

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 ET LES OUVRAGES
ANNEXES DU BARRAGE D'OUED TAHT (W.MASCARA)**

Présenté par :

M^r BOUKAKA Nabil

Promotrice :

M^{me} ADDOU.A

Devant le jury composé de :

Président: M^r M.K.MIHOUBI

Examineurs: M^r M.BACHIR CHERIF

M^r A.AMMARI

M^{me} N.HADJ SADOK

Octobre 2010

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers :*

Ma mère;

Mon père.

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils
ont fait preuve pour que je réussisse.*

Je le dédie également à

*Mes frères et mes sœurs: mouloud, chafia, khadidja,
halima ,liela.hocssam et imad*

Mes amis à chigara et à ENSH.

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont
contribué de près ou de loin à ma formation.*

nabil

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mon promoteur : M^{eme} ADDOU.A de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

✚ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi :

✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

NABIL

ملخص:

الهدف من بناء سد واد التحت معسكر هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة، هو عبارة عن سد من تراب محمي من جهة الماء بطبقة من الإسمنت و مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع في الجانب الأيسر من السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 3511م³ في الثانية. يبلغ ارتفاع السد 43 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد ب 21.7 مليون م³. هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد واد التحت ، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات أجنبي..

Résumé

Le barrage d'Oued Taht dans la willaya de MASCARA est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre avec un masque amont en béton et un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral permettant d'évacuer un débit de crues de 511 m³/s. Le barrage a une hauteur de 43 m et un volume utile de 21.7 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude étranger (Géosystem Company).

Abstract:

The dam of Oued taht in willaya of MASCARA is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam with a concrete upstream mask and a spale wase of raw lateral allow evacuating a sale of raw equal to 511 m³/s. The dam has a height of 43m and a volume useful equal of 21.7 Mm³.

Our work involves the study of the priliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm (Géosystem Company).

Sommaire

chapitre I: Mémoire de synthèse

I. Introduction.....	3
I.1. Destination de l'ouvrage.....	3
I.2. Situation géographique et topographique	3
I.3. La géologie de la zone d'étude	5
I.3.1 Quaternaire	5
I.3.2 Miocène	5
I.3.3 Crétacé.....	6
I.3.4 Jurassique	6
I.3.5 Trias infra Lias	6
I.4. Travaux de reconnaissance effectués.....	8
A - Sondages et les essais in situ	8
B- Essais au laboratoire	9
C - Piézomètres.....	9
I.5. Géologie de la cuvette et du site de barrage	9
I.5.1. Géologie de la cuvette	9
I.5.2. Géologie de l'axe du barrage.....	10
I.6. Etanchéité de la cuvette	10
I.7. Matériaux de constructions	11
I.8. Hydrogéologie régionale.....	14
I.9. Sismicité de la zone d'étude	14
I.10. Hydrologie	15
I.10.1.Données climatologiques	16
I.10.2. La pluviométrie.....	18
I.10.3. Etudes des apports	19
I.10.4. Crues du projet.....	19
I.10.5.Apports solides	19
I.11. Conceptions de barrage et ouvrages annexes :	20

Chapitre II : Etude hydrologique

II. Introduction	21
II.1.Le bassin versant	21
II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant.....	21
II.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques	22
II.1.3. Hypsométrie du bassin versant	24
II.1.4. les indices	26
II.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	29
II.1.6. Profil en long de l'Oued	30
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	33
II.2.1. Température.....	33
II.2.2. Vitesse du vent.....	34
II.2.3. Evaporation.....	34
II.2.4. La pluviométrie.....	35
II.2.5. Les précipitations maximales journalières.....	37
II.3 Choix de la loi d'ajustement.....	38
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	38

II.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :.....	40
II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	42
II.5. Etudes des apports	44
II.5.1. La station Hydrométrique	44
II.5.2. Caractéristiques de l'écoulement	44
II.5.3. Les apports fréquents	45
II.5.4. Apport solide et l'estimation du volume mort.....	47
II.6. Etude des crues:	49
II.6.1. Hydrogramme de crue :	49
II.6.2. Choix de la crue de projet.....	54
II.6.3. Choix de la crue de chantier :	56
II.7. Régularisation	57
II.7.1. Répartition mensuel de l'apport 80%	57
II.7.2. Répartition mensuel des besoins.....	57
II.7.3. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »	57
II.7.4. Calcul de volume utile.....	60
II.8. Laminage des crues :	67
II.8.1. La méthode de KOCHERINE :	67
II.9. Etude d'optimisation.....	74
II.9.1. La revanche.....	74
II.9.2. Le tassement :	74
II.9.3. La largeur en crête	75
II.9.4. Calcul des coûts	76

Chapitre III : Etude de variantes

III. Généralités :.....	79
III.1. Choix du type de l'évacuateur de crues :	79
III.2. Choix de la rive favorable :	80
III.3. Evacuateur latéral à entonnement frontal :.....	81
III.3.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :	81
III.4. évacuateur latéral à entonnement latéral :	96
III.4. 1. Dimensionnement et calcul hydraulique :	96
III.4. 2. Choix du bassin de dissipation :	99
III.4. 3. Canal de restitution :	100
III.4. 4. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :.....	100
III. 5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :.....	101
III.5.1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes :	101
III.5.2.Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :	101
III.6.Choix de la variante la plus favorable :.....	101

Chapitre IV : Stabilité et génie civil

IV. Introduction	104
IV.1. Principes du calcul génie civil	104
IV. 1.1. Calcul de stabilité	104
IV. 1.2. Pré-dimensionnement	108
IV.2. Ferrailage des éléments	108
IV.2.1. Ferrailage du rideau	108
IV.2.2. Ferrailage du radier	111
IV.3. Les résultats de calcul	113
IV.3.1. Pré-dimensionnement	113

IV.3.2. Calcul de stabilité	115
IV.4. Bassin de dissipation	116
IV.4.1. Stabilité au renversement	116
IV.4.2. Stabilité au poinçonnement	116
IV.4.3. Stabilité au glissement	117
IV.5. Calcul de ferrailage	117
IV.5.1. Le chenal d'écoulement	117
IV.5.2. Le coursier	118
IV.5.3. Le bassin de dissipation	119
IV.6. Compositions du béton et contrôle de qualité	119

Chapitre V : Les ouvrages annexes

V. Introduction	122
V.1. Dérivation provisoire	122
V.2. Choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie	122
V.3. Galerie de dérivation	122
V.3.1. Conception de l'Ouvrage	122
V.3.2. Calcul de section de la galerie de dérivation	123
V.3.3. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire	124
V.4. Galerie de la vidange de fond	124
V.4.1. Calcul du temps réel de la vidange du barrage	124
V.5. La prise d'eau	126
V.5.1. Types des prises d'eau	126
V.5.2. Choix de type de prise	127
V.5.3. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau	127
V.6. Construction du batardeau	128
V.6.1. Crête du batardeau	128
V.6.2. Les talus du batardeau	129
V.6.3. Le drain du batardeau	129

Chapitre VI : Organisation du chantier

VI. Introduction	131
VI.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	131
VI.1.1. Le maître de l'ouvrage	131
VI.1.2. Le maître d'œuvre	131
VI.1.3. L'entrepreneur	132
VI.2. Installation du chantier	132
VI.2.1. Installations destinées au personnel	132
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	132
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	132
VI.2.4. Installations pour la préfabrication	132
VI.3. Ordre d'exécution des travaux	132
VI.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier	133
VI.3.2. L'excavation des déblais	133
VI.4. Bétonnage	134
VI.5. Délai d'exécution	134
VI.6. Calcul du devis estimatif	134
VI.6.1. ferrailage	134
VI.6.2. Coffrage	135

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

VII. Introduction	137
VII.1. Conditions dangereuses dans le chantier	137
VII.2. Actions dangereuses	137
VII.3. Comite de sécurité	138
VII.4. Instructions structurelles sur la sécurité	138
VII.4.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	138
VII.4.2. Instructions à donner au Chef d'équipe	138
VII.5. Contrôle et entretien du matériel	138
VII.6. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	139
VII.6.1. Principes fonctions du service de sécurité	139
VII.6.2. Cause des accidents de travail	140
VII.7. Mesures préventives	140
VII.8. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation	140

Liste des tableaux

Tableau I.1: Situations et profondeurs des sondages	9
Tableau I.2: Résumé des caractéristiques granulométriques pour les trois zones investiguées	13
Tableau I.3 : Résumé des valeurs des limites d'Atterberg pour les trois zones investiguées	14
Tableau I.4 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage d'Oued Taht.....	17
Tableau I.5 : répartition mensuelle de la température	17
Tableau I.6 : Répartition mensuelle du vent	18
Tableau I.7 : répartition mensuelle de l'évaporation.	18
Tableau I. 8 : moyennes mensuelles des Humidités relatives à Mascara.....	19
Tableau I. 9 : moyennes mensuelles des insolation totales à mascara (en heure).....	19
Tableau I.10 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude	19
Tableau I.11 : Répartition mensuelle des apports.....	20
Tableau.I.12: Crues de projet	20
Tableau. I.13 : Les principales caractéristiques techniques de la digue	21
Tableau II.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	24
Tableau II.2 : Détermination de l'altitude moyenne	26
Tableau II.3 : détermination de la pente Roche Ip	27
Tableau II.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	28
Tableau II.5 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :	28
Tableau II.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	31
Tableau II.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant	32
Tableau II.8 : répartition mensuelle de la température.....	33
Tableau II.9 : Répartition mensuelle du vent	34
Tableau II.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.	35
Tableau II.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude.....	36
Tableau II.12 : Station pluviométrique.	37
Tableau II.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	37
Tableau II.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (42ans).	38
Tableau II.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	40
Tableau II.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton	42
Tableau II.17: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	44
Tableau III.01 : Les coordonnées du profil de déversoir (partie aval)	84
Tableau III.02 : Les coordonnées des paramètres de déversoir (partie amont).....	84
Tableau III.03 : les valeurs du débit en fonction du hn.....	87
Tableau III.04 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.....	92
Tableau III.05 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	92
Tableau III.06 : Calcul de la profondeur critique.....	97
Tableau III.08 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.	102
Tableau IV.01 : Ferrailage du chenal d'écoulement.	117
Tableau IV.02 : Ferrailage du coursier.	118
Tableau IV.03 : Ferrailage du bassin de dissipation.	119
Tableau V.01 : calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation.....	123
Tableau V.02 : l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange.....	125
Tableau V.03 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.....	129
Tableau VI.01: Capacité du godet en fonction de V terrassement.....	133
Tableau VI.02 : Capacité du camion.....	134
Tableau VI.03 : Acier pour béton armé.	134
Tableau VI.04 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.....	135
Tableau VI.05 : Devis quantitatif et estimatif.....	136
Tableau VI.07 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.	118

Liste des figures

Figure I .01 : Encadrement géographique de la zone du barrage.....	04
Figure I .02 : Carte géologique général de la zone du.....	07
Figure I .03 : Carte de localisation des puits de reconnaissance réalisés.....	12
Figure I .04 : Carte géodynamique du Nord de l'Algérie	15
Figure II.01: Rectangle équivalent	23
Figure II .02 : répartition et courbe hypsométrique	25
Figure II .03 : Profil en long du cours d'eau principal.....	31
Figure II .04 : La répartition mensuelle des températures.....	33
Figure II .05 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois	34
Figure II .06: répartition mensuelle de l'évaporation.....	35
Figure II .07 : Répartition mensuelle des précipitations	36
Figure II .08 : représentation graphique de la loi de Gumbel.....	39
Figure II.09 : représentation graphique de la loi de log-normal (Galton)	41
Figure II.10 : Pluies de Courte durée	43
Figure II .11: Intensité –Durée -Fréquence	43
Figure II .12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.	44
Figure II .13 : représentation graphique de la loi log-normale	46
Figure II .14 : Répartition mensuelle des apports 80%	47
Figure II. 15 : l'hydrogramme de crues probables en fonction de temps.....	53
Figure II. 16: L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans.....	55
Figure II .17 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans.....	56
Figure II .03 : Courbes Surface - Hauteur	59
Figure III .01: schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal	81
Figure II .02 : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	83
Figure III .03: profil creager du déversoir (partie aval).....	84
Figure III.04 : Schéma d'un convergent.....	88
Figure III .05 : Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral	96
Figure IV.10 : Schéma explicative de la galerie de dérivation.....	123
Figure IV .11: Schéma explicatif d'une vidange de fond type galerie.....	124
Figure IV .12 : Schéma explicative d'une prise d'eau.	127
Figure IV .13 : Schéma d'un batardeau.....	130

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une matière nécessaire pour la vie des êtres vivants. Le manque de cette matière pose un problème majeur dans le monde. Il devient très difficile de trouver une source d'eau permanente qui nous assure la quantité suffisante. Parmi les solutions à adopter, la mobilisation des ressources en eau par l'édification des barrages.

La science qui s'intéresse dans le domaine des barrages appelé l'hydrotechnique, c'est une partie de la mécanique qui a pour objet la direction et la conduite de l'eau. C'est la science qui se préoccupe des ressources en eau pour les différents buts d'économie et lutte contre les effets nuisibles de l'eau en adoptant des techniques de projection des ouvrages. L'hydrotechnique étudie aussi les méthodes d'utilisation des ressources en eau pour des besoins de l'économie en édifiant les ouvrages hydrotechniques tels que les barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel. Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures).

Le plus ancien barrage connu, d'une longueur de 115 m, fut construit dans la vallée de Garawi en Égypte, les techniques de réalisation des barrages sont très développées. Le barrage des trois gorges situé au Chine est le plus grand barrage dans le monde avec une longueur de crête de 2 335 m, une capacité de retenue normale de 39.3 milliards m³ et une production d'électricité de 18 200 mégawatts contre 14 000 mégawatts pour le barrage d'Itaipu entre le Brésil et le Paraguay.

En Algérie, il existe 59 barrages en exploitation avec une capacité totale de stockage de 5.81 milliards de m³, Le plus grand barrage en Algérie est de Beni Haroun situé dans la willaya de Mila avec une capacité de stockage de 960 millions m³. L'état d'Algérie a dépensée beaucoup d'argent pour recouvrir la demande de l'eau.

Le gouvernement d'Algérie est en train d'accélérer l'avancement dans le domaine de l'hydraulique pour pallier au manque d'eau et assurer la quantité nécessaire à l'alimentation en eau potable, l'alimentation de l'industrie et l'irrigation des terres agricoles.

Le barrage de oued Taht dans la Willaya de MASCARA est en phase d'étude, tel que l'étude de faisabilité a été déjà réalisée.

Notre travail consiste à effectuer l'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues et les ouvrages annexes de ce barrage dont l'étude de faisabilité existe déjà comme donnée. Nous devons compléter l'étude hydrologique en utilisant une nouvelle série de précipitation.

Le calcul du laminage de crues n'est pas fait dans l'étude d'avant projet sommaire, d'où on doit le calculer d'une manière détaillée en suivant la Méthode de Kotcherine

Connaissant le débit maximum laminé, la largeur du déversoir et la charge déversante trouvées par le calcul de laminage, nous déterminons les dimensions des sections d'écoulement des différents éléments de l'évacuateur de crues. Nous calculons aussi les caractéristiques de l'écoulement : le tirant d'eau et la vitesse d'écoulement le long de l'évacuateur de crues.

Une fois que nous calculons les dimensions des différents composants, nous passons aux calculs du génie civil : calcul des épaisseurs des murs bajoyers et les radiers, calcul de stabilité et calcul de ferrailage.

Enfin, nous terminons par un calcul du devis estimatif et quantitatif qui nous permettra d'évaluer les coûts des différents ouvrages constituant l'aménagement.

I. Introduction

Après une visite sur le terrain et une analyse bien détaillée de la documentation nous présentons ci-après, conformément au marché signé entre l'Entreprise des Etudes Hydrauliques (E.N.H.D) et la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya (D.H.W) de Mascara, une évaluation préliminaire des caractéristiques du site et de la cuvette.

I.1. Destination de l'ouvrage

L'ouvrage aura pour objet la mobilisation d'une nouvelle ressource qui sera destinée en grande partie pour l'alimentation en eau potable.

I.2. Situation géographique et topographique

Le site du barrage se situe sur l'Oued Taht. Un des affluents de l'Oued Mina, juste à proximité de la commune de Ain Ferrah. Cette dernière est le plus à l'Est des communes de la Wilaya de Mascara. Elle se situe à 18 Km de l'Oued El Abtal, à 54 Km de son lieu de Diara Tighanif et à 72 Km de son C.H.W Mascara.

Les communes limitrophes d'Ain Farrah sont :

- ✓ Au Nord, la commune de Oued Salaem (Wilaya de Mostaganem).
- ✓ Au Sud, la commune de Ain El Hadid (Wilaya de Tiaret).
- ✓ Au l'Est, la commune de Ain Djilali Ben Amar (Wilaya de Tiaret).
- ✓ Au Sud, la commune de Oued El Abtal (Wilaya de Mascara).

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

- ✓ **X = 325.8 km**
- ✓ **Y =233.1 km**
- ✓ **Z =360.0 m, NGA**

Dans les suivantes figures (I.1) et (I.2) on reporte un bref encadrement géographique de la zone d'étude.



Figure I.1: Encadrement géographique de la zone du barrage

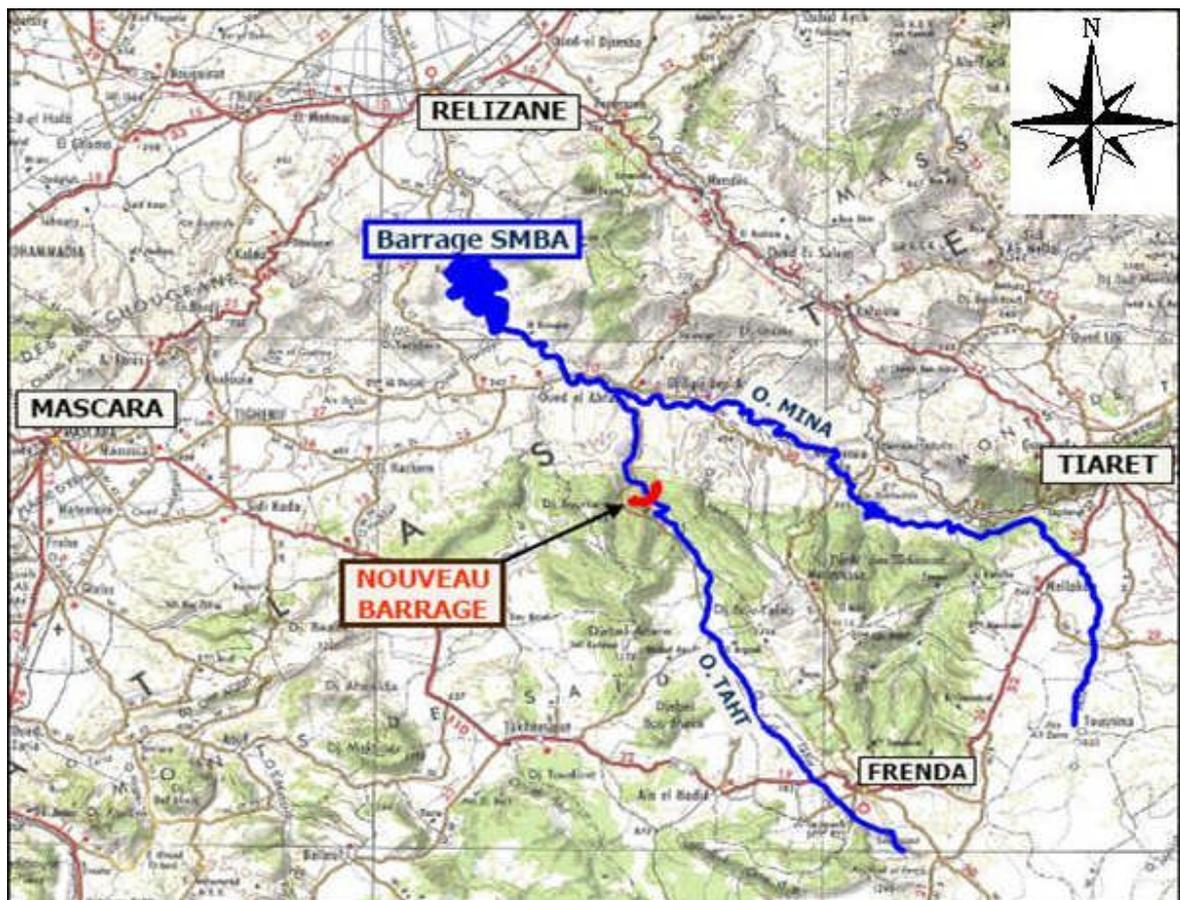


Figure I.2 : Encadrement géographique de l'oued Taht

I.3. La géologie de la zone d'étude

Sur la base des levés géologiques et structuraux conduits sur le site, la séquence stratigraphique observable sur les terrains, chronologiquement, du haut vers le bas, elle est décrite ci-après.

I.3.1 Quaternaire

I.3.1.1 Dépôts récents (A) :

Ils sont localisés essentiellement le long du fond d'oued Taht et ils sont caractérisés par des graviers et galets dans une matrice sableuse-limoneuse. Les blocs caillouteux, de nature hétérogène, principalement calcaire-dolomitique, sont généralement arrondis, de dimensions comprises entre 20-30cm et 50-60cm, tandis que les blocs supérieurs au mètre sont rares.

I.3.1.2 Dépôts colluviaux (Cp) :

Ils forment une couverture de débris, plutôt centimétriques, liés à la désagrégation et à l'altération surtout des poudingues et des grés ; il s'agit de blocs de poudingues (calcaires et dolomies) sur une matrice sableuse-marneuse et, à lieux, argileuse-marneuse. Ils sont localisés, principalement, dans zone sommitale des gorges d'oued Taht, au contact avec les poudingues proprement dits et avec les marnes verdâtres du Miocène.

I.3.1.3 Dépôts de versants et éboulis (Eb) :

Ils sont localisés le long des versants qui caractérisent la zone de retenue du barrage (cuvette) ; sont des dépôts chaotiques constitués par des éléments gréseux et caillouteux sur une matrice sableuse marneuse

1. 3.2 Miocène

I.3.2.1 Poudingues (P) :

Ils sont localisés, à partir de l'embouchure, le long des gorges sur l'oued Taht ; il s'agit d'un véritable amas rocheux grâce au fort degré de cimentation des cailloux sur une matrice fine siliceuse et carbonatée. Cette formation est caractérisée par une alternance de poudingues et des bancs de grés fins, de dimensions décimétriques à métriques, déposés de façons hétérogènes, à lieux fracturés et altérés avec des surfaces (patines) d'oxydations soit à l'intérieur de fractures soit sur la surface exposée aux agents météoriques. La composition des galets qui constituent les poudingues est de nature calcaire et calcaire-dolomitique.

I.3.2.2 Marnes verdâtres (Mv) :

Ils sont localisés dans la partie sommitale des gorges d'oued Taht, recouvertes, parfois, par les dépôts colluviaux dérivés de l'altération des poudingues et des grés ; à l'aval du barrage, en rive gauche, ils affleurent largement et il semble qu'ils soient en contact tectonique avec les

poudingues et les grés. Ils sont constitués par des marnes argileuses de couler verdâtres, fracturés et souvent feuilletés, intercalés par des minces couches des grés fins.

I.3.3 Crétacé

I.3.3.1 Crétacé supérieur :

Le Sénonien (peu représenté) est constitué par des calcaires poreux et il est transgressif sur les dolomies du Jurassique moyen dans la partie sud du plateau dolomitique plus à l'Ouest.

I.3.3.1 Crétacé inférieur :

Il apparaît sur le Kimméridgien et le Portlandien localement indifférencié à l'extrême limite nord-ouest de la région (faciès calcaires avec argiles à gypse et faciès gréseux).

I.3.4 Jurassique

I.3.4.1 Marnes calcaires grises bleuâtres (Mb) :

Elles sont localisées dans la zone de retenue du barrage ; en fait, la limite Nord de cette lithologie correspond avec l'embouchure des gorges. Cette formation est caractérisée par des marnes faiblement calcaires, de couler gris-bleuâtre, avec, à lieux, intercalation des bancs gréseux fins ; la stratification de la formation, caractérisée par des épaisseurs centimétriques, se présente, en surface, altéré et feuilleté, en écailles meubles, de l'ordre de quelque centimètre; seulement dans de rares affleurements on peut noter leur aspect lithoïde plus massif.

I.3.5 Trias infra Lias

Les formations ne sont pas visibles dans les limites du bassin. Le niveau basaltique a été atteint par des forages exécutés dans la région à des profondeurs variables entre 140 mètres et 410 mètres.

