasse de l'oued Djendjene en amont de sa confluence avec l'oued Raha : Sze1 et Sze2,
 - 4 en rive gauche de l'oued Djendjene en queue de retenue, Sze3 à Sze6

○ 15 puits :

(P1 à P15), dans les alluvions de la terrasse rive droite de l'oued Djendjene à l'amont de sa confluence avec l'oued Raha, en vue de tester leur possible utilisation comme granulats pour un barrage en BCR. Sur les échantillons prélevés ont été réalisés les essais suivants :

Tableau I.03 – les essais sur les échantillons de P1 à P15

Granulométrie / sédimentométrie	Los Angeles	Micro Deval humide
15	7	7

○ 8 puits :

(P16 à P17 et P20 à P25) dans la terrasse rive gauche en queue de retenue, branche Djendjene, en vue de tester leur possible utilisation comme granulats pour un barrage en BCR. Sur les échantillons prélevés ont été réalisés les essais suivants :

Tableau I.04 – les essais sur les échantillons de P16 à P17 et P20 à P25

Granulométrie / sédimentométrie	Los Angeles	Micro Deval humide (MDE classe 10/14)
13	1	2

Les sondages carottés, les essais d'eau associés et les puits ont été réalisés par la branche UFSI (Unité de fondations spéciales et d'injections).

Les tableaux récapitulatifs des principales caractéristiques des matériaux de fondation du barrage (**Tableau I.06**).

On trouvera, pages suivantes, les tableaux récapitulatifs des principales caractéristiques des matériaux de fondation du barrage ainsi que celles des granulats extraits des terrasses alluvionnaires (**Tableau I.07**) et utilisés pour la réalisation du barrage en BCR.

Les pressions d'injection en fonction de la profondeur seront les suivantes :

Tableau I.05- pressions d'injection en fonction de la profondeur :

Profondeur (m)	Pressions d'injection (bars)
0 à 3	2
3 à 6	5
6 à 9	9
12 à 15	13
15 à 20	17
20 à 25	21
25 à 30	25
au delà de 30 m	30

Tableau I.06 - Caractéristiques des fondations rocheuses du barrage :

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ET MECANIQUES SONDAGES FONDATIONS									BARRAGE DE TABELLOUT
Ech	Sondage	Profondeur	Densité		Résistance à	Résistance à	Résistance à	Résistance à	
N°	N°	(m)	γ_h	γ_s	la Comp sec	la Comp Saturée	la tract sec	la tract saturée	
	-	-	(t/m ³)	(t/m ³)	Rc (bars)	Rc (bars)	Rc (bars)	Rt (bars)	
1	SC 2001-01	22,75 - 23,10	3,039	3,075	582,00	-	88,00	-	
2	SC 2001-01	26,50 - 26,87	2,857	-	-	441,00	-	96,00	
3	SC 2001-01	38,00 - 38,36	2,817	3,020	617,00	-	91,00	-	
4	SC 2001-01	40,67 - 41,00	2,885	-	-	353,00	-	69,00	
5	SC 2001-01	46,40 - 46,80	2,743	-	212,00	-	31,00	-	
1	SC 2001-02	10,30 - 10,57	2,949	2,966	423,00	-	-	-	
2	SC 2001-02	19,05 - 19,35	2,995	-	670,00	-	-	-	
3	SC 2001-02	25,37 - 25,64	2,920	2,947	-	176,00	-	-	
4	SC 2001-02	43,04 - 43,50	2,876	-	1299,00	846,00	158,00	-	
5	SC 2001-02	66,70 - 67,10	2,923	-	2266,00	604,00	-	-	
1	SC 2001-03	14,19 - 14,45	2,945	-	882,00	-	-	-	
2	SC 2001-03	16,80 - 17,12	2,935	3,072	-	-	-	126,00	
3	SC 2001-03	28,43 - 28,85	2,982	-	1235,00	917,00	-	-	
4	SC 2001-03	36,90 - 37,43	2,968	-	529,00	-	75,00	-	
5	SC 2001-03	43,65 - 44,00	2,898	-	1023,00	-	110,00	-	
6	SC 2001-03	46,00 - 46,30	2,987	3,103	-	423,00	-	-	
1	SC 2001-04	08,00 - 08,45	2,952	-	6,170	-	0,97	-	
2	SC 2001-04	10,50 - 10,82	2,983	-	-	1058,00	-	-	
3	SC 2001-04	16,90 - 17,50	2,931	3,011	441,00	317,00	0,97	-	
4	SC 2001-04	30,50 - 30,90	2,989	2,980	441,00	-	0,97	-	
5	SC 2001-04	38,40 - 38,85	3,017	-	543,00	452,00	158,00	-	
6	SC 2001-04	45,06 - 45,40	2,896	-	754,00	-	158,00	-	
7	SC 2001-04	47,55 - 47,90	2,974	-	-	543,00	-	?????,98	
1	SC 2001-05	07,95 - 08,35	2,919	2,845	265,00	-	0,50	-	
2	SC 2001-05	13,81 - 14,13	2,767	-	-	247,00	-	60,00	
3	SC 2001-05	31,65 - 32,10	2,659	-	670,00	529,00	-	-	
4	SC 2001-05	37,20 - 37,45	2,764	-	176,00	-	-	-	
5	SC 2001-05	43,00 - 43,35	2,783	-	-	335,00	-	68,00	
6	SC 2001-05	46,62 - 47,05	2,772	2,821	529,00	476,00	-	-	
1	SC 2001-06	12,60 - 12,94	2,680	-	529,00	-	83,00	-	
2	SC 2001-06	17,07 - 17,43	2,828	-	-	317,00	-	22,00	
3	SC 2001-06	19,70 - 20,10	2,861	-	388,00	-	60,00	-	
4	SC 2001-06	29,00 - 29,44	2,815	-	705,00	317,00	-	-	
5	SC 2001-06	42,55 - 43,13	2,876	-	176,00	212,00	-	75,00	
6	SC 2001-06	60,00 - 60,35	2,802	2,988	242,00	-	38,00	-	
1	SC 2001-07	18,50 - 19,00	2,973	2,990	353,00	75,00	-	-	
2	SC 2001-07	21,00 - 21,40	2,920	-	-	-	84,00	-	
3	SC 2001-07	30,02 - 38,50	2,782	-	494,00	110,00	-	-	
4	SC 2001-07	63,30 - 63,72	2,902	3,010	695,00	159,00	-	-	
5	SC 2001-07	74,88 - 75,35	2,891	-	680,00	-	90,00	-	
1	SC 2001-09	17,90 - 18,30	2,943	2,828	483,00	-	196,00	-	
2	SC 2001-09	20,35 - 20,62	2,889	-	-	544,00	-	118,00	
3	SC 2001-09	26,70 - 27,44	2,935	-	604,00	-	121,00	-	
4	SC 2001-09	29,58 - 30,02	2,909	-	-	544,00	-	151,00	
5	SC 2001-09	37,53 - 37,88	2,900	2,894	514,00	-	90,00	-	
6	SC 2001-09	39,40 - 39,77	2,967	-	-	1360,00	-	173,00	
1	SC 2001-11	08,50 - 08,95	3,018	2,971	705,00	-	154,00	-	
2	SC 2001-11	12,50 - 12,94	2,972	-	-	353,00	-	75,00	
3	SC 2001-11	26,30 - 26,60	2,983	-	-	544,00	-	68,00	
4	SC 2001-11	29,85 - 30,15	2,983	-	423,00	-	131,00	-	
5	SC 2001-11	37,00 - 37,30	2,954	-	514,00	-	113,00	-	
6	SC 2001-11	43,00 - 43,50	2,979	2,944	423,00	574,00	102,00	131,00	
7	SC 2001-11	47,80 - 48,20	2,941	-	816,00	-	151,00	-	
Moyenne			2,90	2,97	602,90	475,04	91,42	94,77	
Ecartype			0,09	0,08	389,28	293,30	56,19	42,32	

Tableau I.07- Caractéristiques des granulats utilisés pour la confection du BCR :

Localisation		Description	Granulométrie (passant en mm)				
Puits	Pfd (m)		100	50	20	2	0.080
P1	2	Alluvions sablo-graveleuses, légèrement argileuses avec forte proportion de cailloux et blocs	97	75	54	28	8
P2	0.8	Sable gris légèrement limoneux			100	96	22
P2	2	Alluvions sablo-graveleuses, avec quelques cailloux et blocs	98	97	83	35	8
P3	2	Sable et graviers avec une forte proportion de cailloux et blocs	98	76	53	22	4
P4	1	Sable graveleux, légèrement caillouteux		88	74	39	3
P4	2.5	Sable, graviers et cailloux, avec blocs 50x50cm	96	85	59	30	6
P5	1	Sable fin beige, légèrement limoneux			100	99	55
P5	2	Sable gravelo-caillouteux, avec des blocs	91	73	61	46	13
P6	1	Sable beige				100	57
P6	2.5	Alluvions grossières : sable, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	93	91	60	25	9
P7	1.5	Alluvions très grossières : sable, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion supérieurs à 50x50cm	92	82	55	24	8
P8	1.5	Alluvions grossières caillouteuses	96	81	66	29	6
P9	1.5	Alluvions gravelo-caillouteuses, avec des blocs	94	88	69	22	5
P10	1	Alluvions grossières : sable, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion		85	68	36	10
P11	1.5	Alluvions grossières : sable, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	94	83	60	28	2
P12	1.5	Alluvions grossières : sable, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	99	95	69	28	2
P13	2	Alluvions grossières, prises dans une matrice argilo-limoneuse, avec quelques graviers		82	57	38	21

Localisation		Description	Granulométrie (passant en mm)				
Puits	Pfd (m)		100	50	20	2	0.080
P14	2	limons argilo-sableux			100	99	67
P15	1	Graviers, sable et cailloux, avec de gros blocs	98	79	55	20	6
P16	2	Graviers de nature schisteuse, sablo-argileux		100	92	47	21
P17	3	Sable graviers, limons argileux		87	82	56	26
P18	1	Sable graviers, avec cailloux et gros blocs	96	90	71	25	5
P19	1	Alluvions très grossières : sable, graviers et cailloux avec des blocs en forte proportion	95	92	71	28	7
P20	2	Alluvions grossières : sable graviers, cailloux et une forte proportion de blocs (bloc de 1 m3)	95	91	71	29	10
P21	2	Alluvions grossières		88	57	32	11
P22	1.5	Sable graviers, cailloux et blocs légèrement argileux	93	91	58	20	8
P23	1.5	Graviers sableux			100	92	63
P23	2.5	Graviers sableux limono-argileux	95	83	66	27	12
P24	1.5	Limons argileux				100	72
P24	2.5	Sable graviers, cailloux et blocs à matrice argileuse	93	85	67	39	18
P25	2	Graviers cailloux sable			100	87	67
Moyenne			95	86	72	46	20
Ecart-type			2.4	6.8	16.0	28.7	22.4

I.2.5. Risque sismique :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Notre barrage est classé selon le RPA 99 (version 2003) en zone IIa, groupes d'usage II B. qui donne une accélération de zone $A=0.2$ g.

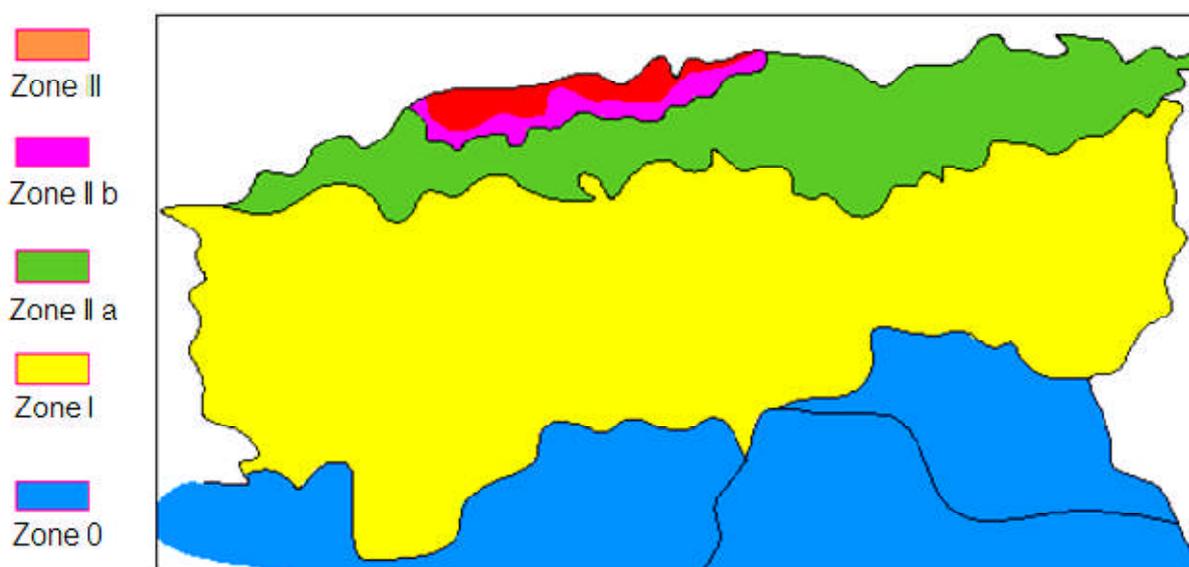


Figure I.2 - Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

La sismicité de la région de TABELLOUT.

Tableau I.08 - Caractéristiques du séisme de référence de Tabellout :

Séisme de référence	21/08/1956
Intensité épacentrale I_0	VIII MSK
Magnitude M	5,54
Profondeur h	11 km
Distance à l'épicentre - D	0 km
Intensité induite sur le site - I_s	VIII MSK
Accélération maximale au sol	0,20 g

SOURCE : ANBT

I.3. Climatologie :

I.3.1. Température :

L'analyse des températures a été effectuée à partir de deux stations : celle de Sétif et celle du barrage de Ain Zada, situé à proximité de Sétif.

Tableau I.09 - température mensuelles (en degrés Celsius) :

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Moyenne Sétif	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
Moy. A.Zada	6	7	10	12	18	22	26	26	22	17	11	8
Max Sétif	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
Max A.Zada	11	12	15	17	24	29	33	32	28	22	16	12
absolu 8 ans	19	22	28	25	36	40	41	41	36	31	24	22
min Sétif	0,3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1
min A.Zada	2	2	5	6	11	15	18	19	16	11	6	3
absolu 8 ans	-8	-4	-4	-2	3	4	11	12	6	3	-2	-3
Jours de gel	15	11	8	5	1	0	0	0	0	1	4	13
Jours sirocco	0	0	0	1	1	2	3	2	2	1	0	0

Source : ANBT

I.3.2. Humidité :

Tableau I.10 - humidité mensuelle (en %) :

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Sétif ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79
GEC	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
Mini absolu	46	45	37	35	21	20	13	15	26	27	41	54
Maxi absolu	99	97	97	93	97	80	76	75	85	96	97	97

Source : ANBT

L'humidité moyenne sur l'année est de 63 %.

I.3.3. Ensoleillement

Tableau I.11 - Insolation, nébulosité et radiation mensuelles :

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Insolation (heures/jour)	5,8	6,5	7,3	8,1	9,4	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité (octas)	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	2,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation (cal/cm ² /jour)	202	285	370	457	549	559	604	534	439	317	224	184

Source : ANBT

I.3.4. Précipitations :

Tableau I.12 - Répartition annuelle des précipitations à Sétif et El Eulma :

	SETIF	EL EULMA
<i>période</i>	<i>1856-1991</i>	<i>1914-1978</i>
JAN	46.90	45.80
FEV	41.00	39.50
MAR	45.80	34.70
AVR	45.00	37.40
MAI	47.90	41.40
JUIN	25.70	23.70
JUIL	8.20	7.50
AOUT	16.60	12.80
SEP	31.90	29.40
OCT	36.30	28.70
NOV	36.90	35.00
DEC	48.30	42.90
Total	430.50	378.80

Source : ANBT

I.4. Qualité des eaux :

L'eau de gâchage sera prélevée directement dans l'oued Djendjene. Les compositions indiquées dans le tableau I.13 ci-après serviront de critères pour la sélection des matériaux entrant dans la confection du BCR. Ces données ont été collectées et analysées dans le cadre de l'étude d'impact du transfert Est.

Tableau I.13 - valeurs mesurées de qualité d'eau de l'oued Djendjene :

Eaux de surface		eaux de surface - année 1970 et 1971				janvier à novembre 74 - source : Bechtel	
		Réservoir d'Erraguène					
paramètres	unités	25/11	25/1	25/1	25/1		moyenne
pH		7,4	7,7	8,2	7,8	pH	7,9
conductivité	mho/cm	570	560	570	530		
SDT (1)	mg/l	372	337	335	335	SDT (1)	431
alcalinité totale	mg par l Ca CO ₃	104	102	110	102	alcalinité totale	130
dureté totale	mg par l Ca CO ₃	240	210	220	310		
calcium	mg/l	69	63	62	61	calcium	70
magnésium	mg/l	13	13	16	15	magnésium	26
sodium	mg/l	14	14	19	16	sodium	17
potassium	mg/l	1,0	1,3	1,3	1,2	potassium	0,6
chlorure	mg/l	13	18	16	14	chlorure	23
fluorure	mg/l					fluorure	0,3
nitrate	mg N /l	14	0,3	0,3	0,1	nitrate	0,3
sulfate	mg/l	78	111	113	127	sulfate	167
total cations	me/l	5,08	4,90	5,27	4,98		
total anions	me/l	5,20	4,88	5,05	5,09		
bore	mg/l	0,07	0,03			bore	0,12
chrome	mg/l	0,08	nul	0,01	trace	chrome	0,01
cuivre	mg/l	0,07	0,01	0,01	0,01	cuivre	0
fer	mg/l	0,60	0,41	1,01	0,29	fer	0,4
plomb	mg/l	nul	nul	0,26	nul	plomb	0
lithium	mg/l	nul	nul	nul	nul	cadmium	0
manganèse	mg/l	nul	nul	trace	0,02	manganèse	0
molybdène	mg/l	nul	nul	nul	nul	molybdène	0
nickel	mg/l	nul	nul	nul	nul	nickel	0
argent	mg/l	nul	nul	nul	nul	argent	0,03
strontium	mg/l	2,80	4,04	4,02	2,51	zinc	0
titane	mg/l	0,09	nul	trace	0,04	MES	77
Source :ANBT						PO ₄	1,4
						SiO ₂	1,6
						phénol	0
						huile et graisse	0

(1); basé sur la conductivité.

I.5. Hydrologie

I.5.1. Les apports :

Les résultats des apports annuels sur 48 ans aux sites des barrages sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau I.14 – Les apports moyens annuels aux barrages du Système Est :

Site de barrage	Bassin (km ²)	Pa (mm)	Ea (mm)	Apports annuels en hm ³ générés sur 48 ans	Apports annuels en hm ³ sur la période 77/97
Erraguène	133	1520	567	75,4	69,1
Tabellout - BV intermédiaire	269	1300	484	130,1	113,4
<i>Tabellout – BV total</i>	<i>402</i>	<i>---</i>	<i>---</i>	<i>205,5</i>	<i>182,5</i>
Draa Diss	22,4	460	68	1,5	1,5

Source : ANBT

Remarque : pour le site de Tabellout, ont été mentionnés, pour mémoire, les apports totaux du bassin versant de l'oued Djendjene

Pour le site de Tabellout, les apports naturels se distribuent comme suit :

Tableau I.15 – Répartition mensuelle des apports moyens au barrage de Tabellout :

	TABELLOUT (BV intermédiaire)	TABELLOUT (BV total)
	<i>en m³/s</i>	<i>en m³/s</i>
SEP	0,39	0,57
OCT	1,22	2,12
NOV	3,73	5,64
DEC	8,17	13,93
JAN	8,86	13,55
FEV	9,21	15,00
MAR	10,40	15,01
AVR	5,22	8,69
MAI	1,38	2,29
JUIN	0,51	0,89
JUIL	0,35	0,48
AOUT	0,28	0,43

Source : ANBT

I.5.2. Les crues extrêmes à Tabellout :

Pour le site de Tabellout, les pluies et crues de projet sont les suivantes :

Tableau I.16– Les crues extrêmes au barrage de Tabellout :

T (ans)		2	10	20	25	50	100	1 000	10 000
Tabellout	P_T mm	104	163	186	193	216	238	311	383
BV = 402 km ²	Q_T m ³ /s	404	846	1 018	1 070	1 242	1 407	1 953	2 500

Source : ANBT

I.5.3. Les transports solides

Pour la retenue de Tabellout, l'apport annuel en transports solides a été estimé à 1,6 hm³/an, soit 80 hm³ pour 50 années de durée de vie de l'ouvrage.

I.6. Conceptions des ouvrages annexes :

I.6.1. Les ouvrages de dérivation provisoire :

I.6.1.1. Le batardeau amont :

La protection du chantier de construction du barrage de Tabellout est assurée par un batardeau provisoire implanté sur l'oued Djendjene directement à l'amont du barrage.

Il s'agit d'un ouvrage en remblai homogène, élaboré avec les matériaux tout venant provenant des fouilles du barrage, complété avec les matériaux alluvionnaires disponibles en quantité suffisante dans la cuvette. Les pentes des talus sont de 3H/1V à l'amont et de 2H/1V à l'aval. L'étanchéité du batardeau est assurée par une membrane PVC mise en place dans le corps de la digue au fur et à mesure de la montée du remblai et scellée par du béton de blocage au niveau des fondations. Le parement amont comporte une protection en enrochement de 1 m d'épaisseur.

La cote du couronnement a été déterminée pour prendre en compte une crue de chantier de fréquence décennale (débit de pointe $Q_{T10} = 600$ m³/s, PHE = 233,85 NGA, et Revanche = 1,20 m).

I.6.1.2. La dérivation provisoire :

La dérivation provisoire de l'oued Djendjene est assurée par deux galeries situées sous l'appui rive gauche du barrage. Cet emplacement est préférable d'un point de vue hydraulique, pour la restitution des débits dans l'oued, et d'un point de vue géologique, l'appui rive droite étant le siège, en amont du barrage d'un important écroulement rocheux, sans aucun doute très délicat à traverser.

Ces galeries sont de type fer à cheval, réalisées en traditionnel à l'explosif et revêtues de béton projeté. Les caractéristiques dimensionnelles de ces galeries sont les suivantes :

- diamètre nominal de la voûte : 6,00 m

- largeur du radier : 4,50 m
- hauteur : 6,00 m
- section : 30,20 m²
- cote du fil d'eau amont : 223,00 NGA,
- cote du fil d'eau aval : 217,00 NGA,
- Longueur : 430,91 m (galerie gauche) et 378,39 m (galerie droite)
- Pente : 1,39 % (galerie gauche) et 1,58 % (galerie droite)

Pour la crue de chantier, le débit maximal laminé par la retenue et évacué par les galeries de dérivation est de l'ordre de 464 m³/s pour une cote maximale atteinte par la retenue de 233,85 NGA.

I.6.1.3. Le batardeau aval

La cote de couronnement du batardeau aval est fixée à 224 NGA, soit 1m au dessus des voûtes des têtes aval des galeries de dérivation provisoire, lui conférant ainsi une hauteur de 7 m environ sur le terrain naturel.

Le batardeau est constitué d'un remblai homogène, élaboré avec les matériaux tout venant provenant des fouilles du barrage, complété avec les matériaux alluvionnaires disponibles en quantité suffisante dans la cuvette. Sa longueur en crête est de l'ordre de 65 m et ses parements amont et aval sont talutés à 1,5H/1V. Le parement aval comporte une protection en enrochement de 1 m d'épaisseur.

I.6.2. Les ouvrages de vidange

L'importance du phénomène de transport solide et de sédimentation dans la retenue de Tabellout plaide en faveur de la mise en place de deux pertuis de vidange :

- un pertuis de vidange de ½ fond calée à la cote 276,50 NGA correspondant à la limite utile d'exploitation,
- un pertuis de vidange de fond, calée à la cote 226 NGA.

I.6.3. Les caractéristiques des ouvrages de vidanges

Les deux pertuis de vidange sont placés en rive gauche de l'évacuateur de crues, et légèrement décalés l'un par rapport à l'autre, la vidange de fond étant placée entre l'évacuateur et la vidange de ½ fond.

Les pertuis sont intégrés dans une structure en béton conventionnel placée contre le parement amont du barrage. L'accès à la chambre de la vanne wagon de garde du circuit de ½ fond, située à mi-hauteur de la structure (284,50 NGA), se fait depuis le couronnement du barrage. L'accès à la chambre de la vanne wagon de garde du circuit de fond, située dans la partie inférieure de la structure (233,70 NGA), se fait depuis une plate-forme d'accès calée en pied aval du barrage à la cote 232,74 NGA par l'intermédiaire d'une galerie ancrée en rive gauche,

de même direction que la galerie d'évacuation commune aux circuit de fond et de $\frac{1}{2}$ fond et légèrement surélevée par rapport à celle-ci.

L'aération des vidanges de fond et de $\frac{1}{2}$ fond est assurée par deux reniflards de diamètre nominal 1,20 m disposés à l'aval immédiat des vannes wagon de garde. Ces conduites remontent le long de la structure des vidanges pour déboucher à l'air libre sur le couronnement du barrage.

I.6.4. Le bâtiment de commande

Les matériels de commande et de contrôle des différents équipements hydro-mécaniques sont regroupés dans un bâtiment situé à proximité du barrage, en rive droite sur une plate-forme calée à 332,00 NGA qui domine le barrage et la retenue.

Des commandes locales des différents organes de prises sont cependant conservées dans les différentes chambres des circuits de vidange.

Les dimensions hors-tout de ce bâtiment sont : longueur = 11,60 m - largeur = 10,15 m - hauteur = 3,95 m.

Dans le bâtiment de commande, sont distribués les locaux suivants :

- atelier,
- local pour groupe électrogène de secours,
- local pour armoires BT,
- local pour transformateur,
- bureau et salle de commande,
- vestiaire et toilettes.

Conclusion :

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

La construction d'un barrage au site proposé sur l'Oued Djendjene serait faisable.

Le barrage sera formé d'une digue en béton type béton compacté au rouleau (BCR) dont le Capacité utile d'exploitation du barrage égal à 214.4 Hm³.

La Cote de Retenu Normale sera à 324,75 m NGA et Cote des plus hautes eaux (PHE) à 329,45 m NGA.

2^{ème} partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

I.1 Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major :

- commune Texenna (Wilaya de Jijel) (carte : Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :**A - caractéristiques géométriques :**

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant: $S = 270.54 \text{ Km}^2$

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

2 - Périmètre du bassin versant: $P = 95 \text{ Km}$

3 - Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$L_p = 32.85 \text{ Km}$

I.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques :

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc":

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_C = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (I.01)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.02)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

$$K_C = 1.62$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

-si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si K_C = 1.128 => bassin ramassé

-si K_C > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de K_C = 1.62, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2 - Rectangle équivalent:

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2.(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots (I.04)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots (I.05)$$

De (1) et (2) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r; l_r :

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.06)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = Kc \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.07)$$

- Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km) .
- l : largeur du rectangle équivalent en (Km) .
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- Kc : Indice de compacité de Gravelius .

$$L = \frac{1,62 \cdot \sqrt{270}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,62} \right)^2} \right] = 40.94 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien} \quad L = 40.94 \text{ Km}$$

$$l = \frac{1,62 \cdot \sqrt{270}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,3} \right)^2} \right] = 6.6 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien} \quad l = 6.6 \text{ Km}$$

On obtient : L = 40.94 km et l = 6.6 km

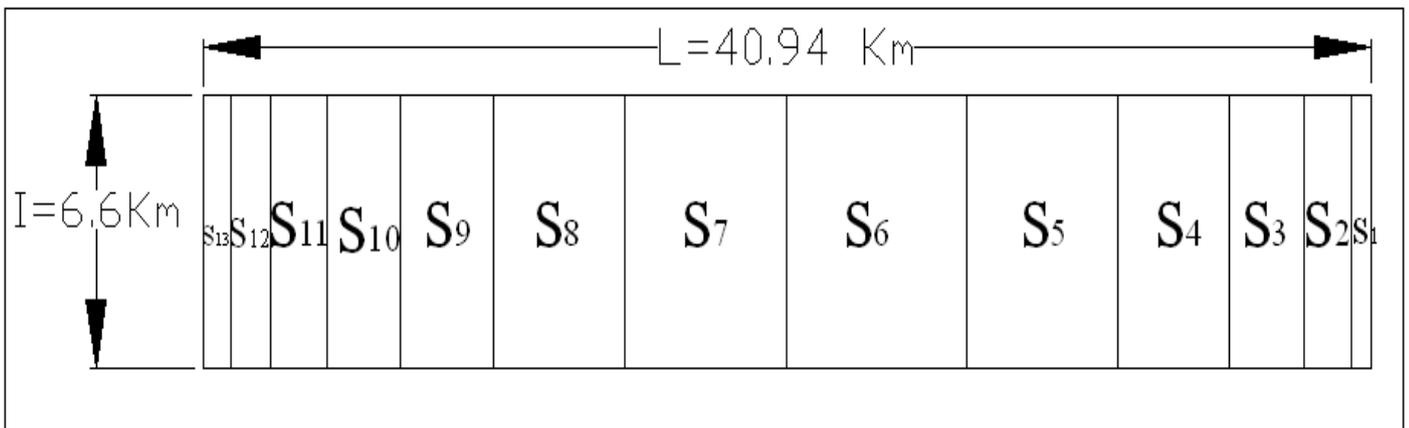


Figure I.01: Rectangle équivalent

I.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

I.1.3.1 Le relief :

A - Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe 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) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude	Surfaces partielles S_i	Altitude H_i	Surfaces Partielles S_i	Surfaces cumulées S_i
(m)	(km^2)	(m)	(%)	(%)
1659-1500	2.29	159	0.846	0.846
1500-1400	4.04	100	1.493	2.339
1400-1300	9.25	100	3.419	5.758
1300-1200	13.35	100	4.934	10.692
1200-1100	16.74	100	6.187	16.879
1100-1000	21.68	100	8.013	24.892
1000-900	30.31	100	11.202	36.094
900-800	37.35	100	13.804	49.898
800-700	41.35	100	15.283	65.181
700-600	35.02	100	12.943	78.124
600-500	25.66	100	9.484	87.608
500-400	17.65	100	6.523	94.131
400-300	11.24	100	4.154	98.285
300-217	4.64	83	1.715	100

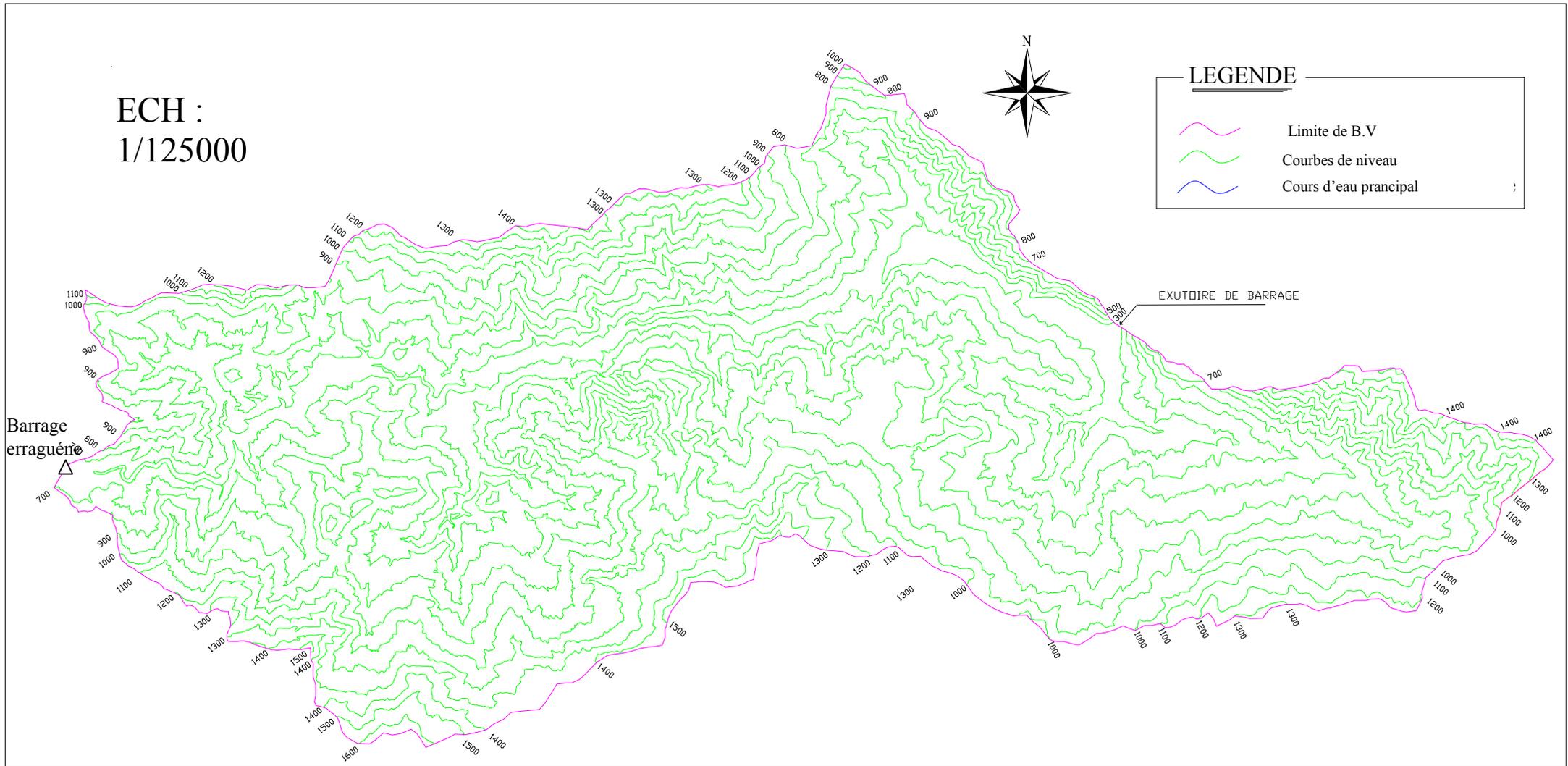


Figure I.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Tabellout

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.03)

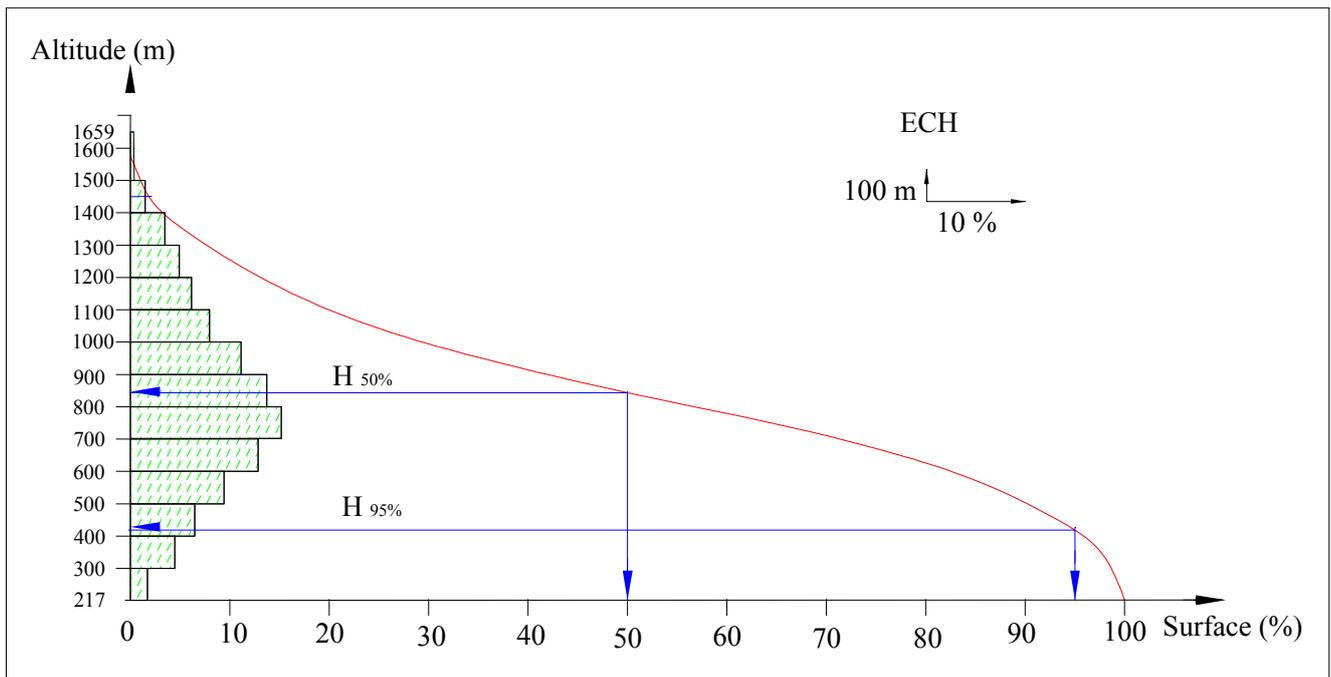


Figure I.03 : répartition et courbe hypsométrique

B - Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique :

$$H_{50\%} = 843 \text{ mNGA.}$$

C - Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^N S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(I.08)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

Tableau I.02 : surface partielles du bassin versant par tranche d'altitude

altitude	Hi	Si	Hi*Si
m	m	km2	
1659-1500	1579.5	2.29	3617.055
1500-1400	1450	4.04	5858
1400-1300	1350	9.25	12487.5
1300-1200	1250	13.35	16687.5
1200-1100	1150	16.74	19251
1100-1000	1050	21.68	22764
1000-900	950	30.31	28794.5
900-800	850	37.35	31747.5
800-700	750	41.35	31012.5
700-600	650	35.02	22763
600-500	550	25.66	14113
500-400	450	17.65	7942.5
400-300	350	11.24	3934
300-217	258.5	4.64	1199.44
Somme		270.57	222171.495

$$H_{moy} = 821.12m$$

I.1.4 les Indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

A - Indices de pente de ROCHE I_p :

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(I.09)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau I.03 : Détermination de la pente Roche Ip

altitude	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i	$A_i=S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km ²	%	
1659-1500	159	2.29	0.8	11.28
1500-1400	100	4.04	1.5	12.25
1400-1300	100	9.25	3.4	18.44
1300-1200	100	13.35	4.9	22.14
1200-1100	100	16.74	6.2	24.9
1100-1000	100	21.68	8	28.28
1000-900	100	30.31	11.2	33.47
900-800	100	37.35	13.8	37.15
800-700	100	41.35	15.3	39.12
700-600	100	35.02	12.9	35.92
600-500	100	25.66	9.5	30.82
500-400	100	17.65	6.5	25.5
400-300	100	11.24	4.2	20.49
300-217	83	4.64	1.7	11.88
Somme		270.57	100	351.64

$I_p=1.74$

B - Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(I.10)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%}=1356$ m

$H_{95\%}=418$ m

L= 40.94 Km

$I_g=2.29\%$

C - Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(I.11)$$

$I_{pm}=3.51 \%$

D - Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

Tableau I.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

$$D_s = 376,6 \text{ m} < 500$$

Un relief Assez modéré.

E - Pente moyenne du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3, \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (I.12)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau I.05 :

Tableau I.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1600	100	2.5
2	1500		9.95
3	1400		24.69
4	1300		47.84
5	1200		68.76
6	1100		81.24
7	1000		107.38
8	900		138.61
9	800		164.79
10	700		166.52
11	600		132.25
12	500		86.63
13	400		59.78
14	300		26.79

$$I_{moy} = 40,77 \%$$

I.1.5 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

I.1.5.1 le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage:

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.13)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 902.61 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

$$D_d = 3,33 \text{ km/km}^2$$

B - Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (I.14)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=1094$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 4,04 \text{ thalweg/km}$$

C - Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (I.15)$$

$$C_t = 13,45$$

D - Longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (I.16)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 6,14 \text{ Km}$$

E - La pente moyenne de cours d'eau principal :

La pente moyenne du bassin d'Oued Djendjene est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.17)$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 0.97 \%$$

F - Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.18)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km^2) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

$L_{cp} = 33.13$ Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

$$t_c = 5,87 \approx 6 \text{ heures}$$

G - Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.19)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 5,48 \text{ Km/h}$$

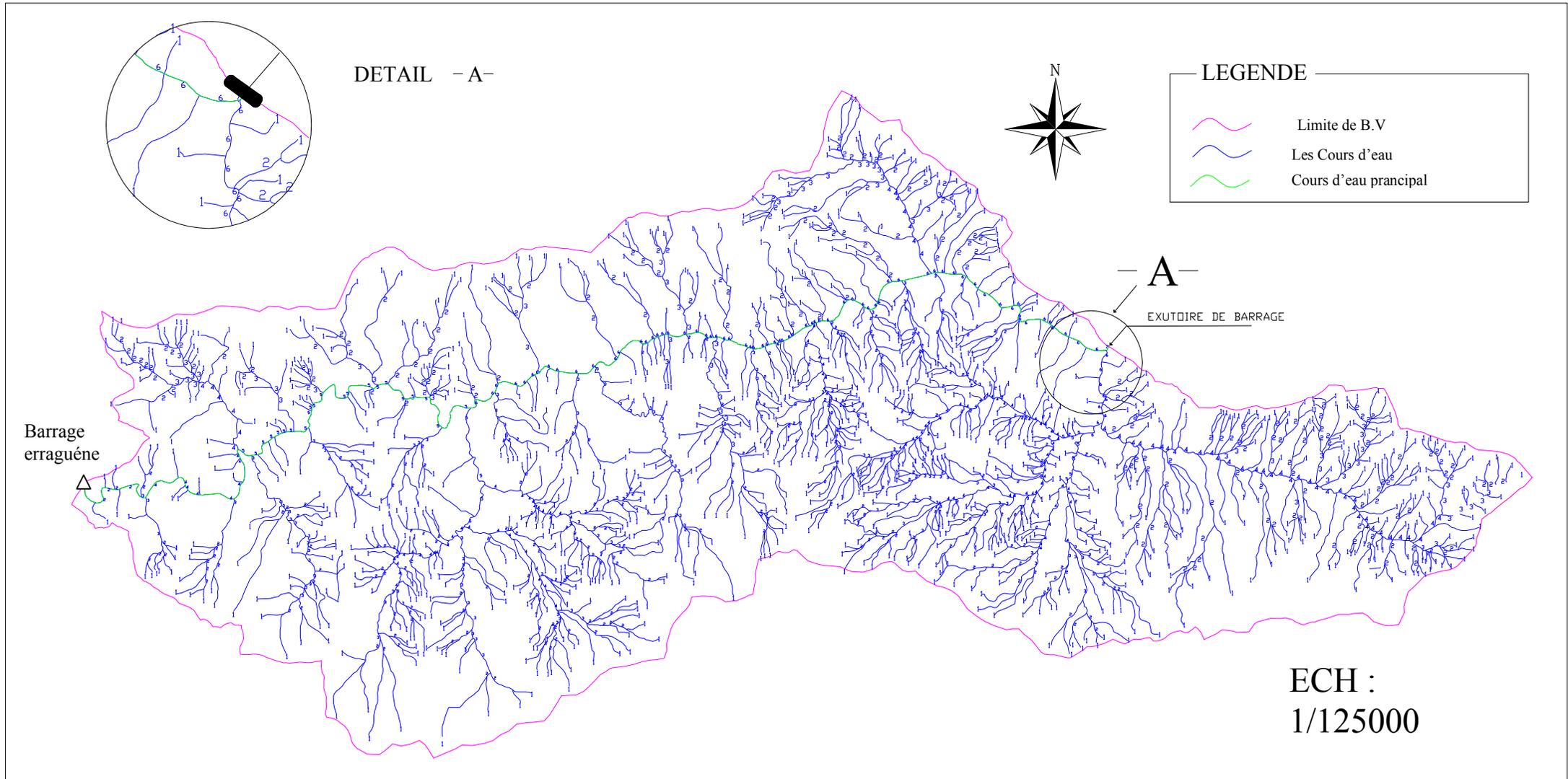


Figure I.04. : Réseau hydrographique du bassin versant

I.1.6 Profil en long de l'Oued :

L'oued de Djendjene présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu' à l'exutoire.

Tableau I.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude .

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	217-300	6.74	6.74
2	300-400	6.69	13.43
3	400-500	8.104	21.534
4	500-600	10.243	31.777
5	600-700	1.073	32.85

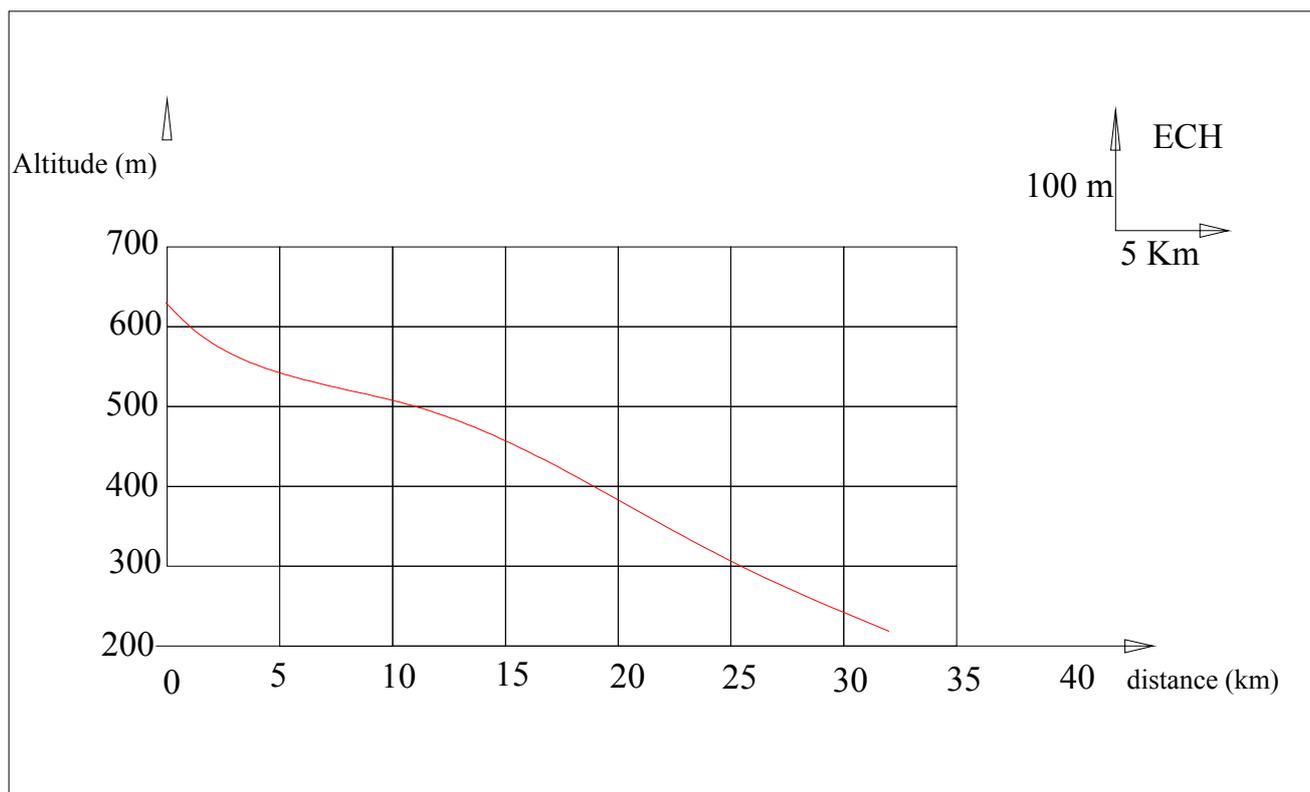


Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal.

Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant de Djendjene.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	270.54
Périmètre		P	km	95
Longueur du thalweg principal		L	km	32.85
Indice de compacité		K_C		1,62
Rectangle équivalent	longueur	L_r	Km	40.94
	largeur	l_r	Km	6.60
Altitudes	maximale	H_{max}	m	1654
	moyenne	H_{moy}	m	821.12
	médiane	H_{med}	m	843
	minimale	H_{min}	m	217
Indice de pente de Roche		I_p	%	1,74
Indice de pente globale		I_g	%	2,29
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	3.51
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	3,30
Coefficient de torrentialité		C_t	-	13,45
Temps de concentration		T_c	h	6,00
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	5,48

I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant:

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques avoisinantes.

I.2.1 Température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de « El Milia ». Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à ce station se présentent comme suit :

Tableau I.08 : répartition mensuelle de la température.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
T moy	24	20	16	13	11	12	14	16	19	22	25	26
Tmax	29	25	20	17	15	16	18	21	24	28	31	32
T min	19	15	11	9	7	8	9	11	14	17	19	20

La température moyenne de la région est de **18 °C**.

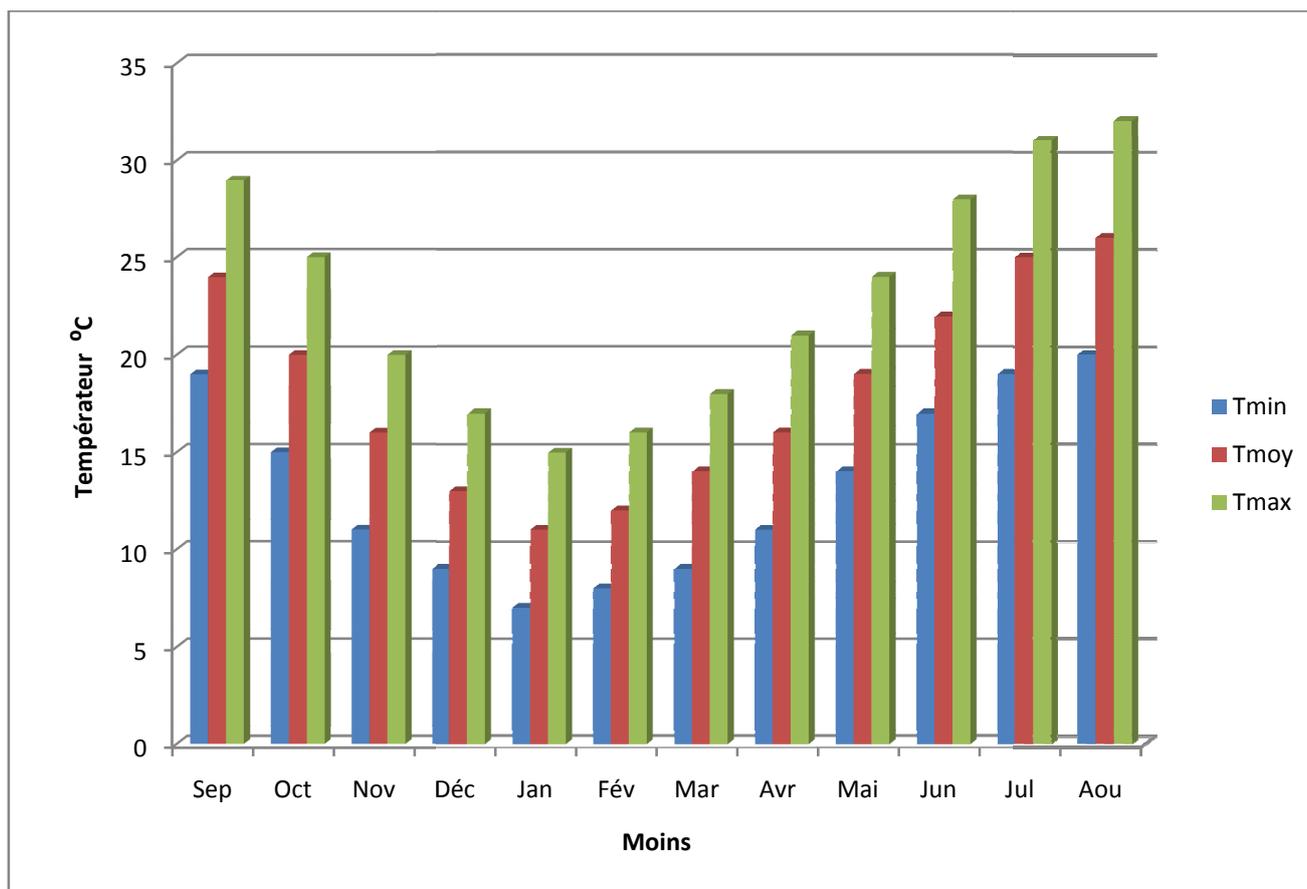


Figure I.06 : La répartition mensuelle des températures

I.2.2 Evaporation:

L'évaporation est calculée à partir des mesures réalisées à Zardezas et à Erraguene, le tableau ci-dessous fournit l'évaporation mensuelle moyenne en mm.

Tableau I.09 : répartition mensuelle de l'évaporation.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
E (mm)	111	62	48	43	40	45	62	72	90	126	171	161
E (%)	10,77	6,01	4,66	4,17	3,88	4,37	6,01	6,98	8,73	12,22	16,59	15,62

L'évaporation totale annuelle est de **1031 mm**.

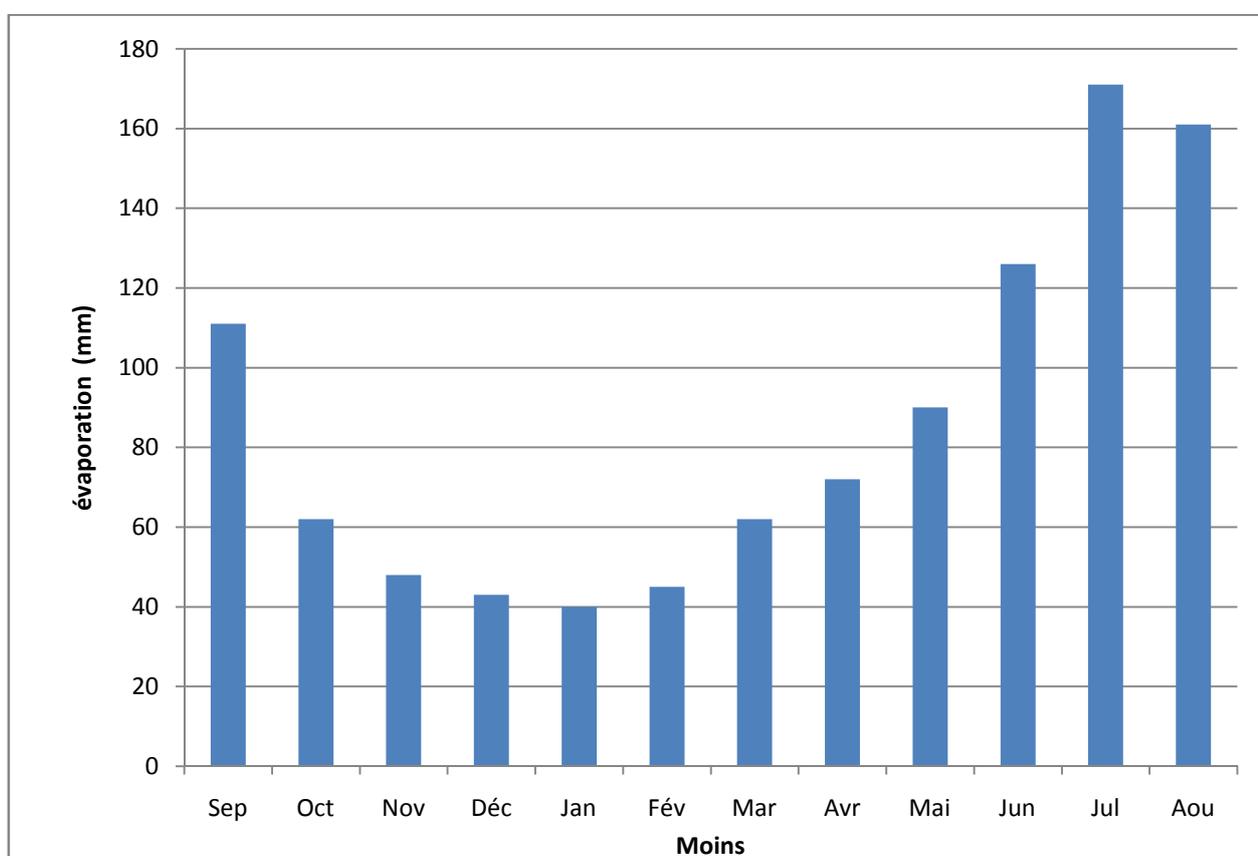


Figure I.07 : répartition mensuelle de l'évaporation

I.2.3 Humidité relative:

L'humidité relative est évaluée à partir de la station de cap Bougaroun, le tableau ci-dessous fournit les valeurs moyennes.

Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Hum (%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

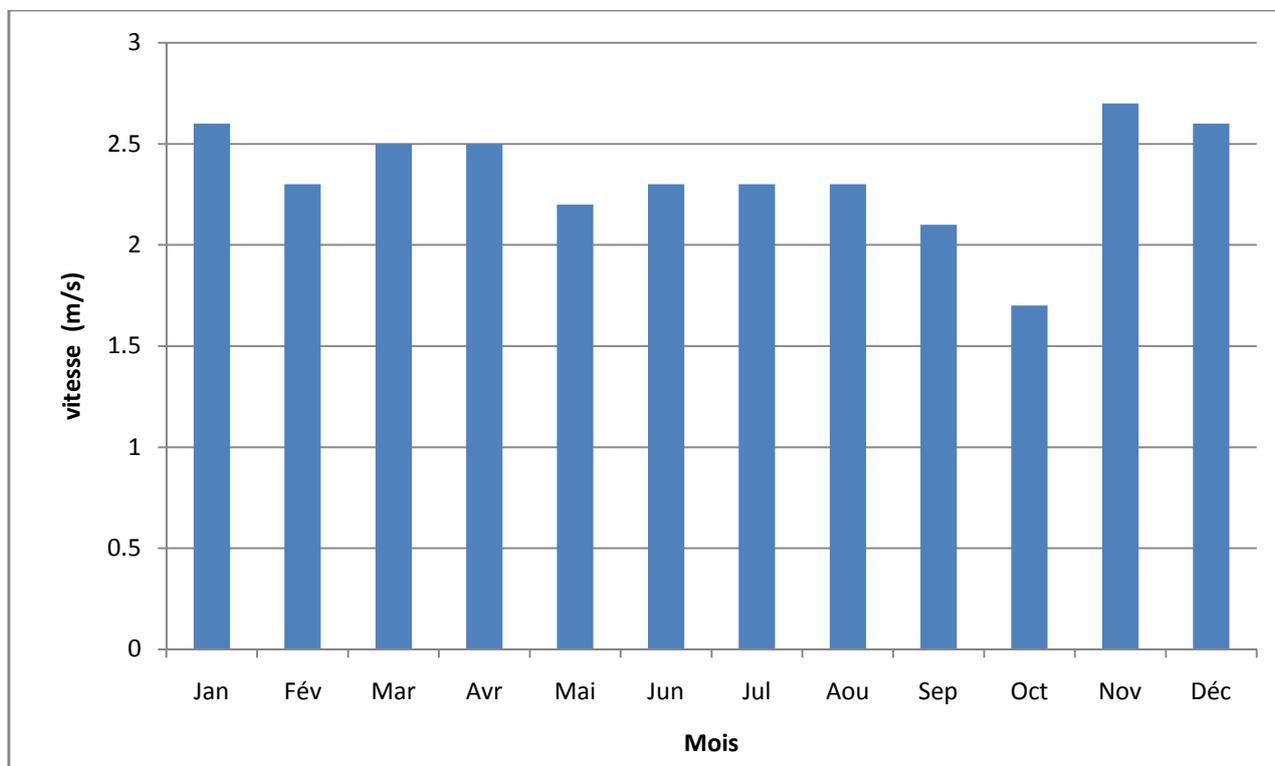
La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 65.25%.

I.2.4 Vitesse du vent:

Les vents dominants sont du secteur nord (NE: 22%, N 12% et NO 27%). D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (2.3 m/s). Elle présente un maximum en novembre (2.7 m/s), et un minimum en octobre (1.7 m/s).

Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annuelle
V (m/s)	2.6	2.3	2.5	2.5	2.2	2.3	2.3	2.3	2.1	1.7	2.7	2.6	2.3

**Figure I.08.** : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

I.2.5 Pluviométrie:

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant de Djendjene est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

1) Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de Djendjene.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau I.12 et I.13 ;

Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

station	Code	Altitude (m)	Pluie (mm)	Nombre d'Années de fonctionnement
Texenna	030302	700	384.47	43
Col de fedoules	030403	920	386.18	10

Source : A.N.R.H

Tableau I.13 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
<i>TEXANNA</i>	030302	<i>A.N.R.H</i>	789.8	367.8	700	<i>1914-1956</i> <i>1999-2009</i>	<i>43</i> <i>11</i>

Source : A.N.R.H

La station de TEXANNA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1914-1956 soit 43 ans et 1999-2009 ans.

Ferra une comparaison entre les deux séries pour le choix :

I.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

I.3.1 SERIE 01 :

La série plus ancienne de période d'observation de 1914-1956 soit 43 ans Voir L'annexe I

1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule I.20

$$F(X) = e^{-e^{\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots(I.20)$$

Tel que: $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : 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.

$$F (x) = \frac{m - 0 . 5}{n} \dots\dots\dots (I.21)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (43)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) * y + x_0 \dots\dots\dots (I.22)$$

Avec :

$(1 / \alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1 / (1-q)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel sont résumés dans le tableau (I.14).

Tableau I.14: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo. (mm)	Borne inf. (mm)	Borne sup. (mm)	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.999	6.907	198.190	165.770	259.798	1.00	1000.00
0.995	5.296	167.384	142.180	215.051	1.00	200.00
0.99	4.600	154.085	131.965	195.764	0.99	100.00
0.98	3.902	140.737	121.682	176.438	0.98	50.00
0.95	2.970	122.925	107.874	150.733	0.95	20.00
0.9	2.250	109.164	97.082	130.998	0.90	10.00
0.8	1.500	94.818	85.577	110.679	0.80	5.00

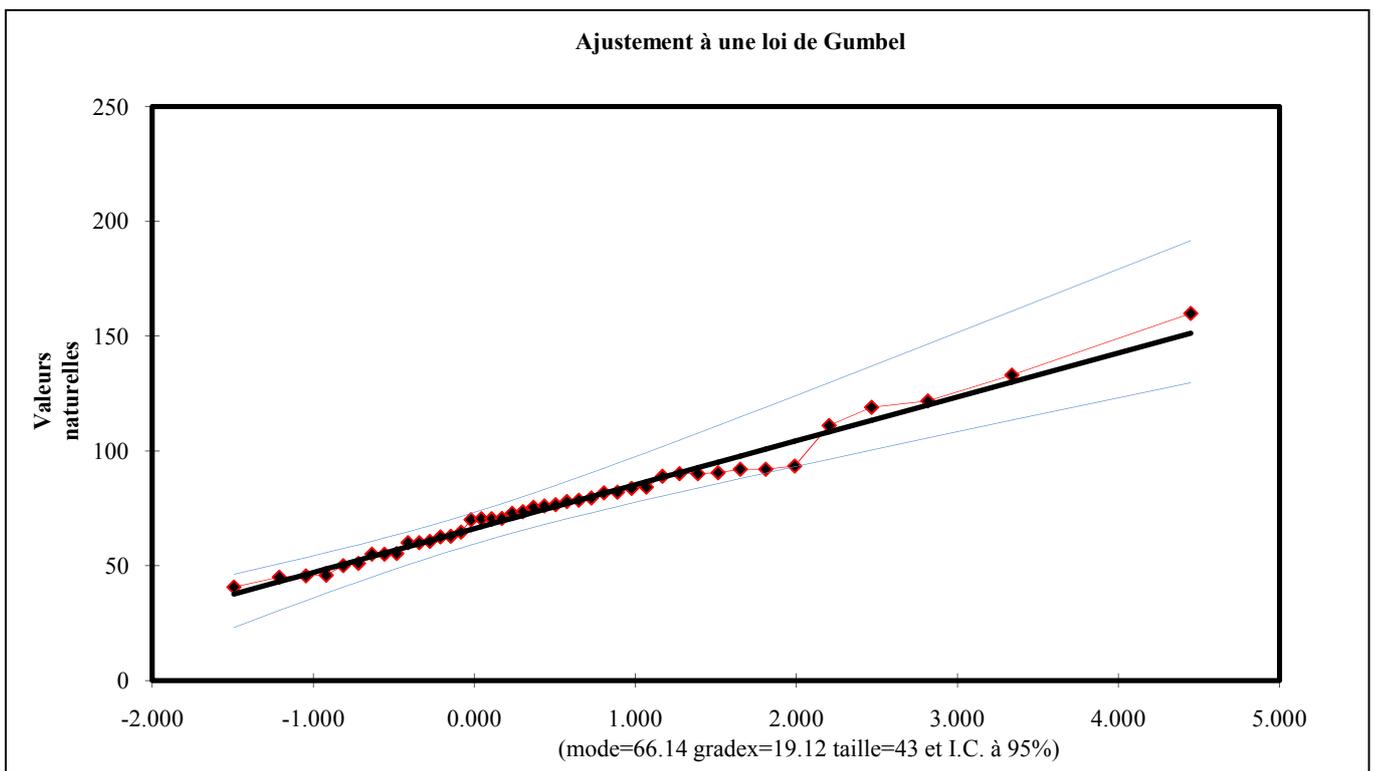


Figure I.09 : représentation graphique de la loi de Gumbel

2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.11).

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (I.23)$$

Ou : $u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON I.24 :

$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log}} + \delta \cdot \text{Log}u(p\%)$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{43} \text{Log}X_i}{N} \dots\dots\dots (I.24)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal sont résumés dans le tableau (I.18).

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non dépassement)
 T = 1/ (1-q) (Log normale (Maximum de vraisemblance))

Les résultats de l'ajustement par la loi de Galton sont résumés dans le tableau (I.15).

Tableau I.15 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.(mm)	Borne inf. (mm)	Borne sup. (mm)	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.999	0,003	186.42	155.37	243.94	0,001	82,0
0.995	0,003	159.77	136.30	201.33	0,001	19,4
0.99	0,002	148.26	127.85	183.52	0,001	10,0
0.98	0,002	136.62	119.16	165.92	0,001	5,0
0.95	0,002	120.85	107.09	142.82	0,001	2,0
0.9	0,001	108.36	97.21	125.23	0,001	1,0
0.8	0,001	94.96	86.15	107.177	0,001	0,5

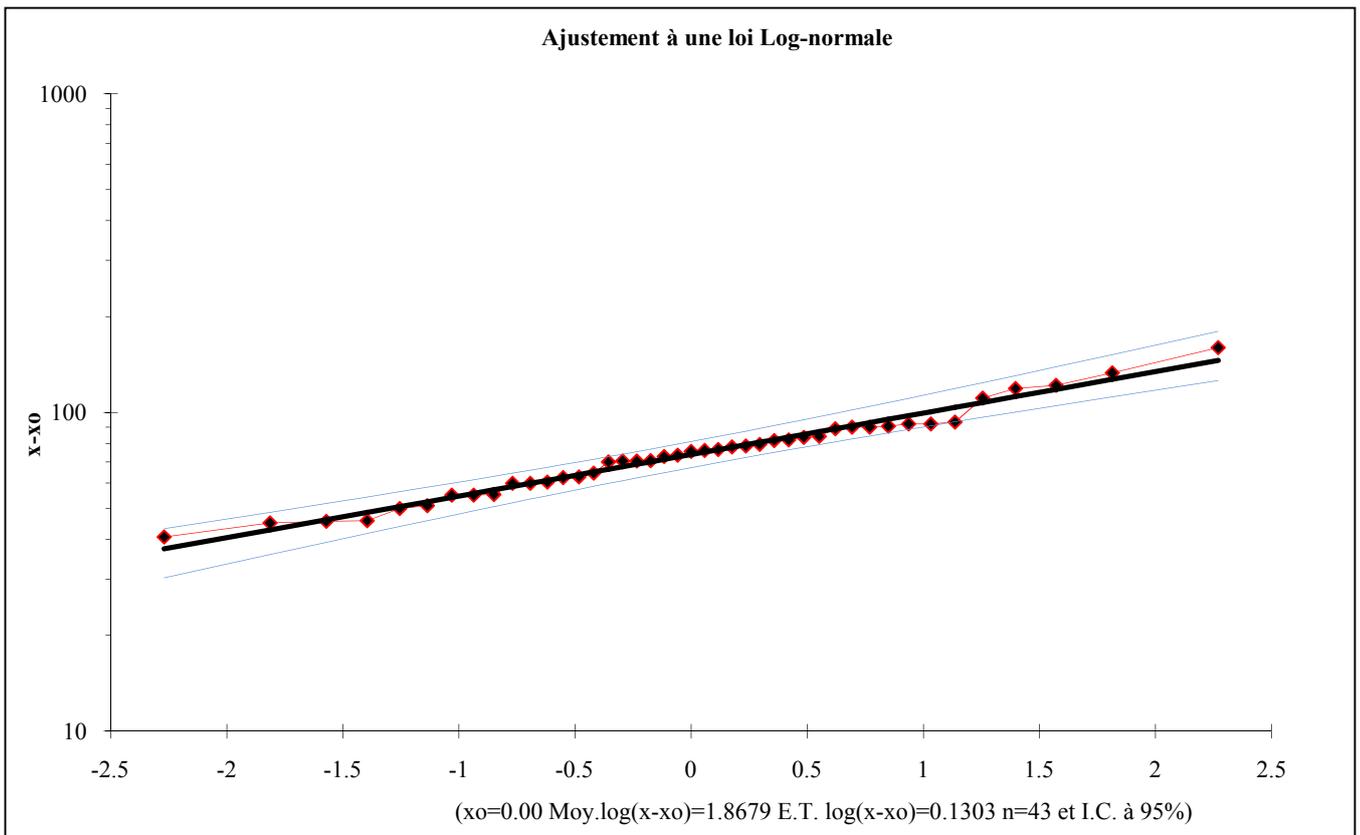


Figure I.10 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Le choix final note sur la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

I.3.2 SERIE 02 :

Les Allongements de la série de 11 ans par trois maximums successifs sont représentés dans le tableau I.16.