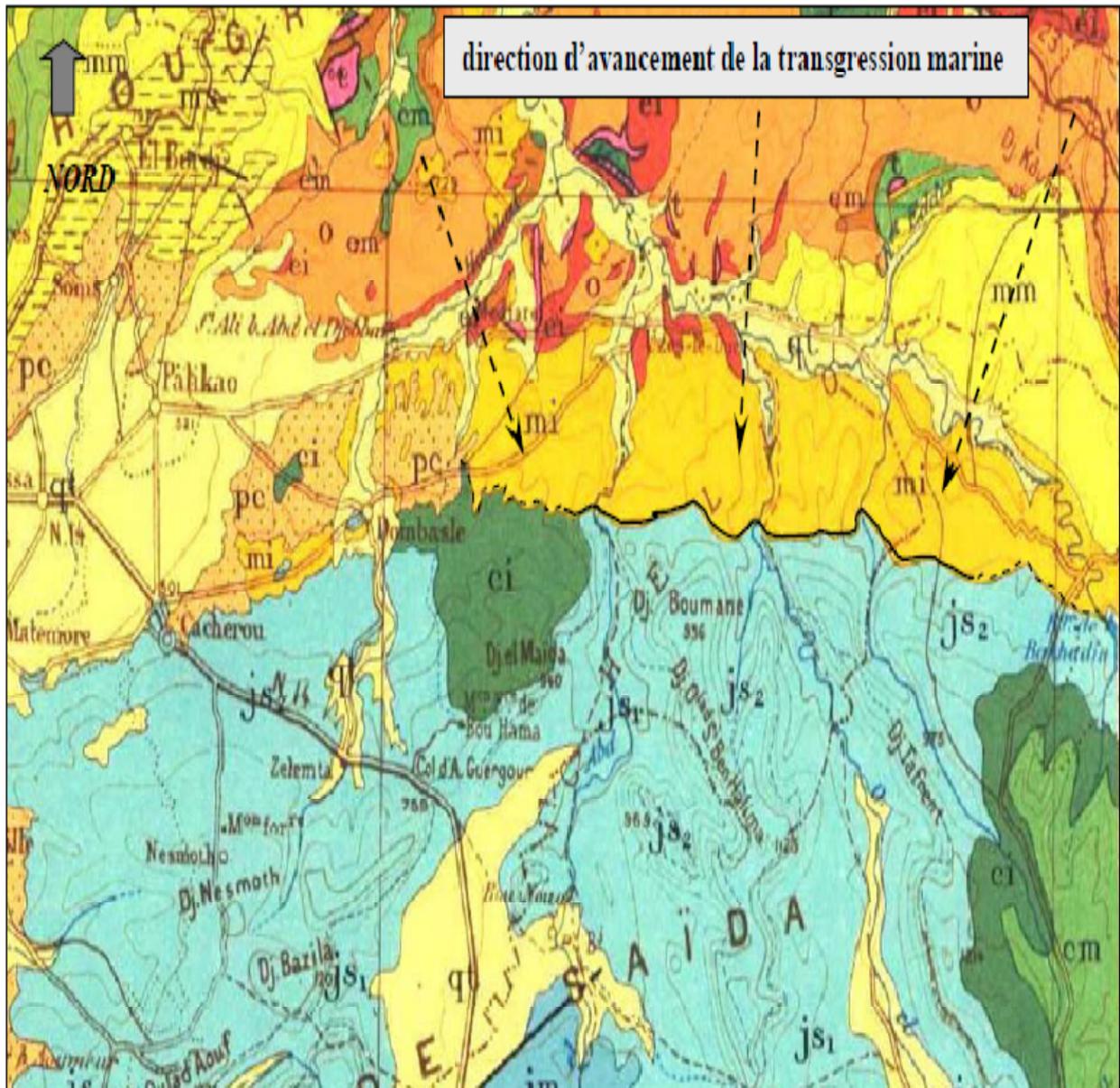


Figure I.3 : Carte géologique général de la zone du projet (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000 agrandie)

LEGENDE

m Miocène
 c Crétacé
 i Jurassique
 e poudingue

---- La ligne noire représente part de la limite de la transgression Cartennienne du Miocène.

I.4. Travaux de reconnaissance effectués

Les travaux de reconnaissance mis en oeuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

Les objectifs principaux de ces reconnaissances étaient :

- ✓ Définir la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur
- ✓ Définir la perméabilité du rocher
- ✓ Fixer le niveau de la nappe
- ✓ Définir les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher

A - Sondages et les essais in situ

Les caractéristiques des sondages qui ont été exécutés sont résumées dans le tableau suivant, où on indique aussi les essais in situ et leur localisation par rapport à l'ouvrage. Avec : P = Piézomètre (filtres) ; I = Inclinomètre ; (n.i.) = profondeurs des filtres non indiqué dans les logs stratigraphiques

Tableau I.1: Situations et profondeurs des sondages

Code sondage	Prof. (m)	Typologie	Localisation	SPT (n)	Essais Lefranc (n)	Essais Lugeon (n)	Instrumentation en tubage ⁽¹⁾
STG01	50.0	carottage	axe du barrage	-	-	16	P (n.i.)
STG02	40.0	carottage	axe du barrage rive gauche	-	-	12	-
STG03	70.0	carottage	axe du barrage rive droite	-	-	18	P (0m/70m)
STG04	40.0	carottage	cuvette rive gauche	4	1	10	P (0m/40m)
STG05	40.0	carottage	cuvette rive droite	4	2	10	P (n.i.)
STG06	70.0	carottage	à l'aval du barrage rive droite	-	-	13	P (n.i.)
STG07	30.0	carottage	cuvette rive droite	-	1	8	-
STG08	60.0	carottage	à l'aval du barrage rive gauche	-	-	10	P (n.i.)
STG09	45.5	carottage	axe du barrage	-	-	14	P (6m/40.23m)
STG10	30.0	carottage	cuvette rive droite	-	2	7	I
STG11	20.0	carottage	station de traitement des eaux	-	-	6	P (0m/20m)
STG12	40.0	destructif	axe du barrage	-	-	-	-
STG13	30.0	destructif	axe du barrage	-	-	-	-

B- Essais au laboratoire

Sur chaque échantillon prélevé, les essais suivants devront être réalisés

- ✓ Densité apparente.
- ✓ Essai de compression.
- ✓ Essai de traction brésilien.
- ✓ analyse minéralogique.
- ✓ analyse granulométrique.

C - Piézomètres

Afin d'évaluer la variation de la profondeur de la nappe, une fois réalisés les sondages, 9 forages ont été équipés avec des piézomètres avec tube à crépine. Il s'agit en particulier des sondages STG01, STG03, STG04, STG05, STG06, STG08, STG09 et STG11, localisés soit sur l'axe du barrage soit dans la zone de la cuvette.

I.5. Géologie de la cuvette et du site de barrage

I.5.1. Géologie de la cuvette

La zone de retenue du barrage (cuvette) est caractérisée par un substratum rocheux composé de marnes grises, verdâtres (Jurassique) et de terrains de couverture quaternaires-récents, tels que graviers, galets et cailloux dans une matrice sableuse limoneuse.

En ce qui concerne l'étanchéité de la cuvette, suite aux essais de perméabilité (Lugeons et Lefranc) exécutés le long de sondages et aux observations lors des levés géologiques, on peut conclure que :

- Les marnes grises qui compose le substratum rocheux, en présentant des perméabilités comprises entre 4UL et 18UL, garantie un bon degré d'étanchéité de la cuvette ($K=10^{-6} - 10^{-7}$), (m/s) tandis que pour les terrains de couverture, la perméabilité (K) est de l'ordre de 10^{-5} m/s.

- A part les alignements tectoniques rapportables aux grands traits régionaux, on n'a pas pu observer des systèmes de fractures significatives, capables d'engendrer des importants phénomènes d'infiltrations, grâce aussi à la présence des terrains de couverture qui masquent les éventuels éléments structuraux des versants face_à l'oued Taht.

- On observe la présence d'incisions (axes de drainage), en rive gauche et droite, liés à des phénomènes d'érosion concentrée, à écoulement temporaire et saisonnier, responsables d'une partie, même se limitée, du transport solide que intéressera la zone de la cuvette du barrage ; tels apports de matériels solides pourront parvenir aussi des versants, à travers des formes d'érosion en nappe le long des versants, de façons généralisées, tenu compte du manque de végétation capable de freiner ces processus érosifs.

- Concernant la stabilité des versants, on n'enregistre pas des phénomènes très évidents, sauf sur les versants caractérisés par les marnes grises affleurantes, sur lesquelles la couche d'altération feuilletée et meuble, formée par des écailles fines, pourra engendrer des formes de glissements superficiels, sur pentes raides et avec de volume limités, surtout en occasion de précipitations météoriques importantes.

I.5.2. Géologie de l'axe du barrage

D'un point de vue géologique l'axe du barrage est localisé sur les poudingues et les grés qui caractérisent les gorges d'oued Taht ; cette formation est formée par des conglomérats à ciment carbonatée, siliceux et, à lieux, calcaire-marneux, avec intercalations de bancs de grés plus ou moins fin. Les parties sommitales des gorges sont caractérisées par des dépôts colluviaux dérivés de l'altération des poudingues et des grés, d'épaisseur variable, jusqu'à 10m au maximum.

A travers les levés géologiques, on a observé divers systèmes de fracturation de la roché, soit à l'embouchure de la vallée, responsables du contact marnes/poudingues, sub-parallèles à l'axe du barrage et d'autres sur les parois des gorges, à travers lesquelles pourrons se vérifier des phénomènes d'infiltration, indifféremment en rive gauche et droite. Toutefois, en analysant les résultats des sondages (échantillons et carottes), en termes de RQD de l'amas rocheux, on peut constater que les valeurs varient entre le 60% et le 100% avec une portion comprise entre 30m et 35m environ, avec des valeurs de RQD variable entre 40% et 20%, en correspondance de l'axe de l'oued Taht.

RQD :

La nappe phréatique a été localisée, sur l'axe d'oued à une profondeur variable entre 5.70m et 7.22m, tandis que sur les versants (parois) a été localisée à une profondeur variable entre 10.57m et 17.18m, en rive droite, et 6.10m en rive gauche, à l'aval du barrage.

Sur les versants, on n'a pas noté des phénomènes importants d'instabilité de l'amas rocheux, sauf, en correspondance des zones plus fracturées, caractérisées par la présence de blocs isolés, de dimensions décimétriques à métriques, instables qui devront être dégagé, pour de question de sécurité, pendant la phase de construction du corps du barrage ; en général, ces blocs sont délimités par deux systèmes de fractures principales, un coïncidente avec la surface de stratification des grés et l'autre par des fractures sub-verticales, parallèles à l'axe du barrage.

1.6. Etanchéité de la cuvette

L'étanchéité de la cuvette est assurée par les marnes de base à rares intercalations gréseuses, puis par les marnes grises du callovo-oxfordien est excellente, aucun risque de fuite latérale n'est à craindre seuls, au voisinage immédiat de l'ouvrage, les poudingues qui seront baignés par la retenue sur une faible surface pourrait à leur contact avec les marnes laissés filtrer un peu d'eau . Ce dernier inconvénient est sans importance, car les eaux filtrées n'ayant pas de débouche se trouvent rapidement occluse.

Pour les berges aucun glissement majeur n'a été observé dans la cuvette ou les pentes sont généralement douces, la forme de la retenue la faible hauteur des versants conduisent à considérer que les risques vis-à-vis du barrage sont quasi nuls.

Au droit du barrage l'étanchéité n'est limitée que par la perméabilité des poudingues à cet endroit.

I.7. Matériaux de constructions

Les n.24 puits de reconnaissances (P1/P24) exécutés à l'amont du barrage, le long du vallée de l'oued Taht, pour l'évaluation des caractéristiques géotechniques des matériaux utilisables pour la construction du barrage ; ces puits ont une profondeur comprise entre 1.5m et 3.0m.

La figure (I.4), indique la surface de localisation des puits réalisés est subdivisé en trois zones :

Zone A : située immédiatement à l'amont du site du barrage, en rive droite d'oued Taht sur le bas terrasse ; cette zone a été étudiée par 9 puits (P1/P9), caractérisée par des terrains limoneux argileux, parfois avec une composante sableuse graveleuse.

Zone B : située à l'amont de la zone A, en rive gauche d'oued Taht sur le bas terrasse ; cette zone a été étudiée par 11 puits (P10/P20), caractérisée par des terrains limoneux argileux, recouvrant des formations sableuses graveleuses.

Zone C : située dans les dépôts de versants (éboulis) à l'amont du site du barrage, en rive droite d'oued Taht ; cette zone a été étudiée par 3 puits (P21, P23 et P24) caractérisée par des terrains argileux graveleux.

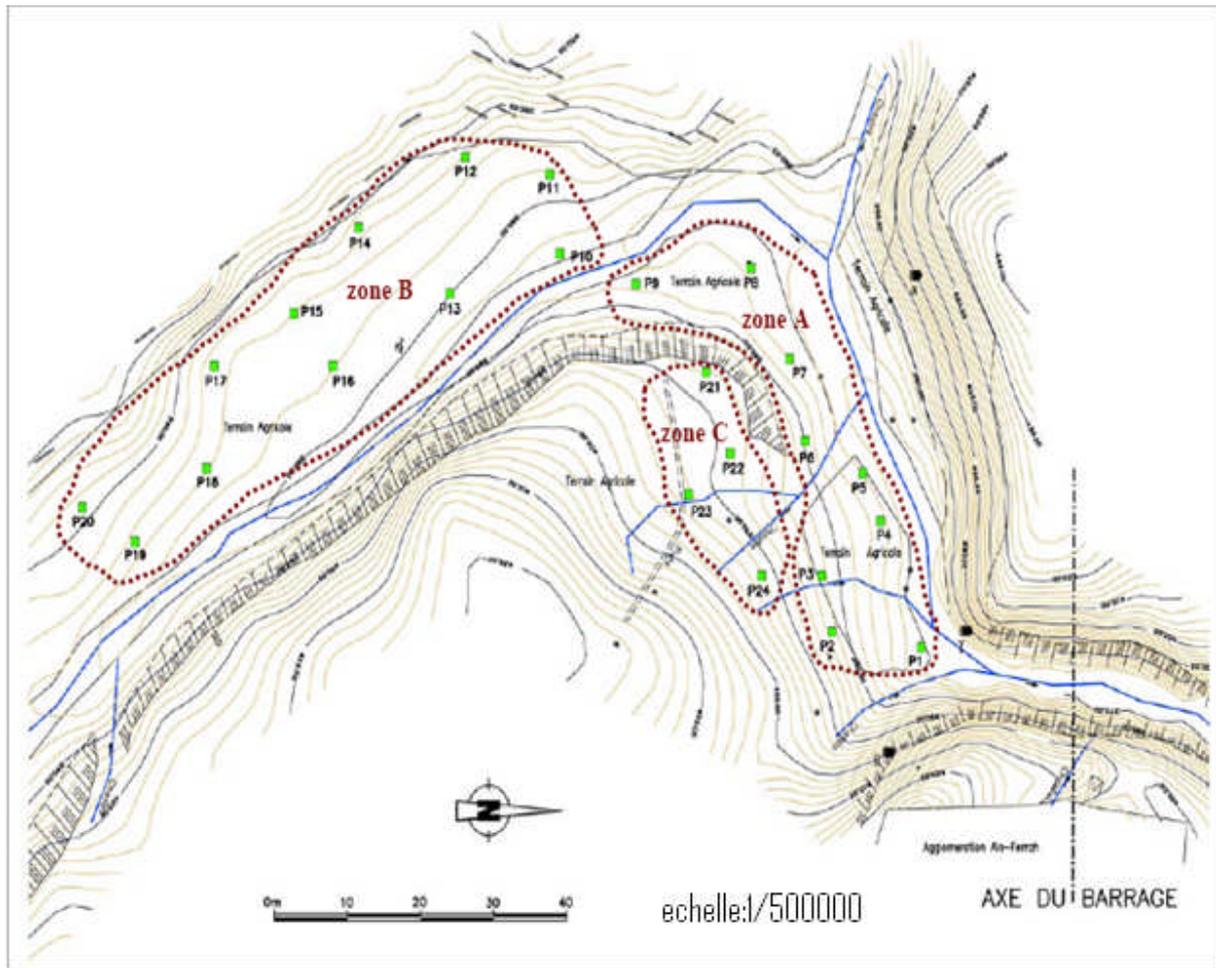


Figure I.4 : Carte de localisation des puits de reconnaissance réalisés

- Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques.

A - Granulométrie

Les matériaux analysés ont été caractérisés, selon la classification USCS (Unified Soil Classification System), comme présenté dans le tableau ci-après.

Tableau I.2: Résumé des caractéristiques granulométriques pour les trois zones investiguées

		Graviers / Cailloux	Sables	Limons / Argiles
	Fraction (%)	> 4.75 mm	0.075 mm – 4.75 mm	< 0.075 mm
zone A	Minimale	0.07	21.71	40.81
	Maximale	34.15	44.61	76.41
	Moyenne	10.72	32.77	56.49
	<i>Ecart type</i>	<i>+/-12.93</i>	<i>+/-8.14</i>	<i>+/-14.00</i>
zone B	Minimale	0.63	8.63	44.58
	Maximale	42.64	29.31	80.70
	Moyenne	12.32	16.28	71.39
	<i>Ecart type</i>	<i>+/-13.51</i>	<i>+/-6.25</i>	<i>+/-10.98</i>
zone C	Minimale	2.71	16.16	81.11
	Maximale	7.16	22.51	70.33
	Moyenne	*	*	*
	<i>Ecart type</i>	*	*	*

B - Limites d'Atterberg

Sur les mêmes échantillons sur les quelles on a effectué les essais granulométriques, ils ont été évalués les limites de Atterberg pour estimer, par la suite, leur degré de plasticité.

Tableau I.3 : Résumé des valeurs des limites d'Atterberg pour les trois zones investiguées

	Valeurs	LL%	LP%	IP%	Ic
zone A	Minimale	20.00	11.30	6.20	1.00
	Maximale	30.98	16.44	15.4	1.84
	Moyenne	25,25	13,92	11,27	1,45
	<i>Ecart</i>	<i>+/-3,55</i>	<i>+/-1,70</i>	<i>+/-2,69</i>	<i>+/-0,28</i>
zone B	Minimale	24.5	10.90	10.90	0.90
	Maximale	38,00	19,10	27,20	1,83
	Moyenne	32,32	14,72	17,42	1,32
	<i>Ecart</i>	<i>+/-5,07</i>	<i>+/-2,44</i>	<i>+/-5,41</i>	<i>+/-0,27</i>
zone C	Minimale	32,00	16,10	15,90	1.16
	Maximale	32,00	16,40	15,60	1.73
	Moyenne	*	*	*	*
	<i>Ecart type</i>	*	*	*	*

I.8. Hydrogéologie régionale

Les formations alluvionnaires, visibles le long des oueds, ont une très faible épaisseur variable entre 1m et 5m, et constituent un aquifère de relative importance.

Les formations du Lusitanien et du Kimméridgien sont des nappes suspendues (position haute) et rapidement drainées, les impluviums sont réduits et les formations lusitaniennes présentent des pentes qui favorisent le ruissellement superficiel. Les sources issues de ces formations ont un débit irrégulier assez faibles et tarissent pour la plus part en été.

Les formations du Callovien-Oxfordien et du Tertiaire dans les vallées sont très argileuses, ces formations sont normalement drainées par les oueds. Une étude effectuée a enregistré une importante salinité dans les puits et dans les eaux de l'oued Taht en période d'étiage lorsque ne sont drainés que ces formations argileuses.

Enfin, pour ce qui concerne les dolomies du Jurassique inférieur et moyen constituent des aquifères de bonne qualité, cependant au niveau du bassin de l'oued Taht montre une très faible circulation souterraine selon les débits enregistrés dans les forages ; ceci doit correspondre à une karstification insignifiant que, par conséquent rend les réserves statiques peu importantes.

I.9. Sismicité de la zone d'étude

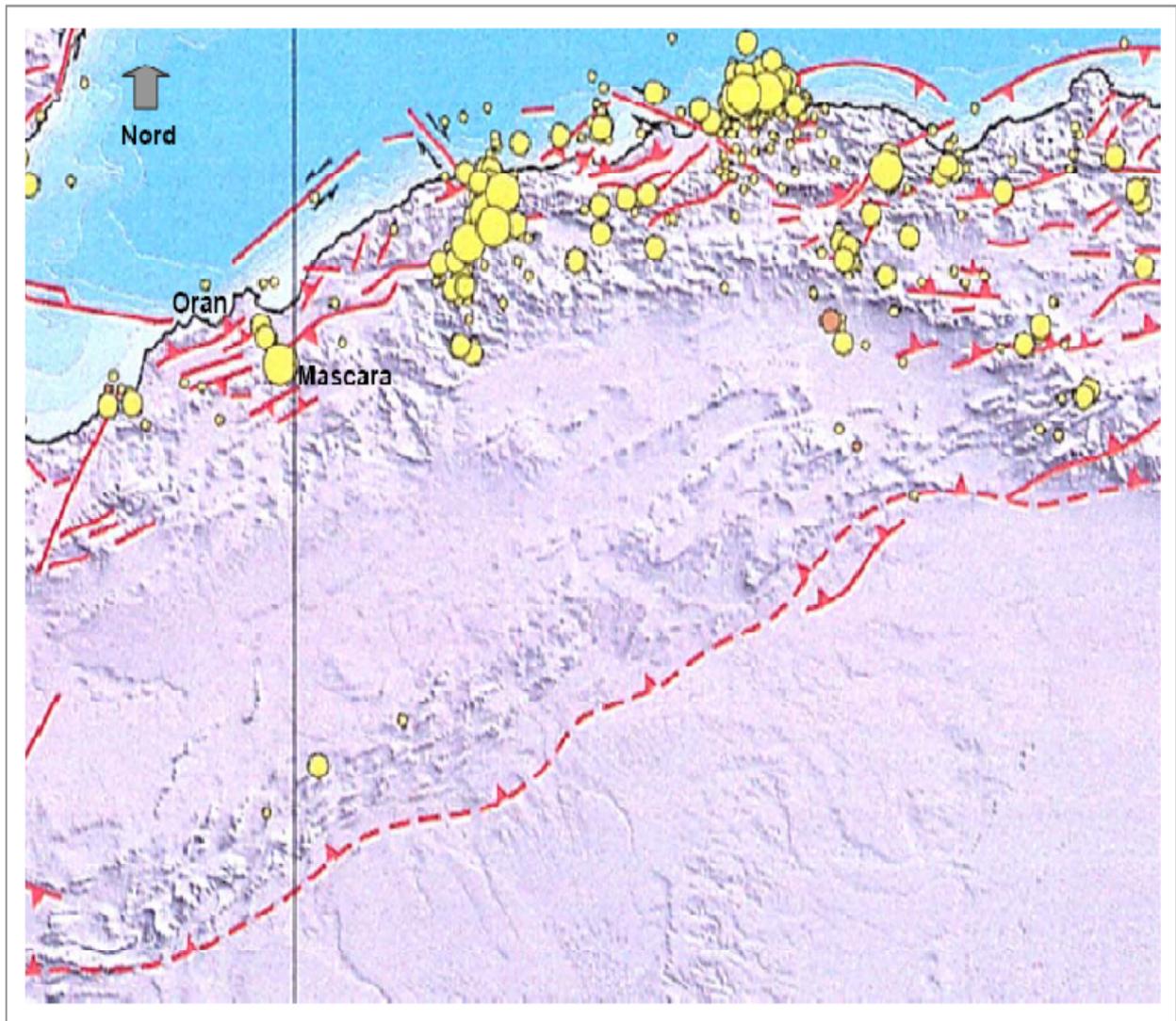
Le site du barrage est localisé dans une zone relativement tectonisées situées à la limite de la bordure sud-tellienne. Cette dernière zone se caractérise par une activité importante, surtout dans sa bordure septentrionale où ils ont été localisés les séismes à intensité la plus élevée.

La distribution des séismes dans le Nord de l'Algérie montre que les épicentres sont placés dans les zones particulièrement instables correspondent aux alignements tectoniques orientés approximativement SW-NE, suivant la structure générale du nord de l'Algérie (sud tellien).

Les études sismotectoniques effectués dans la région, montrent une conformité évidente entre l'emplacement des épicentres séismiques et le tracé du réseau de la fracturation tectonique régionale ; ce fait souligne l'existence d'une activité tectonique récente ou de « néotectonique active ». D'après les données historiques, la région de Mascara a subi plusieurs événements dévastateurs ; en particulier les séismes: de Beni-Chougrane de $M= 5.1$; (13-7-1967) et celui de Hacine de $M= 5.7$; (18-8-1994).

En effet, les indications de la fracturation néotectonique confirment que les abords proches de reliefs sont souvent affectés par des dislocations et, ou érosion géomorphologique intense, où sont placés les noeuds tectoniques. Ces noeuds représentent des zones où les morphostructures sont corrélées avec les différentes intensités séismiques, générant ainsi d'importantes dislocations des reliefs.