Tableau I.16 : Pluie maximale journalière de période d'observation de 1999-2009 ans.

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	MAX 1	MAX2	MAX3
1999	28.6	18.7	27.4	80	32.8	14.2	16.4	15	54.2	24	0	24	80	54.2	32.8
2000	5.9	45.2	49.4	35.7	96.4	29.7	13	42.3	29.5	0	0	10.8	96.4	49.4	45.2
2001	20.1	14.8	27.6	42.5	59.5	55.7	18.7	60.8	16	1.3	59.6	43.5	60.8	59.6	59.5
2002	35.6	21.2	115.5	117.7	79.2	36.5	28.2	86.4	41.4	0	0	0	117.7	115.5	86.4
2003	34.8	24.6	26.4	100.7	43	31	23.5	49.2	27.3	52.6	0	3.5	100.7	52.6	49.2
2004	38.2	18.1	103.2	45.4	34.5	27.8	31.4	50.8	13.8	0	0	8	103.2	50.8	45.4
2005	7.1	8.6	37.5	50.3	34.6	84.4	34	29.3	71	0	0	0	84.4	71	50.3
2006	17.9	18.2	20.4	85.2	16.5	68.6	98.7	26.4	0	26.9	0	0	98.7	85.2	68.6
2007	47.4	59.4	90.8	112	13.8	114.2	142.6	62.8	37.9	0	0	0	142.6	114.2	112
2008	65.7	25.1	63	56	165	49.1	86.9	34.1	53.4	0	0	16.5	165	86.9	65.7
2009	140	41	36.7	48.5	56.1	25.5	45.1	30.6	48.5	14	5.6	0	140	56.1	48.5

- Les lois d'ajustement choisies sont :

1) - la loi de GALTON (log-normale).

2) - la loi de GUMBEL.

Les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel sont résumés dans le tableau (I.17).

Tableau I.17 : Ajustement a la loi de Gumbel.

Fréquence	U de Gumbel	Valeur théo. (mm)	Borne inf. (mm)	Borne sup. (mm)	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.999	6.907	241.663	193.869	341.916	1.00	1000.00
0.995	5.296	200.576	163.394	278.129	1.00	200.00
0.99	4.600	182.839	150.190	250.640	0.99	100.00
0.98	3.902	165.037	136.888	223.101	0.98	50.00
0.95	2.970	141.280	119.003	186.483	0.95	20.00
0.9	2.250	122.926	104.989	158.390	0.90	10.00
0.8	1.500	103.793	89.980	129.503	0.80	5.00

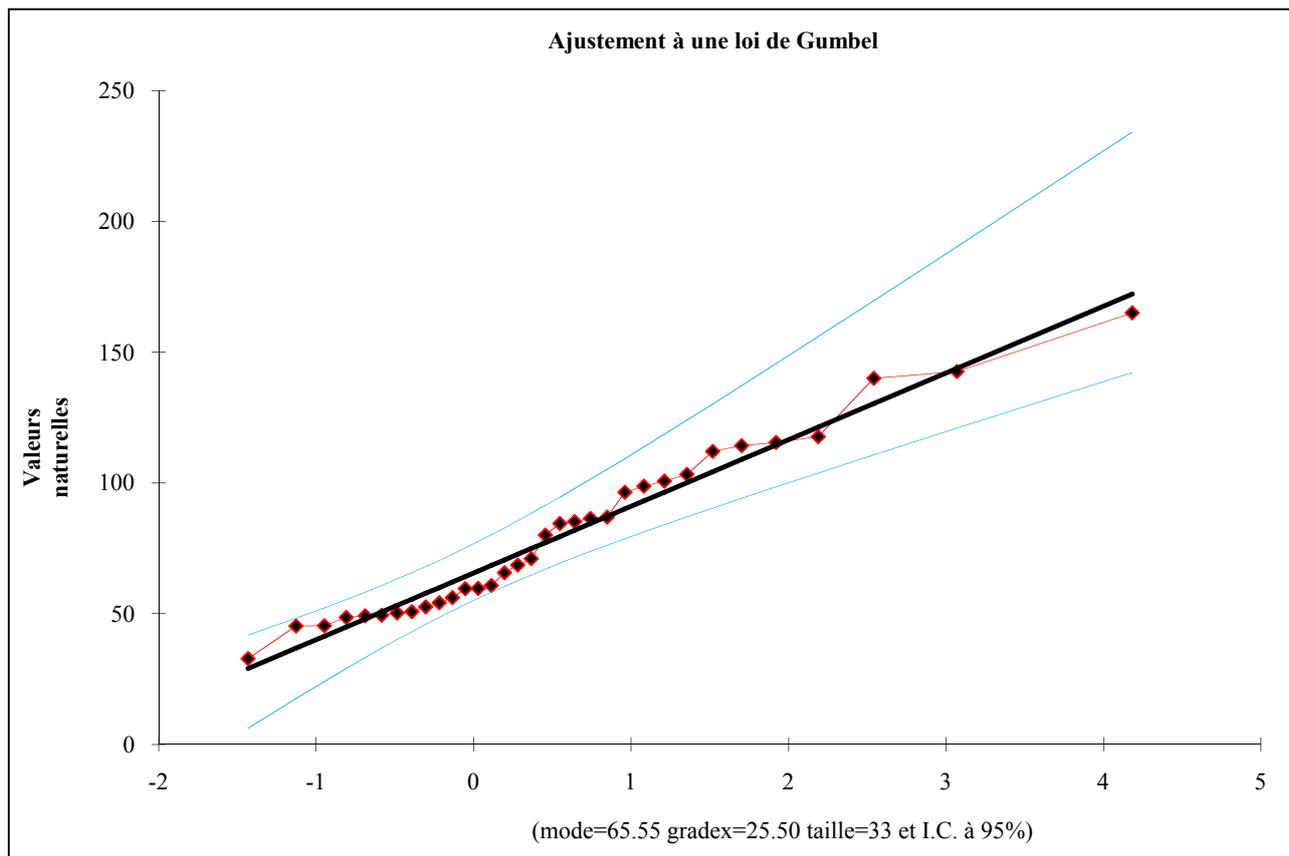


Figure I.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log-normale « Galton » sont résumés dans le tableau I.18

Tableau I.18 : Ajustement a la loi de Log-normale.

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo. (mm)	Borne inf. (mm)	Borne sup. (mm)	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.999	0,003	254.83	194.31	389.247	0,001	82,0
0.995	0,003	207.569	163.796	298.682	0,001	19,4
0.99	0,002	187.908	150.66	262.866	0,001	10,0
0.98	0,002	168.547	137.41	228.785	0,001	5,0
0.95	0,002	143.176	119.45	186.12	0,001	2,0
0.9	0,001	123.85	105.174	155.364	0,001	1,0
0.8	0,001	103.90	89.659	125.512	0,001	0,5

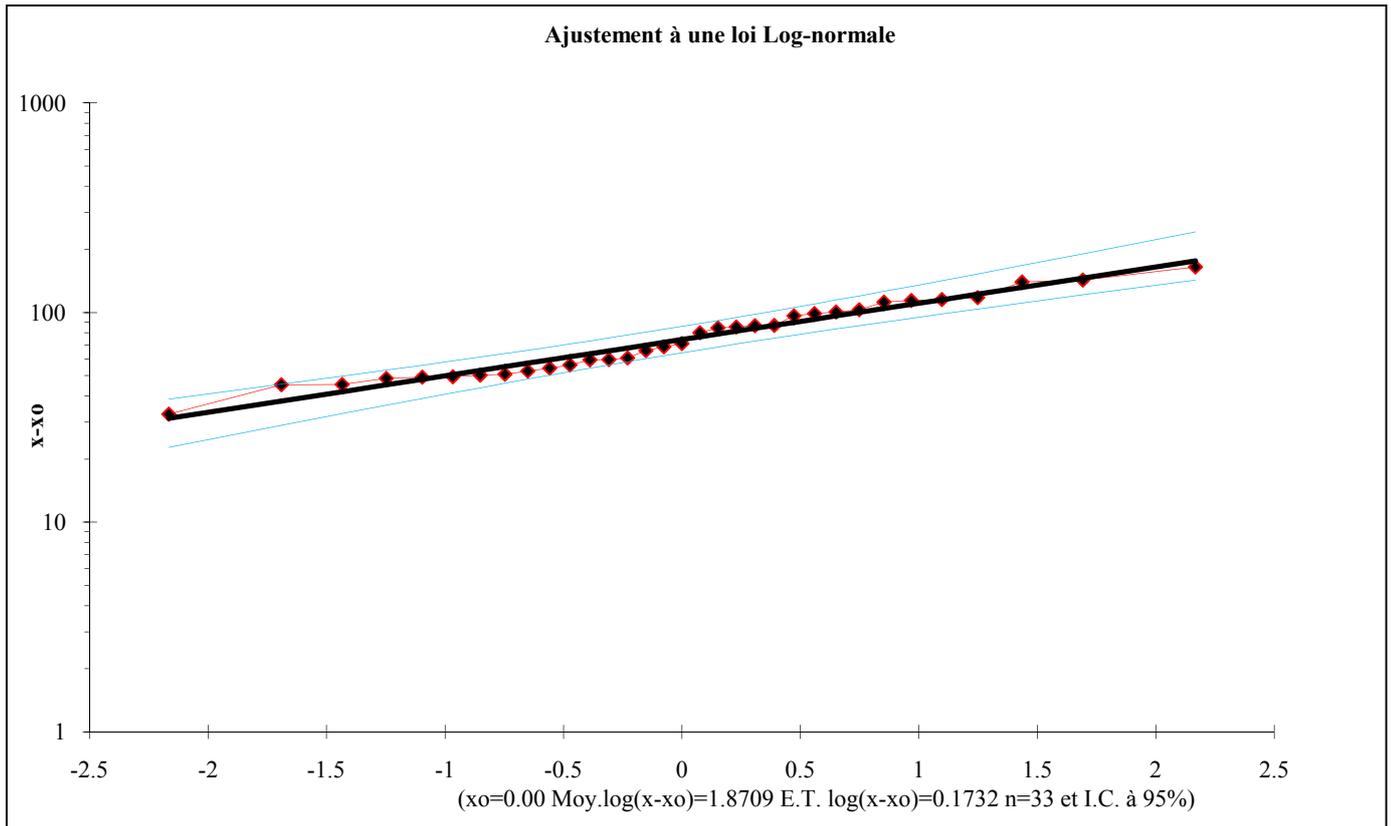


Figure I.12 : représentation graphique de la loi Log-normale

Le choix final note sur la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

➤ **Comparaison des caractéristiques de deux séries :**

Fréquence	Période de retour (ans)	première série		deuxième série	
		Valeur théo.(mm)	Borne : inf-sup (mm)	Valeur théo. (mm)	Borne : inf-sup (mm)
0.999	1000	186.42	155.36--243.93	254.83	194.31--389.25
0.995	200	159.77	136.29--201.32	207.57	163.80--298.68
0.99	100	148.26	127.85--183.51	187.91	150.66--262.87
0.98	50	136.62	119.16--165.92	168.55	137.41--228.79
0.95	20	120.85	107.09--142.82	143.18	119.45--186.12
0.9	10	108.37	97.21--125.23	123.86	105.17--155.36
0.8	5	94.96	86.15--107.18	103.91	89.66--125.51

➤ **Conclusion de Comparaison :**

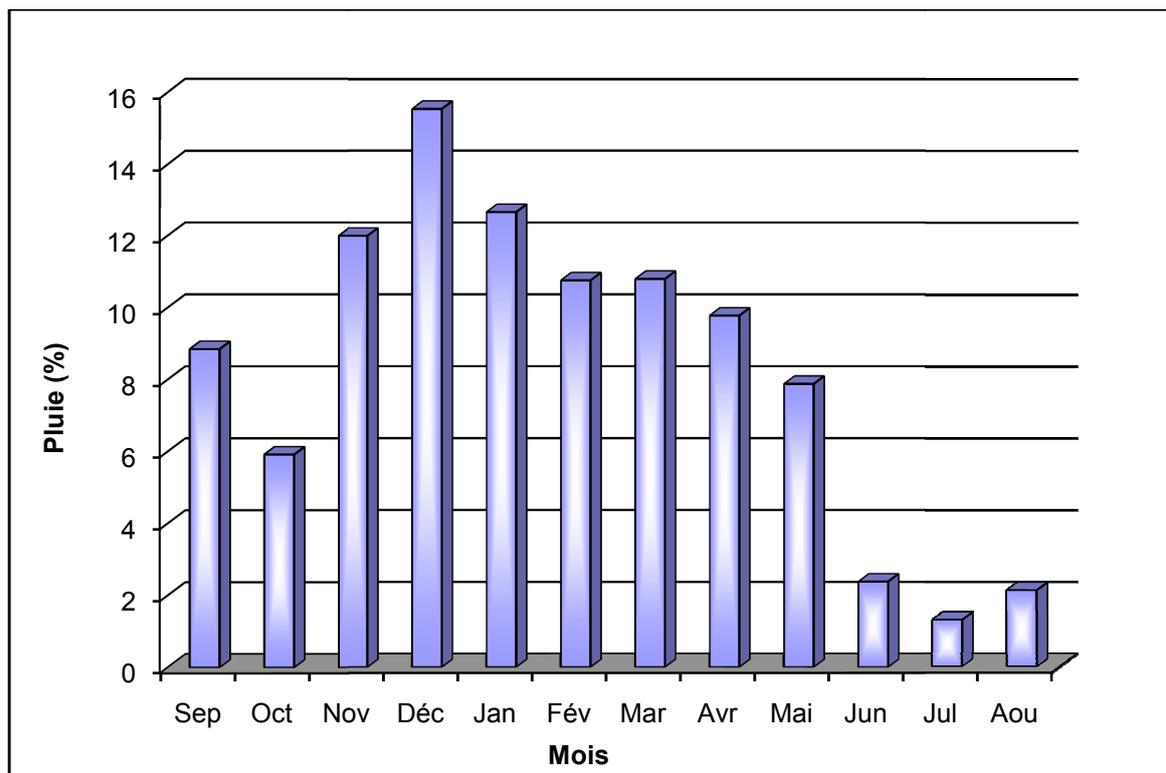
D'après les deux séries on conclut que la pluie maximale journalière de la deuxième série (série de 11 ans "1999-2009"), car les changements climatique dans le période de "1941-1956" et le période de "1999-2009" ne pas le même, elle à crée la différence.

Le tableau I.19 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau I.19 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	40.12	26.81	54.35	70.36	57.4	48.79	48.95	44.34	35.73	10.8	5.93	9.66	453.24
P %	8.85	5.92	12	15.53	12.66	10.76	10.8	9.78	7.88	2.38	1.31	2.13	100

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.13.
On note une pointe au mois de décembre.

**Figure I.13** : Répartition mensuelle des précipitations

I.3.3 Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.20) :

Tableau I.20: Caractéristiques de la série pluviométrique (11ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=11} Xi$	1189.5
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=11} Xi}{n}$	108.14
L'écart type « σ_x »; Pour $n < 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{11} (x_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \right]$	30.71
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.284
L'exposant climatique	b=0.5 (source ANRH)	

I.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.25)$$

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.5)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.21 :

Tableau I.21: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,5		0,1	
$P_{\max,j,p(\%)}(\text{mm})$	103.91		123.86		143.18		168.6		187.91		207.57		254.83	
T(h)	$P_{\max,i,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)												
0.5	15.00	30.00	17.88	35.76	20.67	41.33	24.33	48.66	27.12	54.24	29.96	59.92	36.78	73.56
1	21.21	21.21	25.28	25.28	29.23	29.23	34.41	34.41	38.36	38.36	42.37	42.37	52.02	52.02
2	30.00	15.00	35.76	17.88	41.33	20.67	48.66	24.33	54.24	27.12	59.92	29.96	73.56	36.78
3	36.74	12.25	43.79	14.60	50.62	16.87	59.59	19.86	66.44	22.15	73.39	24.46	90.10	30.03
4	42.42	10.61	50.57	12.64	58.45	14.61	68.81	17.20	76.71	19.18	84.74	21.19	104.03	26.01
5	47.43	9.49	56.53	11.31	65.35	13.07	76.93	15.39	85.77	17.15	94.74	18.95	116.31	23.26
6	51.96	8.66	61.93	10.32	71.59	11.93	84.28	14.05	93.96	15.66	103.79	17.30	127.42	21.24
8	59.99	7.50	71.51	8.94	82.67	10.33	97.31	12.16	108.49	13.56	119.84	14.98	147.13	18.39
10	67.07	6.71	79.95	8.00	92.42	9.24	108.80	10.88	121.30	12.13	133.99	13.40	164.49	16.45
12	73.48	6.12	87.58	7.30	101.24	8.44	119.18	9.93	132.87	11.07	146.77	12.23	180.19	15.02
14	79.36	5.67	94.60	6.76	109.36	7.81	128.73	9.20	143.52	10.25	158.53	11.32	194.63	13.90
16	84.84	5.30	101.13	6.32	116.91	7.31	137.62	8.60	153.43	9.59	169.48	10.59	208.07	13.00
18	89.99	5.00	107.27	5.96	124.00	6.89	145.97	8.11	162.73	9.04	179.76	9.99	220.69	12.26
20	94.86	4.74	113.07	5.65	130.70	6.54	153.86	7.69	171.54	8.58	189.48	9.47	232.63	11.63
22	99.49	4.52	118.59	5.39	137.08	6.23	161.37	7.34	179.91	8.18	198.73	9.03	243.98	11.09
24	103.91	4.33	123.86	5.16	143.18	5.97	168.55	7.02	187.91	7.83	207.57	8.65	254.83	10.62

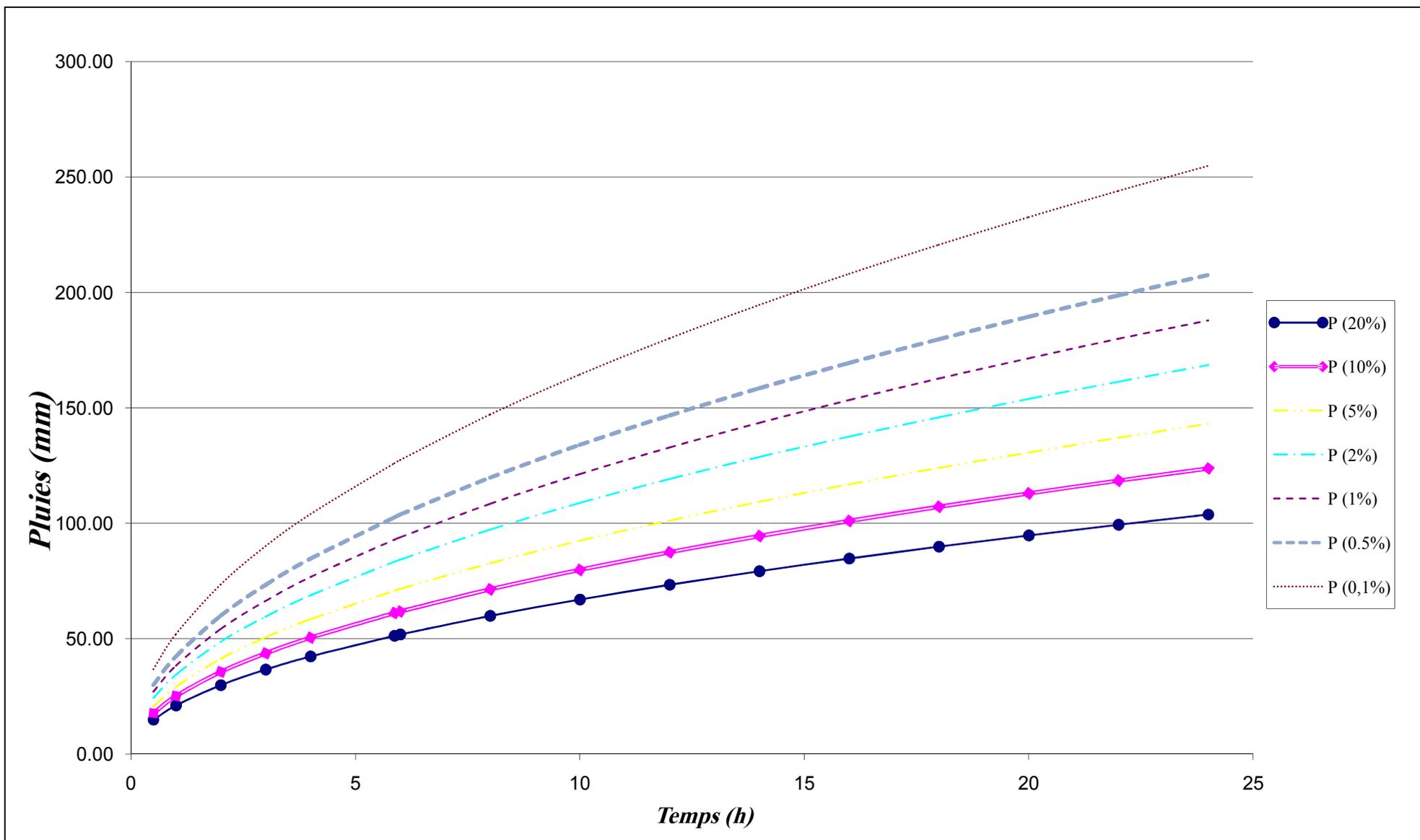


Figure I.14 : Pluies de Courte durée

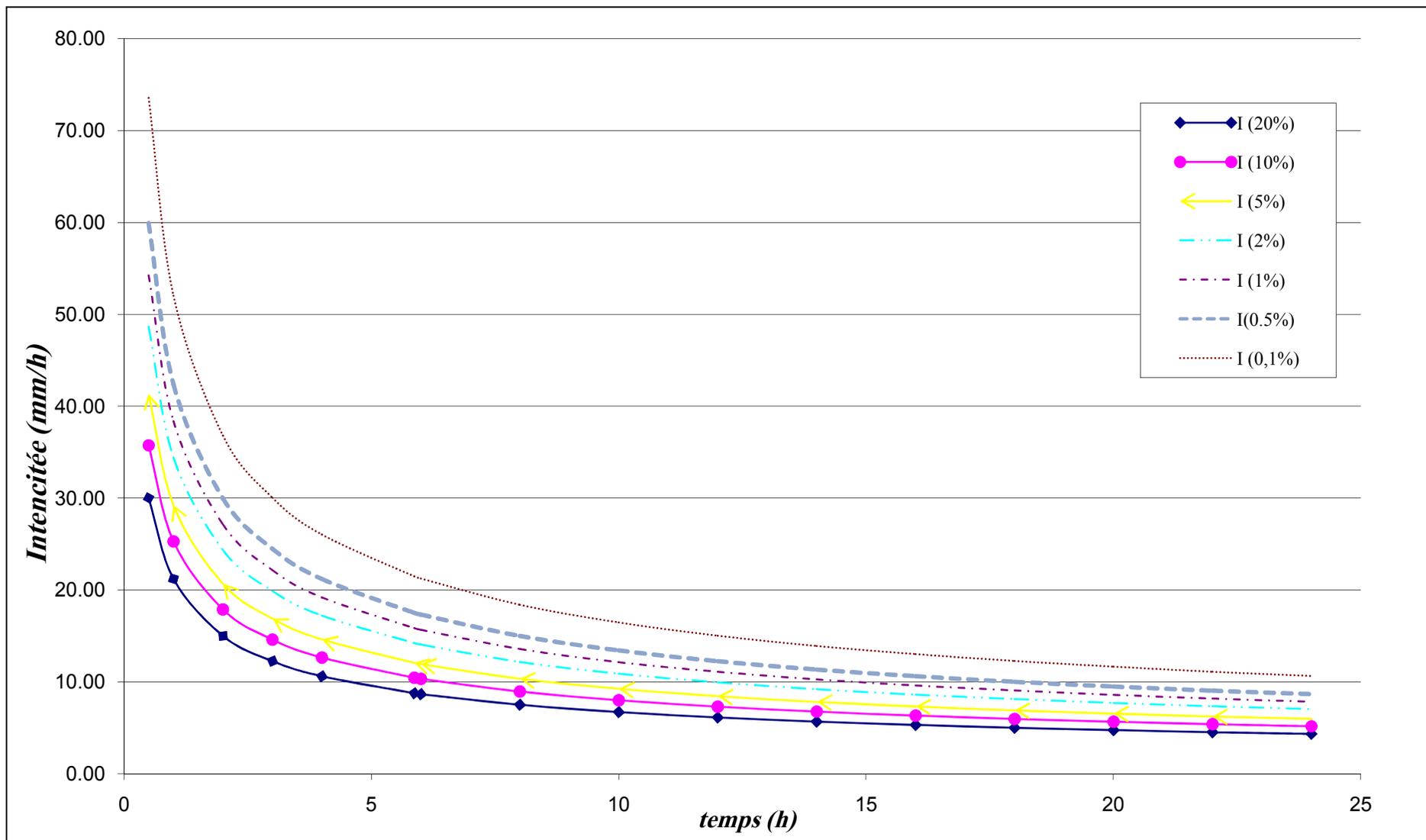


Figure I.15 : Intensité –Durée -Fréquence

I.5 Etudes des apports :

I.5.1 Analogie avec la station de l'Oued Missa (03 04 08) :

vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de l' *Oued Missa*.

➤ La Station Hydrométrique :

La série des apports liquides est représentée dans l'**Annexe I**.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 172.9 Mm³

Tableau I.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A (Mm ³)	1.62	6.16	9.8	27.69	27.1	31.95	38.59	19.42	6.4	1.95	1.21	0.97	172.9
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.7	1.13	0.7	0.56	100

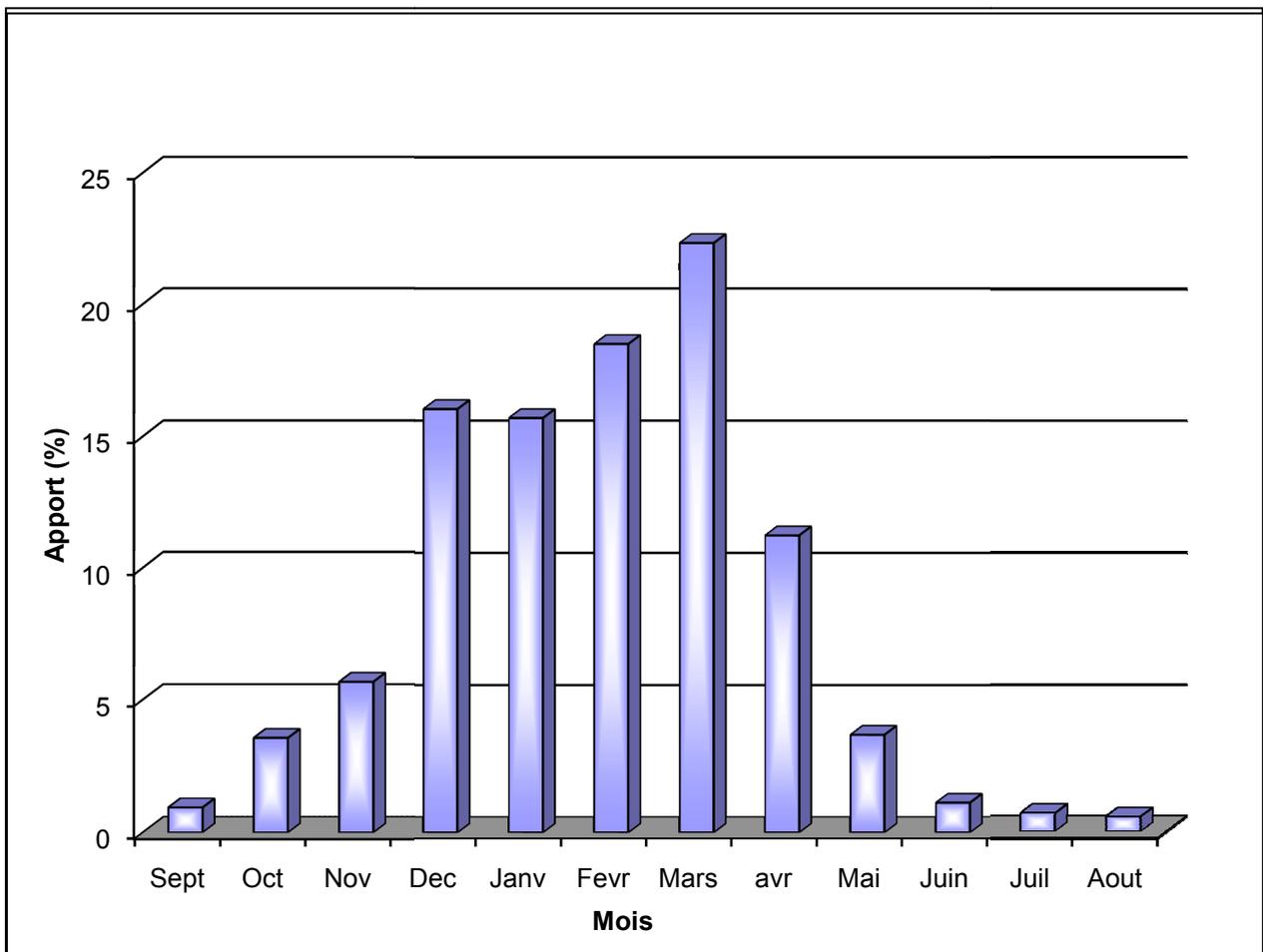


Figure I.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

I.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :**A - Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (I.27)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes

$$T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$$

$$Me = 5482.62 \text{ l/s}$$

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S$ (I.28)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 20.265 \text{ l/s/Km}^2$$

C - Lame d'eau écoulée :

$Le = A_0 / S$ (I.29)

$$Le = 639.09 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{\text{moy}}$ (I.30)

$$Ce = 1.41$$

I.5.3 Les apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports

I.5.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale :

Tableau I.23 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

période de retour	Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.(mm)	Borne inf.(mm)	Borne sup.(mm)
1000	0.999	0,003	824.99	619.94	1275.82
200	0.995	0,003	621.30	478.18	890.92
100	0.99	0,002	541.46	414.42	707.44
50	0.98	0,002	465.90	356.59	608.72
20	0.95	0,002	371.85	284.60	485.83
10	0.9	0,001	304.32	232.92	397.60
5	0.8	0,001	238.73	182.72	311.91

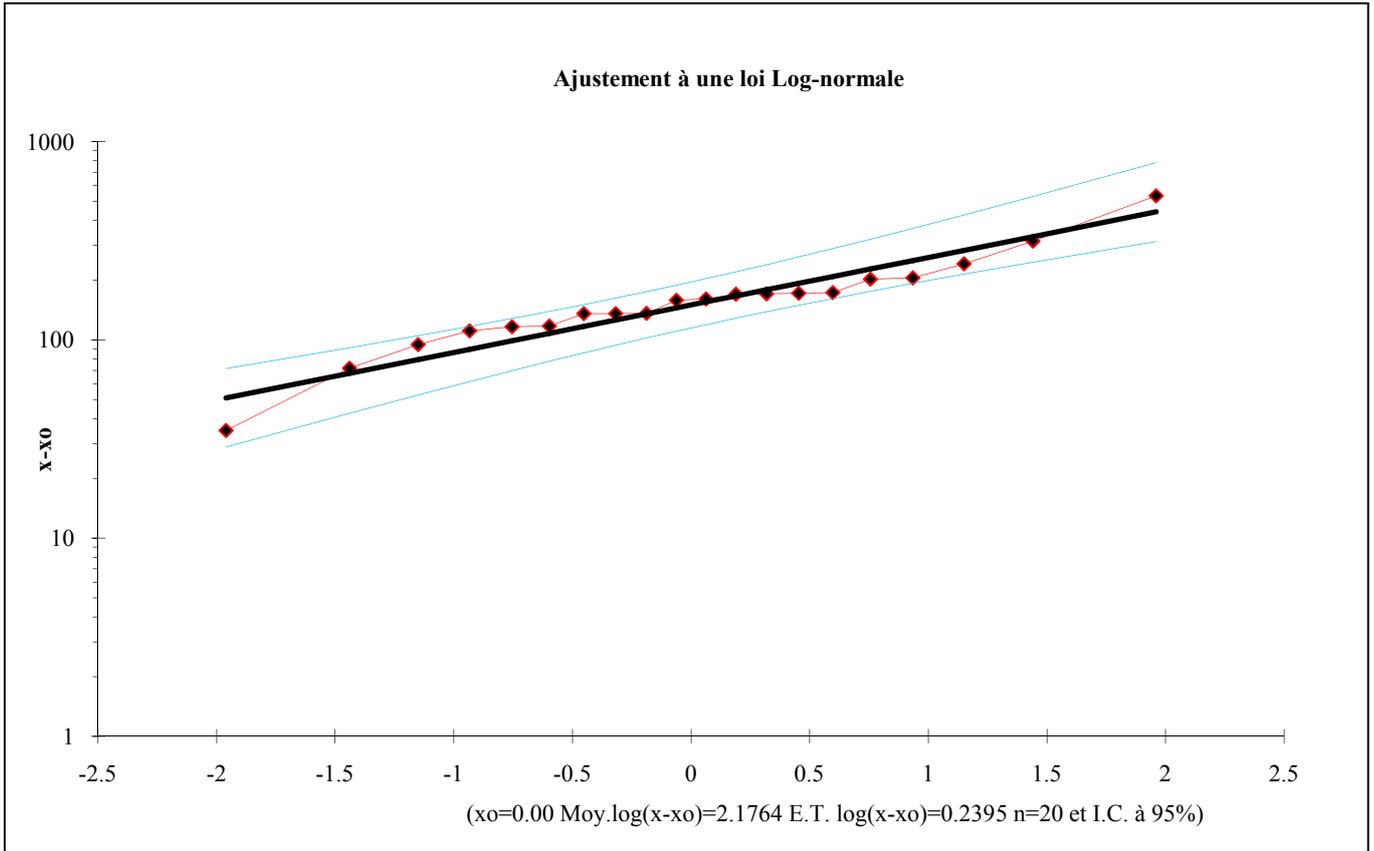


Figure I.17: représentation graphique de la loi log-normale

$$A_{80\%} = 238.73 \text{ Mm}^3$$

I.5.3.2 Répartition de l’apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 238.73 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau I.24 : Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
$A_{80\%} (\%)$	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.7	1.13	0.7	0.56	100
$A_{80\%} (\text{mm})$	2.25	8.5	13.54	38.25	37.43	44.12	53.28	26.82	8.83	2.7	1.67	1.34	238.73

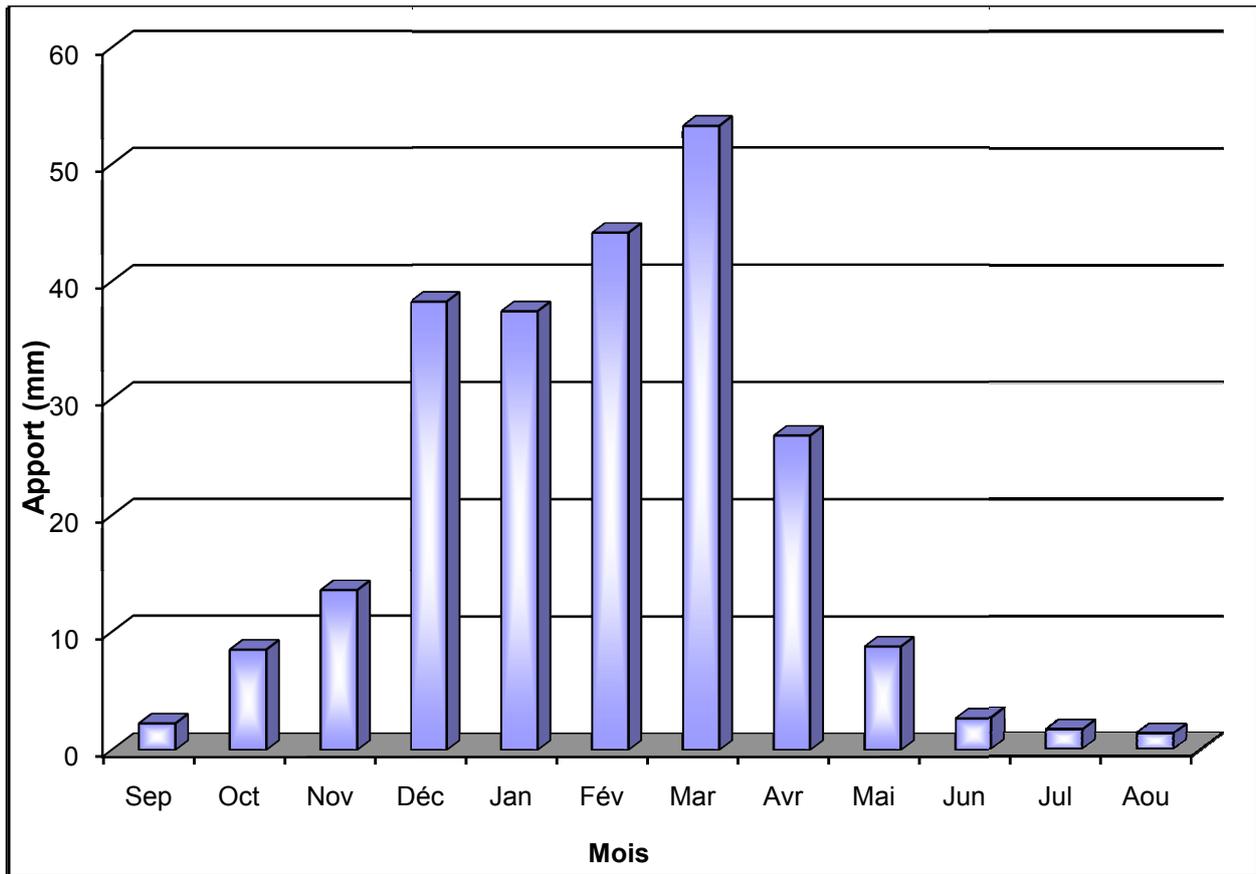


Figure I.18 : Répartition mensuelle des apports 80%

I.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- en suspension
- par charriage

I.5.4.1 Apport solide en suspension :

A - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (I.31)$$

Avec :

- Ta : Taux d'abrasion en (t/Km2 /an)
- Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux
- Pa: Pluie moyenne annuelle
- h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m];
- S: Surface du bassin versant

AN:

$$h = 646.65 \text{ m}$$

D'où $T_a = 578.19 \text{ t/Km}^2\text{an}$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 97764.7 \text{ m}^3/\text{an}$$

B - Formule de Tixeront (1960)

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = 92 \cdot L_e^{0.21} \dots\dots\dots (I.32)$$

$$T_a = 345.77 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

où:

T_a : Erosion spécifique, $\text{T/km}^2/\text{an}$.

L_e : la lame d'eau écoulée en mm.

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 60404.82 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Erosion spécifique	Volume annuel moyen
Fournier	578.19 $\text{T/km}^2/\text{an}$	97764.7 m^3/an
TIXERONT	357.24 $\text{T/km}^2/\text{an}$	60404.82 m^3/an

Résultats et discussion:

Le choix final est la formule de Fournier car la valeur la plus grande.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans

- Pour 15 ans

$$V_{mort} = n \cdot V_s = 15 \times 97764.7 = 1.4665 \text{ m}^3$$

$$V_m = 1.47 \text{ Mm}^3$$

- Pour 30 ans

$$V_{mort} = n \cdot V_s = 30 \times 97764.7 = 2.9329 \text{ m}^3$$

$$V_m = 2.93 \text{ Mm}^3$$

- Pour 50 ans

$$V_{mort} = n \cdot V_s = 50 \times 97764.7 = 4.8882 \text{ m}^3$$

$$V_m = 4.89 \text{ Mm}^3$$

I.5.4.2 Le transport solide par charriage :

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc:

Le transport solide par charriage = 35% du transport solide en suspension

Donc Le transport solide par charriage = 1.712 Mm^3

Le volume mort total est estimé alors $V_m = 4.89 + 1.712 = 6.602 \text{ Mm}^3$

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de 6.6 Mm^3

I.6. Etude des crues:

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel. La série des débits maximaux est représentée dans l'**Annexe I**.

Le tableau I.26 : donne les débits probables calculés.

Tableau I.26 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	200	1 000
$Q_{\max} \text{ (m}^3/\text{s)}$	474.73	606.57	733.03	896.72	1019.38	1141.6	1424.7

I.6.1 Hydrogramme de crue :

I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^x \dots\dots\dots (I.34)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^y \dots\dots\dots (I.35)$$

Avec :

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

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x = 2$ pour la montée de la crue.

$Y = 3$ pour la décrue.

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

✓ $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

✓ $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

($\delta = 4$; voir le Tableau I.27) ;

$t_d = 4 \cdot 6.00 = 24$ heures ;

Tableau I.27 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.28 et la Figure (I.19)

Tableau I.28 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps (h)	période de retour (ans)					
	5	10	20	50	100	1000
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.30	4.21	5.09	6.23	7.08	9.89
1.00	13.19	16.85	20.36	24.91	28.32	39.58
1.50	29.67	37.91	45.81	56.05	63.71	89.04
2.00	52.75	67.40	81.45	99.64	113.26	158.30
2.50	82.42	105.31	127.26	155.68	176.98	247.34
3.00	118.68	151.64	183.26	224.18	254.85	356.18
3.50	161.54	206.40	249.43	305.13	346.87	484.79
4.00	210.99	269.59	325.79	398.54	453.06	633.20
4.50	267.04	341.20	412.33	504.41	573.40	801.39
5.00	329.67	421.23	509.05	622.72	707.90	989.38
5.50	398.91	509.69	615.95	753.49	856.56	1197.14
6.00	474.73	606.57	733.03	896.72	1019.38	1424.70
6.50	445.67	569.44	688.16	841.83	956.99	1337.50
7.00	417.83	533.86	645.17	789.24	897.19	1253.93
8.00	365.66	467.21	564.62	690.70	785.18	1097.38
9.00	318.03	406.35	491.07	600.73	682.90	954.44
10.00	274.73	351.02	424.21	518.94	589.92	824.48
11.00	235.54	300.96	363.70	444.92	505.78	706.89
12.00	200.28	255.90	309.25	378.30	430.05	601.05
13.00	168.72	215.57	260.52	318.69	362.28	506.33
14.00	140.66	179.72	217.19	265.69	302.04	422.13
15.00	115.90	148.09	178.96	218.93	248.87	347.83
16.00	94.23	120.40	145.50	177.99	202.34	282.80
17.00	75.45	96.40	116.50	142.51	162.01	226.42
18.00	59.34	75.82	91.63	112.09	127.42	178.09
19.00	45.71	58.40	70.58	86.34	98.15	137.17
20.00	34.34	43.88	53.03	64.87	73.74	103.06
21.00	25.03	31.99	38.66	47.29	53.76	75.13
22.00	17.58	22.47	27.15	33.21	37.75	52.77
23.00	11.78	15.05	18.19	22.25	25.29	35.35
24.00	7.42	9.48	11.45	14.01	15.93	22.26
25.00	4.29	5.48	6.63	8.11	9.22	12.88
26.00	2.20	2.81	3.39	4.15	4.72	6.60
27.00	0.93	1.18	1.43	1.75	1.99	2.78
28.00	0.27	0.35	0.42	0.52	0.59	0.82
29.00	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.10
30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

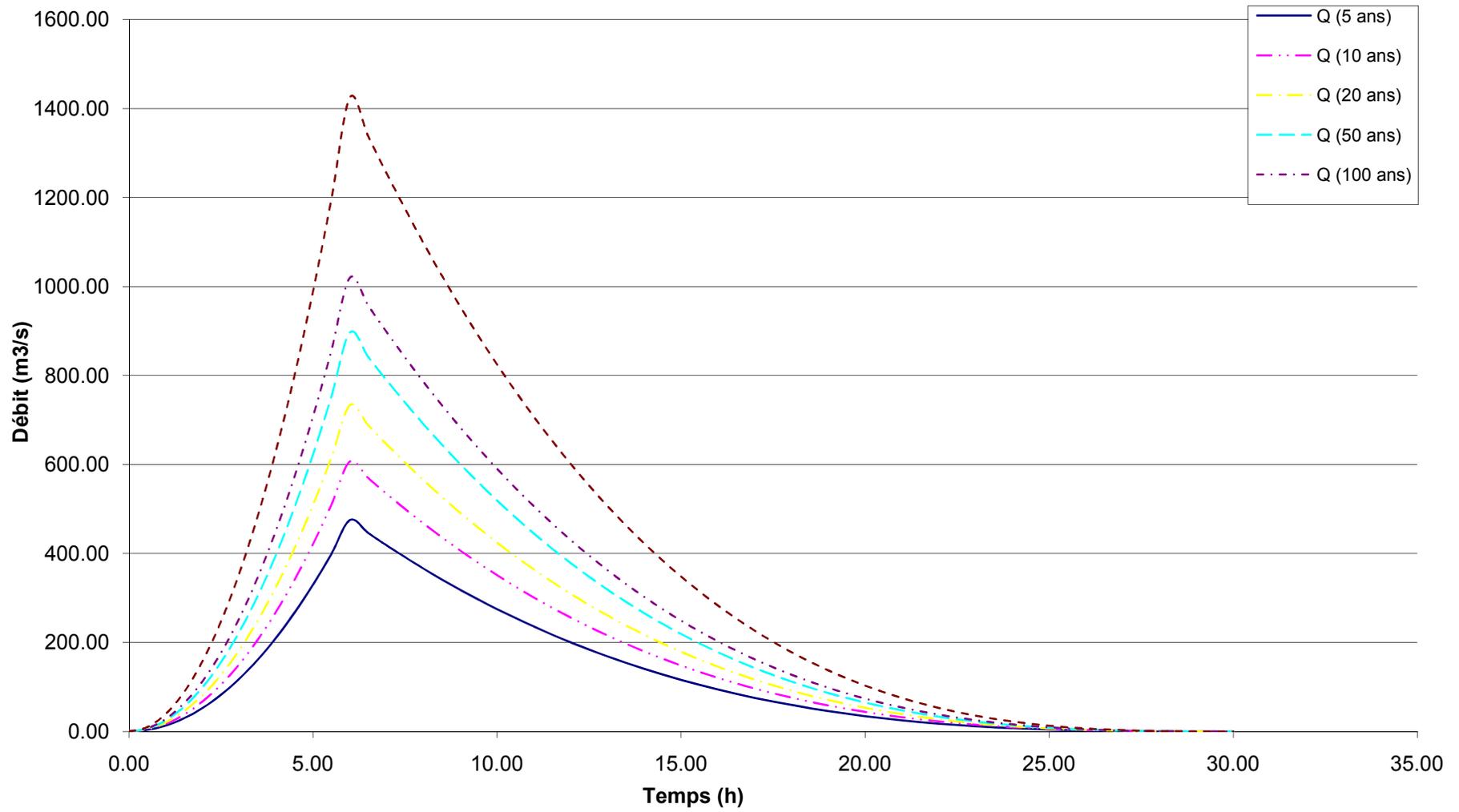


Figure I.19 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

I.6.2 Choix de la crue de projet :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Crue de projet recommandée

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'000 ans.

Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 1424.7 \text{ (m}^3/\text{s)}$

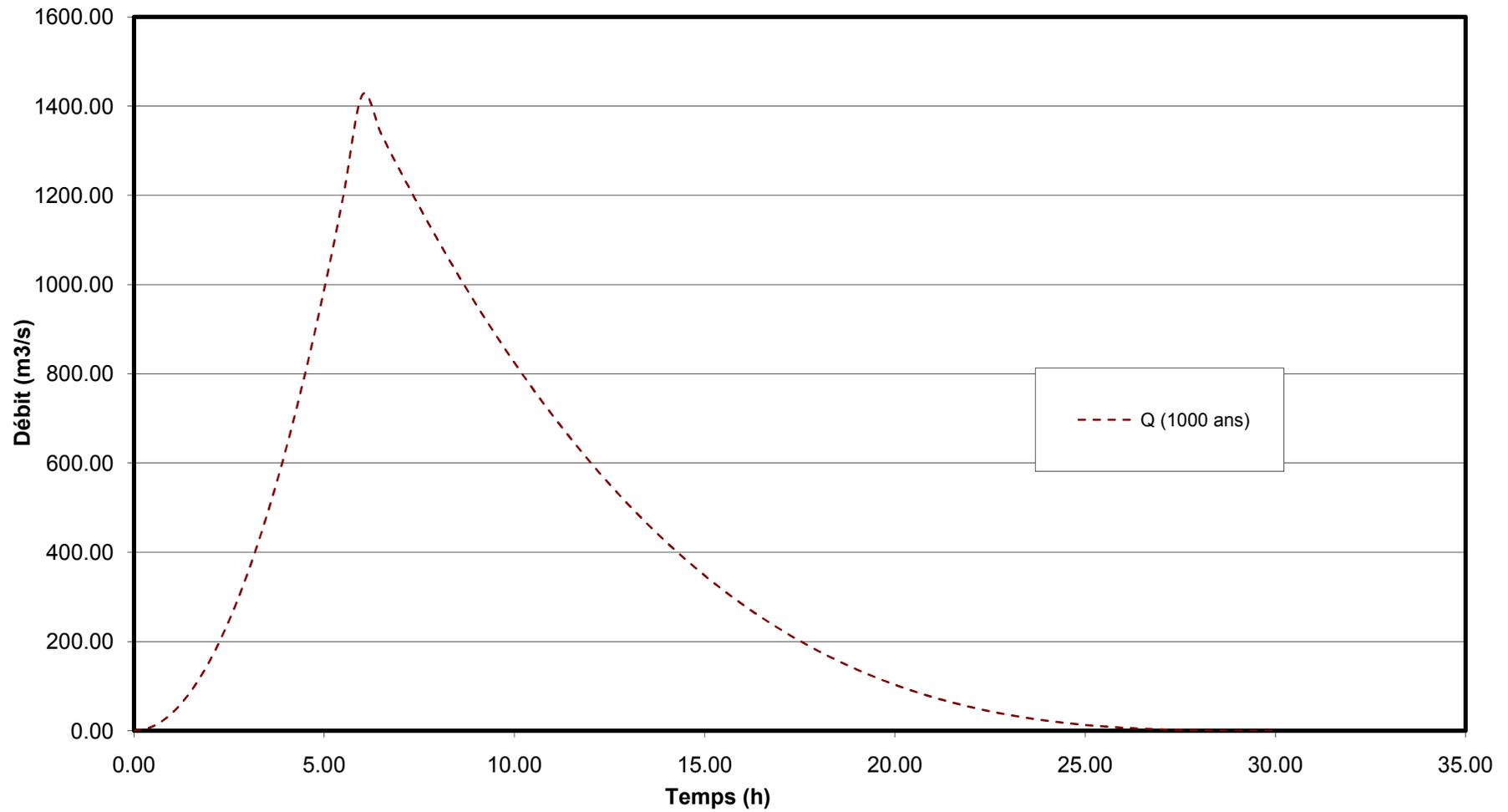


Figure I.20 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans

I.6.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'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 faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de 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, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues centennales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribuer une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement

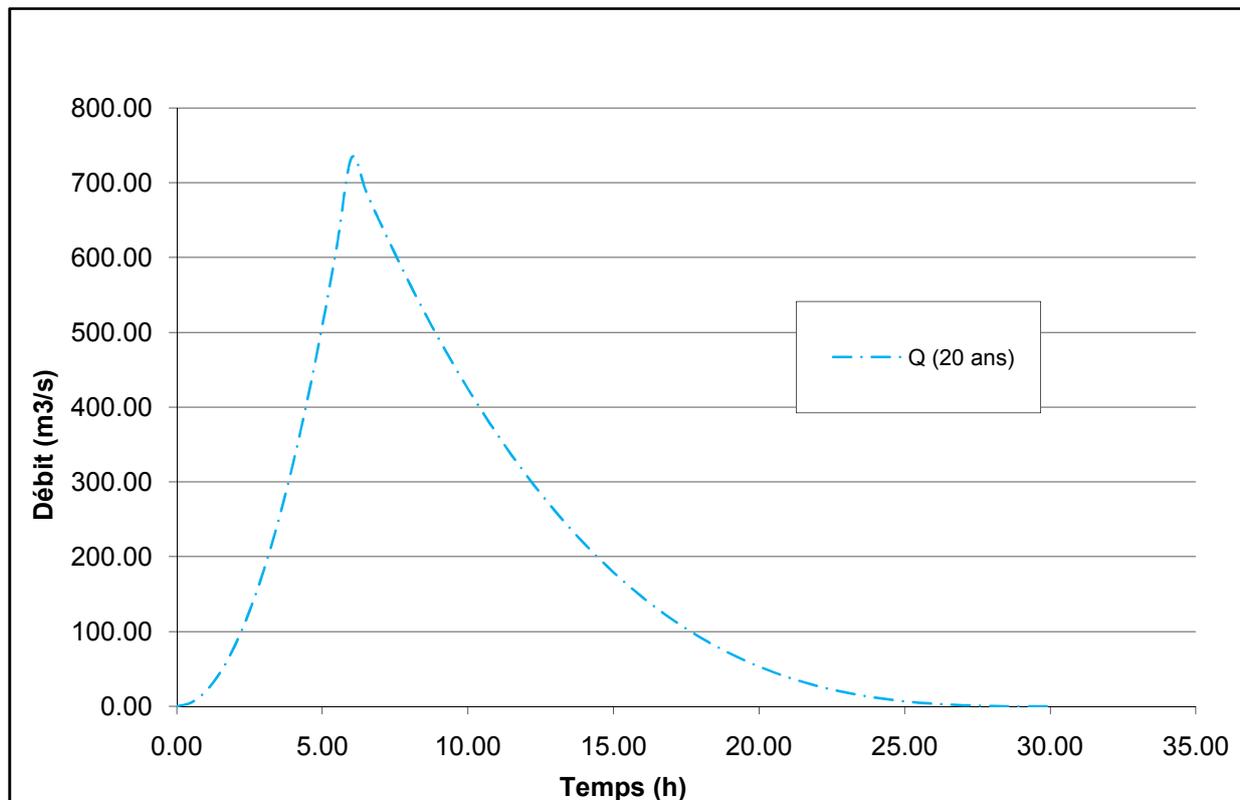


Figure I.21 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{2\%} = 733.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.7 Régularisation :

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued de Djendjene a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

-La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ✓ L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- ✓ La consommation totale ($M m^3$).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue

I.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau I.26 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
$A_{80\%}(\%)$	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.7	1.13	0.7	0.56	100
$A_{80\%}(Mm^3)$	2.25	8.5	13.54	38.25	37.43	44.12	53.28	26.82	8.83	2.7	1.67	1.34	238.73

I.7.1.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau I.27 : Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Besoin (Mm^3)	21.28	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	12.22	27.71	33.76	42.82	33.75	190.5
Besoin (%)	11.17	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	6.41	14.55	17.72	22.47	17.72	100

I.7.1.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

Le tableau **I.28** donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau I.28 : Courbe topographiques et volumétriques :

Côtes (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
224	0	0.285	16	4.56	0
240	0.57	0.69	10	6.9	4.56
250	0.81	1.035	10	10.35	11.46
260	1.26	1.4	10	14	21.81
270	1.54	2.16	10	21.6	35.81
280	2.78	3.105	10	31.05	57.41
290	3.43	4.03	10	40.3	88.46
300	4.63	5.04	10	50.4	128.76
310	5.45	5.99	10	59.9	179.16
320	6.53	6.945	10	69.45	239.06
330	7.36	7.935	10	79.35	308.51
340	8.51				387.86

La courbe capacité hauteurs est représentée dans l'annexe I

I.7.1.4 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

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.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

I.7.1.5 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 de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues 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.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.29 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov	8.5	3.16	5.34		6.6			6.6	
				11.94	11.94		-41.63	6.6	48.23
Déc	13.54	3.16	10.38						
				22.32	22.32		-36.29	6.6	0
Jan	38.25	3.16	35.09						
				57.41	57.41		-25.91	6.6	0
Fév	37.43	3.16	34.27						
				91.68	91.68		9.18	9.18	
Mar	44.12	3.16	40.96						
				132.64	132.64		43.45	43.45	
Avr	53.28	3.16	50.12						
				149.13	182.76	33.63	84.41	84.41	
Mai	26.82	12.22	14.6						
				149.13	163.73	14.6	134.53	134.53	
Jun	8.83	27.71	-18.88						
				130.25	130.25		149.13	149.13	
Jun	2.7	33.76	-31.06						
				99.19	99.19		130.25	130.25	
Aou	1.67	42.82	-41.15						
				58.04	58.04		99.19	99.19	
Sep	1.34	33.75	-32.41						
				25.63	25.63		58.04	58.04	
Oct	2.25	21.28	-19.03						
				6.6	6.6		25.63	25.63	
						48.23	6.6	6.6	48.23

Du tableau (I.29) on à :

$$\begin{aligned} V_s &= 190.76 \text{ Mm}^3 \\ V_d &= 142.53 \text{ Mm}^3. \end{aligned}$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :} \quad \mathbf{V_u = 142.53 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 149.13 \text{ Mm}^3}$$

I.7.1.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation :

$$\text{On a:} \quad V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots \dots \dots (I.36)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B - Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots \dots \dots (I.37)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.30 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V _{moy}	S _{moy}	Es	V _{ep}	V _{inf}	pertes
Oct	9.27	0.84	0.062	0.052	0.061	0.113
Nov	17.13	1.49	0.048	0.072	0.124	0.196
Déc	39.865	3.74	0.043	0.161	0.306	0.467
Jan	74.545	4.31	0.04	0.172	0.584	0.756
Fév	112.16	6.72	0.045	0.302	0.884	1.187
Mar	140.885	6.9	0.062	0.428	1.114	1.542
Avr	149.13	7.03	0.072	0.506	1.180	1.686
Mai	139.69	6.88	0.09	0.619	1.105	1.724
Jun	114.72	6.8	0.126	0.857	0.905	1.762
Jul	78.615	4.39	0.171	0.751	0.616	1.367
Aou	41.835	3.85	0.161	0.620	0.322	0.942
Sep	16.115	1.44	0.111	0.160	0.116	0.276

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.31) ci-dessous :

Tableau I.31: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm3).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2ème consigne			
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S	
Nov	8.50	3.16	0.178	5.16	11.76	11.76		-32.19	6.60	38.79	
Déc	13.54	3.16	0.368	10.01	21.77	21.77		-27.03	6.60	0.00	
Jan	38.25	3.16	0.681	34.41	56.18	56.18		-17.02	6.60	0.00	
Fév	37.43	3.16	0.993	33.28	89.46	89.46		17.39	17.39		
Mar	44.12	3.16	1.261	39.70	129.16	129.16		50.67	50.67		
Avr	53.28	3.16	1.412	48.71	152.30	177.87	25.57	90.37	90.37		
Mai	26.82	12.22	1.380	13.22	152.30	165.52	13.22	139.08	139.08		
Jun	8.83	27.71	1.223	-20.10	132.19	132.19		152.30	152.30		
Jun	2.70	33.76	0.980	-32.04	100.15	100.15		132.19	132.19		
Aou	1.67	42.82	0.609	-41.76	58.39	58.39		100.15	100.15		
Sep	1.34	33.75	0.261	-32.67	25.72	25.72		58.39	58.39		
Oct	2.25	21.28	0.094	-19.12	6.60	6.60		25.72	25.72		
								38.79	6.60	6.60	38.79

Du tableau (I.31) : on a

$$V_s = 184.49 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 145.70 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d$$

Alors :

$$V_u = 145.70 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$V_{\text{NNR}} = 152.30 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (152.30 - 149.13) / 149.13 = 2.12\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vmoy	S moy	Es	Vev	V inf	pert
Oct	16.768	0.987	0.062	0.061	0.116	0.178
Nov	38.979	1.681	0.048	0.081	0.287	0.368
Déc	72.823	3.105	0.043	0.134	0.547	0.681
Jan	109.311	4.088	0.04	0.164	0.829	0.993
Fév	140.728	4.801	0.045	0.216	1.045	1.261
Mar	152.296	4.935	0.062	0.306	1.106	1.412
Avr	142.244	4.782	0.072	0.344	1.036	1.380
Mai	116.173	4.164	0.09	0.375	0.848	1.223
Jun	79.274	3.190	0.126	0.402	0.578	0.980
Jul	42.059	1.794	0.171	0.307	0.302	0.609
Aou	16.162	0.943	0.161	0.152	0.109	0.261
Sep	9.181	0.678	0.111	0.075	0.019	0.094

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.33) :

Tableau I.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm3).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} + P)	1ère consigne			2ème consigne			
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S	
Nov	8.50	3.16	0.174	5.17	10.17	5.00		-33.73	5.00	38.73	
Déc	13.54	3.16	0.359	10.02	20.19	20.19		-28.57	5.00	0.00	
Jan	38.25	3.16	0.666	34.42	54.61	54.61		-18.55	5.00	0.00	
Fév	37.43	3.16	0.968	33.30	87.91	87.91		15.88	15.88		
Mar	44.12	3.16	1.259	39.70	127.61	127.61		49.18	49.18		
Avr	53.28	3.16	1.439	48.68	150.76	176.29	25.53	88.88	88.88		
Mai	26.82	12.22	1.402	13.20	150.76	163.96	13.20	137.56	137.56		
Jun	8.83	27.71	1.238	-20.12	130.64	130.64		150.76	150.76		
Jun	2.70	33.76	0.986	-32.05	98.60	98.60		130.64	130.64		
Aou	1.67	42.82	0.612	-41.76	56.83	56.83		98.60	98.60		
Sep	1.34	33.75	0.261	-32.67	24.16	24.16		56.83	56.83		
Oct	2.25	21.28	0.132	-19.16	5.00	5.00		24.16	24.16		
								38.73	5.00	5.00	38.73

Du tableau (I.33) : on a :

$$V_s = 184.49 \text{ Mm}^3 \\ V_d = 145.76 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 145.76 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

D'où : $V_{\text{NNR}} = 152.36 \text{ Mm}^3$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (152.36 - 152.30) / 152.30 = 0,04\% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **152.36 Mm³**

I.7.2 Régularisation interannuelle :

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_u(\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \dots\dots\dots (I.38)$$

avec:

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_o = 65.36 \text{ Mm}^3$.

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizdé, cette composante β_{plur} est fonction de : $(P\%, \alpha, C_v, C_s, r)$

α : Coefficient de régularisation.

$P\%$: Probabilité de garantie

C_s : Coefficient d'asymétrie

C_v : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau I.34 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique $M_0(\text{l/s.km}^2)$	>20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 20.265 \text{ l/s/Km}^2 > 20$ donc, $r = 0$

Donc on est dans le cas où $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnent pour :

$$P = 80\%$$

$$\alpha = 0,9$$

$$C_v = 0,62$$

$$C_s = 2 C_v$$

$$\beta_{\text{plur}} = 0.82$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_o = 0,82 * 172.9 = 141.78 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{\text{u}_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{plur}} = 141.78 + 65.36 = 207.14 \text{ Mm}^3$

$$V_{\text{u}_{\text{int}}} = 207.14 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{u}_{\text{int}}}$ implique que :

$$V_{\text{NNR}} = 6.6 + 207.14 = 213.74 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 213.74 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

NIVEAU NNR = **315,50 m.NGA**

I.8 Laminage des crues :

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 temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q . dt = q . dt + S . dh \dots\dots\dots(I.39)$$

Ou:

Q :le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulée a l'instant ' t ' est:

$$Q - q = S . (dh / dt) \dots\dots\dots(I.40)$$

Ou:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

I.8.1 La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(I.41)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (I.42)$$

H_0 :charge globale.

V_0 :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: S = b.H

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau I.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd
g	9.81	20	0.5	15.347	10	1.53	3000000
α	1	25	1	54.261	25	2.17	6000000
2*g	19.62	30	1.5	119.62	45	2.66	9000000
$2 \cdot g^{0.5}$	4.429	35	2	214.862	70	3.07	11900000
$Q_{0.01\%}$	1424.7	40	2.5	343.175	100	3.43	14900000
$W_{0.01\%}$	76934000	45	3	507.505	135	3.76	17900000
m=	0.49	50	3.5	710.588	175	4.06	20900000
		55	4	954.989	220	4.34	23900000
		60	4.5	1243.127	270	4.6	26900000
		65	5	1577.299	325	4.85	30400000
		70	5.5	1959.691	385	5.09	33900000
		75	6	2392.4	450	5.32	37300000
		80	6.5	2877.436	520	5.53	40800000
		85	7	3416.737	595	5.74	44300000
		90	7.5	4012.176	675	5.94	47800000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (20 à 90) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau I.36 : Détermination de H0 et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	débit m ³ /s														
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
0.5	1.53	0.62	21.2	26.5	31.8	37.1	42.4	47.7	53	58.3	63.6	68.9	74.2	79.5	84.8	90.1	95.4
1	2.17	1.24	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9	134.8	149.8	164.8	179.8	194.8	209.8	224.7	239.7	254.7	269.7
1.5	2.66	1.86	110.1	137.6	165.2	192.7	220.2	247.7	275.3	302.8	330.3	357.8	385.4	412.9	440.4	467.9	495.5
2	3.07	2.48	169.5	211.9	254.3	296.7	339	381.4	423.8	466.2	508.5	550.9	593.3	635.7	678.1	720.4	762.8
2.5	3.43	3.1	236.9	296.1	355.4	414.6	473.8	533	592.3	651.5	710.7	769.9	829.2	888.4	947.6	1006.8	1066.1
3	3.76	3.72	311.4	389.3	467.1	545	622.8	700.7	778.5	856.4	934.3	1012.1	1090	1167.8	1245.7	1323.5	1401.4
3.5	4.06	4.34	392.4	490.5	588.7	686.8	784.9	883	981.1	1079.2	1177.3	1275.4	1373.5	1471.6	1569.7	1667.8	1766
4	4.34	4.96	479.5	599.3	719.2	839.1	958.9	1078.8	1198.7	1318.5	1438.4	1558.3	1678.1	1798	1917.8	2037.7	2157.6
4.5	4.6	5.58	572.1	715.1	858.2	1001.2	1144.2	1287.3	1430.3	1573.3	1716.3	1859.4	2002.4	2145.4	2288.5	2431.5	2574.5
5	4.85	6.2	670.1	837.6	1005.1	1172.6	1340.1	1507.7	1675.2	1842.7	2010.2	2177.7	2345.2	2512.8	2680.3	2847.8	3015.3
5.5	5.09	6.82	773.1	966.3	1159.6	1352.8	1546.1	1739.4	1932.6	2125.9	2319.2	2512.4	2705.7	2898.9	3092.2	3285.5	3478.7
6	5.32	7.44	880.8	1101	1321.2	1541.4	1761.7	1981.9	2202.1	2422.3	2642.5	2862.7	3082.9	3303.1	3523.3	3743.5	3963.7
6.5	5.53	8.06	993.2	1241.5	1489.8	1738.1	1986.4	2234.7	2483	2731.3	2979.6	3227.9	3476.2	3724.5	3972.8	4221.1	4469.4
7	5.74	8.68	1110	1387.5	1665	1942.4	2219.9	2497.4	2774.9	3052.4	3329.9	3607.4	3884.9	4162.4	4439.9	4717.4	4994.9
7.5	5.94	9.3	1231	1538.7	1846.5	2154.2	2462	2769.7	3077.5	3385.2	3693	4000.7	4308.5	4616.2	4924	5231.7	5539.5

Tableau I.37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
0,5	3000000	1369.14	21.2	26.5	31.8	37.1	42.4	47.7	53	58.3	63.6	68.9	74.2	79.5	84.8	90.1	95.4
1	6000000	1313.59	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9	134.8	149.8	164.8	179.8	194.8	209.8	224.7	239.7	254.7	269.7
1,5	9000000	1258.03	110.1	137.6	165.2	192.7	220.2	247.7	275.3	302.8	330.3	357.8	385.4	412.9	440.4	467.9	495.5
2	11900000	1204.33	169.5	211.9	254.3	296.7	339	381.4	423.8	466.2	508.5	550.9	593.3	635.7	678.1	720.4	762.8
2,5	14900000	1148.77	236.9	296.1	355.4	414.6	473.8	533	592.3	651.5	710.7	769.9	829.2	888.4	947.6	1006.8	1066.1
3	17900000	1093.22	311.4	389.3	467.1	545	622.8	700.7	778.5	856.4	934.3	1012.1	1090	1167.8	1245.7	1323.5	1401.4
3,5	20900000	1037.66	392.4	490.5	588.7	686.8	784.9	883	981.1	1079.2	1177.3	1275.4	1373.5	1471.6	1569.7	1667.8	1766
4	23900000	982.11	479.5	599.3	719.2	839.1	958.9	1078.8	1198.7	1318.5	1438.4	1558.3	1678.1	1798	1917.8	2037.7	2157.6
4,5	26900000	926.55	572.1	715.1	858.2	1001.2	1144.2	1287.3	1430.3	1573.3	1716.3	1859.4	2002.4	2145.4	2288.5	2431.5	2574.5
5	30400000	861.74	670.1	837.6	1005.1	1172.6	1340.1	1507.7	1675.2	1842.7	2010.2	2177.7	2345.2	2512.8	2680.3	2847.8	3015.3
5,5	33900000	796.92	773.1	966.3	1159.6	1352.8	1546.1	1739.4	1932.6	2125.9	2319.2	2512.4	2705.7	2898.9	3092.2	3285.5	3478.7
6	37300000	733.96	880.8	1101	1321.2	1541.4	1761.7	1981.9	2202.1	2422.3	2642.5	2862.7	3082.9	3303.1	3523.3	3743.5	3963.7
6,5	40800000	669.15	993.2	1241.5	1489.8	1738.1	1986.4	2234.7	2483	2731.3	2979.6	3227.9	3476.2	3724.5	3972.8	4221.1	4469.4
7	44300000	604.33	1110	1387.5	1665	1942.4	2219.9	2497.4	2774.9	3052.4	3329.9	3607.4	3884.9	4162.4	4439.9	4717.4	4994.9
7,5	47800000	539.52	1231	1538.7	1846.5	2154.2	2462	2769.7	3077.5	3385.2	3693	4000.7	4308.5	4616.2	4924	5231.7	5539.5

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (I.43)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (I.44)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **tableau I.36**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure I.22** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau I.37**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figure I.23**).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir.