Sur le terrain, les épicentres séismiques se placent généralement aux endroits de croisement entre les failles longitudinales régionales et les 'accidents transversaux régionales (voire Fig I.5)



○ M (3-4.4), ● M (4.5-5.4), ⊙ M (> 5.5) ; chevauchements —▲— ; décrochement —↔— ; faille indifférencié ———
(extrait de la Carte Géodynamique de la Méditerranée - Commission de la Carte Géologique du Monde, CCGM, 2002)

Figure I.5 : Carte géodynamique du Nord de l'Algérie avec la localisation des majeurs alignements tectoniques et la localisation des épicentres des séismes, compris entre 0-50 km de profondeur du foyer, avec leur magnitude

I.10. Hydrologie

Dans cette présente partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage d'Oued Taht, élaboré lors de l'étude de faisabilité.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant sont les suivantes :

Tableau I.4 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage d'Oued Taht

Caractéristiques du bassin versant Valeurs	valeurs
Surface	776.27 km ²
Longueur talweg	70.5 km
Périmètre	149.22 km
Altitude min	360 m.NGA
Altitude max	1250 m.NGA
Altitude médiane	910 m.NGA
Altitude moyenne	846 m.NGA
Indice de compacité Gravelius	Kc = 1.51
Pente globale	0.905 %
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	13.21 Mm ³
Crue de travaux (T=10 ans)	163 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)	404 m ³ /s

I.10.1. Données climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet

A - Température

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'à la station de Mascara. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau I.5 : répartition mensuelle de la température

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Mascara	Tmax °C	24.8	18.8	15.2	11.2	10	12.2	15	16.3	18.9	27.1	30.6	30.4	19.2
	Tmin °C	19	15	8.6	7.4	6	7.2	8.2	10.1	14.3	16.3	19.2	19	12.5
	Tmoy °C	21.9	16.9	11.9	9.3	8	9.7	11.6	13.2	16.6	21.7	24.9	24.7	15.9

Source : O.N.M

B - Vitesse du vent

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de 2,43m/s. Elle présente un maximum en Mai (3.1m/s).et un minimum en Novembre (1.7m/s).

Tableau I.6 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2.0	2.0	1.7	2.5	2.1	2.5	2.5	2.9	3.1	2.8	2.6	2.5	2.43

Source : O.N.M

C - Evaporation

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station de Mascara. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau I.7 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	5.7	3.9	2.7	2.0	2.1	2.1	3.1	3.9	5.1	6.8	7.6	7.0	52
Ev(%)	10.96	7.50	5.19	3.85	4.04	4.04	5.96	7.50	9.81	13.08	14.62	13.46	100

Source : O.N.M

D - Humidité de l'air

Tableau 1. 8 : moyennes mensuelles des Humidités relatives à Mascara

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Moyenne%	78,6	80,6	74,5	72,8	67,8	61,4	54,4	57,2	63,3	70,2	75,7	80,2	79.3

E – L'insolation

Tableau 1. 9 : moyennes mensuelles des insolation totales à mascara (en heure)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
L'insolation heures/jour	6,1	6,4	7,6	7,7	8,8	10,2	11,1	10,2	9,3	7,8	6,7	6,1	8

I.10.2 La pluviométrie

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant. Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.10 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude (m)	Années de fonctionnement
KEF-MAHBOULA	01.30.01	475	32
FRENDIA	01.30.02	990	28
AIN-EL-HADDID	01.30.04	829	42
M'HAOUDIA	01.30.05	670	19

Source : A.N.R.H

I.10.3 Etudes des apports

Tableau I.11 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0.54	0.89	0.85	1.45	2.21	1.52	1.49	1.69	1.32	0.60	0.37	0.30	13.21
Apport (%)	4.1	6.7	6.4	10.9	16.7	11.5	11.3	12.8	10.0	4.5	2.8	2.3	100

I.10.4 Crues du projet

Tableau.I.12: Crues de projet

Temps de retour [ans]	5	10	20	50	100	1000	10000
Pointe de crue [m³/s]	124	163	200	248	285	404	523

I.10.5 Apports solides

On dispose des données de transport solide mesurées à la station de Kef-Mahboula sur l'oued Taht à peu de distance en amont du barrage de projet. Il s'agit naturellement du transport effectué par suspension des matériaux (sables fin, limon, argile) qui donne la turbidité au courant.

On a :

Taux d'abrasion : 75 m³/Km²/an

I.11. Conceptions de barrage et ouvrages annexes :

Tableau.I.13 : Les principales caractéristiques techniques de la digue

<i>Type</i>	Enrochements avec un noyau en argile
<i>Volume régularisé</i>	8,5 Hm ³
<i>Côte de la crête</i>	399,50 m N.G.A.
<i>Côte des plus hautes eaux (PIIE)</i>	397,20 m N.G.A.
<i>Côte de la retenue normale</i>	392,00 m N.G.A.
<i>Côte moyenne de l'axe du barrage</i>	360,00 m N.G.A.
<i>Hauteur de la digue</i>	39,50 m
<i>Côte du volume mort</i>	384,00 m N.G.A.
<i>Largeur de la crête</i>	6,00 m
<i>Longueur de la crête</i>	127,00 m
<i>Volumes remblais utilisés</i>	Enrochements 181 000 : m ³
	Argile 36 000 : m ³
	Filtre fin : 22 000 m ³
	Filtre gros : 18 500 m ³
	Rip-Rap : 7 500 m ³
<i>Évacuateur de crue</i>	Type déversoir: frontal
	Largeur du déversoir : 8 m
	Longueur du coursier : 119,86 m

II. 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.

II.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 suivre 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 l'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 :

- ✓ Oued El Abtal (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- ✓ Takhemaret Est à l'échelle 1/50.000.
- ✓ Ain Dez Est à l'échelle 1/50.000.
- ✓ Frenda Ouest à l'échelle 1/50.000.
- Medrissa Ouest à l'échelle 1/50.000.

II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant

A - caractéristiques géométriques :

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant:

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

$$S = 766.8 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant:

$$P = 152.0 \text{ Km}$$



3 - Longueur du talweg principal:

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

$$L_p = 68.5 \text{ Km}$$

II.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc":

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

$$K_C = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (I.1)$$

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

$$K_C = 1,53$$

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 = 1.53, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.3)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant

$$C_a = 6.04$$

3-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 points 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 :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots (I.4)$$

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots (I.5)$$

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

La longueur est donnée par la formule :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.6)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec **L** : longueur du rectangle équivalent en (Km).

l : largeur du rectangle équivalent en (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

K_c : Indice de compacité de Gravelius.

On obtient :

$$L_r = 64.01 \text{ km}$$

$$l_r = 12.14 \text{ km}$$

64,01

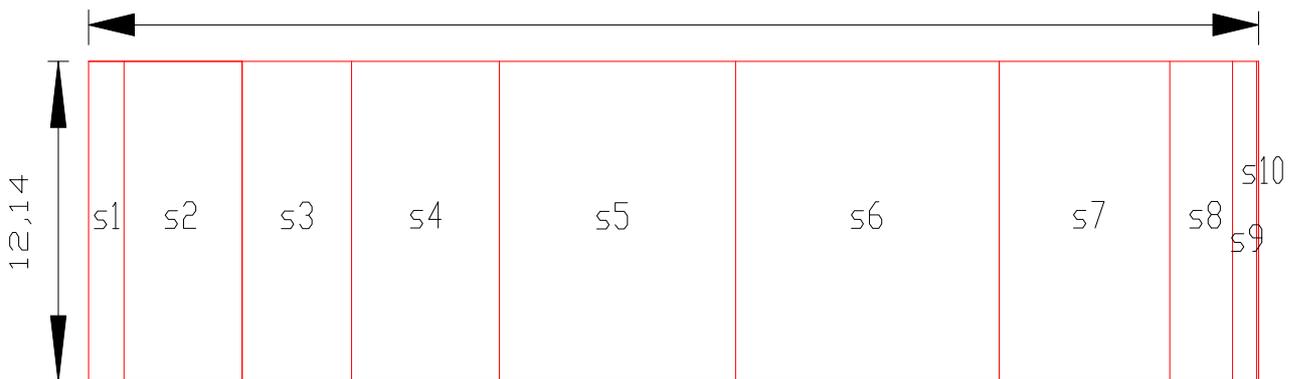


Figure II.1: Rectangle équivalent

II.1.3. Hypsométrie du bassin versant

II.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 II.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (H_i)	Altitude moyen H_i-H_{i-1}	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
1200-1250	50	23,62	3,04	23,62	3,04
1100-1200	100	78,20	10,07	101,82	13,11
1000-1100	100	72,40	9,36	174,22	22,47
900-1000	100	98,20	12,64	272,42	35,01
800-900	100	156,78	20,18	429,2	55,19
700-800	100	174,95	22,52	604,15	77,71
600-700	100	113,20	14,57	717,35	92,28
500-600	100	41,61	5,36	758,96	97,64
400-500	100	16,02	2,06	774,98	99,70
360-400	40	1,8	0,23	776,80	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.2)

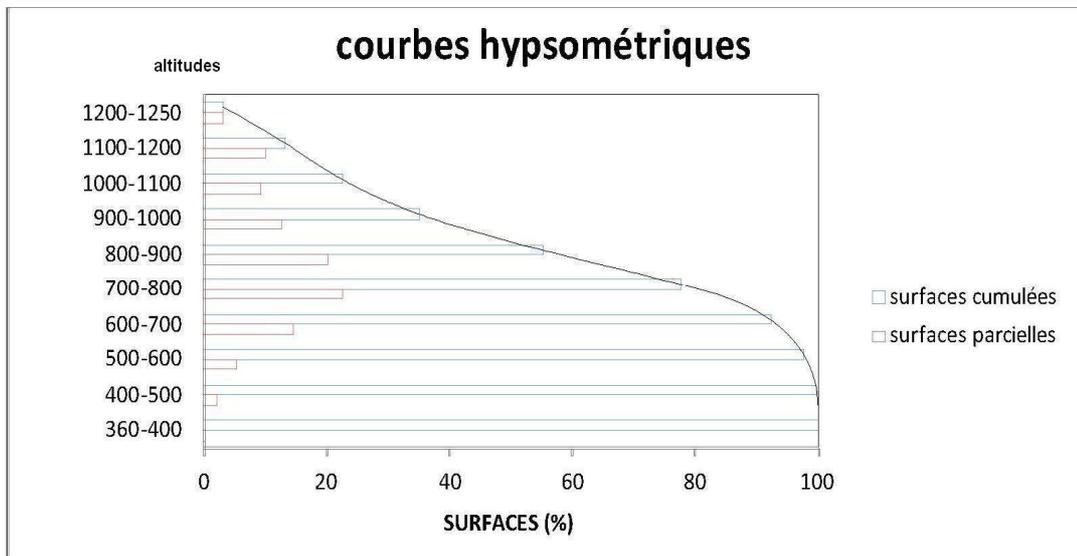


Figure II.2 : répartition et courbe hypsométrique

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 on a :

$$H_{\text{méd}} = 910 \text{ mNGA.}$$

C -L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots (I.8)$$

Avec :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m).
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km²).
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).
- S : superficie totale du bassin versant (km²).

Tableau II.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .m)
1200-1250	1225	23,62	28934,5
1100-1200	1150	78,20	89930
1000-1100	1050	72,40	76020
900-1000	950	98,20	93290
800-900	850	156,78	133263
700-800	750	174,95	131212,5
600-700	650	113,20	73580
500-600	550	41,61	22885,5
400-500	450	16,02	7209
360-400	380	1,8	684

Donc,

$$H_{\text{moy}} = 845.79\text{m}$$

D - L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a : $H_{\text{max}} = 1250 \text{ m NGA}$ $H_{\text{min}} = 360 \text{ m NGA}$

II.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 :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (I.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II.3 : détermination de la pente Roche I_p

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km ²)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1250-1200	50	23,62	3,041	12,33
1200-1100	100	78,20	10,067	31,73
1100-100	100	72,40	9,320	30,53
100-900	100	98,20	12,642	35,56
900-800	100	156,78	20,183	44,93
800-700	100	174,95	22,522	47,46
700-600	100	113,20	14,573	38,17
600-500	100	41,61	5,357	23,15
500-400	100	16,02	2,062	14,36
400-360	40	1,8	0,232	3,05
Somme		776.8	100	281.25

$I_p = 1.11 \%$

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 : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%} = 1180$ m

$H_{95\%} = 560$ m

L = 64.01 Km

$I_g = 0.969\%$

C - Indice de pente moyenne I_{pm} :



L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

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

I_{pm} = 1.39 %.

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 II.4 : 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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(\mathbf{I.12})$$

D_s = 27,01 m < 50

Conclusion:Le relief de notre bassin versant est à faible relief.

E - Pente moyenne du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3, \dots\dots\dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(\mathbf{I-13})$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives
 L1, L2....Ln: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).
 S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1200	100	50.7
2	1100		95.0
3	1000		131.5
4	900		162.5
5	800		315.1
6	700		130.3
7	600		89.5



8	500	40.4
---	-----	------

$$I_{\text{moy}} = 12.48 \%$$

II.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

II.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 Dd :

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/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.14)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 2527 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$$D_d = 3.25 \text{ km/km}^2$$

B - Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (I.15)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=4589$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 5.91 \text{ thalweg/km}^2$$

C - Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (I.16)$$

$$C_t = 19.2 \text{ Km}^{-3}$$

D - La longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (I.17)$$



D_d : densité de drainage en Km/Km^2

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 9.85 \text{ Km}$$

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

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

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.18)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 0.905 \%$$

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 :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.19)$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km^2).

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

T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

$$t_c = 12.5 \text{ heures}$$

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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 5.64 \text{ Km/h}$$

II.1.6. Profil en long de l'Oued

L'Oued de Taht 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 II.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1200-1250	0.9	0.9
2	1100-1200	1.3	2.4
3	1000-1100	1.6	4.0
4	900-1000	4.5	8.5
5	800-900	8.0	16.5
6	700-800	11.3	27.8
7	600-700	15.2	43.0
8	500-600	12.0	55.0
9	400-500	8.0	63.0
10	360-400	5.5	68.5

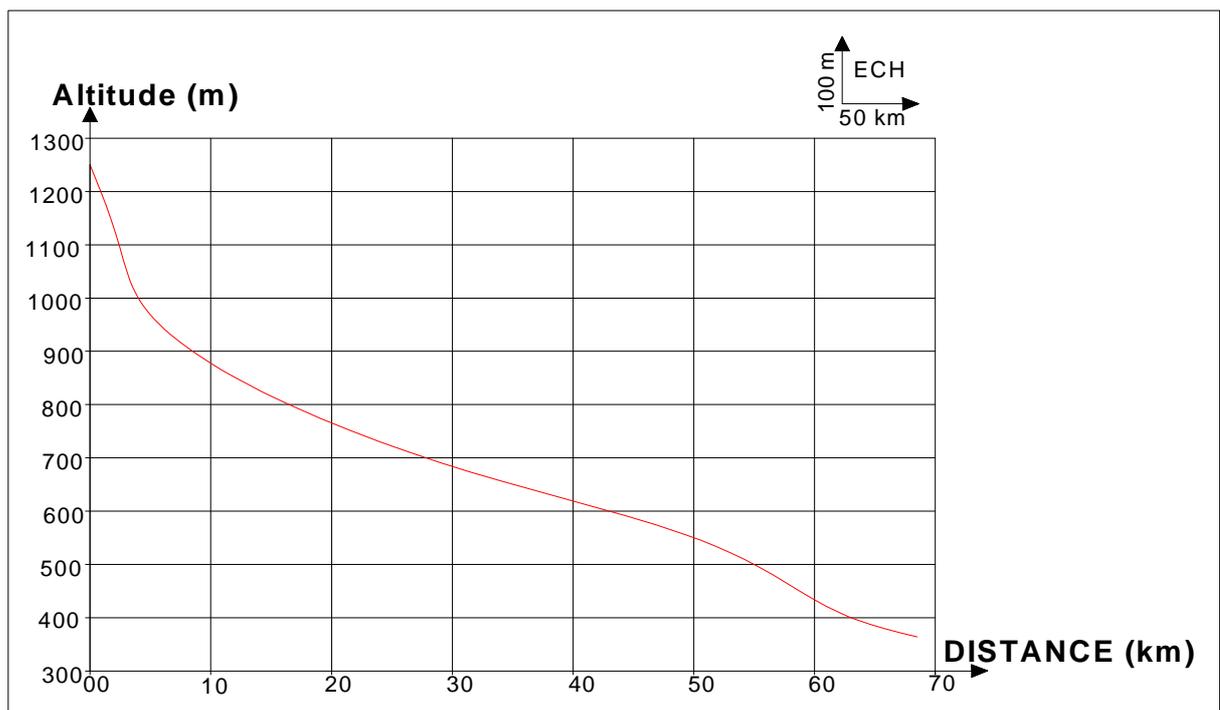


Figure II.3 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau II.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	776.8
Périmètre		P	km	152
Longueur du thalweg principal		L	km	68.5
Indice de compacité		K _C	***	1.53
Coefficient d'allongement		C _a	***	6.04
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	64.01
	largeur	l _r	Km	12.14
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1250
	moyenne	H _{moy}	m	846
	médiane	H _{med}	m	910
	minimale	H _{min}	m	360
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	1.11
Indice de pente globale		I _g	m/Km	0.97
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/Km	1.39
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.25
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	19.2
Temps de concentration		T _c	h	12.5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5.64

II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques dans le bassin versant.

II.2.1. Température

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'à la station de Mascara. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau II.8 : répartition mensuelle de la température

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Mascara	Tmax °C	24.8	18.8	15.2	11.2	10	12.2	15	16.3	18.9	27.1	30.6	30.4	19.2
	Tmin °C	19	15	8.6	7.4	6	7.2	8.2	10.1	14.3	16.3	19.2	19	12.5
	Tmoy °C	21.9	16.9	11.9	9.3	8	9.7	11.6	13.2	16.6	21.7	24.9	24.7	15.9

Source : O.N.M

Comme le montre le tableau (I.8) la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de **15.9 c°**.

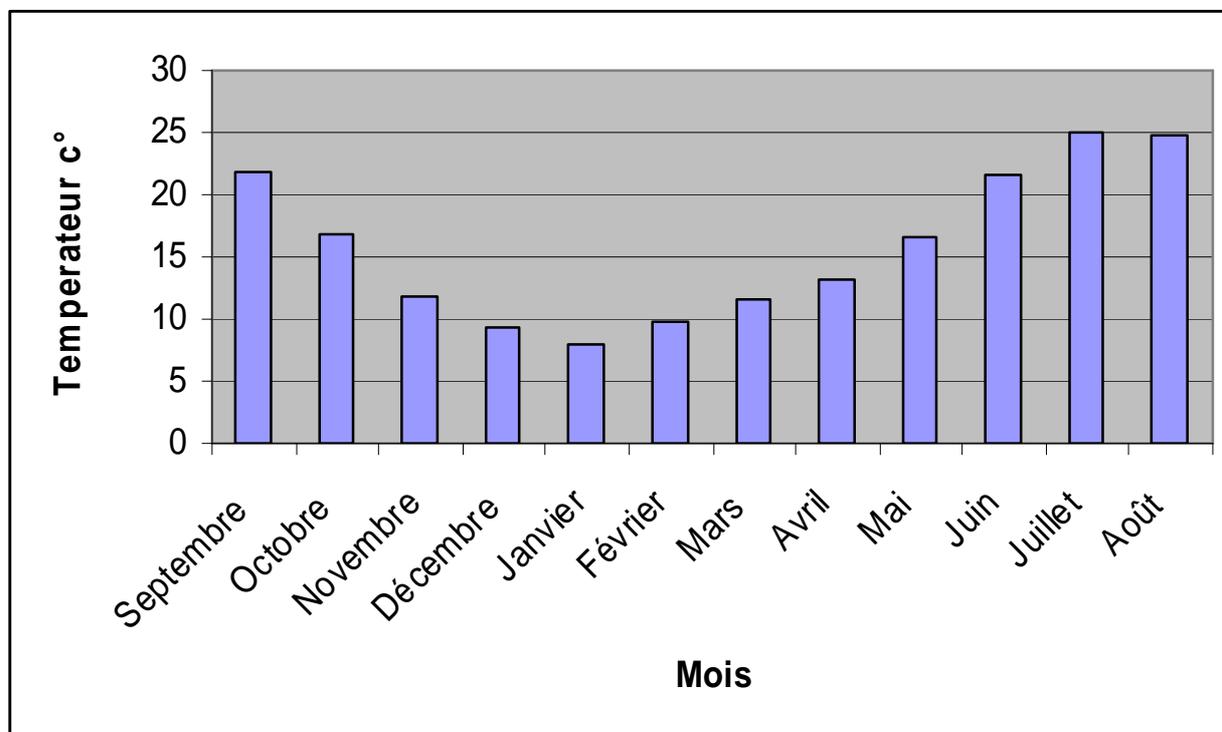


Figure II.4 : La répartition mensuelle des températures

II.2.2 Vitesse du vent

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de 2,43m/s. Elle présente un maximum en Mai (3.1m/s).et un minimum en Novembre (1.7m/s).

Tableau II.9 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2.0	2.0	1.7	2.5	2.1	2.5	2.5	2.9	3.1	2.8	2.6	2.5	2.43

Source : O.N.M

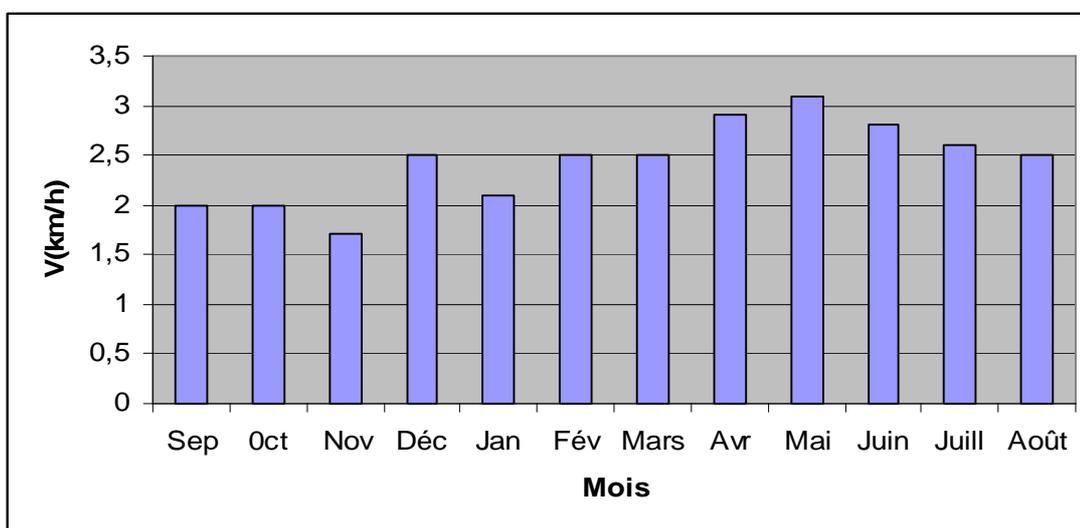


Figure II.5 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

II.2.3. Evaporation

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station de Mascara. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau II.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	5.7	3.9	2.7	2.0	2.1	2.1	3.1	3.9	5.1	6.8	7.6	7.0	52

Ev(%)	10.96	7.50	5.19	3.85	4.04	4.04	5.96	7.50	9.81	13.08	14.62	13.46	100
-------	-------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-----

Source : O.N.M

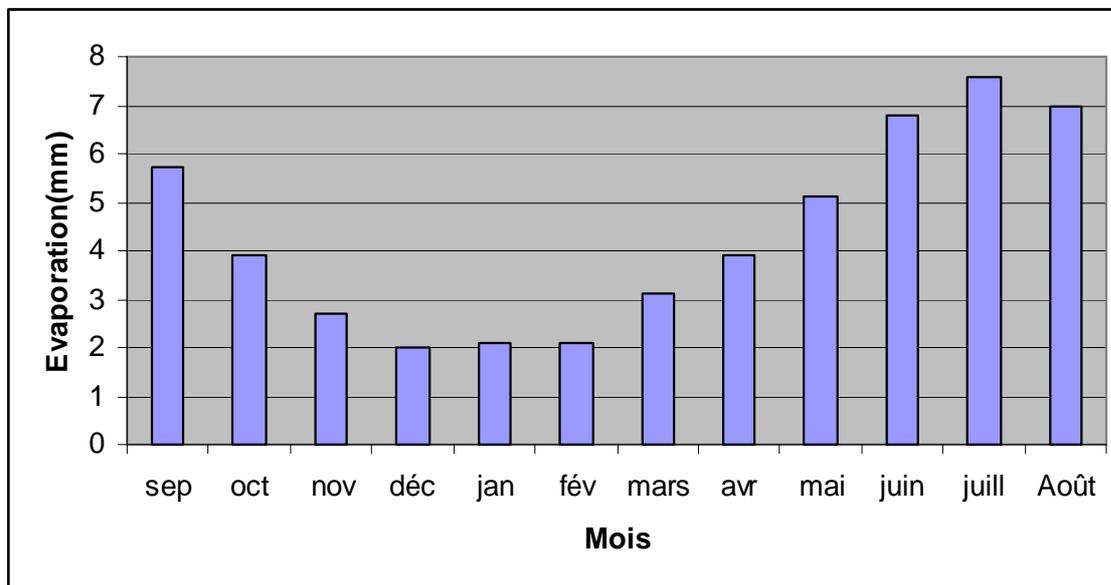


Figure II.6 : répartition mensuelle de l'évaporation

II.2.4 La pluviométrie

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

II.2.4.1. Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant. Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude (m)	Années de fonctionnement
KEF-MAHBOULA	01.30.01	475	32
FRENDIA	01.30.02	990	28
AIN-EL-HADDID	01.30.04	829	42
M'HAOUDIA	01.30.05	670	19

Source : A.N.R.H

Tableau II.12 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ain-El-Haddid	01.30.04	A.N.R.H	334.5	137.0	829	1965-2006	42

La station de Ain-El-Haddid est la plus proche du site avec une période d’observation de 1965-2006 soit 42 ans.