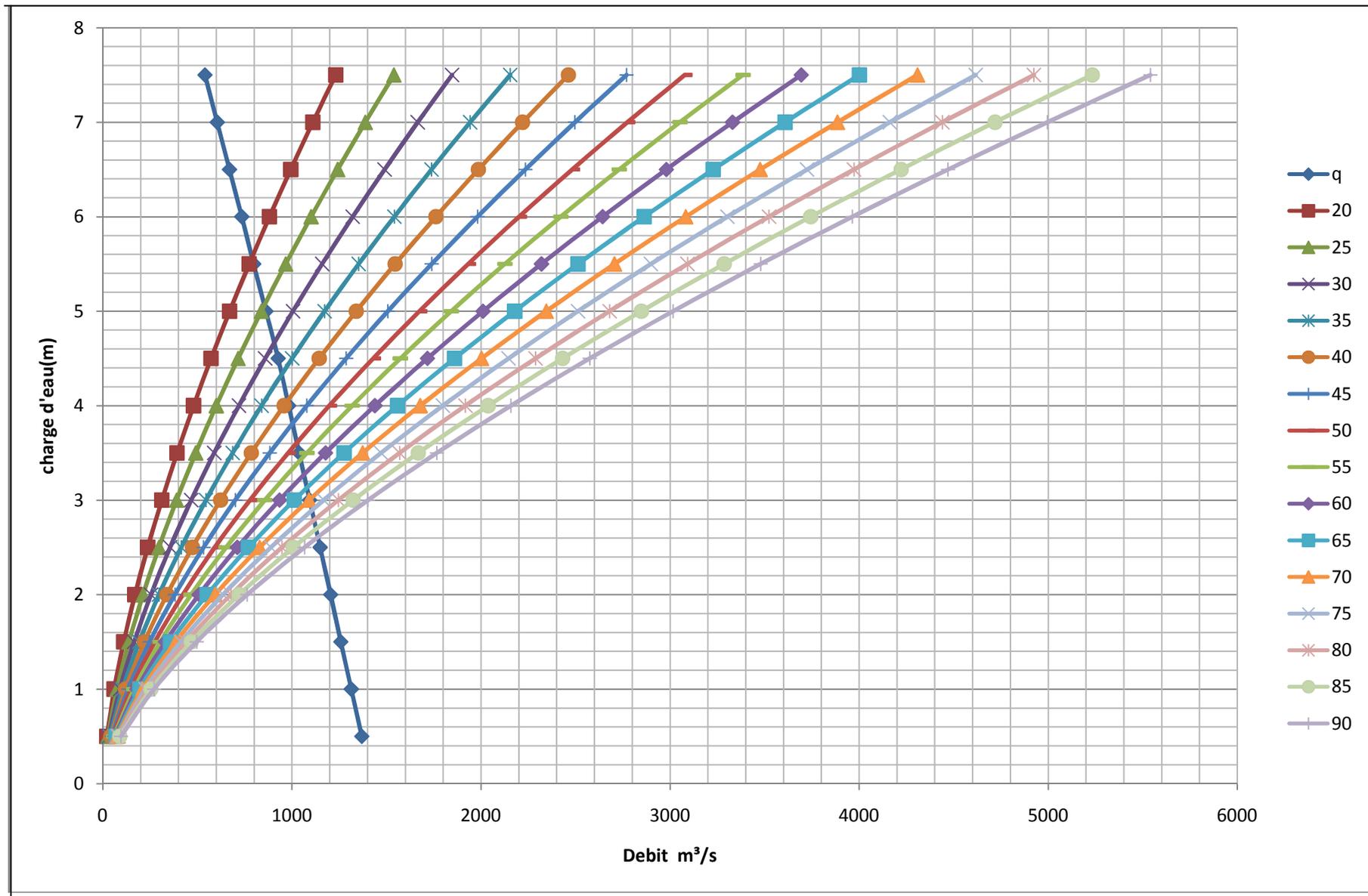


Figure I.22 : Courbes de $H = f(Q, q)$

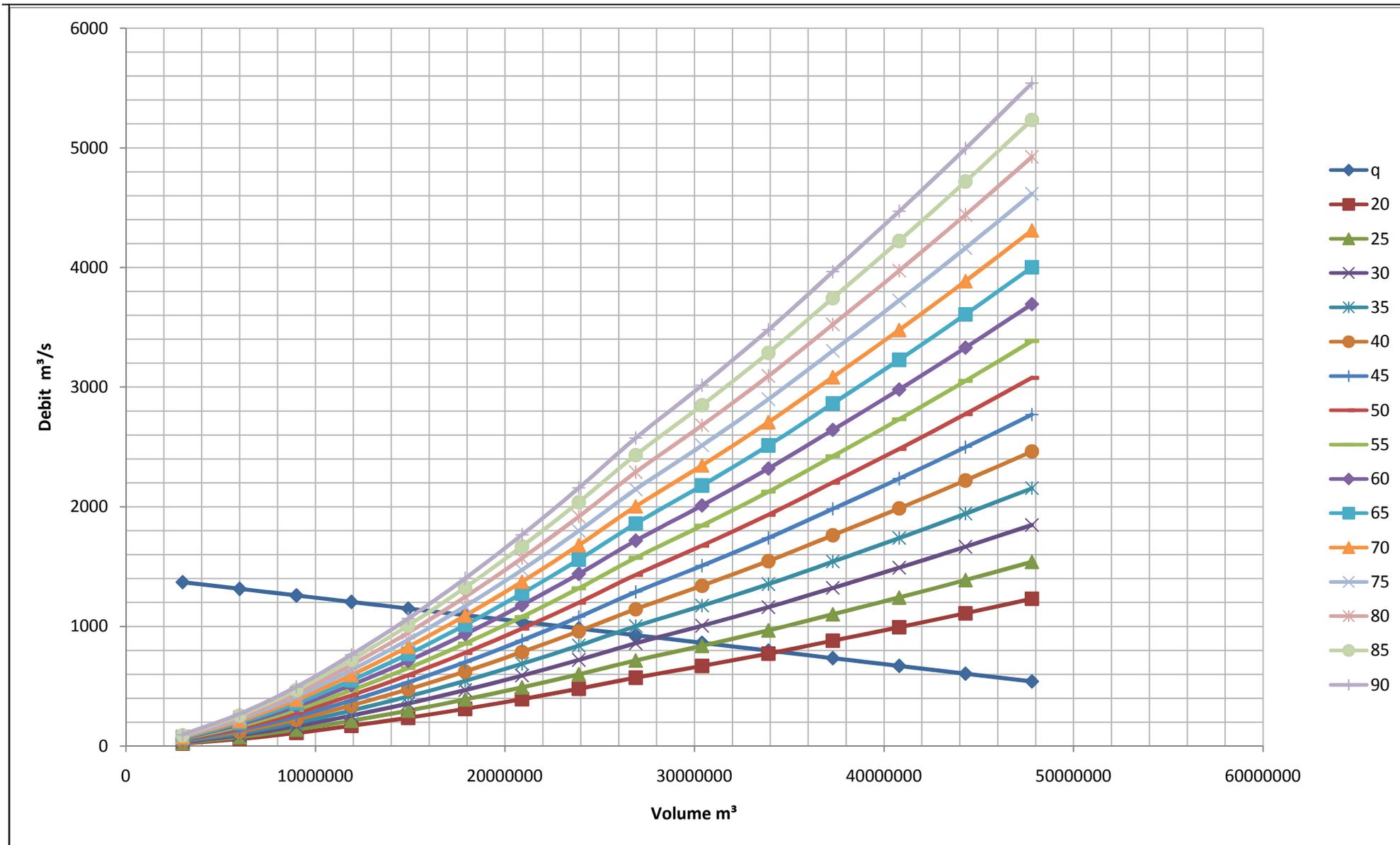


Figure I.23 : COURBES $V=f(Q,q)$

I.9 Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue 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 déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

I.9.1 La 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 minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(I.45)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.46)$$

F : le Fetch F = 4,3 Km

B- Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.47)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 7.2 Km/h.

C- Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(I.48)$$

Tableau I.38: La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.08	3.66	1.76
Molitor	0.37	2.24	0.62
Mallet-paquant	1,18	3.86	1.93

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(I.49)$$

H : hauteur des vagues (m).

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

I.9.3 La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et 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 $b=1.65H_b^{0.5}$(I.50)
- ✓ Formule E.F.PREECE $b=1.1H_b^{0.5}+1$(I.51)
- ✓ Formule SIMPLIFIEE $b=3.6.H_b^{1/3}-3$(I.52)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau I.39: calcul de la largeur en crête:

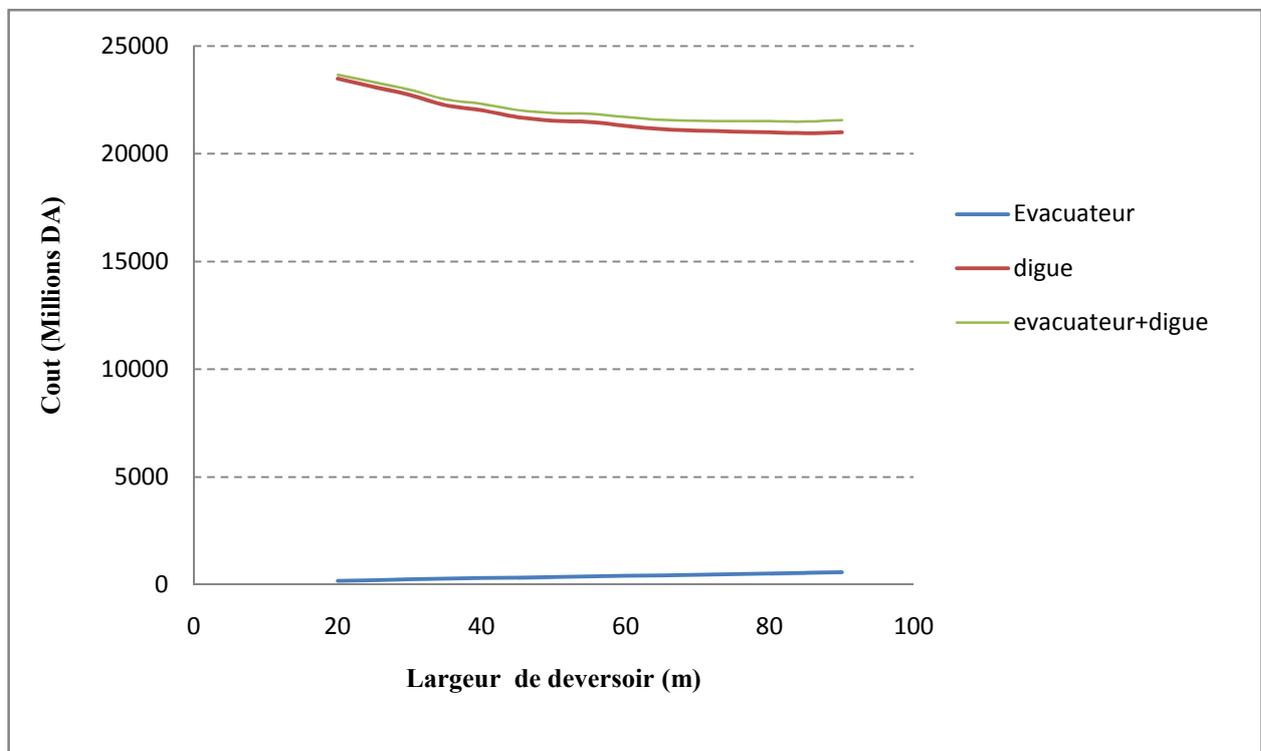
NNR	b	H	NPHE	q	V _{forcé}	R	côte de la crête	H _b
315.5	20	7.5	323.0	539.52	47800000	2	325.0	101.0
315.5	25	7.0	322.5	604.33	44300000	2	324.5	100.5
315.5	30	6.5	322.0	669.15	40800000	2	324.0	100.0
315.5	35	6.0	321.5	733.96	37300000	2	323.5	99.5
315.5	40	5.5	321.0	796.92	33900000	2	323.0	99.0
315.5	45	5.0	320.5	861.74	30400000	2	322.5	98.5
315.5	50	4.5	320.0	926.55	26900000	2	322.0	98.0
315.5	55	4.0	319.5	982.11	23900000	2	321.5	97.5
315.5	60	3.5	319.0	1037.66	20900000	2	321.0	97.0
315.5	65	3.0	318.5	1093.22	17900000	2	320.5	96.5
315.5	70	2.5	318.0	1148.77	14900000	2	320.0	96.0
315.5	75	2.0	317.5	1204.33	11900000	2	319.5	95.5
315.5	80	1.5	317.0	1258.03	9000000	2	319.0	95.0
315.5	85	1.0	316.5	1313.59	6000000	2	318.5	94.5
315.5	90	0.5	316.0	1369.14	3000000	2	318.0	94.0

I.9.4 Calcul des coûts :

Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau I.40

Tableau I.40 : Calcul d'optimisation

b (m)	Coût évacuateur (10 ⁶ DA)	Coût Digue (10 ⁶ DA)	Coûts DIQUE + EVACUATEUR (10 ⁶ DA)
20	172.40	23488.68	23661.08
25	207.38	23107.76	23315.13
30	239.85	22728.82	22968.67
35	270.20	22251.89	22522.09
40	298.80	22016.95	22315.75
45	326.03	21700.01	22026.04
50	352.25	21533.07	21885.32
55	377.85	21474.13	21851.98
60	403.20	21297.18	21700.38
65	428.68	21139.68	21568.35
70	454.65	21077.92	21532.57
75	481.50	21028.17	21509.67
80	509.60	21000.41	21510.01
85	539.33	20954.64	21493.97
90	571.05	20990.88	21561.93

**Figure I.24** : la courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue et les murs Bajoyer (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 50 \text{ m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 322.00 m NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous

Tableau I.41 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	6.60
Volume utile	Mm ³	207,14
Volume au NNR	Mm ³	213,74
Côte du fond	m.NGA	224.00
Côte NVM	m.NGA	243.00
Côte NNR	m.NGA	315.50
Côte NPHE	m.NGA	320.00
Côte en crête	m.NGA	322.00
Largeur en crête	m	8.0

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude France EDF, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- ✓ l'avais du concepteur.
- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendu de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenu dans cette étude.

Chapitre : II

Etude et Conception détailée

Des Variantes

II.1. Généralités

L'évacuateur des crues est un ouvrage à seuil libre avec un déversoir est à crête rectiligne. Il est dimensionné afin d'éviter toute submersion de la digue engendrant une perte de l'ouvrage vu le risque important de rupture.

Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

II.1.1. Classification des évacuateurs de crues :

Selon le type de fonctionnement hydraulique :

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
 - forme puits.
 - forme siphon sommaire pour petit barrage.
 - forme siphon à faible charge et fort débit.

Selon L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
 - posé sur la digue
 - posé sur la fondation (barrage poids a un déversoir en marches d'escalier ou barrage déversoir profilé)
- Evacuateur latéral.
 - à entonnement frontal.
 - à entonnement latéral.

II.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

II.1.3. Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement est des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. La prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera

vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage.

II.1.4. Les barrages béton compacte au rouleau:

La solution la plus répandue pour les barrages poids en BCR consiste à réaliser un évacuateur de surface (vanné ou non), implanté en partie centrale du barrage. Afin de dissiper une part importante de l'énergie, on construit sur le parement aval un coursier en marches d'escalier ou équipé d'un déversoir standard (profil Greager), en béton conventionnel. Le seuil a un profil type CREAGER.

Les marches d'escalier démarrent le plus haut possible sur le coursier et sont de hauteur croissante jusqu'à une hauteur de 0,60 à 0,90 mètre en partie courante du coursier.

Les marches peuvent être réalisées in situ (y compris avec la technique du béton extrudé, ou mises en œuvre à partir d'éléments préfabriqués dans le cas du BCR.

En cas de forts débits spécifiques sur le coursier, il est nécessaire d'ancrer les marches dans le corps du barrage.

- On doit installer un barrage en béton compacte au rouleau centre du oued Djendjene : on distingue deux variantes posé sur la digue ;
 - Évacuateur de crue en escalier on pied aval d'un dispositif dissipateur type fosse.
 - Évacuateur de crue à surface libre, équipé d'un déversoir standard (profil Greager) avec un bassin dissipation type bec déviateur.

Les avantages :

- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement, ($q_{\max} = 1424.7 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Un dispositif sûr et stable.
- il supporte la charge de l'eau sur l'évacuateur de crue

Les inconvénients :

- Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage et le déversoir en béton.

Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre.

En conséquence, l'ouvrage est d'une taille importante vu les crues et donc les débits importants à évacuer.

II.1.5. Conclusion :

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour l'étude détaillée d'une variante pose sur la digue :

- Évacuateur de crue en escalier, posé sur la digue, équipé d'un déversoir standard (profil Greager) d'un dispositif dissipateur type fosse.

- Évacuateur de crue à surface libre, équipé d'un déversoir standard (profil Greager) avec un bassin dissipation type bec déviateur.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantage à savoir :

- Pas risque de saturation,
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement.

II.2. Evacuateur de crue a un déversoir en escalier :

II.2.1. MÉTHODOLOGIE

Les formes et les dimensions du déversoir, des bajoyers ont été conçues en suivant les directives du U.S. Army Corps of Engineers.

Pour les calculs hydrauliques du coursier à marches d'escalier on s'est référé à « Minor H.E., Hager W.H.: Hydraulics of Stepped Spillway (2000) » [6].

DONNÉES UTILISÉES :

Dimensions principales de l'ouvrage:

- Longueur déversant : $L = 50$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 1036$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 4.5$ m.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 315.50$ m.
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014$ m^{-1/3}s (rugosité équivalente en sable).
- Pente du coursier (= pente du parement aval du barrage) : $1V : 0,8H$ ($\phi = 53.34^\circ$).

II.2.2. Le déversoir :

Un mur guideau profilé de trois mètres de large sépare les deux passes.

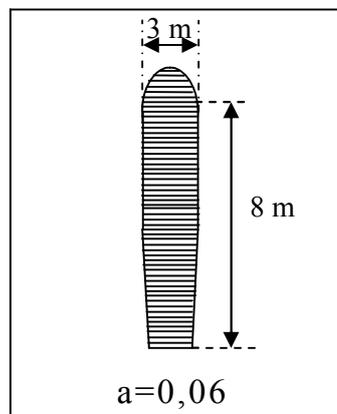


Figure (II.01) : Dimension du mur guideau

➤ Détermination de la charge déversant

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type greager.

Pour un écoulement a surface par- dessus un déversoir le débit est :

$$Q_{m \text{ a } x} = \varepsilon m \sigma s B \sqrt{2g} \cdot H_{01}^{3/2}$$

Avec :

B : Largeur du déversoir

$$B = n b_p$$

m: coefficient du débit

$$m = 0,49$$

ε : Coefficient de contraction latérale

σs : coefficient de submersion du déversoir

Le coefficient de submersion σ_s dépend du rapport Δ/H

$$\Delta = H_{av,max} - \Delta C_s \quad \square \longrightarrow \Delta < 0$$

Δ/H	σ_s	Δ/H	σ_s
<0	1	0.75	0.850
0.20	0.996	0.80	0.800
0.30	0.990	0.85	0.700
0.40	0.980	0.90	0.590
0.60	0.970	0.95	0.410
0.70	0.930	1.0	0

Puisque $\Delta/H < 0$ d'après le tableau: $\sigma_s=1$

Le coefficient ε peut être déterminé par cette formule :

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{bp + H_0} = 0.99$$

Avec :

a : coefficient qui tient compte de la forme de la partie d'entrée de pile.

$$H'_0 = \left(\frac{1036}{1 \times 0.99 \times 0.49 \times 2 \times 23.5 \times \sqrt{2.9,81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 4.7 \text{ m}$$

$$H = H_0 - V^2/2g$$

Avec :

v : la vitesse d'approche qui est déterminée par la formule suivante :

$$\bullet \quad V = \frac{Q}{(nbp + \sum tp) H'_{01}} \quad \text{où } \sum tp : \text{ la somme des épaisseurs des piles}$$

$$\bullet \quad tp = 2 \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) bp + (0.5 - 1.5) = 2 \cdot \frac{1}{8} \cdot bp + 0.5 = 6.375 \text{ m}$$

$$V = \frac{1036}{(2 \cdot 23.5 + 6.375) \cdot 4.7} = 4.13 \text{ m/s}$$

$$H = 4.7 - \frac{4.13^2}{2 \cdot 9.81} = 3.83 \text{ m}$$

II.2.2.1.La définition de la forme de la crête du déversoir

Le déversoir est du type sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de WES –

Creager :

$$Y = 0.5 * \frac{1}{(H_d \text{ év})^{0.85}} x^{1.85} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

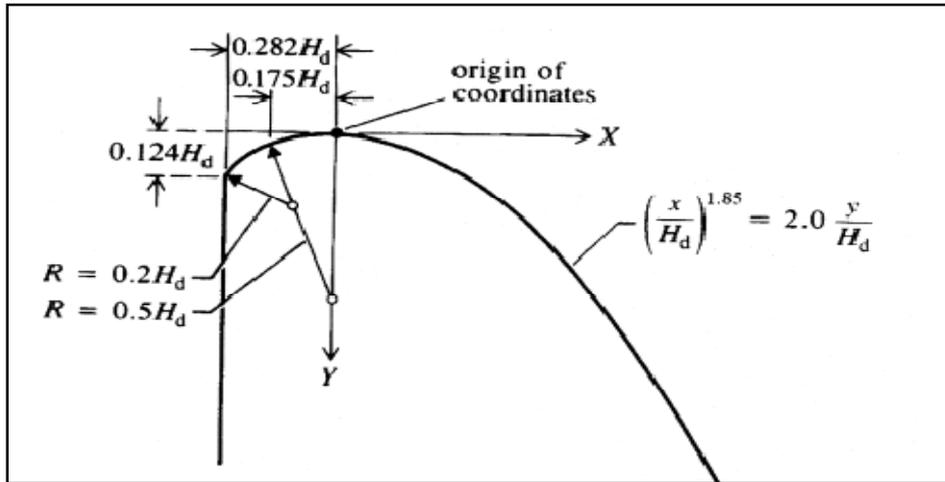


Figure (II.02) : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER)

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l’U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de $H_{dev} = 3.83 \text{ m}$, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0,5 * H_{dev} = 2.00 \text{ m}$
- $r_2 = 0,2 * H_{dev} = 0.8 \text{ m}$

Tableau (II.01) : Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	6	6.5	7	7.5	8
y	0.04	0.14	0.29	0.5	0.76	1.06	1.41	1.81	2.25	2.73	3.26	3.83	4.44	5.1	5.79	6.52

Le coefficient total de débit est obtenu par la multiplication de trois coefficients distincts, notamment: $m = 0.49$

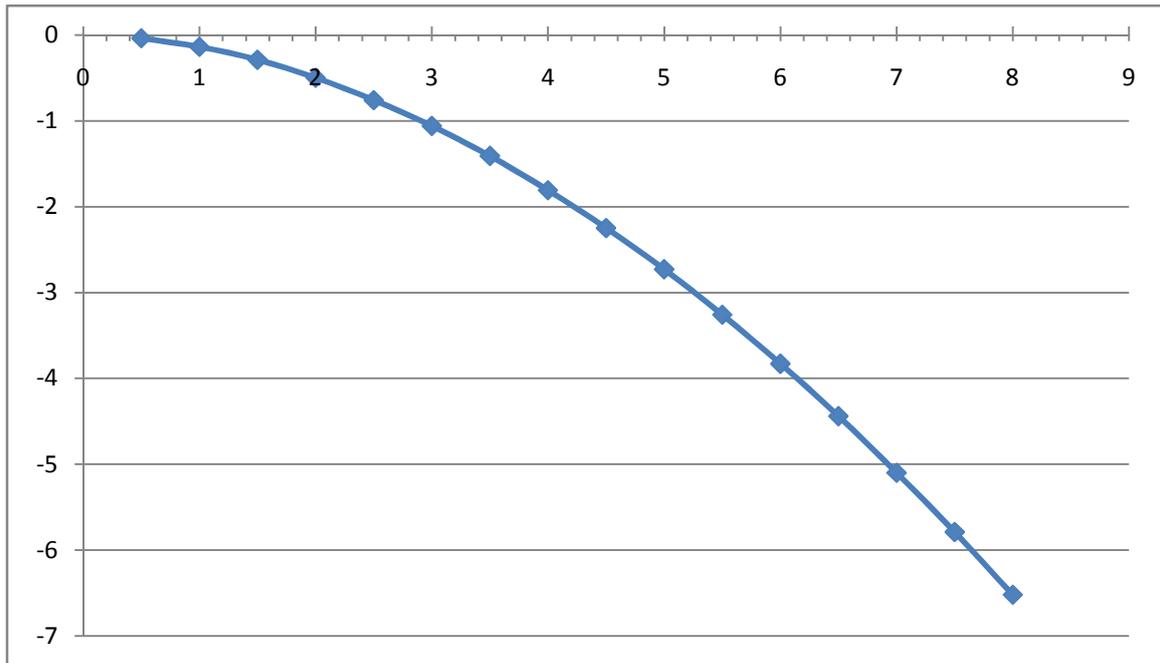


Figure (II.03) : Profile de Greager du déversoir.

II.2. 2.2. Choix de l’hauteur des marches :

Récents études (ref. 6) ont démontré que, relativement à la dissipation d’énergie, l’hauteur optimum des marches S_{opt} (des hauteurs supérieures donneraient une amélioration de moins en moins sensible) peut être calculée comme :

$$S_{opt} \cong 0.3 * h_c \dots\dots\dots (II.14)$$

Où h_c est l’hauteur critique. En considérant un q spécifique moyen (référé à la largeur du coursier $b = 50$ m

Pour $Q_{0,1\%} = 1036 \text{ m}^3/\text{s}$ $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 3.53 \text{ m}$ $S_{opt} = 1.2 \text{ m}$

Par conséquence on a opté pour une hauteur de marche de 1.2 m. Par ailleurs, la bonté de ces choix a été confirmée par les résultats suivants.

Source : Livre : Hydraulic Structures THIRD EDITION par (p. Novak , A.Moffat)

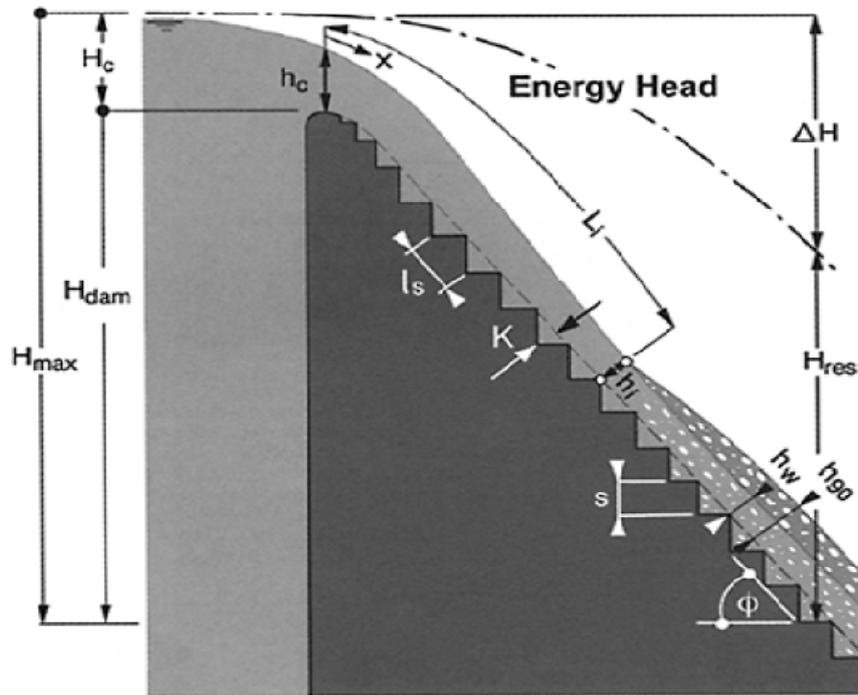


Figure (II.04) : Evacuateur de crue en marche d'escalier

II.2.2.3. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier :

II.2.2.3.1. Contrôle pour l'occurrence du « skimming flow »

(Courant en flottant sur les marches) :

$$Si \frac{h_c}{s} > 0.91 - 0.14 * \tan \phi \Rightarrow \text{skimming flow} \dots \dots \dots (II.15)$$

$$Si \frac{h_c}{s} < 0.91 - 0.14 * \tan \phi \Rightarrow \text{nappe flow} \dots \dots \dots (II.16)$$

Pour valeurs de débit inférieures à environ 130 m³/s on est en présence de « nappe flow » et pour tous les débits plus grands par contre on est en présence de « skimming flow » (voir figure ci-dessous)

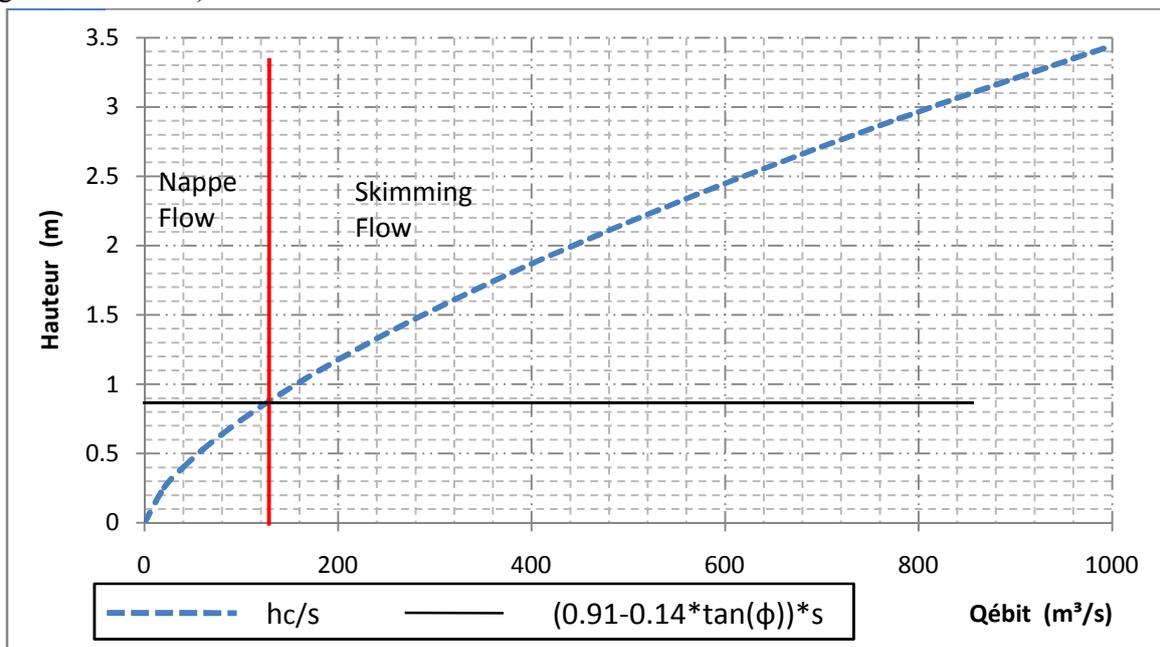


Figure (II.05) : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow)

II.2.2.3.2. Calcul de la longueur L_i de la zone de courant non-aéré :

$$L = K * 9.72 * F^0 r^{8.6} \dots\dots\dots (II.17)$$

L : longueur de la zone de courant non-aéré.

Avec :

$K = s * c \phi s$ À savoir l'hauteur de rugosité.

$$Fr = \frac{q}{\sqrt{g \cdot s \cdot n \cdot \phi \cdot s}} \dots\dots\dots (II.18)$$

Fr: nombre de Froude de rugosité.

Donc $K = s \cdot c \phi s = 0,72 m$ et pour des valeurs croissantes de débit on obtient :

Tableau (II.02): longueur L_i de la zone de courant non aéré pour débits différents

débit Q (m ³ /s)	80	100	200	300	500	700	900	1036
débit spécifique q (m ² /s)	1.6	2	4	6	10	14	18	20.72
Hauteur critique h_c	0.64	0.74	1.18	1.54	2.17	2.71	3.21	3.52
Fraude Fr	0.43	0.54	1.08	1.63	2.71	3.8	4.88	5.62
longueur d'eau non -aérée	3.39	4.12	7.48	10.65	16.5	22.06	27.36	30.89

Pour le débit de projet le courant commence à être aéré après environ 30 m de la crête du déversoir (la longueur totale du coursier est de 145.5m).