Le tableau I.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l’année :

Tableau II.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	total
P (mm)	14.66	30.42	35.55	35.95	39.56	37.42	35.60	37.39	31.11	8.03	3.10	5.89	314.67
P %	4.66	9.67	11.30	11.42	12.57	11.89	11.31	11.88	9.89	2.55	0.99	1.87	100

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.9.

On note une pointe au mois de **janvier**.

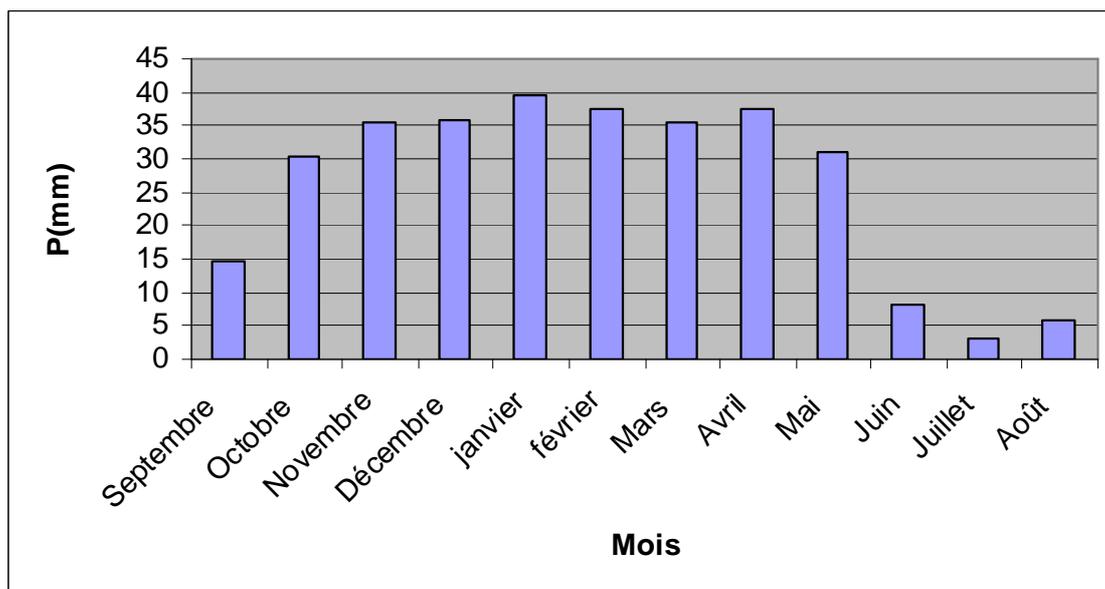


Figure II.7 : Répartition mensuelle des précipitations**II.2.5. Les précipitations maximales journalières**

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.14) :

Tableau II.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (42ans).

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} Xi$	1329.6mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} Xi}{n}$	31.66mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (x_i - \bar{X})^2}{42}} \right]$	10.58
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,33
L'exposant climatique	$b=0.30$	

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.30$) est donné par l'ARNH d'Algér.



II.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 :

- ✓ la loi de GALTON (log-normal).
- ✓ la loi de GUMBEL

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots(I.21)$$

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

Avec :

- 1/α : la pente de la droite de GUMEL
- Y : variable réduite de GUMBEL
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x₀ : paramètre de position (mode)

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0 . 5}{n} \dots\dots\dots (I.22)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (42)

- ✓ 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 :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots \dots \dots (I.23)$$

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)

$T = 1 / (1-q)$

Tableau II.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	83,9	9,44	65,4 - 102
500	0,998	78,2	8,52	61,4 - 94,9
200	0,995	70,6	7,32	56,2 - 84,9
100	0,99	64,8	6,41	52,3 - 77,4
50	0,98	59,1	5,5	48,3 - 69,9
20	0,95	51,4	4,31	43,0 - 59,8
10	0,9	45,5	3,41	38,8 - 52,1
5	0,8	39,3	2,52	34,3 - 44,2

Station de Ain-El-Haddid 013004
Gumbel (Méthode des moment)

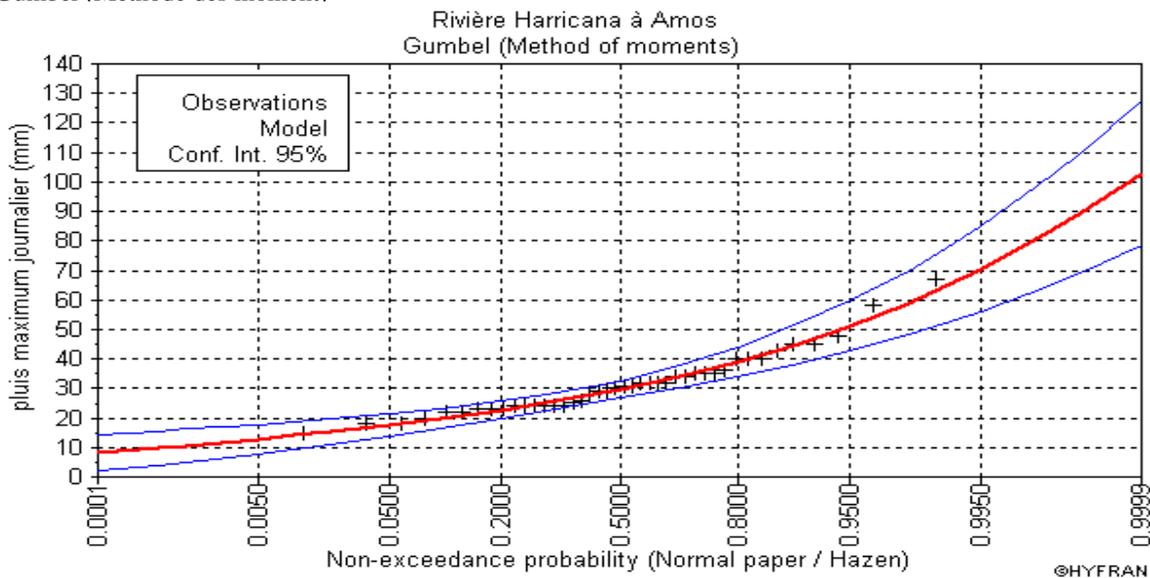


Figure II.8 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.4
Maximum	Aucun	67
Moyenne	31.7	31.7
Ecart-type	10.6	10.6
Médiane	29.9	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0,334	0,334
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	1.29
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	4.68

II.3.2. 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 :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2} \Pi} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(I.24)$$

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

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

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

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \text{Log}Xi}{N} \dots\dots\dots (I.25)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.16).

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau II.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton .

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	79,1	9,24	61,0 - 97,2
500	0,998	74	8,16	58,0 - 90,0
200	0,995	67,4	6,8	54,0 - 80,7

100	0,99	62,3	5,83	50,9 - 73,7
50	0,98	57,2	4,9	47,6 - 66,8
20	0,95	50,4	3,75	43,0 - 57,7
10	0,9	45	2,94	39,2 - 50,7
5	0,8	39,2	2,2	34,9 - 43,5

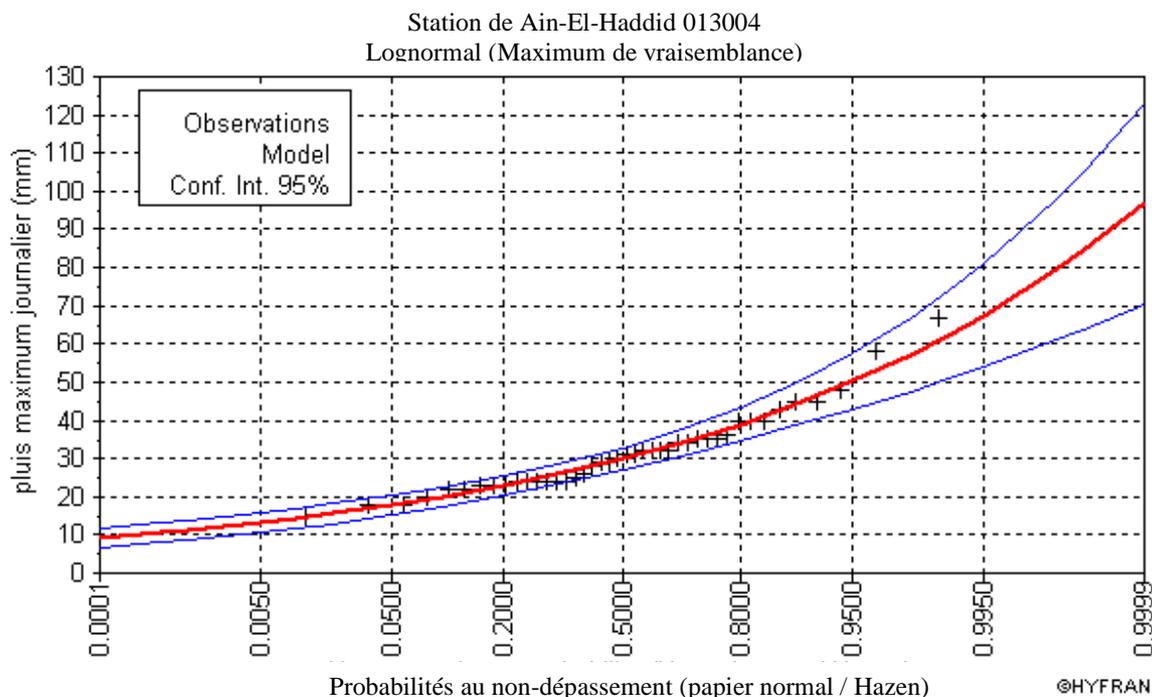


Figure II.09 : représentation graphique de la loi de log-normal (Galton)

Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	15.4
Maximum	Aucun	67.0
Moyenne	31.6	31.7
Ecart-type	10.1	10.6
Médiane	30.1	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0.320	0.334
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.992	1.29
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.80	4.68

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la lois Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.



II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.26)$$

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.30)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau II.17

Tableau II.17: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période	10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		5		2		1		0,1	
P _{max,j,p%} (mm)	45,5		51,4		59,1		64,8		83,9	
T (h)	P _{max,j,p%} (mm)	I ₀ (mm/h)								
0,1	8,789	87,892	9,929	99,289	11,416	114,163	12,517	125,173	16,207	162,068
2	21,590	10,795	24,390	12,195	28,044	14,022	30,748	15,374	39,811	19,906
4	26,581	6,645	30,027	7,507	34,526	8,631	37,856	9,464	49,014	12,253
6	30,019	5,003	33,911	5,652	38,991	6,499	42,752	7,125	55,353	9,226
8	32,725	4,091	36,968	4,621	42,506	5,313	46,606	5,826	60,343	7,543
10	34,990	3,499	39,528	3,953	45,449	4,545	49,832	4,983	64,521	6,452
12	36,957	3,080	41,750	3,479	48,004	4,000	52,634	4,386	68,148	5,679
12,15	37,095	3,053	41,906	3,449	48,183	3,966	52,830	4,348	68,402	5,630
14	38,707	2,765	43,726	3,123	50,276	3,591	55,125	3,938	71,374	5,098
16	40,289	2,518	45,513	2,845	52,331	3,271	57,378	3,586	74,291	4,643
18	41,738	2,319	47,150	2,619	54,213	3,012	59,442	3,302	76,963	4,276
20	43,078	2,154	48,664	2,433	55,954	2,798	61,351	3,068	79,434	3,972
22	44,328	2,015	50,076	2,276	57,577	2,617	63,130	2,870	81,738	3,715
24	45,500	1,896	51,400	2,142	59,100	2,463	64,800	2,700	83,900	3,496

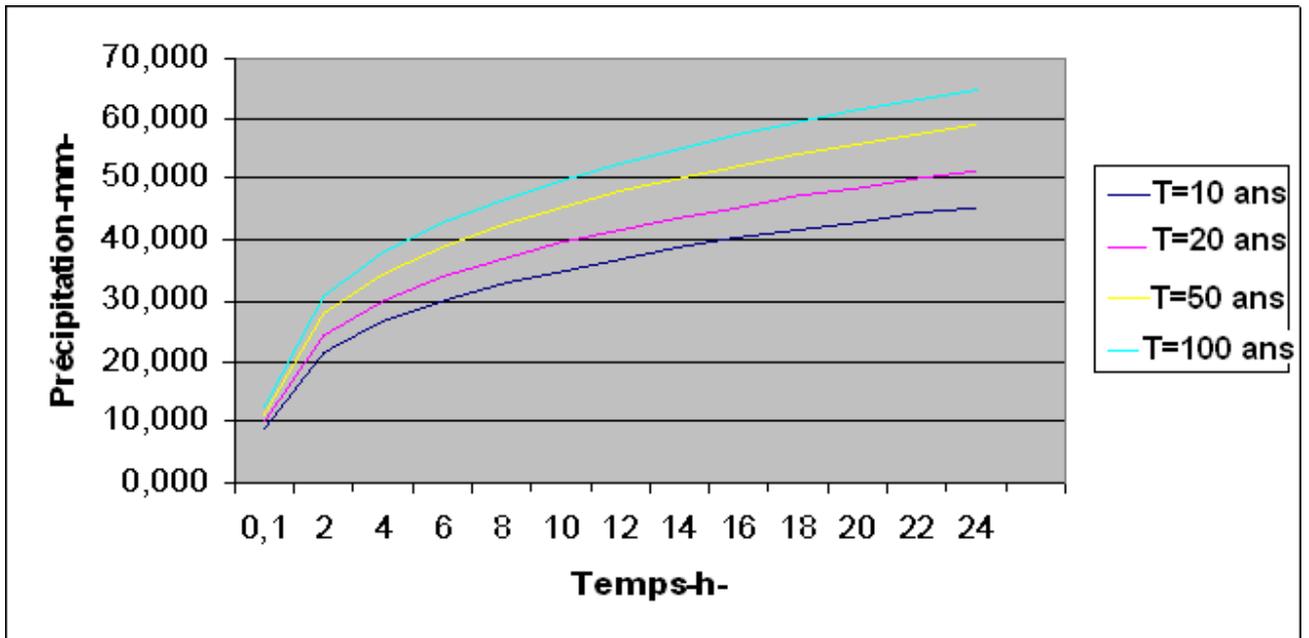


Figure II.10 : Pluies de Courte durée

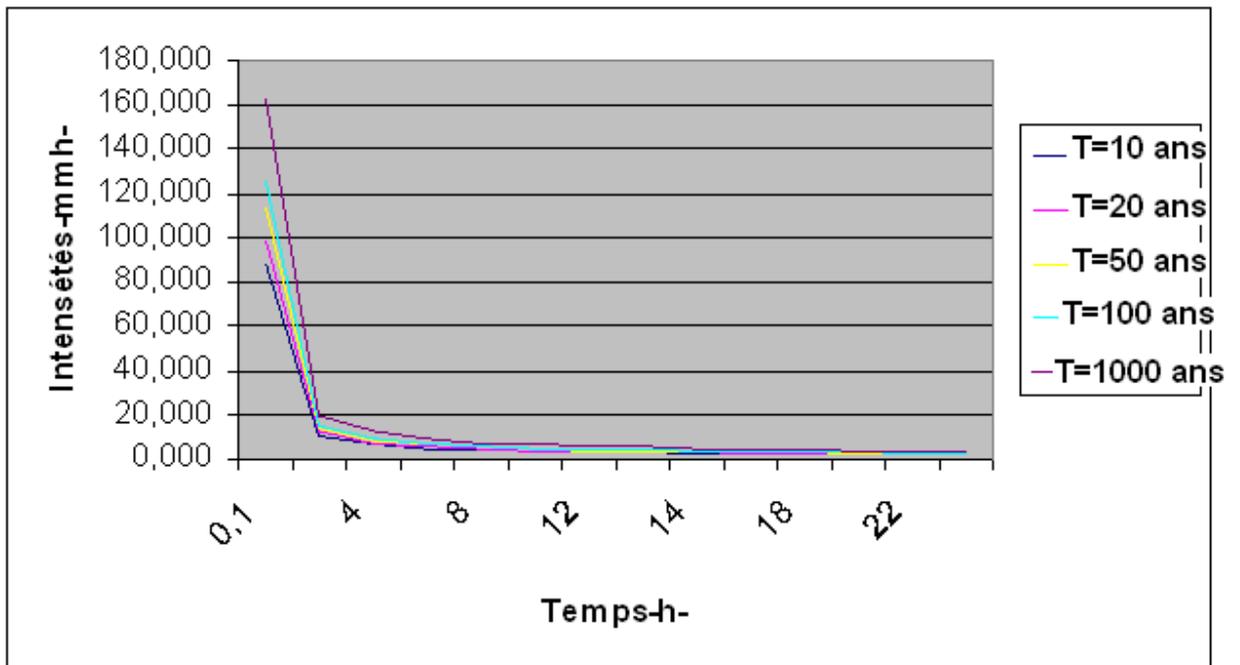


Figure II.11: Intensité –Durée -Fréquence

II.5 Etudes des apports

II.5.1. La station Hydrométrique

La série des apports liquides est représentée dans l'annexe I.
L'apport moyen annuelle de la station est de : 13.521 Mm³

Tableau II.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0,750	1,162	0,856	1,128	2,213	1,657	2,096	1,475	1,276	0,324	0,229	0,356	13,521
Apport (%)	5,54	8,59	6,33	8,34	16,37	12,25	15,50	10,91	9,44	2,40	1,70	2,63	100

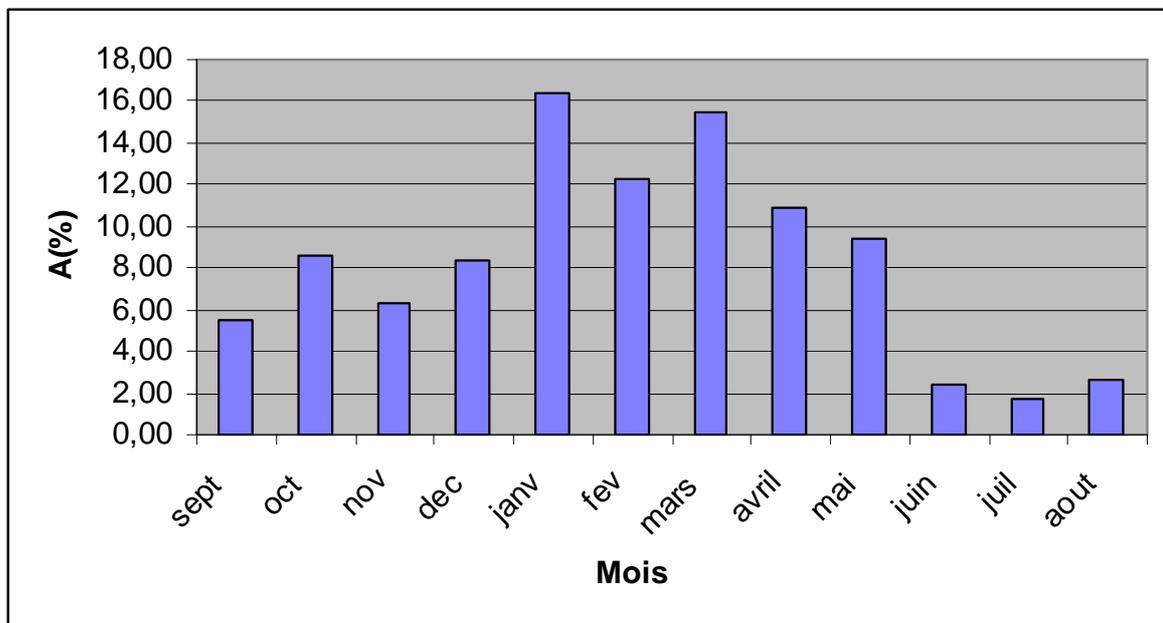


Figure II.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

II.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. $T = 3,1536 \cdot 10^7$ s

$$Me = 429 \text{ l/s}$$

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).

$$M_0 = 0.552 \text{ l/s/Km}^2$$

C - Lamme d'eau écoulée :

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

$$L_e = 17.41 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (I.30)

$$C_e = 0.055$$

II.5.3. Les apports fréquentiels

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

II.5.3.1. Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale

Tableau II.19 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	105	35.1	36.4-174
500	0,998	89.7	28.2	34.4-145
200	0,995	71.5	20.6	31.1-112
100	0,99	59.3	15.8	28.3-90.4
50	0,98	48.4	11.8	25.2-71.5
20	0,95	35.6	7.55	20.8-50.4
10	0,9	27.1	5.05	17.2-37
5	0,8	19.5	3.12	13.4-25.6

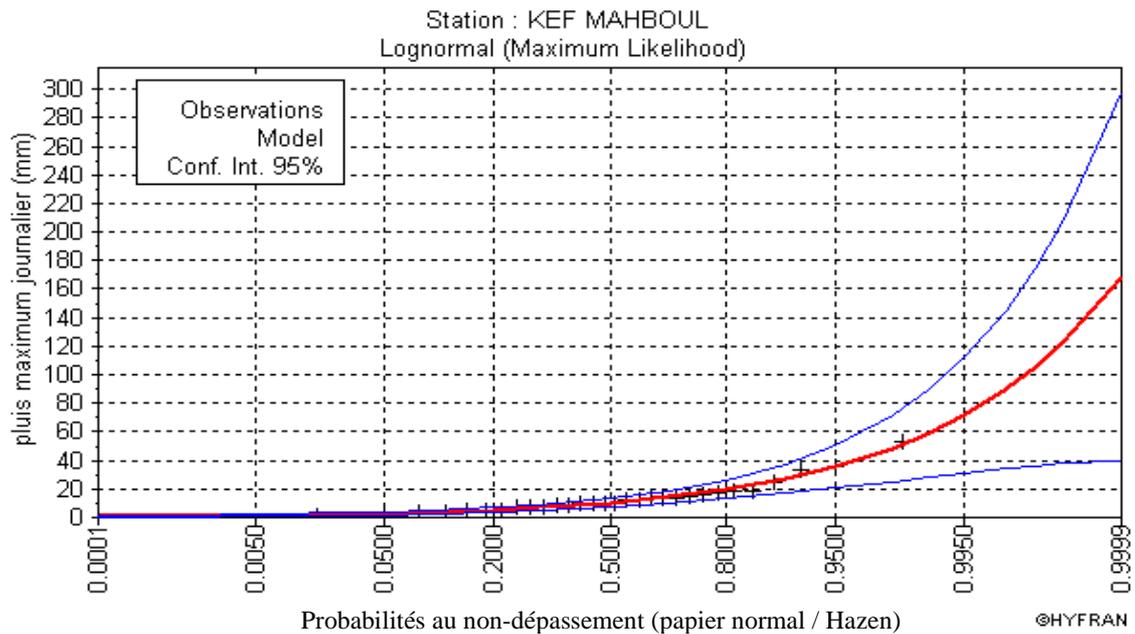


Figure II.13 : représentation graphique de la loi log-normale

Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	1.76
Maximum	Aucun	53.4
Moyenne	13.7	13.5
Ecart-type	11.9	11
Médiane	10.4	10.2
Coefficient de variation (Cv)	0.868	0.815
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3.26	2.12
Coefficient d'aplatissement (Ck)	26.5	6.82

Donc, $A_{80\%} = 19.5 \text{ Mm}^3$

II.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 : $A_{80\%} = 19.5 \text{ Mm}^3$

Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
$A_{80\%} (\%)$	5,54	8,59	6,33	8,34	16,37	12,25	15,50	10,91	9,44	2,40	1,70	2,63	100
$A_{80\%}(\text{Mm}^3)$	1.08	1.68	1.23	1.63	3.19	2.39	3.02	2.13	1.84	0.47	0.33	0.51	19.5

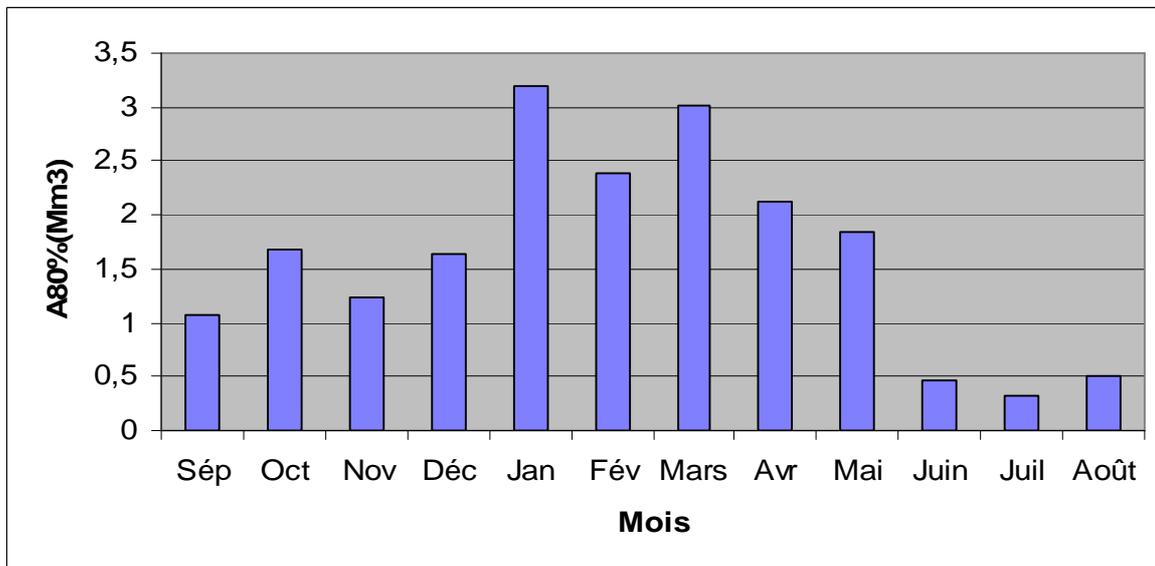


Figure II.14 : Répartition mensuelle des apports 80%

II.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

II.5.4.1 Apport solide en suspension

A - Formule de Tixeront :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (I.31)$$

Ou:

T_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. (L_e = 17.41 mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend, α = 70.

S: superficie du bassin versant en Km².

T_s = 107.45 (t/Km²/An).

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit : $V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 55644.77 \text{ m}^3/\text{an}$

B - Formule de Sogreah:

$$T_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots(I.32)$$

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 70$).

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$$T_s = 165.87 \text{ (t/Km}^2/\text{An)}.$$

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 85898.54 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau II.21 : Répartition de volume moyen annuel

Formule	volume annuel moyen (m ³ /an)
Tixeront	55644.77
Sogreah	85898.54

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.

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

$$V_{mort} = n \cdot V_s = 50 \cdot 55644.77 = 2.78 \text{ Mm}^3$$

$$V_m = 2.78 \text{ Mm}^3$$

II.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 = 0.97 Mm^3

Le volume mort total est estimer alors $V_m = 2.78 + 0.97 = 3.75 \text{ Mm}^3$

Donc, le volume mort estimé à 50 ans est :

$$V_m = 3.75 \text{ Mm}^3$$



II.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 sont :

- ✓ 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 passant 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 II.24 : donne les débits probables calculés.

Tableau II.22: Débits fréquentielles calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Q_{max} (m ³ /s)	167	215	260	320	364	511

II.6.1. Hydrogramme de crue :

II.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 :

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (I.33)$$

T_m=T_c : Temps de montée.



B - Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{Td - T}{Td} \right)^3 \dots\dots\dots (I.34)$$

Avec :

- Q_m** : débit instantané de la montée (m3/s) ;
- Q_d** : débit instantané de la décrue (m3/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 (m3/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 = δ t_m** ;

Ou **δ** : coefficient de forme de l’Hydrogramme de crue, (δ =4 ; voir le Tableau II.25) ;

Td = 4. 12.5 = 60 heures ;

Tableau II.23 : 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 II.26 et la Figure (II.17)

Tableau II.24 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps (h)	periode de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	1,376	1,664	2,048	2,330	3,270
2	5,504	6,656	8,192	9,318	13,082
3	12,384	14,976	18,432	20,966	29,434
4	22,016	26,624	32,768	37,274	52,326
5	34,400	41,600	51,200	58,240	81,760
6	49,536	59,904	73,728	83,866	117,734
7	67,424	81,536	100,352	114,150	160,250
8	88,064	106,496	131,072	149,094	209,306
9	111,456	134,784	165,888	188,698	264,902
10	137,600	166,400	204,800	232,960	327,040
11	166,496	201,344	247,808	281,882	395,718
12	198,144	239,616	294,912	335,462	470,938
12.5	215,000	260,000	320,000	364,000	511,000
13	204,428	247,215	304,265	346,102	485,873
14	194,209	234,857	289,055	328,800	461,584
15	184,336	222,918	274,360	312,085	438,119
16	174,803	211,390	260,172	295,945	415,462
17	165,605	200,266	246,481	280,373	393,600
18	156,735	189,540	233,280	265,356	372,519
19	148,188	179,204	220,559	250,885	352,204
20	139,957	169,250	208,308	236,951	332,642
21	132,037	159,673	196,520	223,542	313,818
22	124,421	150,463	185,185	210,648	295,718
23	117,104	141,615	174,295	198,260	278,327
24	110,080	133,120	163,840	186,368	261,632
25	103,342	124,972	153,812	174,961	245,618
26	96,885	117,164	144,201	164,029	230,272
27	90,703	109,688	135,000	153,563	215,578
28	84,790	102,536	126,199	143,551	201,523
29	79,139	95,703	117,788	133,984	188,093
30	73,745	89,180	109,760	124,852	175,273
31	68,602	82,960	102,105	116,145	163,049
32	63,704	77,037	94,815	107,852	151,407
33	59,044	71,403	87,880	99,964	140,333
34	54,618	66,050	81,292	92,469	129,813
35	50,418	60,971	75,041	85,360	119,832
36	46,440	56,160	69,120	78,624	110,376
37	42,677	51,609	63,519	72,252	101,431
38	39,122	47,310	58,228	66,235	92,983
39	35,771	43,258	53,240	60,561	85,018

40	32,616	39,443	48,545	55,220	77,521
41	29,653	35,860	44,135	50,203	70,478
42	26,875	32,500	40,000	45,500	63,875
43	24,276	29,357	36,132	41,100	57,698
44	21,850	26,424	32,521	36,993	51,933
45	19,592	23,693	29,160	33,170	46,565
46	17,495	21,156	26,039	29,619	41,580
47	15,553	18,808	23,148	26,331	36,965
48	13,760	16,640	20,480	23,296	32,704
49	12,111	14,645	18,025	20,504	28,784
50	10,599	12,817	15,775	17,944	25,190
51	9,218	11,148	13,720	15,607	21,909
52	7,963	9,630	11,852	13,481	18,926
53	6,827	8,256	10,161	11,559	16,227
54	5,805	7,020	8,640	9,828	13,797
55	4,890	5,914	7,279	8,279	11,623
56	4,077	4,930	6,068	6,903	9,690
57	3,359	4,063	5,000	5,688	7,984
58	2,731	3,303	4,065	4,624	6,492
59	2,187	2,645	3,255	3,702	5,198
60	1,720	2,080	2,560	2,912	4,088
61	1,325	1,602	1,972	2,243	3,149
62	0,995	1,204	1,481	1,685	2,366
63	0,726	0,878	1,080	1,229	1,725
64	0,510	0,616	0,759	0,863	1,211
65	0,341	0,413	0,508	0,578	0,811
66	0,215	0,260	0,320	0,364	0,511
67	0,124	0,150	0,185	0,211	0,296
68	0,064	0,077	0,095	0,108	0,151
69	0,027	0,033	0,040	0,046	0,064
70	0,008	0,010	0,012	0,013	0,019
71	0,001	0,001	0,001	0,002	0,002
72	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

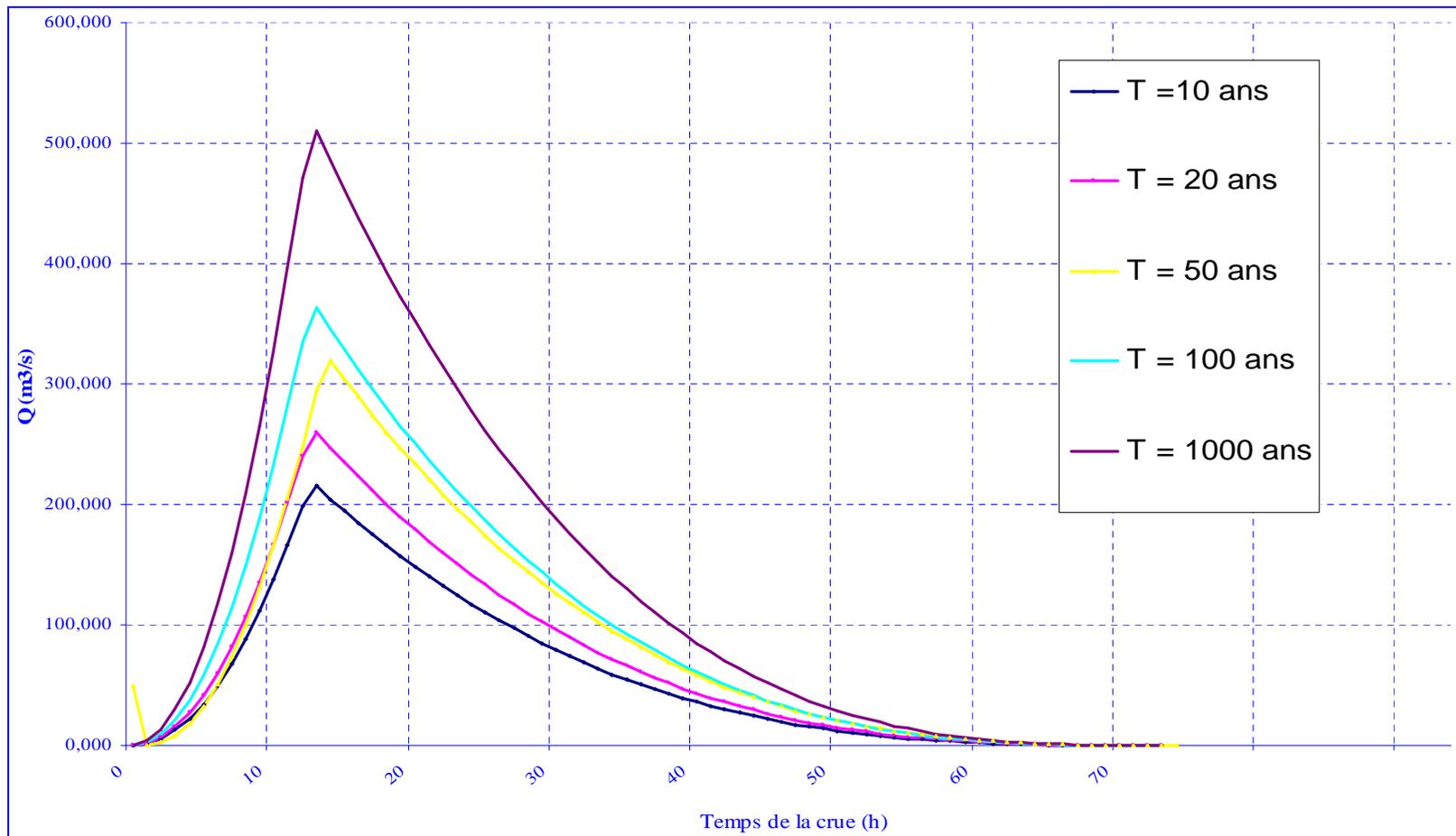


Figure II.15 :L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

II.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 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 511 \text{ (m}^3/\text{s)}$

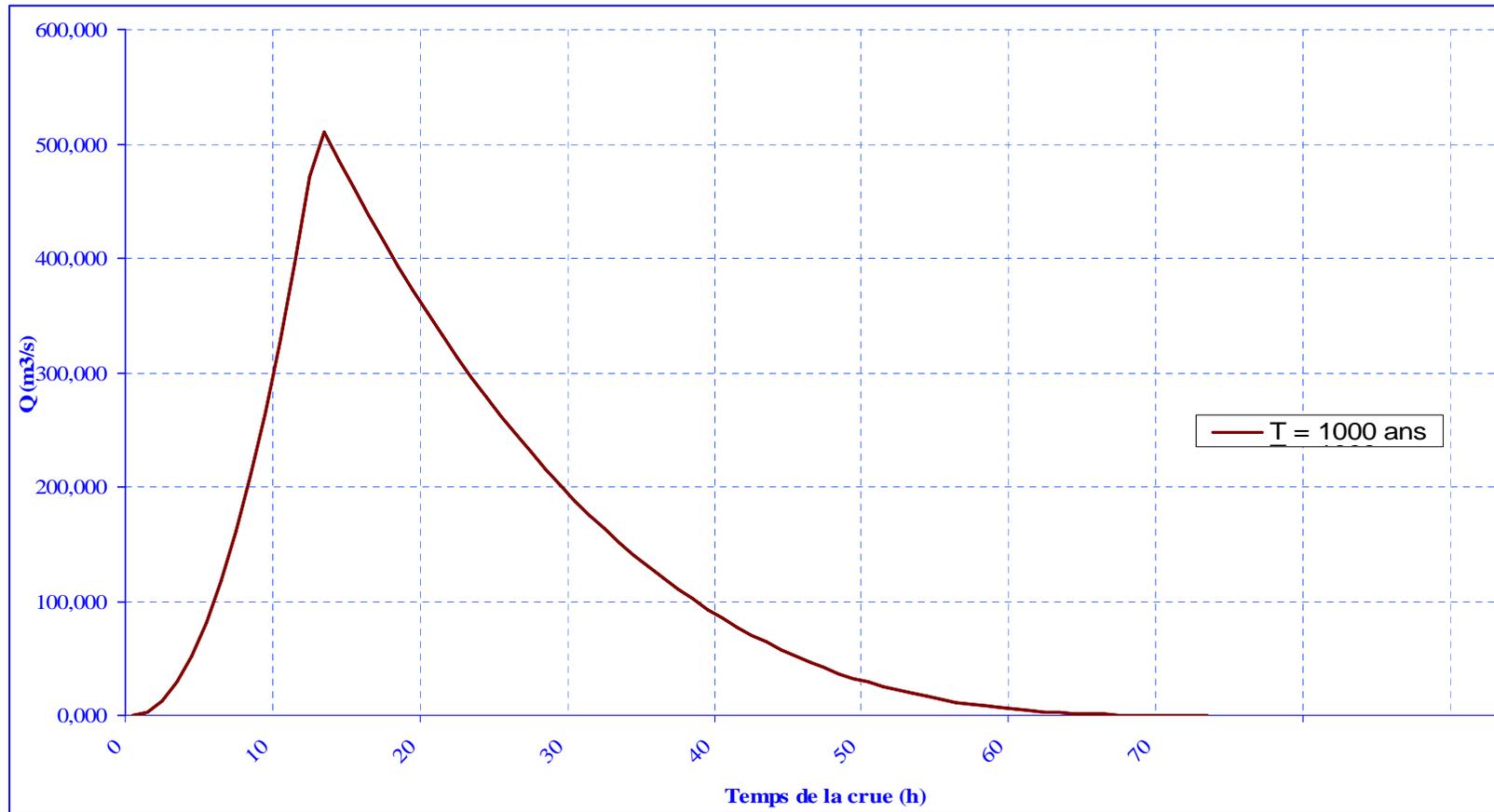


Figure II.16 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans

II.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 ciquantennales 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 attribué 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

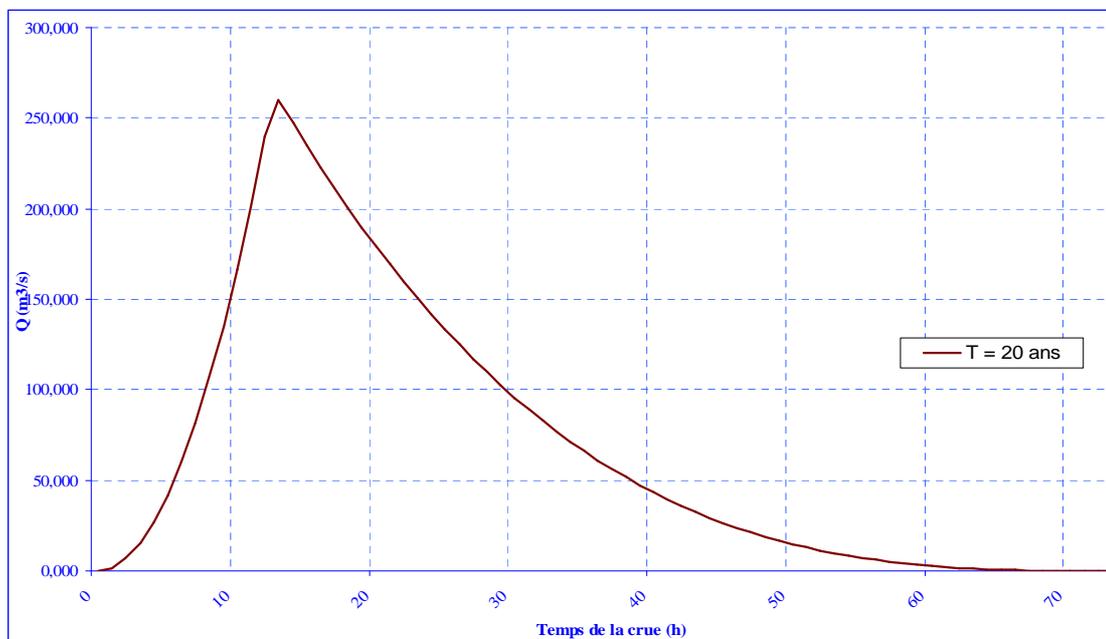


Figure II.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier



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

$$Q_{2\%} = 260 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.7 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued Taht 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 $M \text{ m}^3$).
- ✓ La consommation totale ($M \text{ m}^3$).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue

II.7.1. Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau II.25 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
$A_{80\%} (\%)$	5,54	8,59	6,33	8,34	16,37	12,25	15,50	10,91	9,44	2,40	1,70	2,63
$A_{80\%}(Mm^3)$	1.08	1.68	1.23	1.63	3.19	2.39	3.02	2.13	1.84	0.47	0.33	0.51

II.7.2. Répartition mensuel des besoins

Le dit barrage ayant comme vocation la fourniture d'eau potable, une répartition uniforme des besoins en eau est présumée pour les douze mois de l'année c'est-à-dire pour une demande totale annuelle de 10.44Mm3, la demande mensuelle est de 10.44/12, soit 0.87Mm3.

II.7.3. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »

La cote minimale relevée est de 360m et la maximale de 1250m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (I.35)$$

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 niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Le tableau **II.29** donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Tableau II.26 : Courbes topographiques et volumétriques :

cote (m)	S (Km^2)	S_{moy}	ΔH (m)	$V_{part} Mm^3$	$V_{cu} Mm^3$
360	***	***	5	0,007	0,000
365	0,0021	0,01175	5	0,05875	0,007
370	0,0214				0,066
375	0,0782	0,0498	5	0,249	0,315
380	0,2052	0,1417	5	0,7085	1,023
385	0,5701	0,38765	5	1,93825	2,962
		0,78765	5	3,93825	6,900
390	1,0052	1,31765	5	6,58825	13,488
395	1,6301	1,97165	5	9,85825	23,346
400	2,3132	2,67565	5	13,37825	36,725
405	3,0381				

Remarque : $\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les Figures (II.20 et II.22)

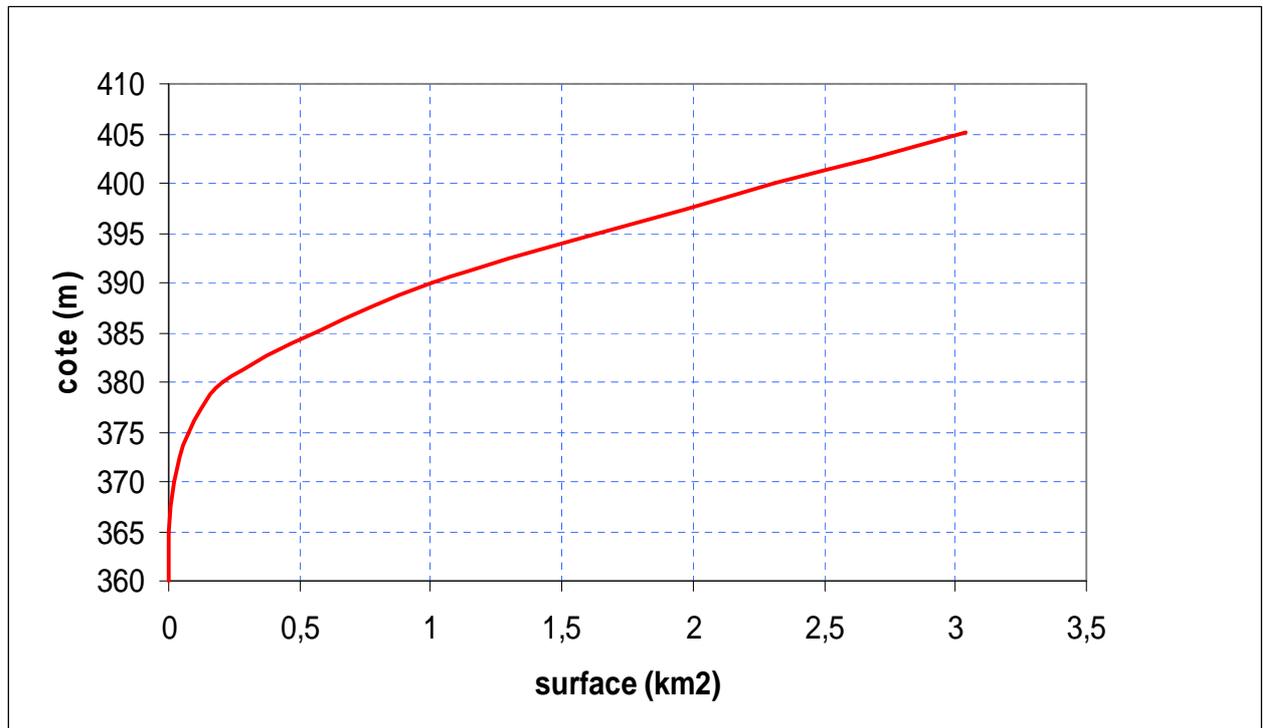


Figure II.18 : Courbes Surface - Hauteur

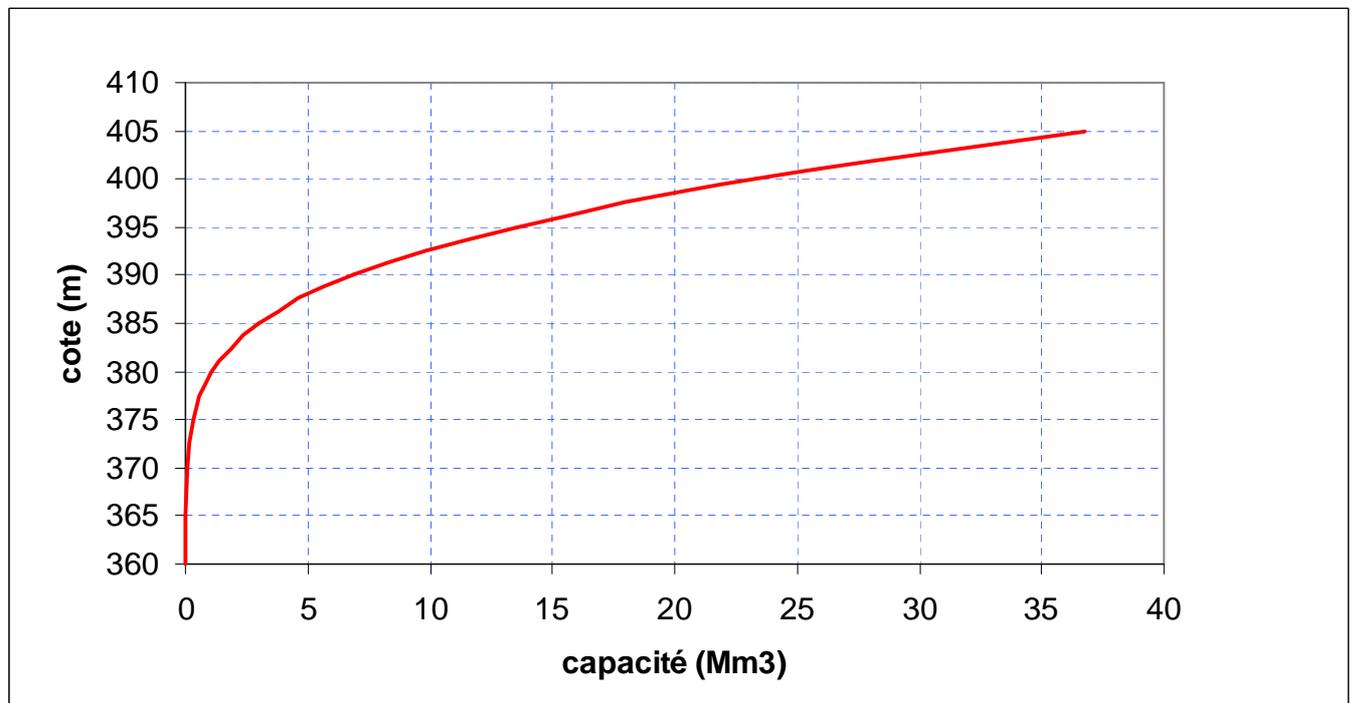


Figure II.19 : Courbes Capacité -Hauteur

I.7.4. 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 de Septembre jusqu'au mois d'Août.