II.2.2.3.3. Distance de début du courant uniforme :

La distance L_u de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$L_u = \frac{8.6 * q^{.71}}{s^{.07} c \phi s^{.07} n \phi s^{.07}} \dots\dots\dots (II.19)$$

Donc, pour valeurs différentes de débit on obtient :

Tableau (II.03): la longueur d'eaux non aérée sur le coursier

Débit : Q (m ³ /s)	80	100	200	300	500	700	900	1036
Débit spécifique : q (m ² /s)	1.6	2	4	6	10	14	18	20.72
Longueur d'eau non -aérée (m)	13.9	16.28	26.64	35.53	51.06	64.83	77.5	85.64

Pour les débits plus grands de 240 m³/s le courant uniforme n'est pas obtenu.

II.2.2.3.4 Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier :

Pour le calcul de l'énergie résiduaire a la fin du coursier on a utilisé la formule suivante :

$$H_{res} = h_w * \cos \phi + \alpha \frac{q^2}{2 * g * h^3} \dots \dots \dots (II.20)$$

Où :

$\alpha = 1.21 =$ coefficient d'énergie cinétique (valeur moyenne)

$$h_w = \frac{h_{w,u}}{1 - \left(1 - \frac{h_{w,u}}{h_c} \right) * \exp \left(-\frac{10}{3} * \frac{h_{w,u}^2 * \sin \phi}{h_c^3} * x \right)} = \text{hauteur d'eau claire équivalente}$$

$$h_{w,u} = 0.23 * (\sin \phi)^{\frac{1}{3}} * h_c$$

$H_{w,u}$: hauteur uniforme d'eau claire équivalente

Pour les deux valeurs principales de débit on obtient :

Tableau (II.04) : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.

débit Q (m ³ /s)	1036
x (m)	145.5
H _{w,u} (m)	0,874
h _w (m)	0,875
H _{res}	35,10

II.2.3. Détermination de l'hauteur des bajoyers du coursier :

Pour le calcul de l'hauteur des bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire l'hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$$h_{90} = 0.55 * \left(\frac{q^2 s}{g * \sin \phi} \right)^{1/4} * \tan \left(\frac{1}{3} * \frac{q^2 s \sin \phi}{g * h^3} * (x - L_i) \right) + 0.42 * \left(\frac{q^1 s^3}{g * \sin \phi^5} \right)^{1/18}$$

L'hauteur des bajoyers du coursier conseillée par la littérature technique (ref. 6) est par conséquent

$$h_{bajoyer} = \eta * h_{90}$$

Où $\eta = 1.5 =$ facteur de sécurité

Donc pour les crues de projet, en considérant L_i calculé $x = 145.5$ m (Distance depuis la crête du déversoir au début des bajoyers du bassin de dissipation) on obtient:

Source: equation (19,20) hydraulics of dams and river (Farhad Yazdandoost et Jalal Attari)

Tableau (II.05): Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.

débit Q (m ³ /s)	1036
x (m)	145.5
h ₉₀ (m)	1.74
h _{baj} (m)	2.61
Revanche R (m)	0.9

On adopte une hauteur des bajoyers de 3.50m.

II.2.4. Bassin d'amortissement :

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée sera dissipée dans un bassin venant en prolongement de l'extrémité aval du coursier. Cet ouvrage est constitué d'une fosse de même largeur que celle du coursier, fondée directement sur le rocher sain à la cote 207 NGA, et d'un seuil aval réalisé en BCR, calé à la cote 219 NGA. Le parement aval de ce seuil est composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur afin de dissiper d'avantage d'énergie et de réduire par la même occasion les affouillements à l'aval.

Largeur de bassin de 50m la même de coursier :

$$q=20.72\text{m}^2/\text{s}$$

$$H_{w,u}=0.874\text{ m}$$

$$H_{res}= 35.10\text{m}$$

$$H=219-207=12\text{m}$$

Nous choisissons de même H=12m

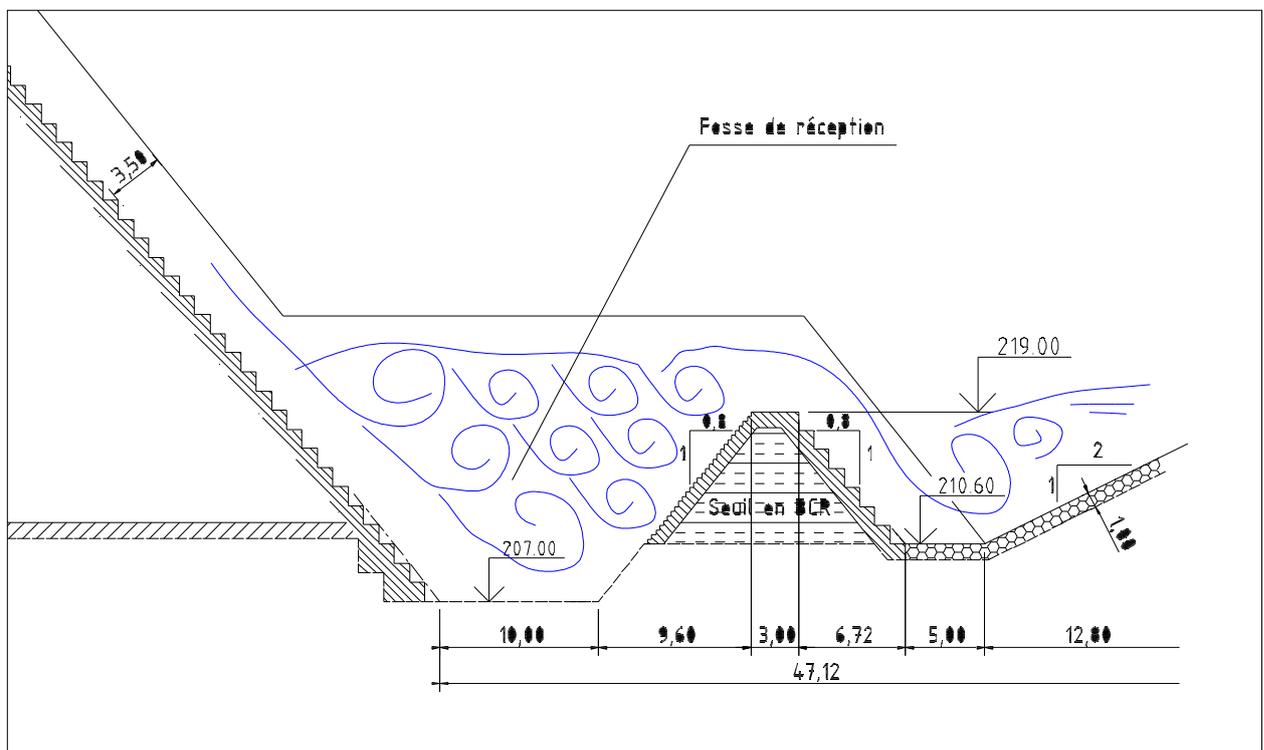


Figure (II.06) : Schéma du ressaut hydraulique dans le bassin de dissipation

Nous avons :

$$\text{La vitesse théorique : } V_t = \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)}$$

$$\text{La vitesse d'eau (V}_1\text{) dans le bassin de dissipation est : } V_a = 0,93 \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)}$$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

$$\text{La hauteur (} h_2\text{).est déterminée par la relation : } h_2 = \left(\frac{h_1}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right) = 5,78 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de ressaut hydraulique } L_{\text{ressaut}} = 4,3 h_2 = 24,854 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de bassin de dissipation } L_{\text{bassin}} = (0,8-1,25) L_{\text{ressaut}} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre de Froude est donne par la relation ; } F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$$

Les résultats de calcul sur L'évacuateur de crue et sont les suivantes :

Tableau (II.06) : principale résultats de bassin de dissipation.

largeur du bassin (m)	70
Hauteur d'eau claire équivalente h_w (m)	0.874
vitesse équivalente a la base du coursier v (m/s)	23.70
nombre de Froude a la base du coursier Fr .	5.62

On a utilisé l'hauteur d'eau claire équivalente (sans augmentation due au pourcentage d'air qui est le paramètre plus significatif du point de vue énergétique) en considérant le coursier à largeur constante (de 50 m en faveur de la sécurité)

Modification du bassin d'amortissement

En vue de mieux dissiper l'énergie, de s'assurer un bon contrôle du ressaut dans le bassin d'amortissement et de minimiser les érosions à l'aval du barrage, la géométrie du bassin d'amortissement a été modifiée et on a ajouté sur la face aval de seuil de contrôle, un déversoir en escalier et une fosse en enrochements. Cette modification est décrite à la Figure II-12.

Dimensionnement du Seuil de contrôle ;

Largeur du seuil $b = 3.00\text{m}$

$h_2 = 5.78\text{m}$

L'hauteur de mur bajoyer du Seuil de contrôle ;

$h_{\text{mur bajoyer}} = h_2 + 0.2 = 6.00\text{m}$

Un déversoir en escalier et une fosse en enrochements pour de minimiser les érosions.

La hauteur de fosse ;

$h_{\text{fosse}} = 9.00\text{m}$.

Pour la protection de l'aval on choisit l'enrochement de l'épaisseur de 1m Avec une pente de 2/1.

II.3. Evacuateur de crue a déversoir profilé :

II.3.2. Généralité :

Les dimensions de l'évacuateur de crue de déversoirs profilé permettent de le considérer comme un barrage poids en béton compacté au rouleau. Sa conception et son mode de construction découlent des techniques traditionnelles pour ce type d'ouvrage. Il en est de même pour son étanchéité.

L'évacuation des eaux de surface toujours posée des problèmes de réalisation et de celui qui peut être dangereuse et dans ce but qu'on a créé un profil qui élimine toutes ces forces dangereuses et permet d'évacuer l'eau lors des besoins et ce profil type est créé par GREAGER - OFITSEROV et on l'appel profil GREAGER - OFITSEROV

II.3.2.BUT :

Dans ce travail nous allons entamer le dimensionnement d'un évacuateur de crue à déversoir profilé posé sur une assise rocheuse avec un bassin de dissipation type bec déviateur.

II.3.3.Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 50 \text{ m}$
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 1036 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H = 4.5 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 315.5 \text{ m}$
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ m}^{-1/3\text{s}}$ (rugosité équivalente en sable)

II.3.4.Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = Q / S \dots\dots\dots (II.01)$$

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 (105 m).

H : Lamé déversant (4.5m).

$$V = 1036 / ((105 + 4.5) * 50) = 0.19 \text{ m/s}$$

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

II.3.5. Le déversoir :

➤ Détermination de la charge déversant

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type greager

Pour un écoulement a surface par- dessus un déversoir le débit est :

$$Q_{max} = \varepsilon m \sigma_s B \sqrt{2g} \cdot H_{01}^{3/2}$$

Avec :

B : Largeur du déversoir $B = n \cdot bp$

m: coefficient du débit $m = 0,49$

ε : Coefficient de contraction latérale

σ_s : coefficient de submersion du déversoir

Le coefficient de submersion σ_s dépend du rapport Δ/H

$$\Delta = H_{av,max} - \Delta C_s \quad \square \longrightarrow \Delta < 0$$

Δ/H	σ_s	Δ/H	σ_s
<0	1	0.75	0.850
0.20	0.996	0.80	0.800
0.30	0.990	0.85	0.700
0.40	0.980	0.90	0.590
0.60	0.970	0.95	0.410
0.70	0.930	1.0	0

Puisque $\Delta/H < 0$ d'après le tableau: $\sigma_s = 1$

Le coefficient ε peut être déterminé par cette formule :

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{bp + H_0} = 0.99$$

Avec :

a : coefficient qui tient compte de la forme de la partie d'entrée de pile.

$$H'_0 = \left(\frac{1036}{1 \times 0.99 \times 0.49 \times 2 \times 23.5 \times \sqrt{2.9,81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 4.7 \text{ m}$$

$$H = H_0 - \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

v : la vitesse d'approche qui est déterminée par la formule suivante :

$$\bullet \quad V = \frac{Q}{(nbp + \sum tp) H'_{01}} \quad \text{où } \sum tp : \text{ la somme des épaisseurs des piles}$$

$$\bullet \quad tp = 2 \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) bp + (0.5 - 1.5) = 2 \cdot \frac{1}{8} \cdot bp + 0.5 = 6.375 \text{ m}$$

$$V = \frac{1036}{(2 \cdot 23.5 + 6.375) \cdot 4.7} = 4.13 \text{ m/s}$$

$$H=4.7-\frac{4.13^2}{2.9,81} = 3.83 \text{ m}$$

Le déversoir à pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir

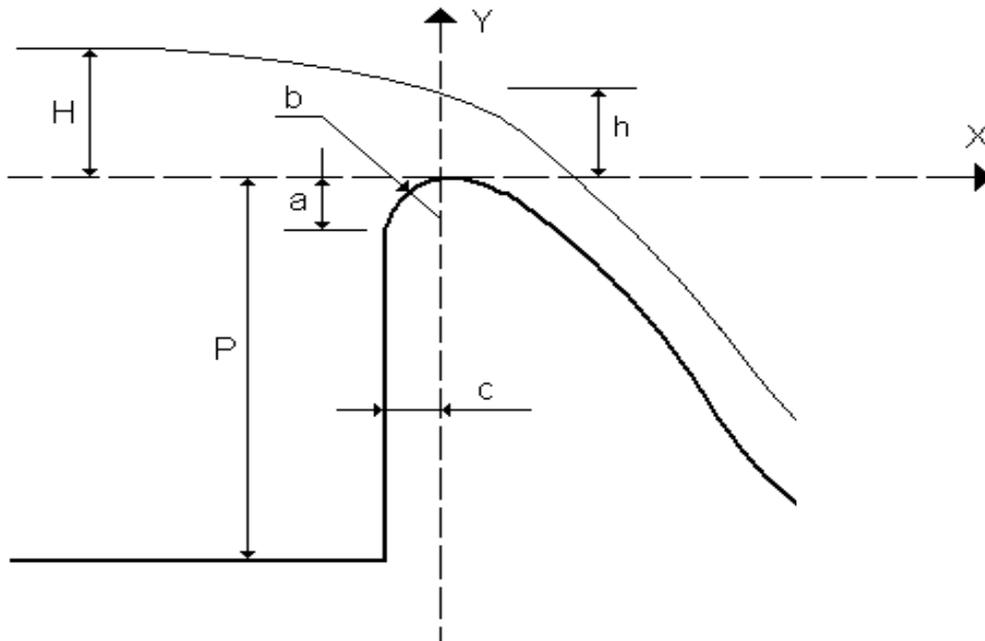


Figure (II.02) : Les paramètres du profil d'un déversoir

On a :

$$a = 0.12 * H = 0.46 \text{ m}$$

$$b = 0.40 * H = 1.53 \text{ m}$$

$$c = 0.30 * H = 1.15 \text{ m}$$

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

$$y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H^{0.85}} \dots\dots\dots(II.02)$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau ci-dessous :
La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de l' $H_{dev} = 3,83 \text{ m}$, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0,5 H_{dev} = 1.915 \text{ m}$
- $r_2 = 0,2 H_{dev} = 0.8 \text{ m}$

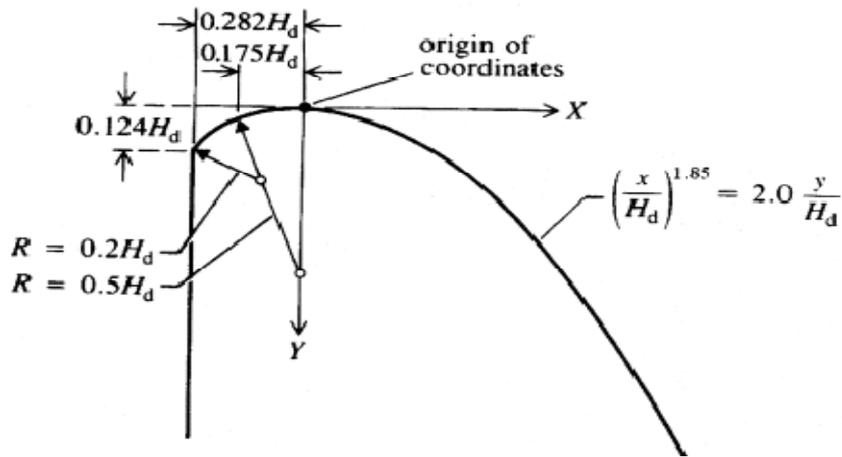


Figure (II.02) : les rayons de raccordement de la partie amont de déversoir

Tableau (II.03): Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	6	6.5	7	7.5	8
y	0.04	0.14	0.29	0.5	0.76	1.06	1.41	1.81	2.25	2.73	3.26	3.83	4.44	5.1	5.79	6.52

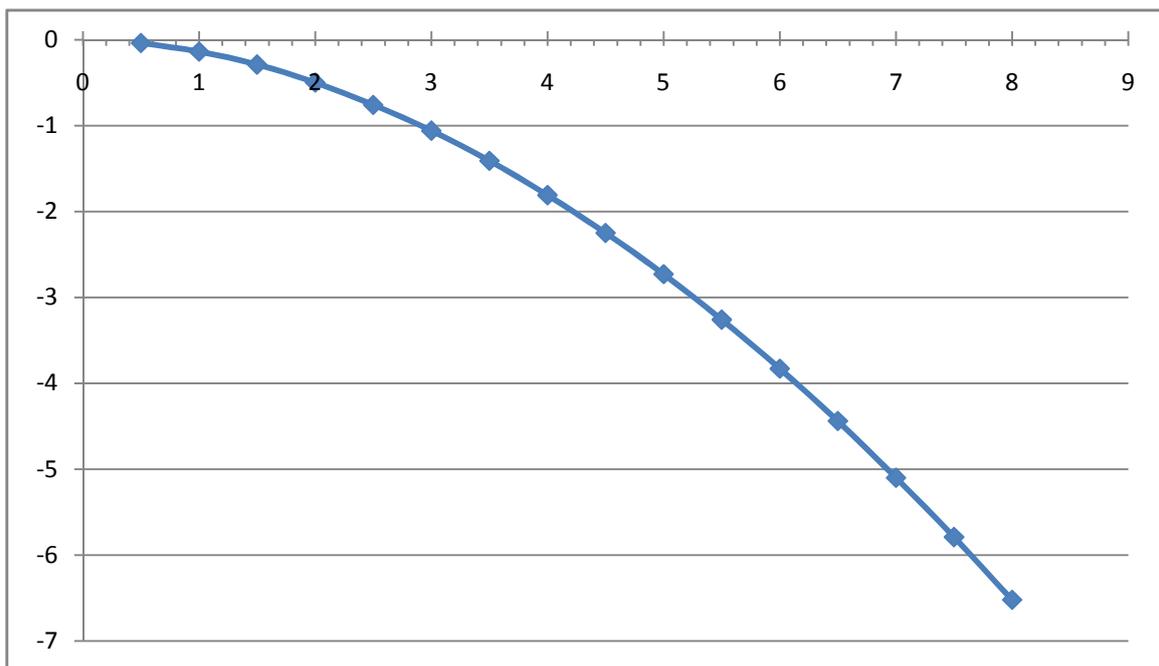


Figure (II.03) : profil de cadrant aval de déversoir

II.3.6. Calcul du coursier :

Le but de calcul hydraulique du coursier est de déterminé la pression dans le bec et la hauteur d'eau de cet ouvrage, notre coursier se présente en un tronçon avec une pente égale à : I= 0.8 m/m.

- **Profondeur critique :**

La profondeur à la fin du chenal est égale à la profondeur critique donnée par la relation suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 5.52 \text{ m.}$$

- **La pente critique :**

La pente critique d'un canal est la pente que doit prendre un canal pour que la profondeur normale soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer la pente critique en associera donc la relation du régime uniforme

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

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Qb^2}{gS^3} = 1$$

L'élimination de Q entre les deux relations pour une section rectangulaire :

$$i_c = \frac{gS^3}{bC^2R}$$

Où :

i_{cr} : Pente critique. $i_{cr} = 0.079$.

S_{cr} : Section critique $S_{cr} = bh_{cr} = 176 \text{ m}^2$.

R_{cr} : Rayon hydraulique $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 3.1 \text{ m}$

P_{cr} : Périmètre critique $P_{cr} = b + 2h_{cr} = 57.04 \text{ m}$

C_{cr} : Coefficient de chezy $C_{cr} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = 11.90$

n : Coefficient de rugosité ($n=0.014$ revêtements en béton).

- **Calcul de la profondeur normale :**

Elle est calculée par la formule de l'écoulement uniforme :

$$\frac{Qb^2}{gS^3} = 1$$

Avec :

$$S_n = bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} =$$

$$C_n = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

L'équation du débit s'écrit alors :

$$Q = (bh_n) \left[\frac{1}{n} \right] \left[\frac{bh_n}{b + 2h_n} \right]^{\frac{1}{6}} \sqrt{\frac{S_n i}{P_n}}$$

Le calcul itératif de cette équation nous donne :

$$I = 0.8 \text{ m/m}$$

$$h_n = 0.51 \text{ m} \Rightarrow V = 40.6 \text{ m/s}$$

On remarque que $I > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$.

Donc le régime est torrentiel.

II.3.7.bassin de dissipation :

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.

II.3.7.1.calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Le type de bassin de dissipation est bec déviateur ;

C'est un calcul de Balistique qui est mené sous la forme :

Il se crée à l'aval une fosse d'érosion. Il faut protéger le pied du barrage sur la profondeur maximale de cette fosse.

On respectera les limites suivantes :

$$\theta = 5^\circ$$

θ : Angle de sorite d'eau généralement de l'ordre $\theta < 30^\circ$.

$$\theta < 30^\circ : \frac{P}{\rho g} < 2.4$$

$$\frac{P}{\rho g} = 0.53 \text{ mce} < 2.4$$

Avec :

P : étant la pression au creux du bec déviateur.

ρ : La masse volumique.

g : pesanteur.

Le bec déviateur ce dispositif constitué d'une cuvette cylindrique placée au pied du coursier et terminer par un bec qui fait office de tremplin l'eau est ainsi relancée vers le haut suivant un angle que l'on choisit en générale de l'ordre $\theta < 30^\circ$.

Le jet se désintègre dans l'air, ce qui permet de dissiper une partie de l'énergie, puis il retombe à une distance donnée par la relation suivante :

$$X = 1,8 \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

Avec :

y : tirant d'eau.

V : vitesse au départ du bec.

$$X = 26.5m$$

La charge d'eau :

$$H_1 = h_1 + \frac{q^2}{2gh^2} = 88.00m$$

II.3.7.2. Calcule du rayon de courbure :

Le rayon de courbure dépend du nombre de Froude et de la charge, en utilisant l'abaque N1 voir annexes II, qui donne le rayon minimale relatif de l'augée avec seuil de fosse en fonction de, nombre de Froude.

Au préalable il est nécessaire de déterminer les paramètres suivants :

- Le débit unitaire q, $q=20.72 \text{ m}^2/\text{s}$.
- Le tirant d'eau h, $h=2.05m$.
- Le nombre de Froude F,

$$F = \sqrt{\frac{q^2}{gh^3}} = 12.72.$$

On a : $F=12.72$.

Donc l'abaque N1 :

$$\frac{R_{\min}}{H_1} = 0.1 \quad , \text{ alors : } R_{\min} = 8.80 \text{ m}$$

Et on a aussi la condition $R > 5y$, $R > 8.80 \text{ m}$.

On prend $R = 10 \text{ m}$.

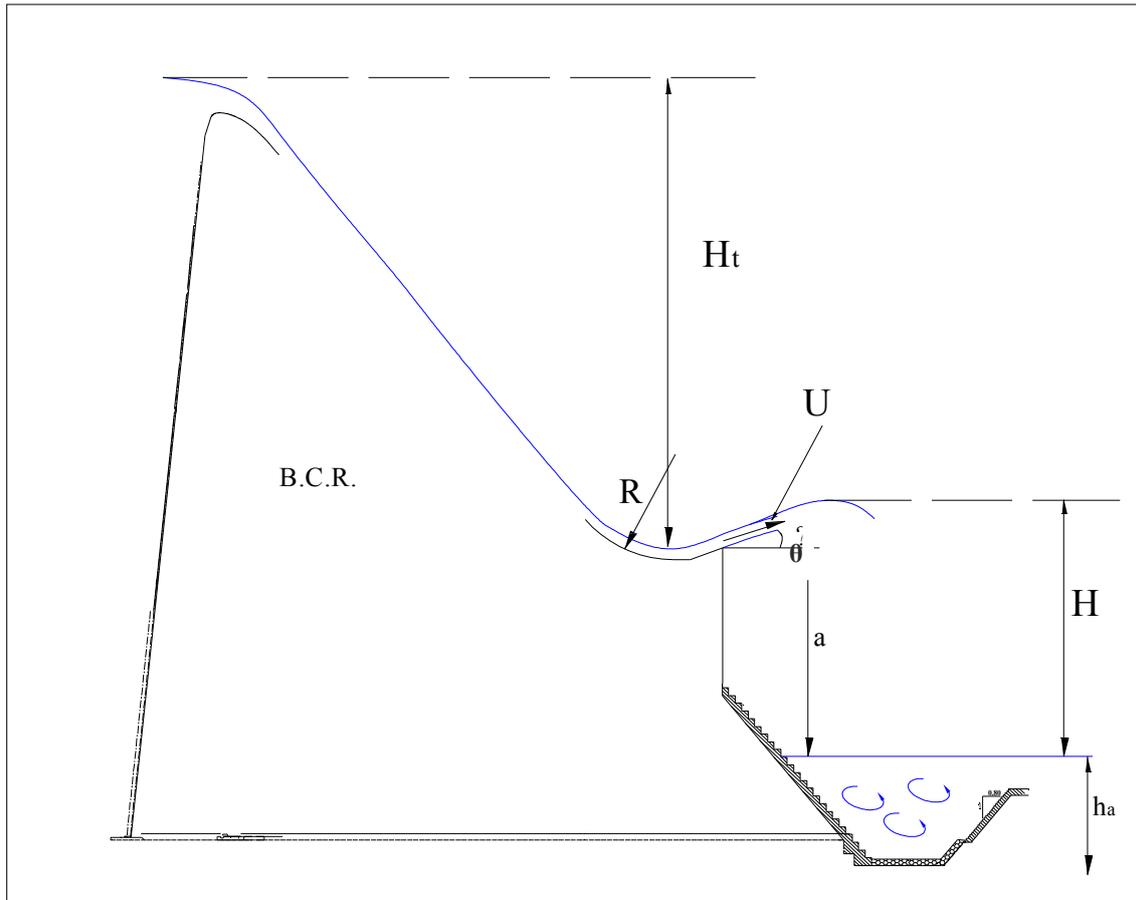


Figure (II.04) : différents paramètres du bassin de dissipation

- **Calcul de profondeur de la fosse:**

$$H = 0.9 * \sin^2(\theta) * H_t + a = 30.6 \text{ m}$$

Avec :

H : hauteur de la chute (m).

H_t : la charge d'eau totale au niveau du bec déviateur.

a : distance vertical de la bec a la surface d'eau du fosse.

$$h_a = 1.9 * H^{0.22} * q^{0.5} = 21 \text{ m}$$

H : hauteur de la chute (m).

q : débit par unité da largeur (m^2/s).

II.3.8. Hauteurs des murs bajoyers :

- **La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation**

$$H_m = h_a + r$$

Avec :

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_a : hauteur d'eau $h_a = 21 \text{ m}$

h_e : hauteur d'eau a la sortie du bassin de dissipation $h_e = 4.00 \text{ m}$

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

V : la vitesse a la sortie du bassin de dissipation : $V = 5.18 \text{ m/s}$

Ce qui donne : $r = 0.85 \text{ m}$ alors $H_m = 22 \text{ m}$

- La Hauteurs des murs de déversoir :

Charge d'eau sur le déversoir $h_e = 4.5$ m.

On a $v = 4.60$ m/s.

Donc : $r = 0.84$ m.

Ce qui donne :

$H_m = 5.44$ m.

On Prend $H_m = 5.50$ m.

- La hauteur des murs bajoyers sur le coursier :

$H_m = h_e + r$

h_e : hauteur d'eau $h_e = 0.52$ m

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

V : la vitesse au coursier : $V = 39.84$ m/s

Donc : $r = 1.1$ m.

Ce qui donne :

$H_m = 1.62$ m.

On Prend $H_m = 2.00$ m.

II.4.Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées au milieu de oued Djendjene sur la digue, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

L'évacuateur à déversoir profilée avec un dissipateur de bec déviateur est faible à dissipation de l'énergie au niveau de coursier et le bassin, de ce fait, augmentent la taille du bassin de dissipation en aval, Il se crée à l'aval une fosse d'érosion.

Par contre, L'évacuateur de crues en marche d'escalier est devenu une méthode courante pour décharger les crues. Les seuils des marches augmentent considérablement la dissipation d'énergie au long du déversoir, et, de ce fait, réduisent la taille du bassin de dissipation en aval de l'évacuateur de crues.

La géométrie des déversoirs en marches d'escalier s'adapte très bien à des structures en béton compacté au rouleau (BCV), et n'entraîne qu'une augmentation raisonnable du coût de construction.

L'évacuateur en marche d'escalier est un ouvrage il donne un bon rendement de dissipation d'énergie et la stabilité par apport a Laval de la digue.

Le tableau suivant fait une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau (II.09) : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		L'évacuateur central à déversoir profilé	L'évacuateur central à déversoir en marche d'escalier
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant	50 m	50 m
	Charge déversant	3.83 m	3.83 m
Coursier			
	Largeur	50 m	50 m
	Longueur	85 m	145.5 m
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bec déviateur avec une fosse	Bassin à ressaut
	Longueur	30 m	35 m
	Largeur	50 m	50 m
	Hauteur de fosse	22m	9m

D'où, la variante choisi un évacuateur central à déversoir en marche d'escalier parce que est le plus favorable et dissipée l'énergie au long de coursier qui réduisent la taille du bassin de dissipation en aval de l'évacuateur de crues.

De ce fait, le potentiel d'érosion de l'eau est sensiblement diminué, donne un bon rendement, moins coûteux que le déversoir en marche d'escalier de point de vue volume et technique de leur réalisation.

CONCLUSION :

Le barrage de Djendjene est barrage poids en béton compacte au rouleau. Les barrages en BCR sont protégés en générale par un Evacuateur en marche d'escalier. Mais dans ce projet nous avons étudié deux variantes pour un déversoir posé sur la digue ; un évacuateur de crue central a déversoir profilée et un autre à déversoir en marche d'escalier.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau (II.09), nous constatons que la variante évacuateur central à marche d'escalier est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ... etc.).

Chapitre : III

Etude Génie Civil

INTRODUCTION :

Le béton compacté au rouleau BCR est un matériau de construction relativement nouveau qui offre plusieurs avantages techniques et économiques, notamment pour construire des barrages. On estime que le coût approximatif du BCR est 25 à 50% plus faible que celui du béton de masse conventionnel.

Dans un contexte général, on désigne par le terme «béton» un mélange d'eau, de ciment ou Liant, et de granulats. L'eau et le ciment forment la pâte et les granulats forment le matériau de remplissage inerte.

Le terme « inerte » signifie que les granulats ne réagissent pas avec le liant et ne participent à la résistance du béton que par la compacité qu'ils confèrent à celui-ci.

En général, la forme des particules d'un granulat dépend du mode de concassage, du type de concasseur et de la nature minéralogique de la roche mère.

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour le mur bajoyer de bassin de dissipation afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée de béton BCR, la poussée hydrodynamique de l'eau, Les poids propre de la structure,...etc.

Le mur bajoyer de bassin de dissipation sera construit en béton armé.

III.1.LES CONSTITUANTS D'UN BCR :

Les constituants d'un BCR incluent les matériaux cimentaires (ciment portland, pouzzolanes et autres ajouts minéraux comme les cendres volantes), les granulats, l'eau et les adjuvants.

➤ **Matériaux cimentaires :**

Le type et le dosage des matières cimentaires à utiliser dans un BCR dépendent du volume de l'ouvrage, des propriétés mécaniques visées et des conditions d'exposition.

Dans le cas des grands barrages, les ingénieurs choisissent généralement des liants à faible chaleur d'hydratation tels que le ciment de type 20.

➤ **Granulats :**

Deux caractéristiques du granulat ont une grande importance dans le dosage d'un BCR car elles ont un effet direct sur la maniabilité. Ce sont:

- La granulométrie (grosseur et distribution des particules);
- La nature des particules (forme, porosité, texture superficielle).

➤ **Eau :**

Le principal critère du choix de l'eau de gâchage est qu'elle ne doit pas comporter des teneurs trop élevées en alcalis, acides ou matières organiques pouvant affecter le gain de résistance. Le dosage en eau du BCR est, lui aussi, très variable en fonction du niveau de performance visé.

➤ **Adjuvants :**

La performance des agents entraîneurs d'air et des réducteurs d'eau est considérablement réduite dans le cas des BCR, particulièrement avec ceux formulés selon l'approche sol. La consistance très sèche et la grande quantité des particules fines compliquent la production d'un bon réseau de bulles d'air pour n'importe quel dosage. Dans le cas des BCR formulés selon l'approche béton, les adjuvants chimiques sont généralement plus efficaces.

III.2.LES ORGANES DE L'EVACUATEUR DES CRUES :

➤ **Le déversoir :**

L'évacuateur est intégré au barrage et centré sur l'axe de l'oued Djendjene. Le seuil du déversoir, dont la crête est calée à la cote de retenue normale (RN) 315,50 NGA, est de type Creager ; il sera réalisé en Béton Conventionnel Vibré (BCV) à partir de la cote 306,00 NGA. la largeur disponible du lit de l'oued Djendjene pour intégrer le coursier de l'évacuateur le plus large possible avec un minimum d'excavation.

Dans sa partie aval, depuis la crête jusqu'au point de tangence entre le Creager et le coursier.

Des dispositifs d'ancrages du BCV dans le BCR seront mis en place afin de renforcer la stabilité du massif de béton que constitue le seuil du déversoir.

Des joints water-stop permettront d'assurer l'étanchéité entre les deux plots BCV de l'évacuateur

➤ **Le coursier :**

Le coursier de l'évacuateur présente une passe unique de 50 m de largeur et épouse le parement aval du barrage taluté à 0,8H/1V jusqu'en pied aval du barrage.

Le coursier, réalisé en béton conventionnel, est composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur, sur lesquelles la lame d'eau déversée perd une partie de son énergie et prend la forme d'une émulsion très finement divisée. De ce fait, le potentiel d'érosion de l'eau est sensiblement diminué, permettant de réduire d'autant l'importance des ouvrages de dissipation au pied aval du barrage.

Les murs bajoyers seront réalisés en béton conventionnel de 2 mètres d'épaisseur, ancrés dans le parement aval du barrage, majorée d'une revanche de 1 mètre.

➤ **Le bassin de dissipation d'énergie à l'aval de l'évacuateur :**

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée sera dissipée dans un bassin venant en prolongement de l'extrémité aval du coursier. Cet ouvrage est constitué d'une fosse de même largeur que celle du coursier, fondée directement sur le rocher sain à la cote 207 NGA, et d'un seuil aval réalisé en BCR, calé à la cote 219 NGA. Le parement aval de ce seuil est composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur afin de dissiper d'avantage d'énergie et de réduire par la même occasion les affouillements à l'aval.

Un tapis d'enrochements assure la transition entre le pied aval du seuil BCR et le lit naturel de l'oued Djendjene.

Les murs bajoyers des Bassin de dissipation sont réalisés en béton compacte au rouleau pour détail voir l'annexes III.

III.3. Stabilité Du Déversoir :

III.3.1. détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

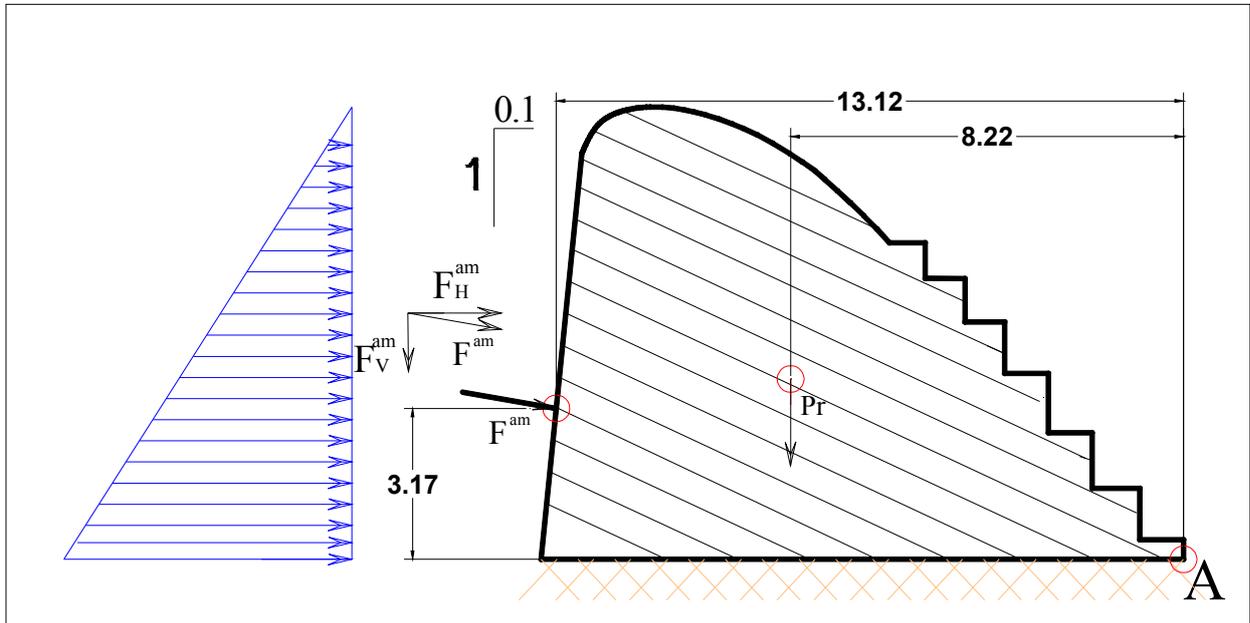


Figure III .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

A / Poids du déversoir :

Centre de gravité :(déterminé par autocad),

X: 5.2214

Y: 3.7879

$Pr = \gamma_b \cdot Sr \cdot ls \dots\dots\dots (III-1)$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,35 \text{ T/m}^3$

Sr : Section $Sr = 81.5 \text{ m}^2$

$ls = 1 \text{ m.}$

Donc : **Pr = 191,525 Tf.**

B / Force hydrostatique amont

$F_h^{a m} = \frac{1}{2} \gamma_w h_a^2 l_s \dots\dots\dots (III-2)$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 0.981 \text{ T/m}^3$

h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 9,50 \text{ m}$

$ls = 1 \text{ m.}$

Donc : $F^{am} = 45,125 \text{ Tf}$.

Poussée d'eau verticale :

$$F_v^{am} = 7,875 \text{ Tf}$$

Poussée d'eau horizontale :

$$F_h^{am} = 44,45 \text{ Tf}$$

III.3.2. Stabilité Au Renversement :

Pour qu'il ait stabilité au renversement de mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1,5 \dots\dots\dots(III-3)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$= P_r * L_r + F_h^{am} * L_v$$

$$M_s = 191,525 * 8,22 + 7,875 * 13,12 = 1677,66 \text{ Tf.m}$$

M_r = les Moments des forces des stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F_h^{am} * L_v$$

$$M_r = 44,45 * 3,17 = 140,90 \text{ Tf.m}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 11,9 \geq 1,5$$

La condition de stabilité du déversoir est vérifiée

III.3.3. Stabilité au glissement :

Pour qu'il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq f \dots\dots\dots(III-4)$$

Avec $f=0,8$

$$F_h = F_h^{am} = 44,45 \text{ Tf}$$

$$F_v = P_r + F_v^{am} = 191,525 + 7,875 = 199,4 \text{ Tf}$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0,22 \leq f = 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

III.4. STABILITE DES MURS BAJOYERS DU COURSIER :

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la Poussée d'eau.

Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

Les murs bajoyers assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval.

Le calcul de stabilité se fait pour une tranche de 1m de longueur.

Schéma de calcul: Voir figure N°III.2

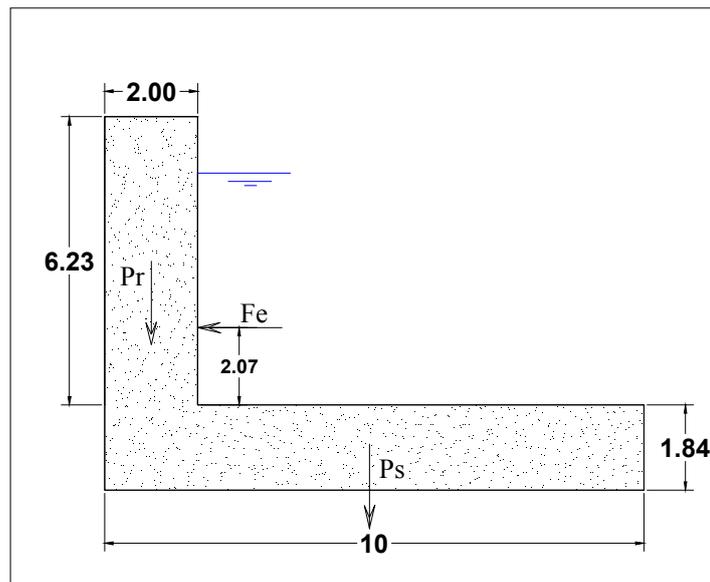


Figure III.2: Schéma de calcul

Les forces qui agissent sur le mur bajoyer sont:

a- FORCES VERTICALES :

➤ Poids du rideau :

$$\gamma_b = 23,5 \text{ KN/m}^3$$

$$P_r = \gamma_b * 2 * 6.23; \quad P_r = 29,28 \text{ tf}$$

➤ Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b * 1.84 * 10; \quad P_s = 43.24 \text{ tf}$$

b- FORCES HORIZONTALES :

➤ Poussée d'eau :

$$\gamma_e = 9,81 \text{ KN/m}^3$$

$$F_e = \gamma_e * \frac{1}{2} * H^2; \quad F_e = 19,04 \text{ tf}$$

III.4.1. STABILITE AU RENVERSEMENT :

Pour le calcul de stabilité au renversement, nous considérons que le canal est plain et ceci pour augmenter la sécurité.

Le mur est stable au renversement si :

$$\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} \geq K_r^{\text{adm}}$$

$\sum M_{s/o}$: Moments stabilisants;

$\sum M_{r/o}$: Moments renversants;

$$\sum M_s = P_r(1) + P_s(5.00)$$

$$P_r = 28,29 \text{ tf}$$

$$P_s = 43.24 \text{ tf}$$

$$\text{AN: } \sum M_s = 245.48 \text{ t.m}$$

$$\sum M_r = F_e(3,92)$$

$$F_e = 19.04 \text{ tf}$$

$$\text{D'où: } \sum M_r = 74,56 \text{ t.m}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 3,3 > 1,5$$

Donc la stabilité du mur au renversement est vérifiée.

III.4.2. STABILITE AU GLISSEMENT :

La stabilité du mur au glissement est assurée si:

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < F$$

où $\sum F_V$: Somme des forces verticales (stabilisatrices);

$\sum F_H$: Somme des forces horizontales (déstabilisatrices);

F : Coefficient de frottement du béton BCV sur béton BCR, F = 0.8

$$\sum F_V = 72.521 \text{ tf}$$

$$\sum F_H = 19,04 \text{ tf}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0,26 < F$$

La stabilité du mur est vérifiée vis-à-vis au glissement.

III.4.3. STABILITE AU POINÇONNEMENT :

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

$\sigma_{\text{béton}}$: Est la contrainte maximale que peut supporter le BCR qui support la base du mur.

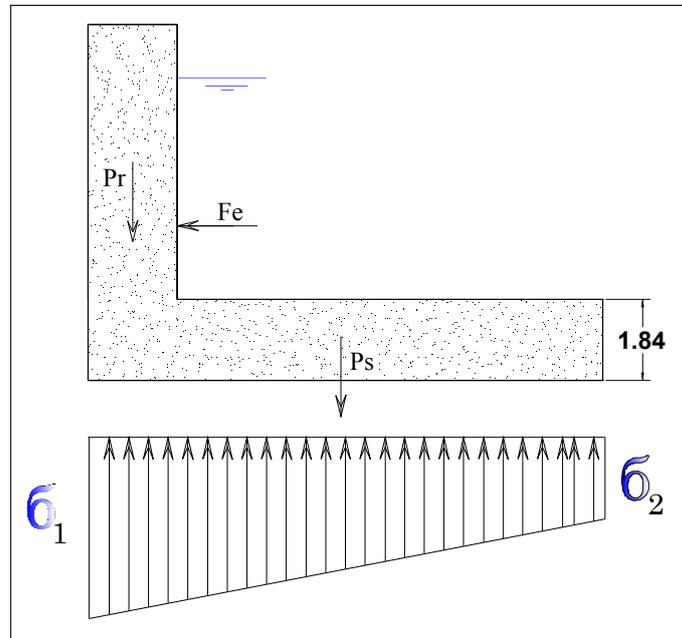


Figure III.3 : les contraintes exercées sur le BCR.

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le BCR : sous l'effet des forces verticales et Horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 * \frac{M_G}{b * B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 * \frac{M_G}{b * B^2}$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale de la base, (on prend 1 m).

B : Largeur de la semelle.

S = b x B : Surface de la base de la semelle.

Il faut vérifier que sous l'effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieurs a la contrainte admissible de BCR de fondation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bar} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \sigma_{\text{béton}} \end{array} \right.$$

$$N = (P_r + P_s) * 1.35$$

A. N

$$N = (29.28 + 43.24) * 1.35 = 97.90 \text{ t f}$$

$$\sum M_{/G} = P_r * l_r * 1.35 + F e * l e * 1.5$$

$$= 29.28 * 4 * 1.35 - 19.04 * 3.92 * 1.5 = 46.27 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } \sum M_{/G} = 46.27 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 * \frac{M_G}{b * B^2} = \frac{N}{10} + 6 * \frac{93.89}{1 * 1^3} = 12.57 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 * \frac{M_G}{b * B^2} = \frac{N}{10} - 6 * \frac{93.89}{1 * 1^3} = 7.01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \sigma_{\text{béton}}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

III.5. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS D'APPLICATIONS DES BCR :

➤ Avantages

- * Faible contenu en matières cimentaires (< 175 kg/m³)
 - Faible chaleur d'hydratation
 - Faible coût / m³
- * Rapidité de mise en place
 - Usines en continu
 - Convoyeurs
- * Technologie peu complexe
- * Grande stabilité volumique
- * Par rapport à un ouvrage en terre
 - Volume plus faible
 - Meilleure résistance à l'érosion
 - Imperméabilité
 - Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage
- * Par rapport à un ouvrage en béton
 - Moins de matières cimentaires
 - Rapidité de mise en place
 - Pas ou peu de coffrages

➤ Inconvénients

- * Qualité des parements
- * Difficulté d'entraîner de l'air
- * Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées

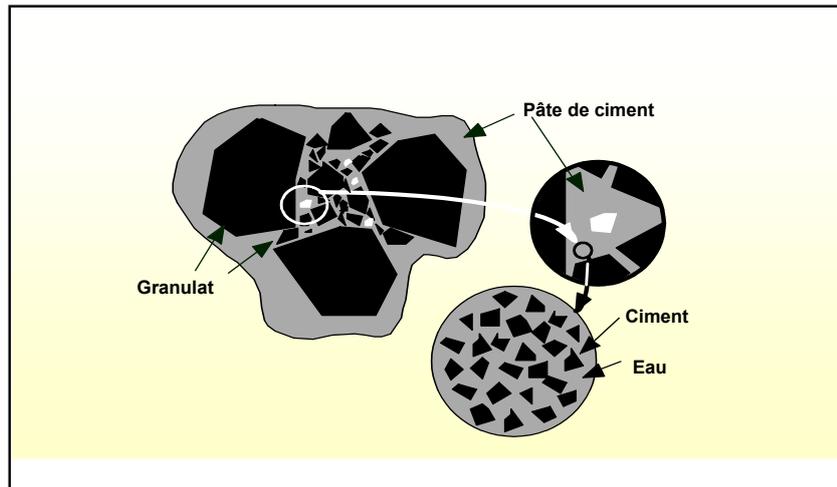


Figure III.4 : Bon remplissage du squelette granulaire

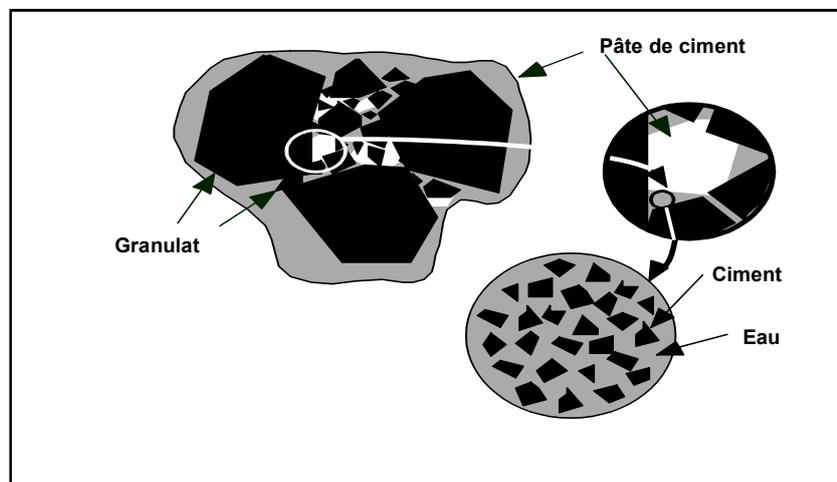


Figure III.5 : Mauvais remplissage du squelette granulaire

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des murs de coursier de l'évacuateur de crue par le calcul de toutes les forces et les contraintes qui agissent sur notre ouvrage. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons réalisé des différents éléments de l'évacuateur de crue par la technologie des Béton Compacté au Rouleau est éprouvée et de plus en plus utilisée Barrages La représentation des corps est faite sur l'annexes N°III.

Chapitre : IV

Etude De Stabilité

Introduction :

Ce chapitre se propose d'indiquer les principes généraux de calcul des principales actions et de leurs effets.

Les actions sont classées en trois catégories :

- les actions permanentes ;
- les actions variables ;
- les actions accidentelles.

IV.1.Principes De Calcul Des Actions Et Des Effets Des Actions :**IV.1.1. Actions Permanentes :**

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite.

Les actions permanentes sont notées G.

IV.1.1.1. Poids Propre :Notations :

G_0 : poids propre

γ_b : poids volumique des matériaux du barrage

S : surface du profil étudié

L'intensité du poids propre est représentée par une valeur nominale calculée à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié (S), le poids volumique des matériaux du barrage (γ_b) et le poids des équipements fixes.

IV.1.1.2 – Poussée Des Sédiments :Notations :

G_1 : poussée des sédiments

$\gamma_{\text{sédiment}}$: poids volumique déjaugé des sédiments (poids volumique humide des sédiments. poids volumique de l'eau)

$\varphi_{\text{sédiment}}$: angle de frottement interne des sédiments

K_{indice} : coefficient de poussée des sédiments

Principe De Calcul :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau frottant possédant donc un angle de frottement interne.

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments, qui est obtenue sans difficulté pour les barrages existants et par des études spécifiques pour les projets. On envisage la hauteur des sédiments maximale obtenue à moyen et long terme.

Le calcul est mené en considérant que la poussée de l'eau agit sur toute la hauteur du massif des sédiments et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé $\gamma_{\text{sédiment}}$.

On néglige les frottements entre le massif des sédiments et le parement amont, ce qui revient à considérer que la résultante est perpendiculaire au parement amont.

Cette hypothèse est d'autant plus réaliste que les sédiments ont une granulométrie fine, ce qui est le cas dans la plupart des ouvrages. En outre, elle va dans le sens de la sécurité.

1). Hypothèses Relatives Au Poids Volumique Déjaugé Des Sédiments $\gamma_{\text{sédiment}}$:

Pour des ouvrages existants, il peut être obtenu à partir de prélèvements de sédiments et d'essais en laboratoire.

Notons quelques valeurs guides pour $\gamma_{\text{sédiment}}$:

- sédiments du barrage de Génissiat (essentiellement des limons) : $\gamma_{\text{sédiment}} = 5 \text{ à } 8 \text{ kN/m}^3$;
- recommande d'adopter, à défaut de donnée, $\gamma_{\text{sédiment}} = 9,2 \text{ kN/m}^3$
- recommande en première approximation $\gamma_{\text{sédiment}} = 10 \text{ kN/m}^3$

2). Hypothèses Relatives Au Coefficient De Poussée K_{indice} :

Plusieurs choix ont été mis en avant :

- propose le coefficient de pression latérale des terres au repos, obtenu à partir de la formule de Jacky : $K_0 = 1 - \sin \varphi_{\text{sédiment}}$.

Avec l'angle de frottement interne des matériaux saturés $\varphi_{\text{sédiment}} = 30^\circ$ (ce qui est une valeur usuelle pour des matériaux fins), on obtient $K_0 = 0,50$

- propose le coefficient de poussée de Rankine : $K_a = \tan^2 (\pi/4 - \varphi_{\text{sédiment}}/2)$.

Avec $\varphi_{\text{sédiment}} = 15^\circ$, on obtient $K_a = 0,59$

- propose d'adopter en première approche : $K = 0,39 (=36/92)$

Notons que le choix du coefficient de poussée est, de façon théorique, lié à l'état limite étudié.

IV.1.2. Actions Variables :

Les actions variables comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon importante dans le temps.

Les actions variables sont notées Q.

Dans notre contexte, nous considérons que les actions de l'eau (poussées hydrostatiques amont et aval et action des sous-pressions) sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence du marnage de la retenue.

IV.1.2.1. Poussée Hydrostatique Amont :Notations :

Q_1 : poussée hydrostatique amont

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique.

Sauf cas particulier (barrages de torrents de Montagne), le poids volumique de l'eau est pris égal à $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$, en toutes circonstances.

Pour le calcul de Q_1 (et Q_3), il convient de déterminer les niveaux de remplissage représentatifs de la retenue (et en aval du barrage) compatibles avec la situation de projet considérée. Plusieurs exemples représentatifs utilisés dans la suite du rapport sont cités ci-dessous :

Niveau de l'eau dans la retenue :

Les recommandations existantes considèrent différentes cotes de remplissage de la retenue. Les principales cotes sont les suivantes :

- retenue normale d'exploitation (RN) :

L'appellation « retenue normale d'exploitation » correspond plus à une pratique dans les notes de calculs qu'à une définition précise issue de la littérature. Par ailleurs, elle est relativement abusive car les retenues de barrages sont loin d'être exploitées, de façon moyenne, à la cote RN.

- cote minimale d'exploitation normale :

C'est le seuil bas de l'exploitation normale de la retenue, en deçà duquel il est considéré une opération de vidange.

- les plus hautes eaux (PHE) :

Elles correspondent au niveau de la retenue obtenu pour la crue de projet, arrivant sur un barrage dont la cote de remplissage est à la RN et sans dysfonctionnement de l'évacuateur de crue. Il s'agit d'un niveau de remplissage peu courant dans la vie du barrage, laissant généralement une revanche (distance entre la cote des PHE et la crête du barrage) suffisante.

Les pratiques usuelles à la crue de projet une période de retour de 1000 ans pour les barrages poids.

Le niveau des PHE est à rapprocher de la cote « maximum water surface » qui est la cote atteinte pour la crue de projet

IV.1.2.2. Poussée Hydrostatique Aval :

La poussée hydrostatique aval (Q_3) est le plus souvent liée à la poussée hydrostatique amont. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage.

Toutefois sur certains ouvrages (contre-barrage aval, succession de barrages, ...), Q_3 peut être une action variable indépendante de la poussée hydrostatique amont.

IV.1.2.3. Action des sous-pressions :

Le calcul est en général à faire pour la crue de projet. En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval (**figure 2-a**).

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal (**a**) de la **figure 2** si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50 %, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/2 \quad (\text{figure 2-b}).$$

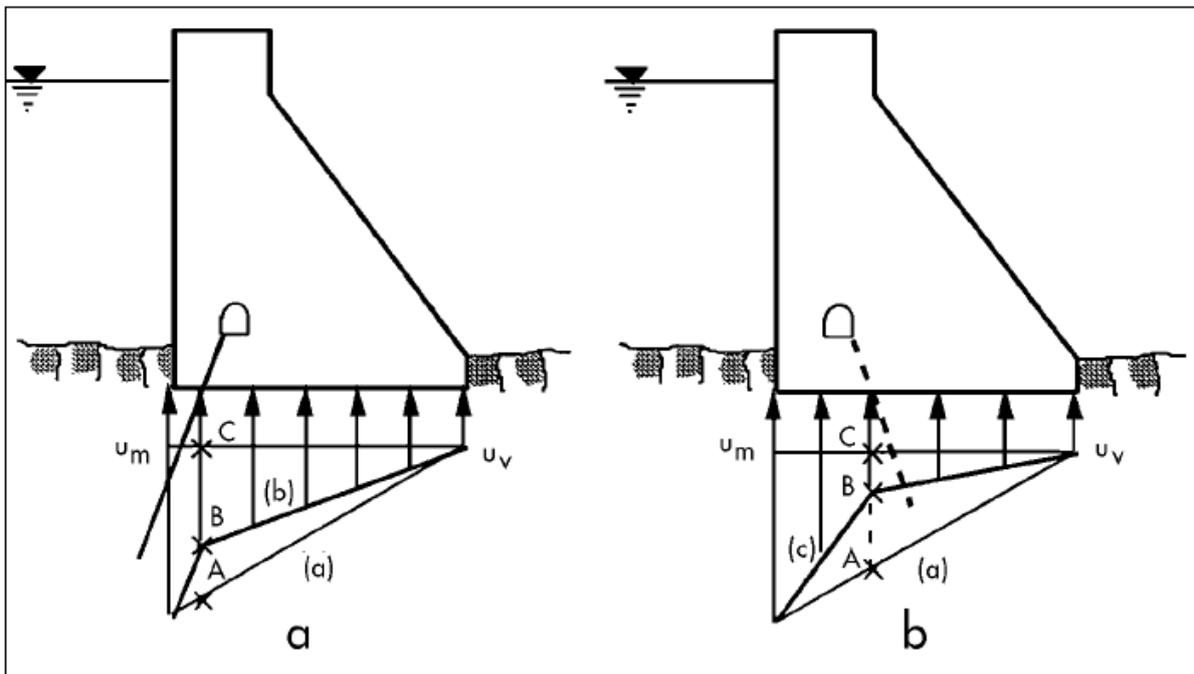


Fig. 1 - Diagramme indicatif des sous-pressions : (a) - sans injection ni drainage

(b) - avec voile d'injection

(c) - avec drainage

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de

diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/3 \quad (\text{figure 2-a})$$

IV.1.3. Actions Accidentelles :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées. Dans ce cadre, les pratiques actuelles considèrent :

IV.1.3.1. Séisme :

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère massif est susceptible de se mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumis sont de deux types :

- les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;
- les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

IV.1.3.2. Poussées Hydrostatiques Exceptionnelles :

Les poussées hydrostatiques exceptionnelles, correspondant à des niveaux de retenue supérieurs aux PHE.

IV.2. Géométrie Du Barrage :

Les principales caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Cote de couronnement : 322,00 NGA.

Fruit du parement amont : 0,1H/1V.

Fruit du parement aval : 0,8 H/1V, puis vertical au dessus de la cote 310,60 NGA.

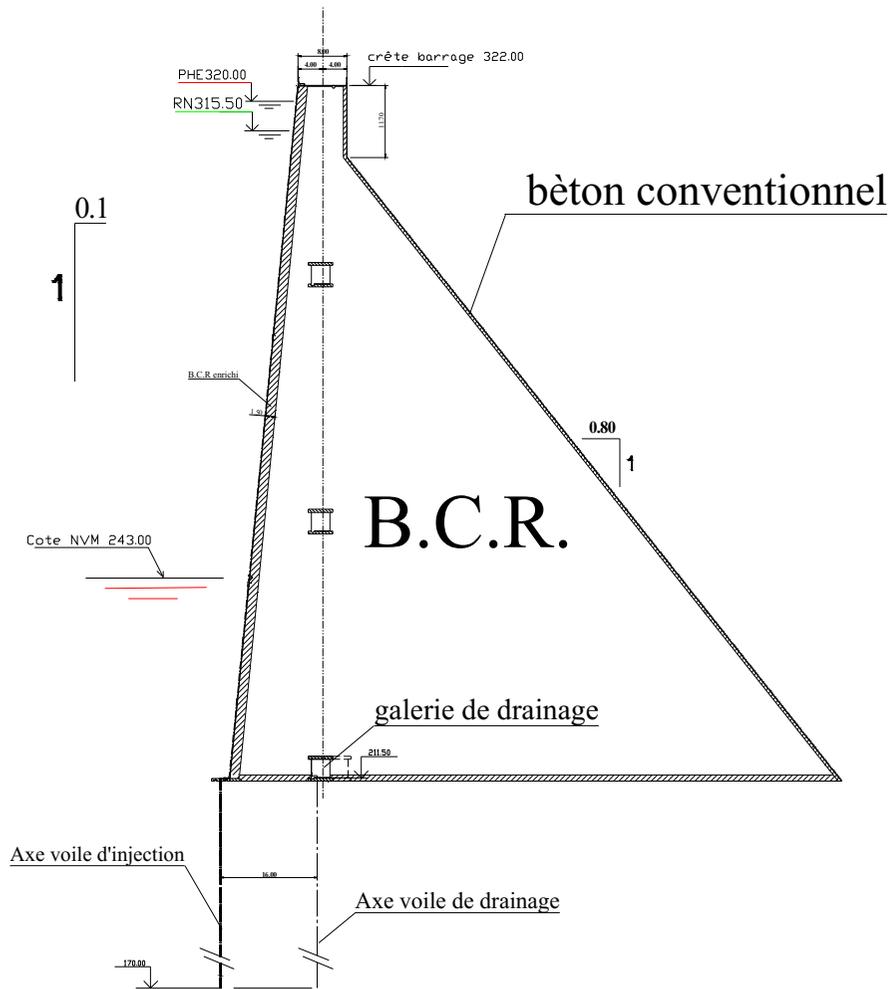
Seuil de l'évacuateur de crues, de type Creager, calé à la cote 315,50 NGA correspondant à la cote de retenue normale (RN).

Coursier intégré au barrage, composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur permettant d'obtenir rapidement un écoulement très aéré de l'eau dissipant l'énergie et de minimiser l'importance des ouvrages de dissipation en pied aval du barrage.

Les calculs de stabilité ont été effectués sur le profil courant suivant :

Le profil type 1, correspondant à la section courante la plus critique, (hauteur maximale sur fondation), hors emprise évacuateur.

profil type section courante



profil type sur évacuateur de crues

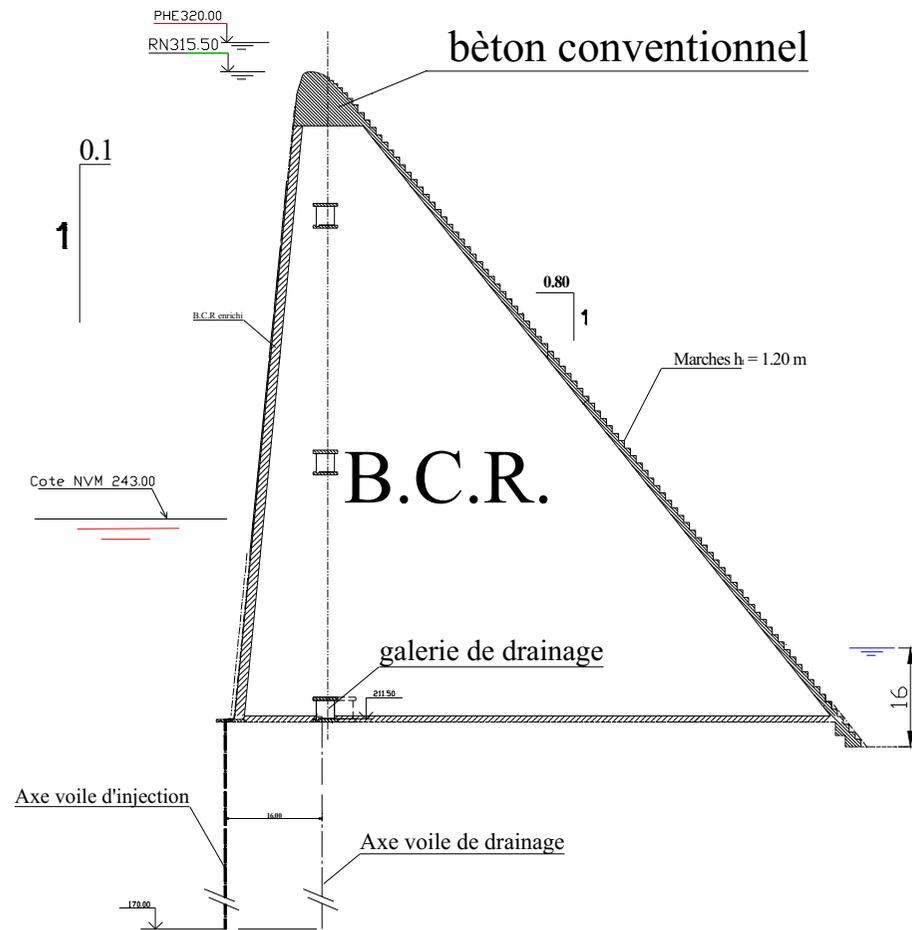


Figure. 2 – Profil type de section courante et l'évacuateur de crue.

IV.3. Caractéristiques Des Matériaux De Construction :

IV.3.1 Poids Propre :

Engendrées en conditions normales par la poussée hydrostatique de la retenue, grâce au frottement résistant des interfaces béton/fondation et béton/béton.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont résumées ci-dessous :

Masse volumique du BCR (y compris BCR enrichi) : $2\,300\text{ kg/m}^3$

Masse volumique du béton conventionnel : $2\,350\text{ kg/m}^3$

IV.3.2 Resistance A La Compression :

Pour BCR, nous adoptons la valeur suivante : $RC = 10\text{MPa}$ à 90 jours.

Nous adopterons la même valeur pour le béton conventionnel.

IV.3.3 Caractéristiques De Cisaillement :

Les types de matériaux constitutifs du barrage (BCV, BCR), on prendre en compte une cohésion minimale dans les calculs de stabilité.

On adopte dans les calculs les valeurs minimales de cohésion et de frottement :

$C = 0,15\text{MPa}$ pour le BCR .

$C = 0,25\text{MPa}$ pour le béton conventionnel

$f = 40^\circ$.

IV.3.4 Caractéristique Du Substratum Rocheux :

Les interprétations géologiques et les quelques essais géotechniques conduisent à adopter les caractéristiques géo mécaniques suivantes :

Résistance à la compression : $R_{cr} = 35\text{ MPa}$.

Frottement : $\text{tg}f = 0,84$; $f = 40^\circ$.

• Cohésion : $C = 1,50\text{ MPa}$.

IV.4. Les Cas De Calcul Stabilité :

Cas 1 : ce cas de charge normale est caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation (RN).

A l'aval le niveau est :

- 211,00 NGA correspondant au niveau des fouilles du barrage pour le profil courant ;
- 219,00 NGA correspond au matelas d'eau emprisonné dans la fosse de dissipation pour le profil sur évacuateur.

Cas 2 : ce cas de charge exceptionnel correspond au passage de la crue de projet millénale. Le niveau des plus hautes eaux (PHE (1 000 ans)) à l'amont de l'ouvrage est égal à 320,00 NGA

A l'aval le niveau est :

- 211,00 NGA correspondant au niveau des fouilles du barrage pour le profil courant,
- 224,25 NGA correspond au tapis d'eau qui s'installe dans la fosse de dissipation pour le profil sur évacuateur.