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

II.7.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps 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 II.27 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A-U	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
sep	1,08	0,87	0,21	3,96	3,75		3,54	3,75	0,21
oct	1,68	0,87	0,81		3,96			3,75	
nov	1,23	0,87	0,36	4,77	4,77		2,94	3,75	0,81
dec	1,63	0,87	0,76	5,05	5,13	0,08	3,39	3,75	0,36
jan	3,19	0,87	2,32	5,05	5,81	0,76	2,99	3,75	0,76
fev	2,39	0,87	1,52	5,05	7,37	2,32	1,43	3,75	2,32
mar	3,02	0,87	2,15	5,05	6,57	1,52	2,23	3,75	1,52
avr	2,13	0,87	1,26	5,05	7,20	2,15	1,60	3,75	2,15
mai	1,84	0,87	0,97	5,05	6,31	1,26	2,82	3,75	0,93
juin	0,47	0,87	-0,40	5,05	6,02	0,97	4,08	4,08	
juil	0,33	0,87	-0,54	4,65	4,65		5,05	5,05	
aou	0,51	0,87	-0,36	4,11	4,11		4,65	4,65	
				3,75	3,75		4,11	4,11	
						9,06	3,75	3,75	9,06

Du tableau (I.30) on a :

$$V_s = 10.36 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 1.30 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 1.3 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (I.36)$$

$$V_{NNR} = 5.05 \text{ Mm}^3$$

II.7.4.2. 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 :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (I.37)$$

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}).

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

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

B - Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (I.38)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.28 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (km ²)	E_s (m)	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Octobre	3,8600	0,6540	0,0057	0,0037	0,0386	0,0423
Novembre	4,3650	0,7290	0,0039	0,0028	0,0437	0,0465
Décembre	4,9100	0,8000	0,0027	0,0022	0,0491	0,0513
Janvier	5,0500	0,8240	0,0020	0,0016	0,0505	0,0521
Février	5,0500	0,8240	0,0021	0,0017	0,0505	0,0522
Mars	5,0500	0,8240	0,0021	0,0017	0,0505	0,0522
Avril	5,0500	0,8240	0,0031	0,0026	0,0505	0,0531
Mai	5,0500	0,8240	0,0039	0,0032	0,0505	0,0537
Juin	5,0500	0,8240	0,0051	0,0042	0,0505	0,0547
Juillet.	4,8500	0,7940	0,0068	0,0054	0,0485	0,0539
Août	4,3800	0,7310	0,0076	0,0056	0,0438	0,0494
Septembre	3,9300	0,6450	0,0070	0,0045	0,0393	0,0438

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (II.32) :ci-dessous

Tableau II.29: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _(80%)	U _(80%)	Pert Mm ³	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept	1,08	0,87	0,042	0,17	3,92	3,75			3,75	
oct	1,68	0,87	0,046	0,76		3,92		3,58	3,75	0,17
nov	1,23	0,87	0,051	0,31	4,68	4,68		2,99	3,75	0,76
dec	1,63	0,87	0,052	0,71	4,99	4,99		3,44	3,75	0,31
jan	3,19	0,87	0,052	2,27	5,20	5,70	0,5	3,04	3,75	0,72
fev	2,39	0,87	0,052	1,47	5,20	7,47	2,27	1,48	3,75	2,27
mar	3,02	0,87	0,053	2,10	5,20	6,67	1,47	2,28	3,75	1,47
avr	2,13	0,87	0,054	1,21	5,20	7,30	2,1	1,65	3,75	2,10
mai	1,84	0,87	0,055	0,92	5,20	6,41	1,21	3,08	3,75	0,67
juin	0,47	0,87	0,054	-0,45	5,20	6,12	0,92	4,28	4,28	
juil	0,33	0,87	0,049	-0,59	4,75	4,75		5,20	5,20	
aou	0,51	0,87	0,044	-0,40	4,16	4,16		4,74	4,74	
					3,75	3,75		4,15	4,15	
							8,47	3,75	3,75	8,47

Du tableau (I.32) : on a

$$V_s = 9.9 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 1.45 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u' = 1.45 \text{ Mm}$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V_u' + V_m$

$$V_{NNR} = 5.2 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u' = (1.45 - 1.3) / 1.45 = 10.34\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

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

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (km ²)	Es (m)	V _{ep} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Octobre	3,8400	0,6510	0,0057	0,0037	0,0384	0,0476
Novembre	4,3000	0,7190	0,0039	0,0028	0,0430	0,0558
Décembre	4,8400	0,7930	0,0027	0,0021	0,0484	0,0505
Janvier	5,1000	0,8190	0,0020	0,0016	0,0510	0,0526
Février	5,2000	0,8300	0,0021	0,0017	0,0520	0,0537
Mars	5,2000	0,8300	0,0021	0,0017	0,0520	0,0537
Avril	5,2000	0,8300	0,0031	0,0026	0,0520	0,0546
Mai	5,2000	0,8300	0,0039	0,0032	0,0520	0,0552
Juin	5,2000	0,8300	0,0051	0,0042	0,0520	0,0562
Juillet.	4,9800	0,8070	0,0068	0,0055	0,0498	0,0657
Août	4,4600	0,7430	0,0076	0,0056	0,0446	0,0502
Septembre	3,9600	0,6680	0,0070	0,0047	0,0396	0,0518

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec pertes sont donnés dans le tableau (II.34)

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

Mois	A(80%)	U20%	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
sept	1,08	0,87	0,048	0,16	3,91	3,75			3,75	
oct	1,68	0,87	0,056	0,75		3,91		3,59	3,75	0,16
nov	1,23	0,87	0,051	0,31	4,66	4,66		3,00	3,75	0,75
dec	1,63	0,87	0,053	0,71	4,97	4,97		3,44	3,75	0,31
jan	3,19	0,87	0,054	2,27	5,22	5,68	0,46	3,04	3,75	0,71
fev	2,39	0,87	0,054	1,47	5,22	7,49	2,27	1,48	3,75	2,27
mar	3,02	0,87	0,055	2,10	5,22	6,69	1,47	2,28	3,75	1,47
avr	2,13	0,87	0,055	1,20	5,22	7,32	2,10	1,65	3,75	2,10
mai	1,84	0,87	0,056	0,91	5,22	6,42	1,20	3,10	3,75	0,65
juin	0,47	0,87	0,066	-0,47	5,22	6,13	0,91	4,30	4,30	
juil	0,33	0,87	0,050	-0,59	4,75	4,75		5,22	5,22	
aou	0,51	0,87	0,052	-0,41	4,16	4,16		4,75	4,75	
					3,75	3,75		4,16	4,16	
							8,43	3,75	3,75	8,43

Chapitre II : étude hydrologique

Du tableau (II.34) : on a :

$$V_s = 9.88 \text{ Mm}^3$$

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

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u'' = 1.47 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u'' - V_u) / V_u' = (1.47 - 1.45) / 1.47 = 1.36 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **1.47 Mm³**

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u'' + V_m$

$$V_{NNR} = 5.22 \text{ Mm}^3$$

II.7.4.3. Régularisation interannuel par la méthode Kristly-Menkel

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = \frac{Q_i}{Q}$ et un coefficient de régularisation α .

$$\text{On a : } V_{u_{int}} = V_s + V_{int} \dots \dots \dots \text{(I.39)}$$

Le volume interannuel dont la relation :

$$V_{u_{int}} = \beta_{plur} \cdot W_o \dots \dots \dots \text{(I.40)}$$

$$\beta_{plur} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots \dots \dots \text{(I.41)}$$

Avec:

α : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$: Coefficient de l'hydraulicité

$$K_{p\%} = F_{p\%} \cdot C_v^{(n)} + 1 \dots \dots \dots \text{(I.42)}$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Tableau II.32 : Régularisation interannuel par la méthode Kristly-Menkel

n	n ^{0.5}	Cv(n)	Cs(n)	F(n)p%	Kp%	Zp%		
						α=0.8	α=0.85	α=0.9
1	1.000	0.815	1.630	-0.810	0.340	0.460	0.510	0.560
2	1.414	0.576	1.153	-0.850	0.510	0.580	0.680	-1.020
3	1.732	0.471	0.941	-0.850	0.600	0.600	0.750	-1.800
4	2.000	0.408	0.815	-0.850	0.654	0.586	0.786	-2.615
5	2.236	0.364	0.729	-0.850	0.690	0.549	0.799	-3.451
6	2.449	0.333	0.665	-0.850	0.717	0.497	0.797	-4.303
7	2.646	0.308	0.616	-0.850	0.738	0.433	0.783	-5.167
8	2.828	0.288	0.576	-0.850	0.755	0.359	0.759	-6.041
9	3.000	0.272	0.543	-0.850	0.769	0.278	0.728	-6.922
10	3.162	0.258	0.515	-0.850	0.781	0.191	0.691	-7.809
11	3.317	0.246	0.491	-0.850	0.791	0.098	0.648	-8.702
12	3.464	0.235	0.471	-0.850	0.800	0.000	0.600	-9.600
13	3.606	0.226	0.452	-0.850	0.808	-0.102	0.548	-10.502
14	3.742	0.218	0.436	-0.850	0.815	-0.208	0.492	-11.408
15	3.873	0.210	0.421	-0.850	0.821	-0.317	0.433	-12.317
16	4.000	0.204	0.408	-0.850	0.827	-0.429	0.371	-13.229
17	4.123	0.198	0.395	-0.850	0.832	-0.544	0.306	-14.144
18	4.243	0.192	0.384	-0.850	0.837	-0.661	0.239	-15.061
19	4.359	0.187	0.374	-0.850	0.841	-0.780	0.170	-15.980
20	4.472	0.182	0.364	-0.850	0.845	-0.902	0.098	-16.902
21	4.583	0.178	0.356	-0.850	0.849	-1.025	0.025	-17.825
22	4.690	0.174	0.348	-0.850	0.852	-1.151	-0.051	-18.751
23	4.796	0.170	0.340	-0.850	0.856	-1.278	-0.128	-19.678
24	4.899	0.166	0.333	-0.850	0.859	-1.406	-0.206	-20.606
25	5.000	0.163	0.326	-0.850	0.861	-1.536	-0.286	-21.536
26	5.099	0.160	0.320	-0.850	0.864	-1.668	-0.368	-22.468
27	5.196	0.157	0.314	-0.850	0.867	-1.800	-0.450	-23.400
28	5.292	0.154	0.308	-0.850	0.869	-1.934	-0.534	-24.334
29	5.385	0.151	0.303	-0.850	0.871	-2.069	-0.619	-25.269
30	5.477	0.149	0.298	-0.850	0.874	-2.206	-0.706	-26.206

D'après le tableau (II.35) on trouve : $\beta_{plur}=0.799$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_0 = 0.799 \cdot 13.512$$

$$V_{plur} = 10.8 \text{ Mm}^3$$

Donc, $V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1.47 + 10.8$

$$V_{u_{int}} = 12.27 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_U$

$$V_{NNR} = 16.02 \text{ Mm}^3$$

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

Niveau NNR = **396.5 m.NGA**

II.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:

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

Avec:

- 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:

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

Avec:

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, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

II.8.1. La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- ✓ les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- ✓ 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:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(I.45)$$

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.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(I.46)$$

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: $S = b.H$

Chapitre II : étude hydrologique

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau II.33 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ^{3/s})	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	Wd (m ³)
g	9.81	10	0.5	7.674	5	1.5347	850000
a	1	15	1	32.556	15	2.1704	1700000
2.g	19.62	20	1.5	79.747	30	2.6582	2650000
2. g ^{0.5}	4.429446918	25	2	153.473	50	3.0695	3760000
Q1%	511	30	2.5	257.381	75	3.4317	4810000
W1%	36046800	35	3	394.726	105	3.7593	5930000
m=	0.49	40	3.5	568.470	140	4.0605	7190000
		45	4	781.354	180	4.3409	8470000
		50	4.5	1035.939	225	4.6042	9870000
		55	5	1334.637	275	4.8532	11170000
		60	5.5	1679.735	330	5.0901	12430000
		65	6	2073.413	390	5.3164	13970000
		70	6.5	2517.756	455	5.5335	15450000
		75	7	3014.768	525	5.7424	16940000
		80	7.5	3566.379	600	5.9440	18650000
		85	8	4174.452	680	6.1389	19930000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (10 à 85m) selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:



Tableau II.34 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	débit m ³ /s														
			b=10	b=15	b=20	b=25	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70	b=75	b=80
0.5	1.53	0.62	10.6	15.9	21.2	26.5	31.8	37.1	42.4	47.7	53.0	58.3	63.6	68.9	74.2	79.5	84.8
1	2.17	1.24	30.0	45.0	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9	134.9	149.9	164.9	179.8	194.8	209.8	224.8	239.8
1.5	2.66	1.86	55.1	82.6	110.1	137.7	165.2	192.7	220.3	247.8	275.3	302.9	330.4	357.9	385.4	413.0	440.5
2	3.07	2.48	84.8	127.2	169.6	211.9	254.3	296.7	339.1	381.5	423.9	466.3	508.7	551.1	593.4	635.8	678.2
2.5	3.43	3.10	118.5	177.7	237.0	296.2	355.4	414.7	473.9	533.2	592.4	651.6	710.9	770.1	829.4	888.6	947.8
3	3.76	3.72	155.7	233.6	311.5	389.4	467.2	545.1	623.0	700.9	778.7	856.6	934.5	1012.3	1090.2	1168.1	1246.0
3.5	4.06	4.34	196.3	294.4	392.5	490.7	588.8	686.9	785.0	883.2	981.3	1079.4	1177.6	1275.7	1373.8	1472.0	1570.1
4	4.34	4.96	239.8	359.7	479.6	599.5	719.4	839.2	959.1	1079.0	1198.9	1318.8	1438.7	1558.6	1678.5	1798.4	1918.3
4.5	4.60	5.58	286.1	429.2	572.2	715.3	858.4	1001.4	1144.5	1287.5	1430.6	1573.7	1716.7	1859.8	2002.9	2145.9	2289.0
5	4.85	6.20	335.1	502.7	670.2	837.8	1005.3	1172.9	1340.4	1508.0	1675.6	1843.1	2010.7	2178.2	2345.8	2513.3	2680.9
5.5	5.09	6.82	386.6	579.9	773.2	966.5	1159.8	1353.1	1546.5	1739.8	1933.1	2126.4	2319.7	2513.0	2706.3	2899.6	3092.9
6	5.32	7.44	440.5	660.8	881.0	1101.3	1321.5	1541.8	1762.1	1982.3	2202.6	2422.8	2643.1	2863.3	3083.6	3303.9	3524.1
6.5	5.53	8.06	496.7	745.1	993.4	1241.8	1490.1	1738.5	1986.8	2235.2	2483.5	2731.9	2980.3	3228.6	3477.0	3725.3	3973.7
7	5.74	8.68	555.1	832.7	1110.2	1387.8	1665.3	1942.9	2220.4	2498.0	2775.6	3053.1	3330.7	3608.2	3885.8	4163.3	4440.9
7.5	5.94	9.30	615.6	923.5	1231.3	1539.1	1846.9	2154.7	2462.5	2770.4	3078.2	3386.0	3693.8	4001.6	4309.5	4617.3	4925.1
8	6.14	9.92	678.2	1017.3	1356.4	1695.5	2034.6	2373.8	2712.9	3052.0	3391.1	3730.2	4069.3	4408.4	4747.5	5086.6	5425.7



Tableau II.35 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

h	Vch	q	debit m3/s														
			b=10	b=15	b=20	b=25	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70	b=75	b=80
0.5	850000	499.0	10.6	15.9	21.2	26.5	31.8	37.1	42.4	47.7	53.0	58.3	63.6	68.9	74.2	79.5	84.8
1	1700000	486.9	30.0	45.0	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9	134.9	149.9	164.9	179.8	194.8	209.8	224.8	239.8
1.5	2650000	473.4	55.1	82.6	110.1	137.7	165.2	192.7	220.3	247.8	275.3	302.9	330.4	357.9	385.4	413.0	440.5
2	3760000	457.7	84.8	127.2	169.6	211.9	254.3	296.7	339.1	381.5	423.9	466.3	508.7	551.1	593.4	635.8	678.2
2.5	4810000	442.8	118.5	177.7	237.0	296.2	355.4	414.7	473.9	533.2	592.4	651.6	710.9	770.1	829.4	888.6	947.8
3	5930000	426.9	155.7	233.6	311.5	389.4	467.2	545.1	623.0	700.9	778.7	856.6	934.5	1012.3	1090.2	1168.1	1246.0
3.5	7190000	409.1	196.3	294.4	392.5	490.7	588.8	686.9	785.0	883.2	981.3	1079.4	1177.6	1275.7	1373.8	1472.0	1570.1
4	8470000	390.9	239.8	359.7	479.6	599.5	719.4	839.2	959.1	1079.0	1198.9	1318.8	1438.7	1558.6	1678.5	1798.4	1918.3
4.5	9870000	371.1	286.1	429.2	572.2	715.3	858.4	1001.4	1144.5	1287.5	1430.6	1573.7	1716.7	1859.8	2002.9	2145.9	2289.0
5	11170000	352.7	335.1	502.7	670.2	837.8	1005.3	1172.9	1340.4	1508.0	1675.6	1843.1	2010.7	2178.2	2345.8	2513.3	2680.9
5.5	12430000	334.8	386.6	579.9	773.2	966.5	1159.8	1353.1	1546.5	1739.8	1933.1	2126.4	2319.7	2513.0	2706.3	2899.6	3092.9
6	13970000	313.0	440.5	660.8	881.0	1101.3	1321.5	1541.8	1762.1	1982.3	2202.6	2422.8	2643.1	2863.3	3083.6	3303.9	3524.1
6.5	15450000	292.0	496.7	745.1	993.4	1241.8	1490.1	1738.5	1986.8	2235.2	2483.5	2731.9	2980.3	3228.6	3477.0	3725.3	3973.7
7	16940000	270.9	555.1	832.7	1110.2	1387.8	1665.3	1942.9	2220.4	2498.0	2775.6	3053.1	3330.7	3608.2	3885.8	4163.3	4440.9
7.5	18650000	246.6	615.6	923.5	1231.3	1539.1	1846.9	2154.7	2462.5	2770.4	3078.2	3386.0	3693.8	4001.6	4309.5	4617.3	4925.1
8	19930000	228.5	678.2	1017.3	1356.4	1695.5	2034.6	2373.8	2712.9	3052.0	3391.1	3730.2	4069.3	4408.4	4747.5	5086.6	5425.7

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:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(I.47)$$

$Q_{\%}$: 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 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(I.48)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau II.37, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure II.21 la courbe

$H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau II.38 , 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 II.22).

Pour choisir la largeur de 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, et du remblai et du béton.

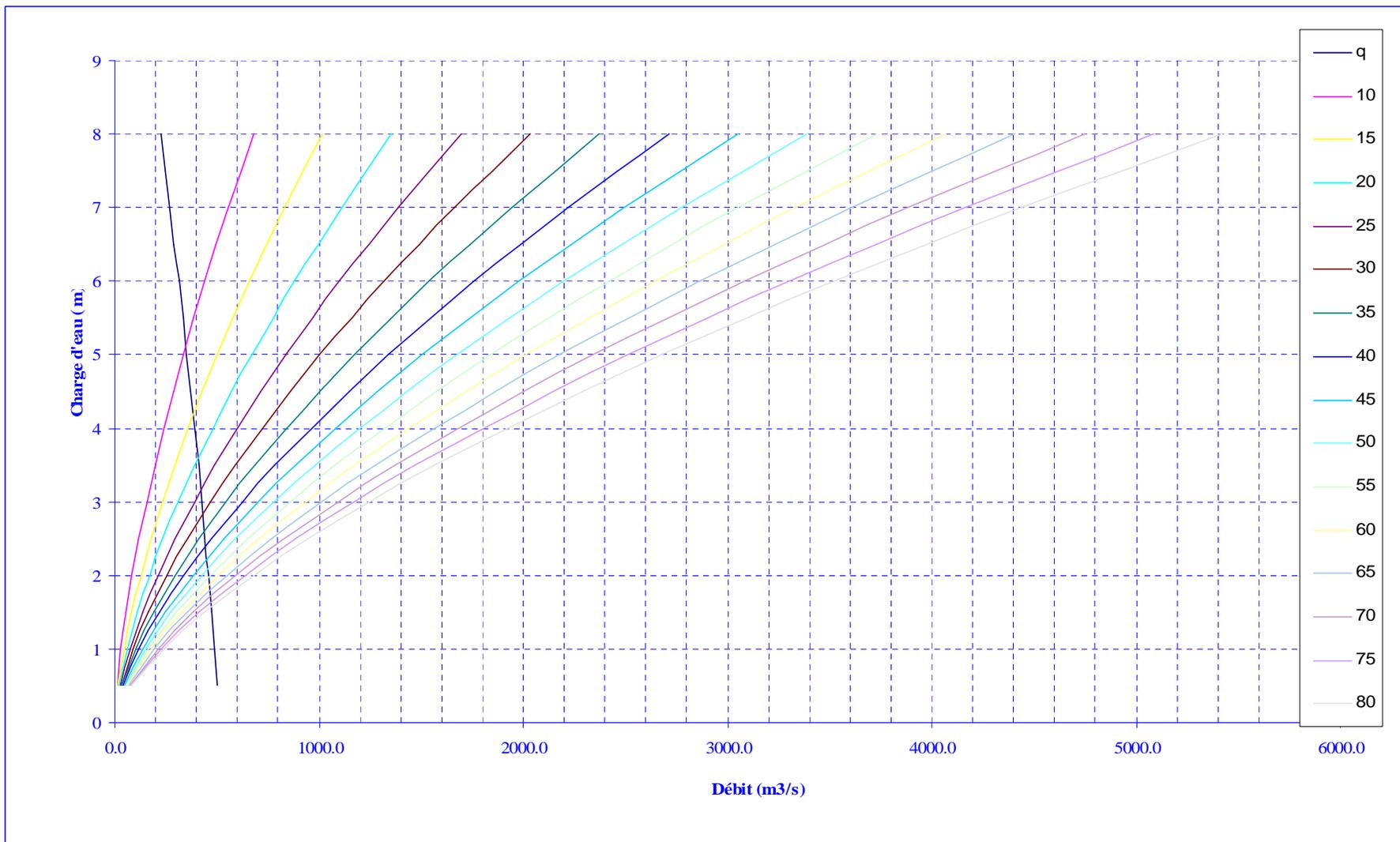


Figure II.20 : Courbes de $H = f(Q, q)$

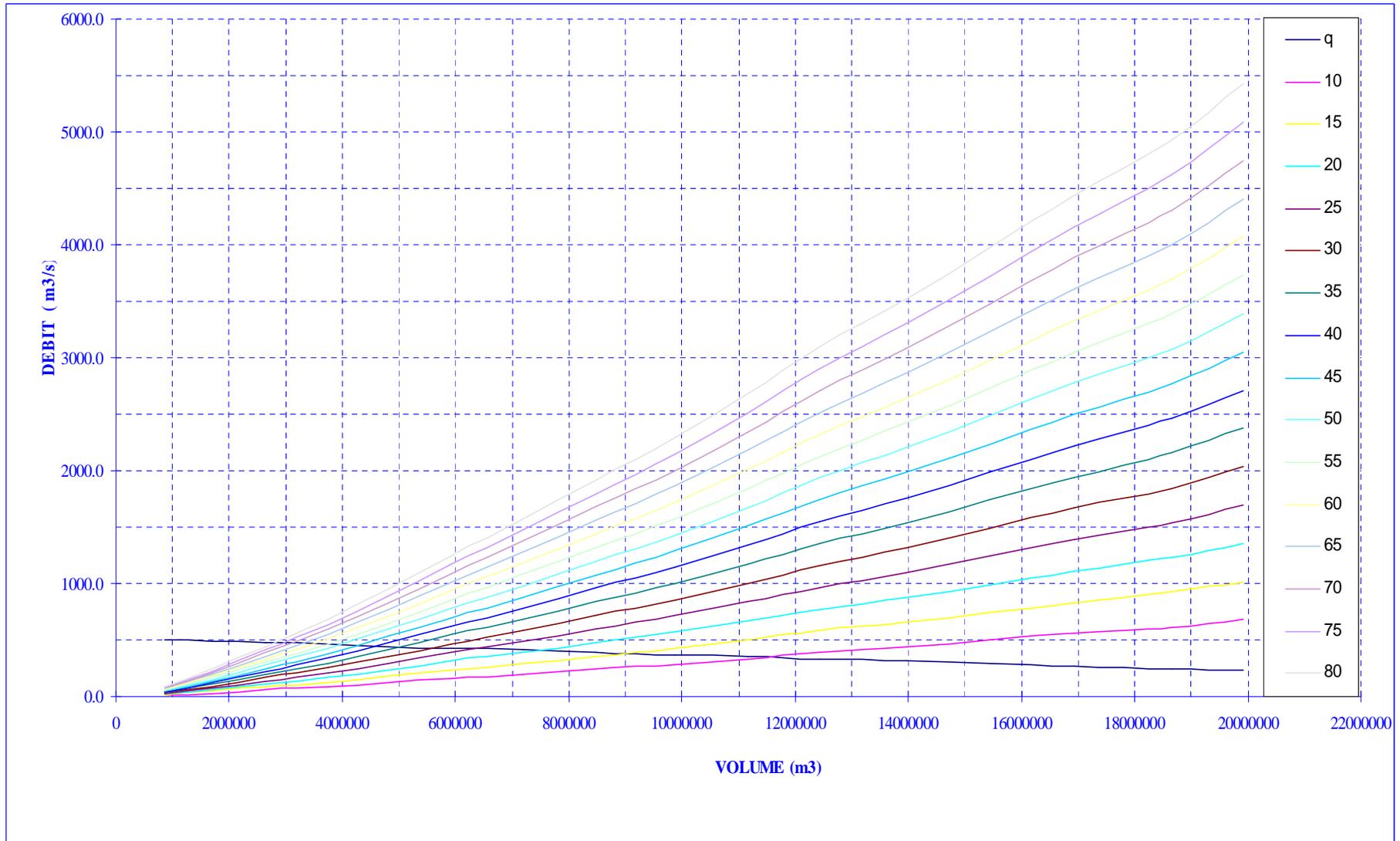


Figure II.21 : courbes V=f(Q,q)



II.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 déversants correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

II.9.1 La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote 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 :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(I.49)$$

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

A - Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.50)$$

F : le Fetch F = 1.2 Km

B - Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.51)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 0.63 Km/h.

C - Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(I.52)$$

Tableau II.36 : résultats de La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.14	3.78	1.87
Molitor	0.5	2.5	0.82
Mallet-paquant	0.86	3.22	1.39



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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (I.53)$$

H : hauteur des vagues (m).

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

II.9.2 Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

- ✓ $T = 0.015 H_b$
- ✓ $T = 0.001 H_b^{3/2}$ Avec:

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.5 m.

II.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 $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (I.54)$
- ✓ Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (I.55)$
- ✓ Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (I.56)$

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

Tableau II. 37: Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.

NNR	b (m)	H (m)	N _{PHE} (m)	q (m3/s)	V _{forcé} (m ³)	R (m)	Cote de la crête (m)	H _b (m)
396.5	10	8.00	404.50	228.50	19930000	2	406.50	46.50
396.5	15	7.50	404.00	246.60	18650000	2	406.00	46.00
396.5	20	7.00	403.50	270.90	16940000	2	405.50	45.50
396.5	25	6.50	403.00	292.00	15450000	2	405.00	45.00
396.5	30	6.00	402.50	313.00	13970000	2	404.50	44.50
396.5	35	5.50	402.00	334.80	12430000	2	404.00	44.00
396.5	40	5.00	401.50	352.70	11170000	2	403.50	43.50
396.5	45	4.50	401.00	371.10	9870000	2	403.00	43.00

396.5	50	4.00	400.50	390.90	8470000	2	402.50	42.50
396.5	55	3.50	400.00	409.10	7190000	2	402.00	42.00
396.5	60	3.00	399.50	426.90	5930000	2	401.50	41.50
396.5	65	2.50	399.00	442.80	4810000	2	401.00	41.00
396.5	70	2.00	398.50	457.70	3760000	2	400.50	40.50
396.5	75	1.50	398.00	473.40	2650000	2	400.00	40.00
396.5	80	1.00	397.50	486.90	1700000	2	399.50	39.50
396.5	85	0.50	397.00	499.00	850000	2	399.00	39.00

II.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 II.43

Tableau II.38 : Calcul d'optimisation

b (m)	Coûts évacuateur (10⁶ DA)	Coûts Digue (10⁶ DA)	Coût DIQUE + EVACUATEUR (10⁶ DA)
10	35.568	189.36	224.928
15	41.04	184.07	225.11
20	46.512	178.71	225.222
25	51.984	173.3	225.284
30	57.456	167.64	225.096
35	62.928	163.16	226.088
40	68.4	158.67	227.07
45	73.872	150.99	224.862
50	79.344	149.91	229.254
55	84.816	145.51	230.326
60	90.288	141.39	231.678
65	95.76	137.22	232.98
70	101.232	133.17	234.402
75	106.704	128.81	235.514
80	112.176	124.89	237.066
85	117.648	120.5	238.148

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et l'évacuateur de crue (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 = 45 m » et une cote en crête optimale de la digue égale à 403 m NGA.

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

Tableau II.39 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	3.75
Volume utile	Mm ³	12.27
Volume au NNR	Mm ³	16.02
Cote du fond	m NGA	360
Cote NVM	m NGA	386
Cote NNR	m NGA	396.5
Cote NPHE	m NGA	401
Cote en crête	m NGA	403
Largeur en crête	m	9

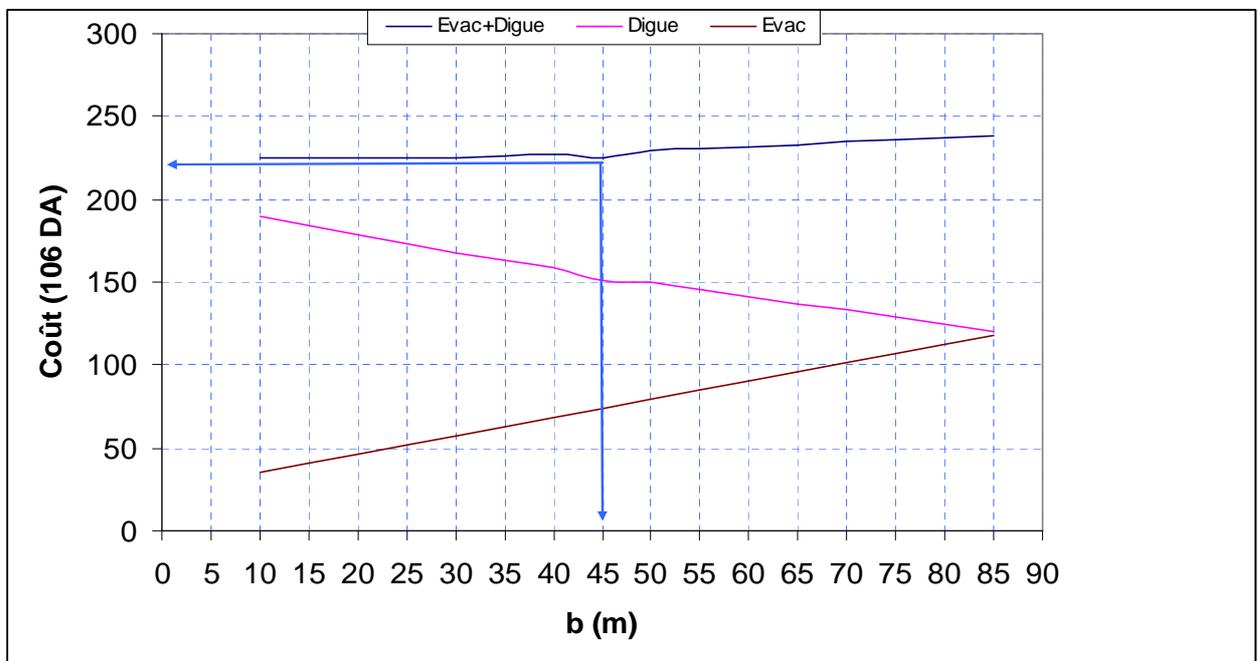


Figure II.22: la courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b de déversoir

Conclusion

A la fin de ce chapitre j'ai pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais en vois clairement les divergences entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité qui a été faite par le bureau d'étude Suisse STUCKY-BG, cette divergence est à cause de plusieurs facteurs qui se rapportent aux méthodes de calcul et l'avis du concepteur.

Les causes principales de cette divergence dans les résultats sont comme suit:

- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendue de série pluviométrique.

En général la différence entre les résultats à influencer sur les dimensions de notre barrage, donc je vais redimensionner à nouveau tous les éléments constituant le barrage en tenant compte des nouvelles valeurs que j'ai obtenus dans cette étude.

III. Généralités :

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

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

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

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

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

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

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

- Le débit maximal à évacuer pour une période de retour de 1000 ans est $q_{év} = 371.1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant : $H = 4.5 \text{ m}$.
- La largeur du déversoir : $b = 45 \text{ m}$

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

Le débit maximum à évacuer est très important ($q_{év} = 371.1 \text{ m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

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

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

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage
- Déformation et déplacement dues aux tassements
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 43m est un ouvrage instable (risque de déplacement)

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

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

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

Remarque :

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique pour cela on va faire le calcul hydraulique des deux variantes pour pouvoir décider de la variante la plus favorable

III. 2. Choix de la rive favorable :

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

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

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

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

III.3. Evacuateur latéral à entonnement frontal :

III.3.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

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

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Bassin de dissipation

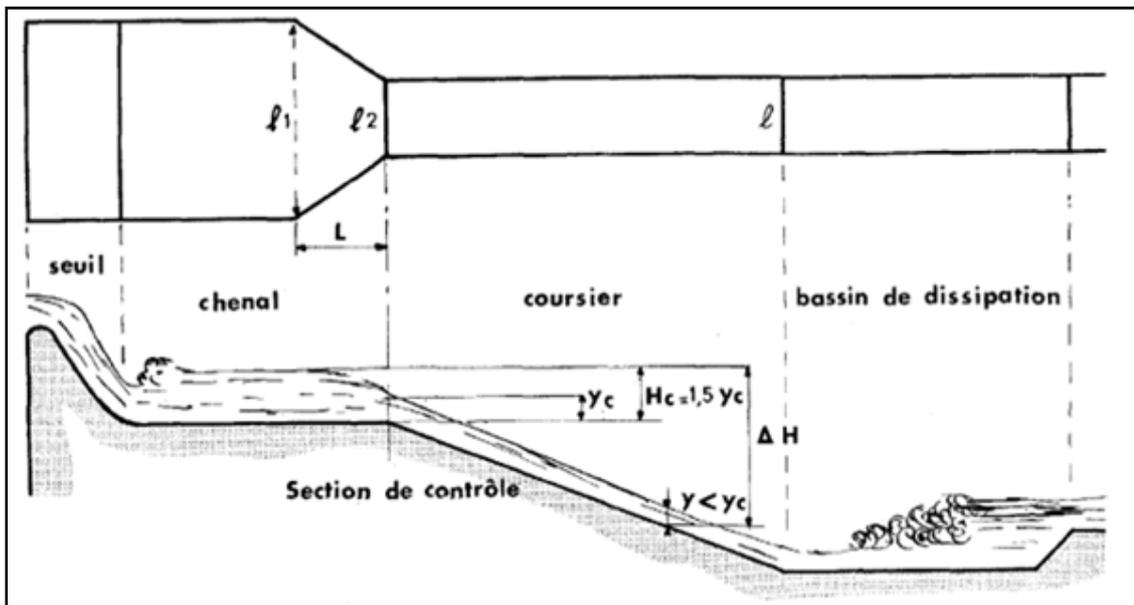


Figure N°III.01: schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on est besoins des données suivantes :

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 371.1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : $L = 45 \text{ m}$
- Charge hydraulique au dessus du déversoir: $H = 4.5 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 396.5 \text{ m}$

III.3.1. 1. Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

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

$$V = \frac{q_{\text{év}}}{S_c} \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en m/s

$q_{\text{év}}$: Le débit maximal à évacué = 371.1 m³/s

S_c : La section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h + \frac{m \cdot h^2}{2}$

b : Largeur du déversoir en m

h : la charge hydraulique

m : fruit de talus ($m=0$ pour les sections rectangulaires)

$$h = P + H \quad (P \text{ est la hauteur de pelle et } H \text{ est la charge}).$$

Application numérique :

$$p = 1.4 \Rightarrow p = 1.4 \times 4.5 = 6.3 \quad \mathbf{p = 6.3m}$$

$$h = 4.5 + 6.3 = 10.8m$$

$$V = \frac{371.1}{4.5 \times 10.8} = 0.76 \text{ m/s}$$

$V < V_{\text{crit}}$ Avec $V_{\text{crit}} = 3.7$ / pour les roches sédimentaires, conglomérants et marnes ; voir l'annexe N°II.1

Donc pas de risque d'affouillement et d'érosion.

➤ **Calcul de la pente de talus du canal d'approche :**

La pente du talus est fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est en terre avec protection en enrochement ; d'où $K = 1$ (tirer à partir du tableau représenté en annexe N°II.02).

Le talus est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire).

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$Re = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (II-2)$$

$$Re = 0.6 + 0.05V(4.5)^{1/3} = 0.71m \quad \text{on prend : } Re = 1m$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + Re \dots\dots\dots (II-3)$$

$$H_m = 4.5 + 6.3 + 1 = 11.8 m$$

➤ **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 22m

III.3.1. 2. Le déversoir :

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.

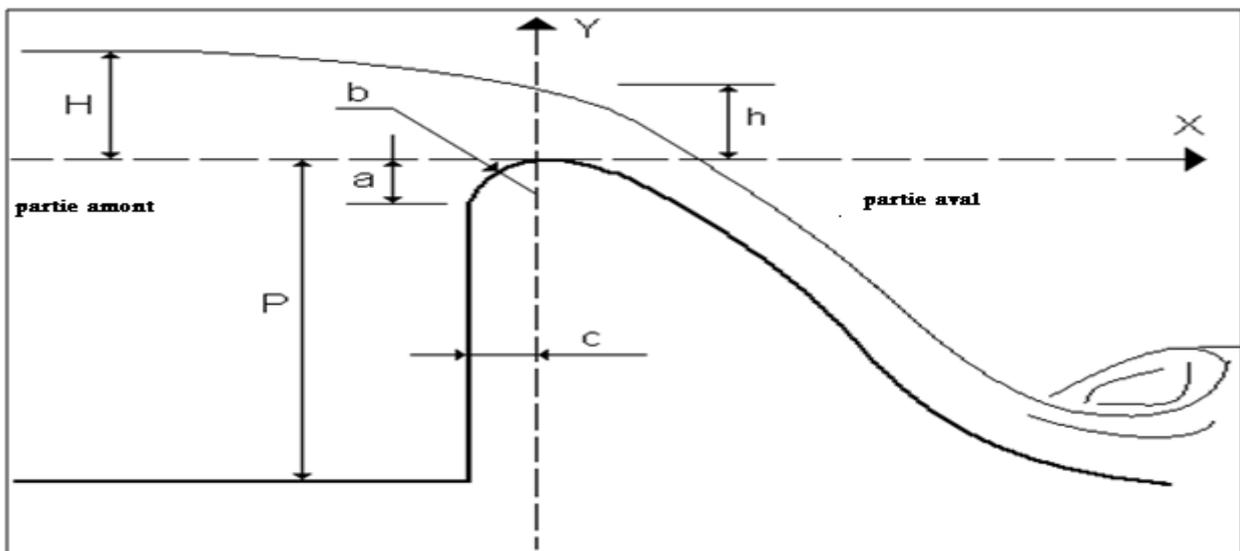


Figure N° III.02: Les paramètres du profil d'un déversoir

➤ **Calcul du des paramètres et des coordonnées du déversoir :**

$$K = 0.51 \dots\dots\dots (II.4)$$

$$X_c = 0.220 H_o \dots\dots\dots (II.10)$$

$$N = 1.83 \dots \dots \dots (II.5)$$

$$Y_c = 0.780 H_o \dots \dots \dots (II.11)$$

$$X_a = -0.124 H_o \dots \dots \dots (II.6)$$

$$R_1 = 0.460 H_o \dots \dots \dots (II.12)$$

$$Y_a = 0.017 H_o \dots \dots \dots (II.7)$$

$$R_2 = 0.199 H_o \dots \dots \dots (II.13)$$

$$X_b = -0.07 H_o \dots \dots \dots (II.8)$$

$$Y_b = 0.209 H_o \dots \dots \dots (II.9)$$

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

$$= - \frac{(\dots)}{x \dots} \dots \dots \dots (II.14)$$

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

Tableau N°III.01 : Les coordonnées du profil de déversoir (partie aval)

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
Y	0,00	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,17	-0,24	-0,31	-0,40	-0,50	-0,61	-0,72	-0,85	-0,99	-1,13

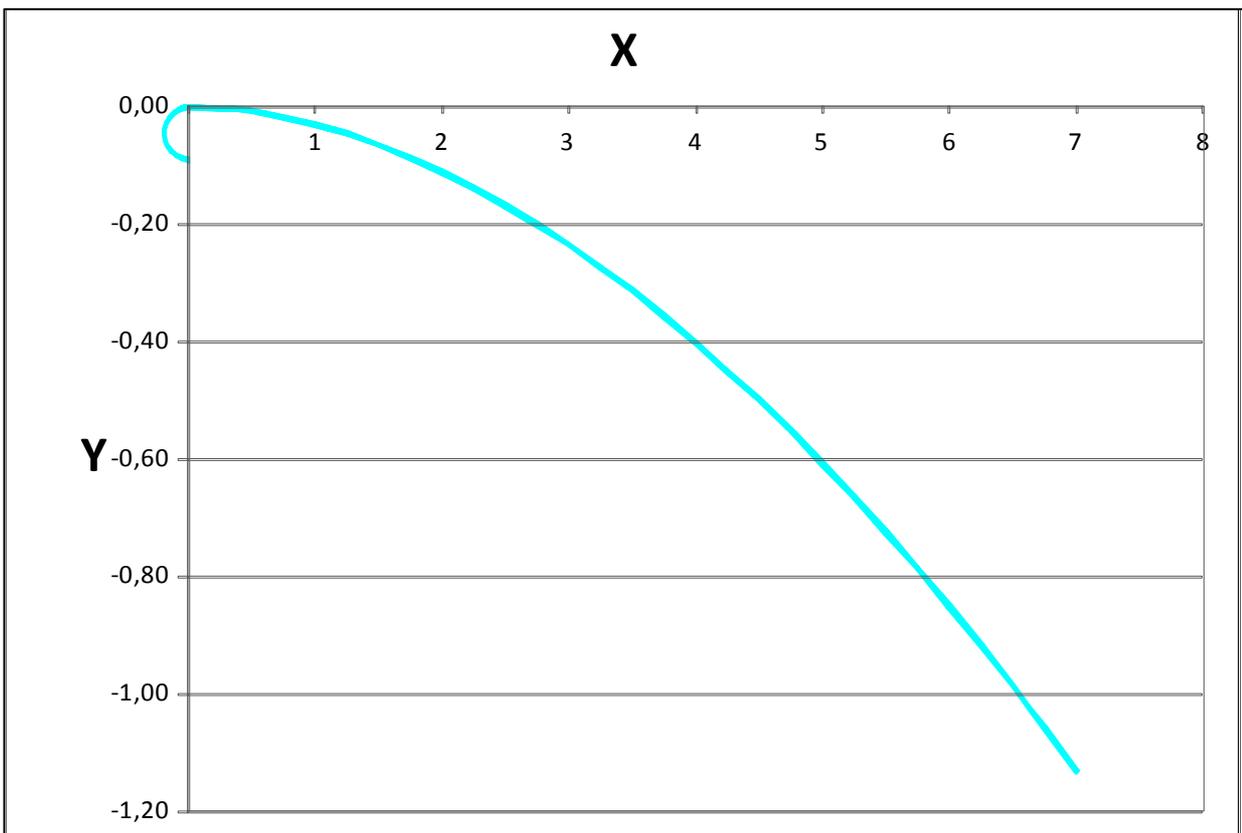


Figure N° III.03: profil creager du déversoir (partie aval)

Tableau N°III.02 : Les coordonnées des paramètres de déversoir (partie amont)

paramètres	K	N	Xa	Ya	Xb	Yb	Xc	Yc	R ₁	R ₂
Valeurs	0.51	-1.81	-0.56	0.077	-0.32	0.94	0.99	3.51	2.1	0.9

➤ **Calcul hydraulique**

Soit la formule générale du débit :

$$Q = C_d \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2} \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

Avec : Q : Le débit maximum déversant en m³/s.

C_d : Coefficient de débit.

L : La largeur du déversoir en m.

h : La charge déversant en m.

On a: H = 4.50 m

Avec:

$$H = h + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

α : Coefficient de Coriolis= (1 ÷ 1.1) , on prend α= 1 pour simplifier les calculs.

On prend aussi: h=3.0 m, puis on va préciser cette valeur de (h) par les calculs suivants.

Le coefficient de débit pour les seuils normaux (profil Creager) varie de 0.45 (C=1.99) à 0.49 (C=2.17) ; avec C est le coefficient de Chézy.

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit : C = 0,49.

D'où :

$$D'où : h = \frac{Q}{C \times L \times \sqrt{2g}} = \frac{396.5}{0.49 \times 10 \times \sqrt{2 \times 9.81}} = 2,43 \text{ m}$$

➤ **La vitesse de l'écoulement :**

$$v = \frac{Q}{L \times h} = \frac{396.5}{10 \times 2.43} = 3.39 \text{ /s}$$

$$D'où : \alpha \frac{v^2}{2g} = 1 \times \frac{3.39^2}{2 \times 9.81} = 0.59 \text{ m}$$

$$H = h + \alpha \frac{v^2}{2g} = 2.43 + 0.59 = 3.02 \text{ m}$$

$$\text{La cote du plan d'eau : } Z_{pe} = \text{NNR} + H = 396.5 + 3.02 = 399.52 \text{ m}$$

$$Z_{pe} < 401 \Rightarrow \text{Le calcul qu'on a fait est acceptable (seuil en dénoyé)}$$

III.3.1. 3 .Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur a la pente critique) pour que le régime soit fluviale. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 20m. avec une pente de 0.1% On détermine la profondeur critique pour un canal de forme rectangulaire.

➤ **La profondeur critique :**

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^3}} \dots\dots\dots (II.17)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m³/s ;

b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^3}} = 1.91 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{h_c = 1.91 \text{ m}}$$

➤ **La pente critique :**

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

$$Q = K \times S \times R^{2/3} \times I \dots\dots\dots (II.18)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m

I : pente en m/m

S : section mouillée en m²

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

= 20 à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

= 80 à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : K = 80 / /

Pour une section rectangulaire :

$$I = \frac{Q^2 \cdot n^2}{K^2 \cdot S^3} \dots\dots\dots (II.19)$$

Application numérique :

$$I = \frac{Q^2 \cdot n^2}{K^2 \cdot S^3} = 0.0014 \qquad \qquad \qquad \mathbf{I_{cr} = 0.0014 \text{ m/m}}$$

$= 0.001 / < = 0.0014 / \Rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

➤ **La profondeur normale ():**

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

$$= \times \times \sqrt{\times} \dots\dots\dots(\text{II.20})$$

Avec :

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

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en —

$$= \text{—} \dots\dots\dots(\text{II.21})$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en —

Le tableau représenté en annexe N°II.03 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : $= 0.013 /$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$= - = \frac{\times}{\text{—}} \dots\dots\dots (\text{II.22})$$

P : Le périmètre mouillé en m.

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

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

$$= - \times (\times h) (2h +) \dots\dots\dots (\text{II.23})$$

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

Tableau N°III.03 :les valeurs du débit en fonction du h_n

hn(m)	2,05	2,06	2,07	2,08	2,09	2,1	2,11	2,12	2,13	2,14	2,15	2,16
Q(m3/s)	341,33	344,02	346,71	349,41	352,12	354,84	357,56	360,29	363,03	365,78	368,53	371,29

D'où : $h = 2.16$

La largeur finale du convergent se calcul par la formule (1) suivante :

$$= 0.7 \frac{L}{x} \dots\dots\dots(\text{II.26})$$

$$= h + \frac{L}{x} - \dots\dots\dots(\text{II.27})$$

Avec :

: Hauteur des parements des eaux en aval (m)

: Accélération de la gravité (/).

Application numérique :

$$= 2.16 + \frac{L}{x} - 3.02 = 0.5$$

$$= 0.07 \frac{L}{x} = 23.46 \approx 24$$

$$L = 1.6 (45 - 24) = 33.6 \text{ m}$$

$$L = 34\text{m}$$

On revient à la condition (formule II.24) :

$$(\alpha) = \frac{L}{x} = \frac{L}{x} = 0.31$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$= \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \dots\dots\dots(\text{II.28})$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = 9.81 / .

h : le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$= \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = 3.82 /$$

$$= \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = 0.83$$

$$\frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = 0.41$$

D'où : $(\alpha) = 0.31 < 0.41 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.3. 1. 4.2.La profondeur à la fin du convergent :

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

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

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b}} = 2.9 \text{ m} \quad y = 2.9 \text{ m}$$

III.3. 1. 4.3.La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_c} = 5.33 \text{ m/s} \quad V = 5.33 \text{ m/s}$$

III.3. 1. 5.Coursier :

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

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

La hauteur critique h_c est estimée à partir de l'abaque donné en annexe N°II.04. C'est un graphe qui donne y / h_c rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression :

$$\frac{y}{h_c} = \dots\dots\dots(II.29)$$

Avec :

Q : Le débit à évacuer en m^3/s .

b : La largeur du coursier en m.

E : L'énergie spécifique en m.

Les données initiales pour le calcul de la ligne d'eau sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau N°III.04 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau

$(Q / \text{m}^3/\text{s})$	Strickler	(b / m)	$h_c (\text{m})$	$h_c (\text{m})$	(E / m)
371.1	80	0.15	2.9	2.9	105

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- a) Choisir un pas de distance Δ
- b) Calculer Δ la dénivelée du fond par rapport à h considéré comme niveau de référence.

$$\Delta = \dots \Delta x \dots \dots \dots (II.30)$$

Avec :

: La pente

Δ : Pas de distance

- c) Calculer : l'énergie spécifique pour chaque section de calcul

$$= \Delta - \dots \dots \dots (II.31)$$

Avec : est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois Δ , prendre $= 0.1 \Delta$.
- Si non (ce qui le cas le plus courant), prendre $= 0.2 \Delta$ constitue une bonne approximation.