IV.4.1. Les forces agissant sur le barrage (profil courante) :

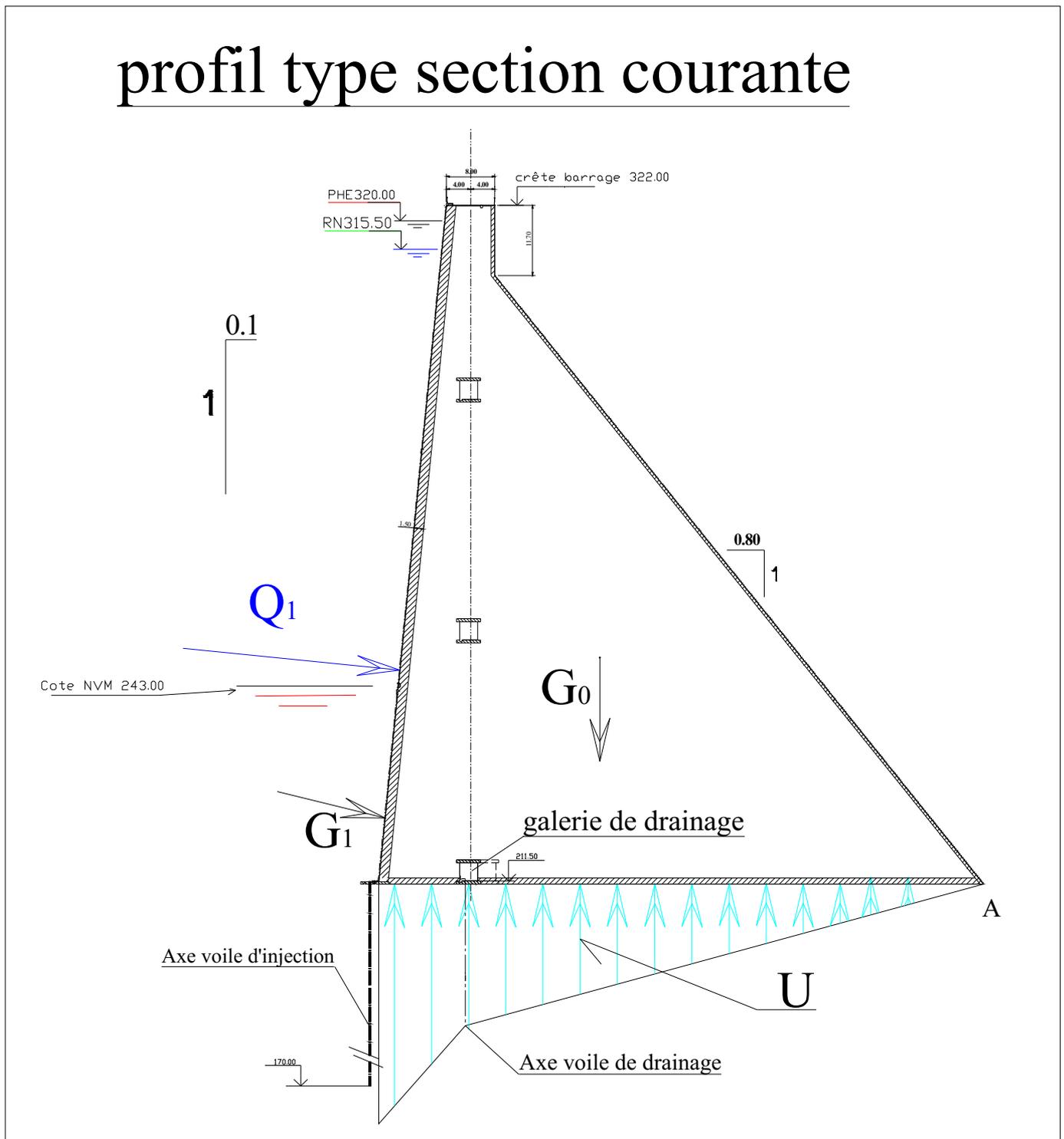


Figure. 03 - Diagramme indicatif des sous-pressions

➤ Calcul la stabilité dans le première cas :

Cas de charge normale est caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation (RN).

- **Poids Propre :**

Calcul de surfaces et centre de gravité $X_G = 36.6$ $Y_G = 37.62$

La surface: $S = 5557.52 \text{ m}^2$.

G_0 : poids propre

γ_b : poids volumique des matériaux du barrage

S : surface du profil courant

b : largeur du profil

$$G_0 = \gamma_b * b * S = 2.3 * (5557.52) * 1 = 12782.3 \text{ tf}$$

- **Poussée Des Sédiments :**

G_1 : poussée des sédiments

$\gamma_{\text{sédiment}}$: poids volumique déjaugé des sédiments (poids volumique humide des sédiments.
poids volumique de l'eau)

$\varphi_{\text{sédiment}}$: angle de frottement interne des sédiments

Niveau d'envasement au droit du barrage : 243,00 NGA.

Masse volumique de la vase : $\gamma_{\text{sédiment}} = 1400 \text{ kg / m}^3$

Coefficient de poussée de la vase : 1

$$G_{1H} = \frac{1}{2} \gamma_{\text{sédiment}} \cdot H_s^2 \cdot t \cdot g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} * 1.4 * (32.9)^2 * 1$$

$$G_{1H} = 757.7 \text{ t f}$$

$$G_{1V} = 76.03 \text{ t f}$$

$$G_1 = 761.51 \text{ t f}$$

- **Poussée Hydrostatique Amont :**

Q_1 : poussée hydrostatique amont

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3.$$

$$Q_{1H} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 = \frac{1}{2} * 0.981 * 104.4^2 = 5346.14 \text{ t f}$$

$$Q_1 = 5373 \text{ t f}$$

$$Q_{1V} = 536.5 \text{ t f}$$

- **Action des sous-pressions :**

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/3 \quad (\text{figure 2-a})$$

Centre de gravité **sous-pressions:** X: 30.8677

Y: -27.0035

S; section de hydro-gramme de sous pression.

$$S = 3679.24 \text{ m}^2$$

$$U = B * \gamma_w * S = 1804.67 \text{ tf}$$

1- Stabilité au renversement :

$$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversement}}} \geq 1.25$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

$$M_s = G_0 * L_0 + G_{1V} * L_1 + Q_{1V} = 12782.3 * 62.86 + 76.03 * 93.9 + 536.5 * 88$$

$$= 857846.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_r = G_{1H} * L_2 + Q_{1H} * L_3 + U * L_4 = 757.7 * 11 + 5346.14 * 35.13 + 1804.67 * 68.63$$

$$= 319929.644 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversement}}} = 2.70 \geq 1.25$$

2- Stabilité au glissement :

Pour cette vérification il faut :

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} \geq K_g$$

D'où $K_g = 1.2$

- **Les forces verticales :**

$$\sum F_V = G_0 + G_{1V} + Q_{1V} - U = 12782.3 + 76.03 + 536.5 - 1804.67$$

$$= 11590.16 \text{ tf}.$$

- **Les forces horizontales :**

$$\sum f_H = G_{1H} + Q_{1H} = 757.7 + 5346.14 = 6103.84 \text{ tf}.$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} = 1.90 \geq K_g$$

3- Stabilité au soulèvement :

On vérifié que :

$$\frac{\sum F_V(\text{r e s i s t a n t})}{\sum F_V(\text{a c t i v e})} \geq 1$$

D'où :

$$\sum F_V(\text{r e s i s t a n t}) + G + Q_{1V} = 12782.3 + 76.03 + 536.5 = 13394.84 \text{ t f .}$$

$$\sum F_V(\text{a c t i v e}) = U = 1804.67 \text{ t f}$$

On trouve :

$$\frac{\sum F_V(\text{r e s i s t a n t}) 13394.84}{\sum F_V(\text{a c t i v e}) 1804.67} \approx 7.42 > 1 \text{ (c o n d i t i o n v é r i f i é e)}$$

➤ Calcul la stabilité dans le douzième cas :

1- Stabilité au renversement :

$$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

$$M_s = 864995.664 \text{ t f . m}$$

$$M_r = 344022.418 \text{ t f . m}$$

$$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversement}}} = \frac{864995.664}{344022.418} \geq 1.5$$

2- Stabilité au glissement :

Pour cette vérification il faut :

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} \geq K_g$$

$$\text{D'où } K_g = 1.2$$

- Les forces verticales :

$$\sum F_V = 11543.32 \text{ t f .}$$

- Les forces horizontales :

$$\sum f_H = 6391.29 \text{ t f .}$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} = 1.81 \geq K_g$$

3- Stabilité au soulèvement :

On vérifié que :

$$\frac{\sum F_V(\text{r e s i s t a n t})}{\sum F_V(\text{a c t i v e})} \geq 1$$

D'où :

$$\sum F_V(\text{r e s i s t a n t}) = 13421.69$$

$$\sum F_V(\text{a c t i v e}) = U = 1878.37 \text{ t f}$$

On trouve :

$$\frac{\sum F_V(\text{r e s i s t a n t}) 13394.84}{\sum F_V(\text{a c t i v e}) 3679.24} \approx 7.14 > 1 \text{ (c o n d i t i o n v é r i f i é e)}$$

Conclusion :

Comme notre but est de vérifier la stabilité de notre ouvrage (barrage poids sur une assise rocheuse), on voit bien que notre barrage est stable au glissement et renversement et aussi soulèvement.

On vérifie la stabilité du barrage par le calcul des différentes forces qui agissent sur le barrage, ainsi que les moments et vérifier la stabilité.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de l'évacuateur de crues. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes.

Notre barrage d'étude est formé d'une digue en béton type BCR « béton compacté au rouleau » dont le volume de la retenue brute est égal à 207,14Hm³. La Cote de la retenue normale est égale à 315.50m NGA et la cote de la crête de la digue est de 322.00m NGA. La hauteur maximale de la digue principale au-dessus de la fondation la plus basse est égale à 110.40 m.

La variante choisie de l'évacuateur est type escalier central intégré dans le corps du barrage poids et muni d'un déversoir profilé par l'équation de Greager. Cet ouvrage devra évacuer une crue de $Q_{\text{dév}} = 1036 \text{ m}^3/\text{s}$ qui sera amortie par un dissipateur d'énergie de type fosse avec un seuil escalier.

Comme notre but est de vérifier la stabilité de notre ouvrage (barrage poids sur une assise rocheuse), on voit bien que notre barrage est stable au glissement et renversement et aussi soulèvement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **V. VOLKOV (1986)** : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.
- [02] : **A.N.B.T** : (Etude de synthèse de faisabilité du Barrage de Tabellout W. Jijel)
- [03] **M. HASSANE (1998)** : Formulaire de calcul des aménagements.
ENSH Blida.
- [04] **B. TOUAIBIA (2004)**: Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- [05] **B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004)**: introduction au dimensionnement des Retenues collinaires.
- [06] **M. K. MIHOUBI** : (Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4ème Année)
- [07] **Projet National BaCaRa** : 1996 - Le Béton Compacté au Rouleau, les barrages en BCR, presses de l'ENPC.
- [08] **Comité Français des Grands Barrages**: Janvier 2002(Justification des barrages poids) **Animateur du GT : P. ROYET.**
- [09] : **M. BACHIR CHERIF**
(Cours béton arme 3ème et 4ème année).

Annexes : I

Tableau 1 : Pluies maximales journalières (mm)

Station de TEXENNA (Code : 030302 ; le coordonnée X : 776.2 ; Y : 377.85 ; Z : 700)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
1914	15.2	45.8	20.5	33.3	27.6	15.3	40.3	35.6	25.6	45.4	5.6	10.1
1915	15.1	45.3	30.9	75.2	35.6	90.5	20.2	25.8	20.3	75.6	5.1	0.5
1916	45.4	15.3	70.5	10.8	30.2	35.6	30.6	15.1	25.5	25.6	0	0
1917	0	15.7	40.6	55	35.4	25.5	35.5	20.5	35.7	50.6	6.124	0
1918	25.4	50.5	43.3	35.6	78.5	48	53.9	37	26	17	1	0
1919	7	23	24	35	60	36	50	45	11	0	0	0
1920	16	48	55	23	92	51	49.5	35.5	21.5	21.7	5.5	12.5
1921	21	90	42	43	67	72.2	7	13.3	18	2.5	1	3.6
1922	34.5	35.1	55.3	49	51	22.4	47	28.2	18	41.2	0	3
1923	45	43.4	27	35	26.5	42	19.8	18.4	10	5	0	0
1924	5	10	60.5	45	9	22	20.5	58.5	44.5	5.3	8	9
1925	45	54.5	48.8	28.5	32	35.5	19.5	70.6	43	11.6	12.2	4.2
1926	30.5	0.2	62.9	61.6	93.4	36.8	59.8	41.9	46.8	22.5	0	0
1927	43.5	23.7	27.5	89.8	92.3	121.8	92.7	55.7	38.5	0	0	0
1928	25.7	22	45.99	83.6	49.5	81	74.5	6.5	76	16.5	19	0
1929	11	89	39.5	37	19.4	41.5	16.5	42	46	12.4	3.2	11.6
1930	44.3	58.7	6.9	159.8	39	42	20	46	36.7	0	0	0
1931	33.2	28	40.9	119	41.7	35.9	24	39	9.3	12.7	1.5	4.5
1932	68.3	70.7	66.3	16.5	70	56.7	92	15.8	13.5	8.5	0	0
1933	19.5	16.3	51.6	61.3	62.8	51.3	24.7	32	18.2	15.8	0	11
1934	18.4	30.9	45	30.5	47	37.8	58	73.5	18.2	3	11.5	22.5
1935	9	50	45	55	22.3	54.5	20.5	40.7	75.5	12	23.5	59.5
1936	26.2	62	133	16.8	47.5	46.4	35.5	25.7	48	11.5	0	0.5
1937	20.3	12	81.7	55.5	38.7	41.6	6	61.8	13	11.4	10	20.8
1938	21	11	23.5	58.5	18.1	70.5	35.5	72.8	38	5	0	39.5
1939	9.5	47	64.6	40	61	32	37.5	22.5	8.5	20.3	0	16
1940	12.1	44.5	45.5	34.9	30.4	41.5	23	26.3	21.5	6.5	0	5.5
1941	28	20.7	27.6	51.5	55	79.5	51.8	13.5	6	6	11	5.2
1942	37.5	13	45.7	57	19.5	29	60	20	29.8	21	5	0.5
1943	17.2	30.9	32.5	40.7	40.5	40.5	37.5	33.5	8	6	0	3.5
1944	47.6	53	39.4	62.5	48	7.5	21.8	11	11.5	8.1	14.7	1.5
1945	30.5	6	25.5	76	52.5	41.8	28.8	21	47	22.7	0	0
1946	7.8	55.9	43.4	78	34	40.4	18	46	36.4	0	8	5
1947	25.5	39	39	55	45	13.8	25	29.4	51.6	15.8	39	0
1948	10.5	49.4	45.5	26.9	111	49	57	39	21.7	4.2	6	3
1949	1	31.4	43.7	13.8	61	30	61.5	70.4	17.5	0	0	3.5
1950	22	27.7	18.5	36.5	47.7	28.9	19.9	15.9	12	2.2	7.5	51
1951	52.8	60	20	63.7	55	40.2	49.5	76.5	20.5	4	14	7.3
1952	18	34.1	50	46	43	22.7	14.6	45.5	35.6	29.4	4	35
1953	9.6	45.8	47.147	45.5	32.5	52.5	67	82	19.9	36	1.5	10.5
1954	10.9	43	48.5	70	29	41.3	44	37.4	27.8	18.3	0	21.5
1955	84.2	46.5	56.3	42	24.7	60.8	53.8	34.4	18.1	6.5	2.3	7.4
1956	15	33	52	90	40.5	0	11.5	40.2	15.4	21.4	31	6.2

Source : A.N.R.H

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station (03 04 08)(Code : 03 04 08 ; x : 779.35 ; y : 373.55 ; surface : 316Km² ; périmètre : 90Km)

Année :	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1972/1973	1.62	6.16	0.82	27.94	65.16	61.07	96.1	41.81	6.22	5.8	1.61	0.95	315.3
1973/1974	13.04	3.02	2.42	16.11	12.06	34.04	46.82	31.03	7.02	2.16	1.45	1.05	170.2
1974/1975	1.18	7.26	14.96	11.59	6.94	30.18	25.3	8.03	8.48	1.69	0.79	0.91	117.3
1975/1976	0.84	0.65	10.16	13.5	9.05	45.96	57.02	15.58	13.18	3.87	1.92	1.31	173
1976/1977	1.92	11.36	25.56	33.67	21.46	7.77	4.23	19.42	6.4	1.95	1.21	0.97	135.9
1977/1978	0.78	0.98	2.95	0.84	17.03	27.78	13.15	35.28	3.95	1.8	3.09	3.46	111.1
1978/1979	2.39	2.7	5.05	11.15	6.14	33.66	36.82	50.73	5.72	1.91	1.21	0.84	158.3
1979/1980	1.61	2.36	23.34	13.08	25.08	11.35	70.96	23.46	25.19	4.26	1.39	0.74	202.8
1980/1981	0.55	3.86	9.67	90.96	34.41	29.04	19.92	12.52	2.25	0.58	0.55	0.97	205.3
1981/1982	0.57	0.77	1.16	12.8	39.41	49.58	47.17	4.98	2.79	0.55	0.55	0.55	160.9
1982/1983	0.53	9.26	16.99	39.78	14.53	4.05	37.89	9.21	2.74	0.37	0.15	0.06	135.6
1983/1984	0.09	1.13	11.84	10.73	26.55	117.9	42.59	20.04	6.63	1.69	1.65	0.88	241.7
1984/1985	0.6	53.7	12.48	123.4	128	45.74	143.5	19.07	2.82	2.11	0.61	0.55	532.6
1985/1986	0.98	0.62	2.23	7.95	45.55	24.53	26.02	5.12	2.08	0.69	0.25	0.44	116.5
1986/1987	0.33	4.73	17.32	35.33	27.56	62.24	9.71	10.12	1.31	0.19	0.9	1	170.7
1987/1988	0.94	3.54	3.45	2.68	15	5.56	32.22	2.74	2.52	1.37	1.55	0.32	71.9
1988/1989	1.27	1.04	1.59	40.98	15.47	19.12	32.33	16.32	6.4	0.69	0.53	0.72	136.4
1989/1990	1.42	4.1	3.14	2.16	8.47	2.01	2.76	2.74	4.18	2.04	1.07	0.8	34.9
1990/1991	0.74	1.34	27.44	56.57	16.17	22.45	21.01	9.98	10.87	2.51	1.59	1.34	172
1991/1992	1.06	4.55	3.42	2.59	7.9	4.96	6.27	50.28	7.17	2.86	2.17	1.46	94.7

Source : A.N.R.H

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m³/s)

(Code : 03 04 08 ; x : 779.35 ; y : 373.55 ; surface : 316Km² ; périmètre : 90Km)

Année :	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1972/1973	40.97	0.804	80.41	224.9	81.63	206.5	166	4.596	116	0.832	0.74	975.959
1973/1974	27	10.43	72.4	87.31	248.9	371.2	210	12.96	1.12	0.746	0.43	1945.296
1974/1975	154	79.43	120	64	395.8	148	4.87	250.9	0.968	0.375	2.776	1231.319
1975/1976	0.375	64.55	55.95	18.36	531.5	258.8	69.8	261	6.31	35.4	7.855	1311.684
1976/1977	157	157	327.6	125.6	30.66	5.77	73.44	47.77	8.466	3.59	1.115	986.261
1977/1978	0.878	22.22	0.452	98.5	108.4	76	182.5	2.07	1.05	20.4	2.5	515.272
1978/1979	14.64	47.9	44	36.75	167.5	163	209.8	4.85	1.052	0.54	0.4	692.932
1979/1980	12.6	81.25	129.2	131.6	147	455	72	53.6	4.36	0.65	0.28	1102.54
1980/1981	17.38	86	359.2	34.26	48	257.2	96.8	1.59	0.305	0.205	1.115	902.285
1981/1982	7	8.32	59	170.5	68	163	9.64	27.04	0.28	0.205	0.205	513.42
1982/1983	108.9	83	102.3	13.6	3.4	141.8	9.2	20.8	0.205	0.142	0.049	483.601
1983/1984	0.89	46	11.84	29.08	496	59	22	4.36	0.65	0.65	0.512	671.067
1984/1985	141.8	7	776	452.5	44	552.5	19	2.1	14.68	0.255	0.205	2010.27
1985/1986	0.255	2.1	22.6	190	47	50	3.4	1.42	0.374	0.23	0.205	325.024
1986/1987	23.8	110	99	46	88	23.8	19	2.1	0.374	0.425	0.425	413.298
1987/1988	50	50	107.8	71	22.6	136.6	6.152	6.6	2.812	3.164	0.141	457.254
1988/1989	0.535	4.584	160	72	89.1	160	70		0.784	0.425	1.624	564.756
1989/1990	10.38	3.544	0.952	35.08	1.372	2.318	2.812	12.28	1.036	0.535	0.425	73.194
1990/1991	0.952	253.4	223	19	38.36	78	29.08	92.4	1.892	1.036	0.645	738.07
1991/1992	50	22.6	7.28	19	13.04	11.52	193.3	147	6.6	2.034	0.645	473.499

Source : A.N.R.H

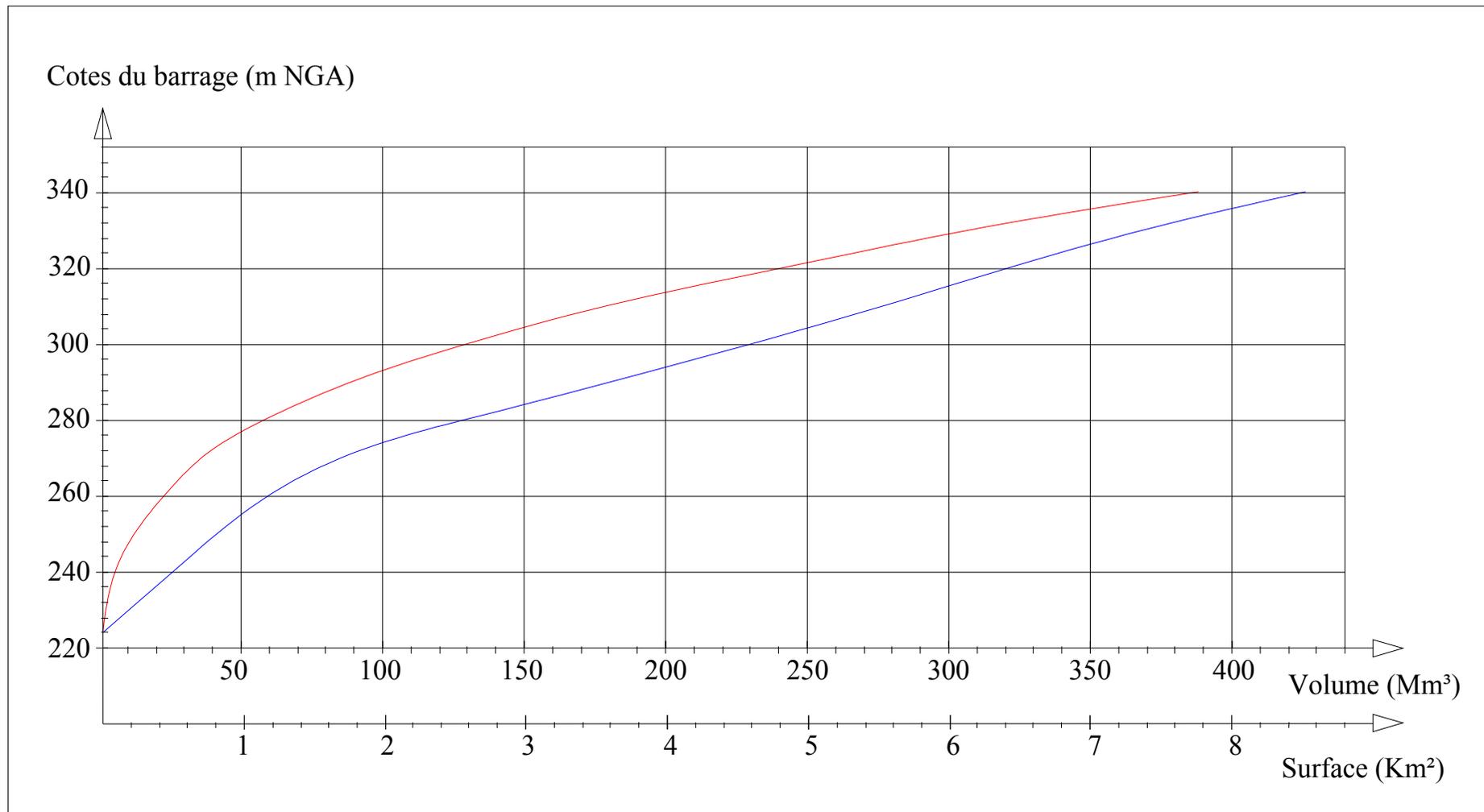


Figure 01 : La courbe capacité Hauteurs

Annexes : II

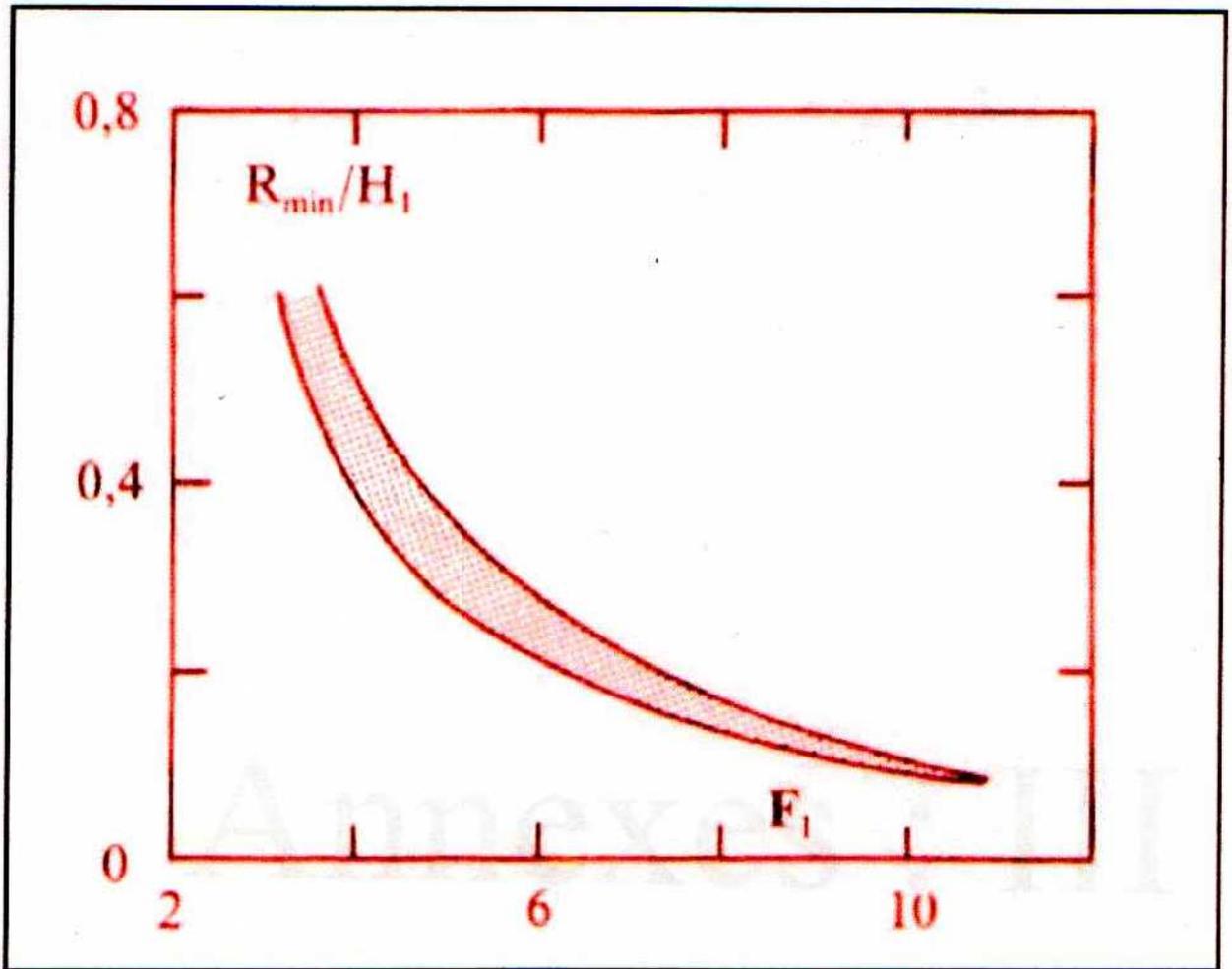


Figure I : rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 en fonction de Froude

Annexes : III

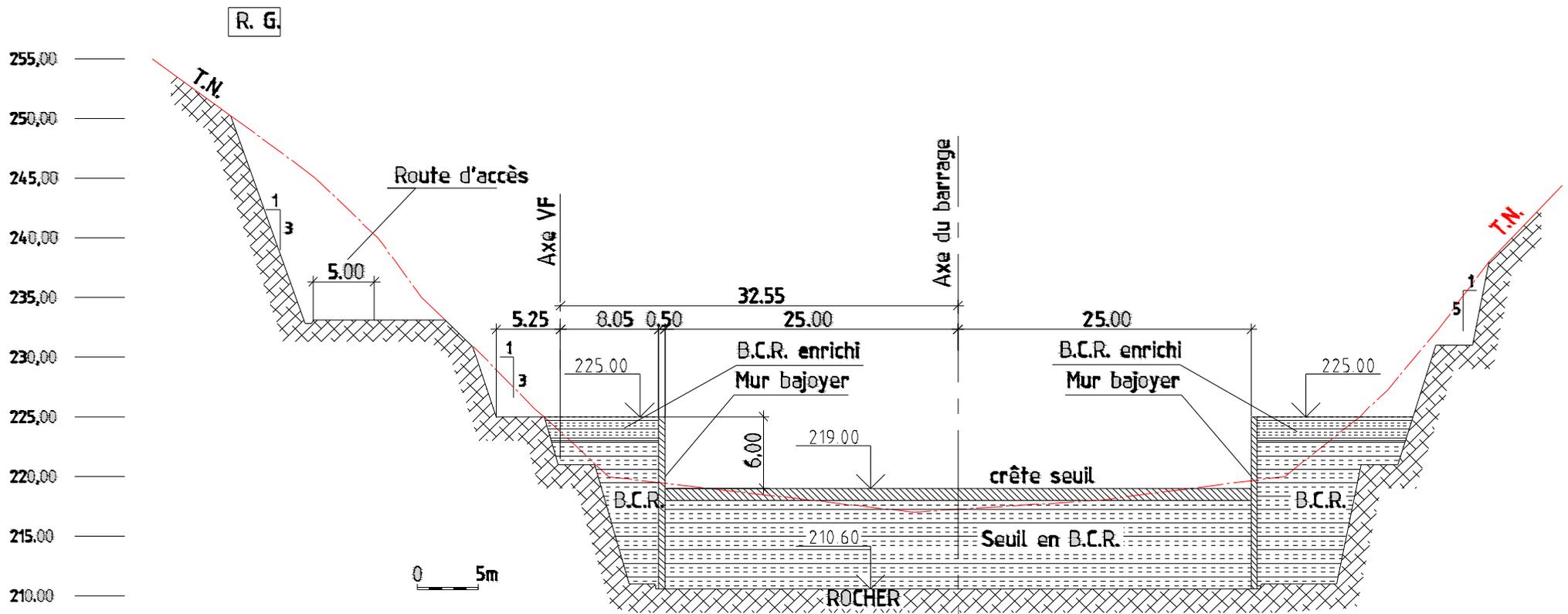


Figure I : coupe sur le seuil de bassin de dissipation

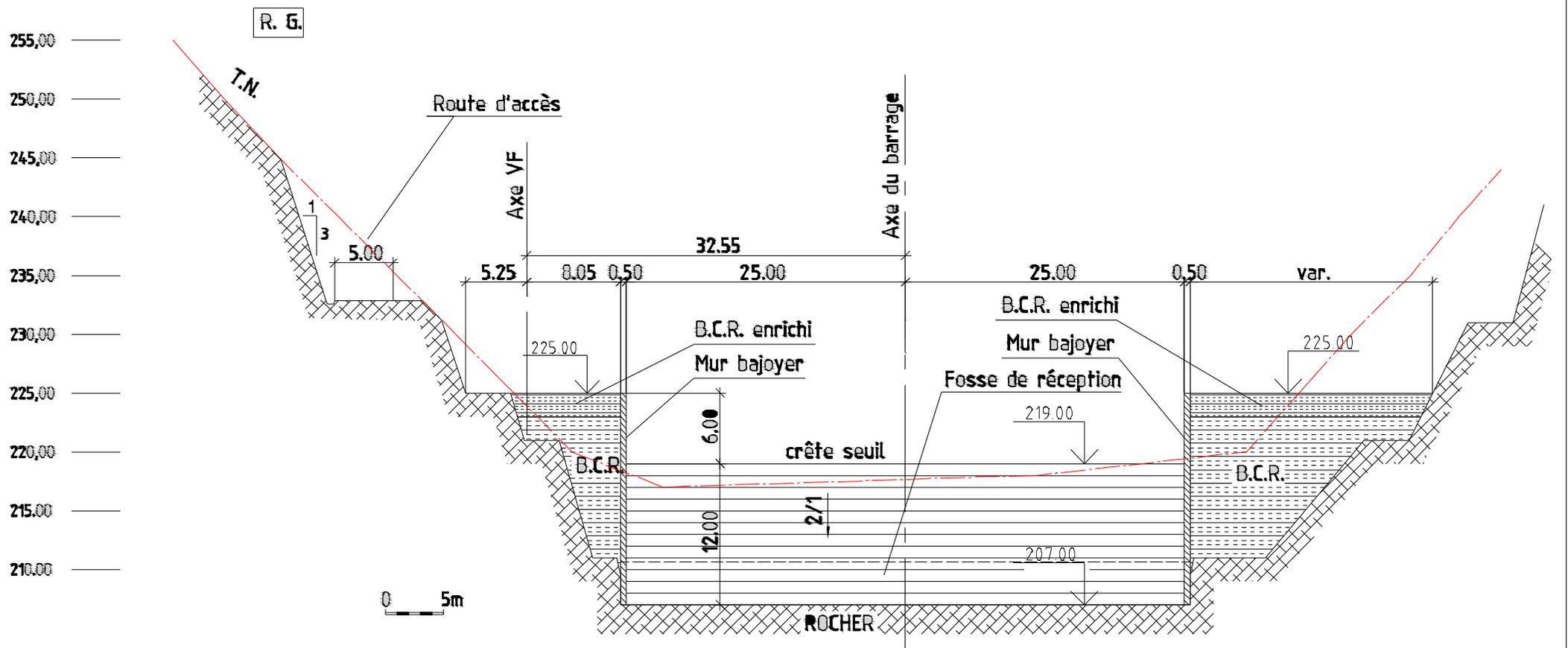


Figure II : coupe sur la fosse de bassin de dissipation