- d) Calculer le coefficient donné par la formule suivante :

$$= \frac{x}{\dots} \dots \dots (II.32)$$

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire ($m = 0$)

- e) Calculer le paramètre : $\frac{\dots}{\dots \times \dots}$

- f) Connaissant ce paramètre et le coefficient $= 0$, tirer à partir de l'abaque donné en annexe (N° II.04) le rapport \dots .

- g) Refaire le même procédé jusqu'on arrive à la dernière section intermédiaire entre le coursier et le bassin de dissipation.

Les résultats des calculs de la ligne d'eau dans le coursier sont présentés dans le tableau suivant

Tableau N°III.05 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

()	Δ ()	Δ ()	$5 \times \Delta$ ()	Test	()	()		$h/$	h ()
0	-	2,9	-	Si $L < 5 \times \Delta$ $\Rightarrow = 0,1 \cdot \Delta$	-	-	-	-	2.9
10	10	4,4	22		0,437	3,933	0,72	0,71	2.87
20	10	5,9	29,5		0,587	5,283	0,342	0,5	1,59
30	10	7,4	37		0,737	6,633	0,162	0,19	1,23
40	10	8,9	44,5		0,887	7,983	0,092	0,1	1,18
50	10	10,4	52		1,037	9,333	0,059	0,06	1,13
60	10	11,9	59,5	Si $L > 5 \times \Delta$ $\Rightarrow = 0,2 \cdot \Delta$	2,374	9,496	0,048	0,05	1
70	10	13,4	67		2,674	10,696	0,034	0,03	0,92
80	10	14,9	74,5		2,974	11,896	0,025	0,024	0,81
90	10	16,4	82		3,274	13,096	0,020	0,02	0,77
100	10	17,9	89,5		3,574	14,296	0,015	0,015	0,75
105	05	18,65	93,25		3,874	15,496	0,014	0,014	0.73

Avec : $\frac{\text{---}}{\text{---} \times \text{---}}$



➤ Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$V = \frac{Q}{B \cdot h} = \frac{21.18}{1.5} = 14.12 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{14.12}{\sqrt{9.81 \cdot 1.5}} = 7.91$$

➤ **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = h + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h)^{1/3} = 1.55 \text{ m} \dots \dots \dots \text{(II-33)}$$

H = 2.28 m. On adopte une valeur de H = 2.5 m.

III.3. 1. 6. Bassin de dissipation :

L'énergie de l'eau arrivée avec une vitesse d'écoulement importante doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime torrentiel d'écoulement au régime fluvial.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1 \leq FR \leq 1.7$ ressaut ondulé.
- $1.7 \leq FR \leq 2.5$ ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2.5 \leq FR \leq 4.5$ ressaut oscillant.
- $4.5 \leq FR \leq 9$ ressaut stable (Stationnaire).
- $FR \geq 9$ ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$4.5 \leq FR = 7.91 \leq 9$ et la vitesse a la sortie de coursier est supérieure de 15m/s Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».]

De l'abaque de l'annexe [I] On a

$$Y = \sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2} - 1 = 10.69 \Rightarrow Y = 10.69 \times 0.73 = 7.80$$

$$Y = 7.80 \text{ m} \quad X = 4.25 \text{ D'où : } L = 7.80 \times 4.25 = 33.15$$



$$= \frac{\dots}{\dots} \dots\dots\dots (II.35)$$

$$= \frac{\dots}{\dots} \dots\dots\dots (II.36)$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\dots}{\dots} = 4.94 \\ = \frac{\dots}{\dots} = 0.21 \end{array} \right.$$

D'où :

$$h = 1 - \dots + 0.015 \times 0.21 \times 4.94 = 4.6 \qquad h = 4.6$$

➤ Pente critique :

$$= \frac{\dots}{\dots} \dots\dots\dots (II.37)$$

Avec :

$$\begin{aligned} &= \dots \times h + \dots \times h \\ &= \dots + h \times \sqrt{1 + \dots} \\ &= \dots \\ &= \dots \times \dots \end{aligned}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} &= 1 \times 4.6 + 24 \times 4.6 = 131.56 \\ &= 24 + 4.6 \times \sqrt{1 + 1} = 30.50 \\ &= \frac{\dots}{\dots} = 4.31 \\ &= \dots \times 4.6 = 56.07 \end{aligned}$$

$$D'où : I = \frac{\dots}{\dots} = 0.0055 \text{ m/m}$$

➤ La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :
 $h = 4.97$.

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{10.5}{4} = 2.625 \text{ m/s} \quad \boxed{V = 2.58 \text{ m/s}}$$

III.4. évacuateur latéral à entonnement latéral :

III.4. 1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation. Pour le calcul hydraulique, on est besoins des données représentées sur la figure suivante.

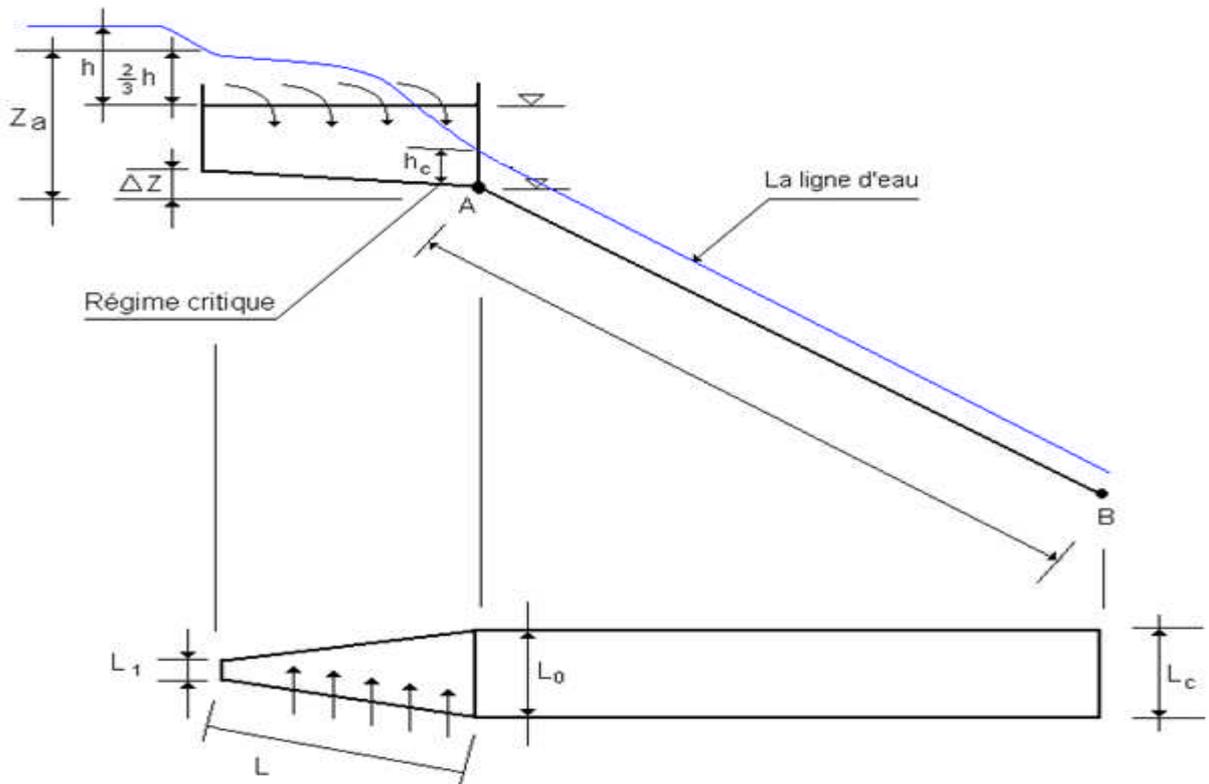


Figure N°III.06 : Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral

h_c : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente.

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 5 \\ L_0 = 20 \\ L_c = 20 \end{array} \right.$$

Et on calcul les rapports :

$$\frac{L_1}{L_0} = 0.25 \quad \text{et} \quad \frac{L_c}{L_0} = 0.5$$



➤ **Calcul (le tirant d'eau au point A) :**

=

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$= \frac{x}{x} = 1 \dots\dots\dots (II.38)$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \dots\dots\dots (II.39) \\ = + 2 \dots\dots\dots (II.40) \end{array} \right.$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (II.38), on aura :

$$\frac{(\dots)}{(\dots)} = 1 \dots\dots\dots (II.41)$$

Application numérique :

$\frac{(\dots)}{(\dots)} = 1 \Rightarrow$ La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°III.06 : Calcul de la profondeur critique

Yc(m)	A	B	A/B
3	3580595,460	2118960,000	1,690
3,1	3608138,502	2337997,680	1,543
3,2	3635681,544	2571632,640	1,414
3,3	3663224,586	2820335,760	1,299
3,4	3690767,628	3084577,920	1,197
3,5	3718310,670	3364830,000	1,105
3,6	3745853,712	3661562,880	1,023
3,61	3748608,016	3692160,741	1,015
3,62	3751362,320	3722928,589	1,008
3,63	3754116,625	3753866,897	1,000
3,64	3756870,929	3784976,133	0,993
3,65	3759625,233	3816256,770	0,985

Avec :

$$A = (20 + 2y_c) \cdot 371.1^2$$

$$B = 9.81(20y_c)^3$$

D'où : $y = 3.63 \text{ m}$



➤ **Calcul de charge spécifique au point A :**

$$H_p = H_{st} + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (II.42)$$

$$H_p = H_{st} + \frac{v^2}{2g} = H_{st} + \frac{v^2}{2g}$$

Application numérique :

$$H_p = 3.63 + \frac{v^2}{2g} = 4.96 \qquad H_p = 4.96 \text{ m}$$

Calcul les paramètres ' ' :

$$v = - \dots = - \times 4.96 = 3.31$$

$$v = \frac{\dots}{\dots} = \frac{\dots \times \dots}{\dots} = 19.82$$

➤ **Calcul de U :**

$$U = \frac{v^3}{g} = \frac{\dots^3}{g} = 0 \text{ (Section rectangulaire)}$$

- Calcul de :

On impose de façon que la condition $U < \dots$ soit vérifiée.

Avec :

: La cote du plan d'eau.

: La cote du point A.

$$- \dots = \dots + -h - \dots = 396.5 + - \times 4.5 - 393.7 = 5.8$$

On prend : $\dots = 5.0$ (raison de sécurité).

$$Z = 5.0 \text{ m}$$

Calcul de Δ :

$$\left. \begin{aligned} \dots = \dots = 1.51 \\ \dots = 0. \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe II.07) on tire le rapport: } \frac{\Delta}{\dots} = 0.35$$

$$\Rightarrow \Delta = 0.35 \times 3.31 = 1.16$$

$$\Delta Z = 1.16 \text{ m}$$



➤ **Calcul du tirant d'eau au point B :**

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale : $h_f = 0.2 \Delta H$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_B = 0.8 [H_{total} + h_f] \dots\dots\dots(II.43)$$

Application numérique :

$$H_B = 0.8 [4.96 + 393.7 - 378.7] = 15.97$$

$$\frac{H_B}{y} = \frac{15.97}{y} = 0.01$$

$$y = \frac{15.97}{0.01} = 1597$$

$$H_B = 15.97 \quad \left(\frac{H_B}{y} \right) = 0.01 \quad y = 1.76 \text{ m}$$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{Q}{b \cdot y} = \frac{10.54}{1 \cdot 1.76} = 5.99 \text{ m/s} \\ Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} = \frac{5.99}{\sqrt{9.81 \cdot 1.76}} = 2.54 \end{aligned} \right.$$

III.4. 2. Choix du bassin de dissipation :

On a :

$$\left. \begin{aligned} 2.5 < Fr < 4.5 \\ Fr = 2.54 \end{aligned} \right\} \text{ D'après les tests réalisés par (USBR) on choisi un bassin de type I.}$$

➤ **Calcul du tirant d'eau aval :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°II.04), le rapport :

$$\frac{H_2}{H_1} = 3.40 \Rightarrow H_2 = 3.4 \times H_1 = 3.4 \times 1.76 = 5.98 \text{ m} \quad y_2 = 5.98 \text{ m}$$

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{H_1} = 4.80 \Rightarrow L = 4.80 \times H_1 = 4.8 \times 1.76 = 8.45 \text{ m} \quad L = 47.33 \text{ m}$$

On prend : $L = 48 \text{ m}$

➤ **Calcul des dimensions des blocs de chute :**

$$\text{La hauteur} = 2 \times 1.76 = 3.52$$

$$\text{La longueur} = 2 \times 1.76 = 3.52$$

$$\text{L'épaisseur} = 1.76 \approx 1.76$$

$$\text{L'espacement} = 1.76 \approx 1.76$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{21.12}{3.52} = 6$$

$$\text{Si on prend 6 blocs} \Rightarrow 6 \times 3.52 = 21.12\text{m}$$

III.4. 3. Canal de restitution :

Les dimensions et les paramètres hydrauliques du canal de restitution pour l'évacuateur de surface à entonnement latéral sont les mêmes que celle à entonnement frontal calculé auparavant. On a trouvés les résultats représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°III.07 : Paramètres géométriques et hydrauliques du canal de restitution.

La hauteur critique	4.6 m
La Pente critique	0.0055 m/m
La profondeur normale	4.97 m
Vitesse dans le canal	2.58m/s

III.4. 4. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

III.4. 4. 1.Chenal d'écoulement :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est la même que celle trouvée pour l'évacuateur à entonnement frontal. On a trouvé une hauteur de 2.8 m.

III.4. 4. 2. Le coursier :

- Hauteur du mur au début du coursier h_1 :

$$h_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{0.0055} = 90.91 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.61 + 0.14 \times 90.91 = 12.83 \text{ m} \quad \text{on prend une revanche de } 1 \text{ m}$$

$$h_1 = 3.31 + 1.0 = 4.31 \approx 4.5 \text{ m} \quad h_2 = 4.5 \text{ m}$$

Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$h_2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{0.0055} = 90.91 \text{ m}$$

$$= 0.61 + 0.14 \times 10.54 / = 0.92 \approx 1.0$$

$$h = 1.76 + 1.0 = 2.76$$

On prend une hauteur de :

$$h = 3 \text{ m}$$

III.4. 4. 3. Le bassin de dissipation :

$$= 10.54 /$$

$$= 0.61 + 0.14 \times 10.54 / 0.92 \approx 1$$

$h = 9.86 + 1.0 = 10.86$. On prend une hauteur de 11 m.

$$h = 11 \text{ m}$$

III. 5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

III.5.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} - < (10 \div 12) \\ < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

: Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

: Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{\sqrt{gh}} = 6.04 < 10 \\ \frac{v}{\sqrt{gh}} = 2.54 = 6.45 < 40 \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée. C'est-à-dire, il y aura un risque d'apparition des vagues roulante mais il n'y aura pas un risque de débordement car le mur bayer dans le coursier est dimensionné avec un facteur de sécurité important.

III.5.2. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier est vérifié dans le premier cas (évacuateur latéral à entonnement frontal), parce que les paramètres qui ont une influence sur ce phénomène sont les même (le débit, la largeur du coursier et la pente).

III.6. 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 sur la rive droite, c'est-à-dire qu'ont les mêmes conditions topographiques et géologiques.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage très sur, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

Le tableau suivant représente une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau N°III.08 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions	L'évacuateur latéral à entonnement frontal	L'évacuateur latéral à entonnement latéral
Déversoir		
Largeur du seuil déversant	45 m	45 m
Charge déversant	4.5 m	4.5 m
Chenal d'écoulement		
Largeur	45 m	Varie de 10 à 20 m
Longueur	20 m	40 m
Longueur du convergent	34 m	-
Coursier		
Largeur	24 m	20 m
Longueur	105 m	105 m
Bassin de dissipation		
Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type I
Longueur	34 m	48 m
Largeur	24 m	21.12 m
Bassin de dissipation	7 m	7 m

Conclusion :

L'évacuateur latéral à entonnement frontal est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout pour les barrages en terre.
- Un ouvrage coûteux par le volume du béton nécessaire pour le déversoir de profil Creager.
- Un volume de terrassement important pour l'installation du déversoir et le chenal d'écoulement à cause de la largeur de ce dernier qui égale à 45 m.

D'où, la variante choisie est un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral parce qu'il est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que le frontal de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

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 ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

IV. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différents charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc.

L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier est un matériau qui résiste aussi bien à la compression qu'à la traction mais plus cher que le béton.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiants (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelées hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable.

Aujourd'hui, il est quasiment impossible de calculer un ouvrage manuellement, l'aide d'ordinateurs et de logiciels de calcul est devenue indispensable.

Nous avons besoin dans notre calcul, les dimensions de différentes composantes de l'évacuateur calculées dans le chapitre II (Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crues). On a besoin aussi du bilan des charges exercées sur la structure.

IV.1.Principes du calcul génie civil :

Le calcul de génie civil doit passer par le procédé suivant :

IV.1.1.Calcul de stabilité :

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

IV.1.1.1.Stabilité au renversement :

Le principe est de vérifier que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A (voir la figure ci-dessous) ; sous l'effet des forces horizontales.

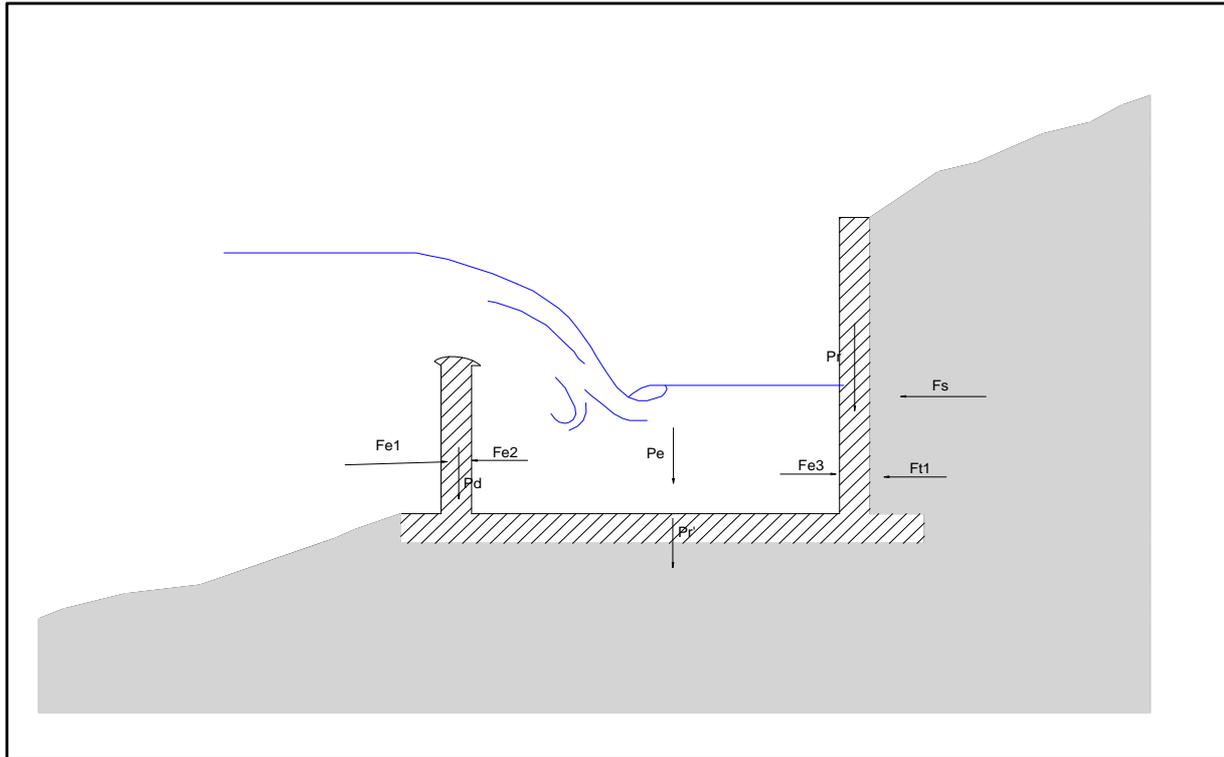


Figure N°IV.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

➤ **Les forces verticales :**

- : Poids de l'eau sur le radier.
- : Poids propre du seuil déversant.
- : Poids propre du rideau.
- : Poids propre du radier.

➤ **Les forces horizontales :**

Le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. Si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exercent sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotés) ont une résultante dirigés vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrice. D'où l'ouvrage subit un risque de renversement s'il n'y a pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

- : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.
- : Poussée de l'eau sur le rideau.
- : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions. Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.

: Force due à la sur charge.

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{M_{stabilisateur}}{M_{renversant}} \geq 3 \dots\dots\dots(III.01)$$

Avec :

3 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

$M_{stabilisateur}$: Moment stabilisateur.

$M_{renversant}$: Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

IV.1.1.2.Stabilité 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.

- $f_{t,d}$: est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :
 - Pénétrömètre dynamique.
 - Pénétrömètre statique.
 - Préssiömètre.

Calcul des contraintes exercées par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes et à la base du radier. Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

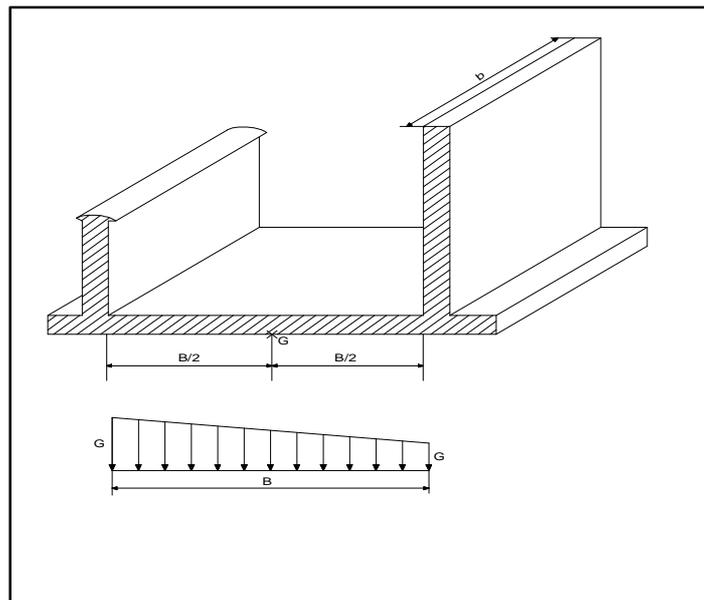


Figure N°IV.02: schéma du diagramme des contraintes créés.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = - + 6 \frac{\dots}{x} \dots\dots\dots (III.02) \\ \sigma = - - 6 \frac{\dots}{x} \dots\dots\dots (III.03) \end{array} \right.$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

= x : Surface de la base du radier.

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \geq 0 \dots\dots\dots (III.04) \\ \leq \dots\dots\dots (III.05) \end{array} \right.$$

IV.1.1.3.Stabilité au glissement :

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes (horizontales et verticales) l'ouvrage ne glisse pas soit :

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} \leq \dots\dots\dots(III.06)$$

Avec :

: un coefficient de glissement sol/béton : 0.4 ≤ ≤ 0.6.

Σ : la somme des forces horizontales.

Σ : la somme des forces verticales.

Remarque :

Si cette condition n'est pas vérifiée, nous pouvons mettre une bèche sous le rideau comme le montre la figure suivante.

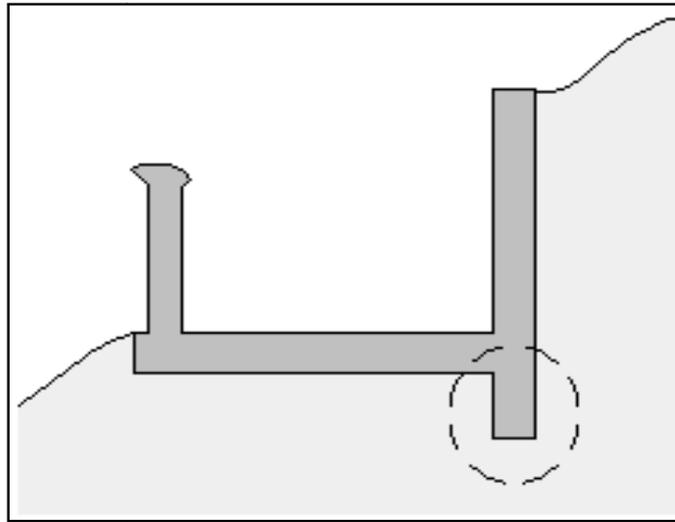


Figure N°IV.03: schéma représente la position du pêche

IV.1.2.Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement permet de connaître à priori des dimensions des éléments de l'ouvrage celle-ci ne soit pas définitives, seuls les calculs nous donnent les dimensions définitives.

IV.2.Ferraillage des éléments :

IV.2.1.Ferraillage du rideau :

Le rideau est considéré comme une poutre encastrée dans le radier et soumise à :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge
- Poussée hydrodynamique de l'eau.

Le calcul du ferraillage du rideau se fait pour le cas critique. C'est la ou l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

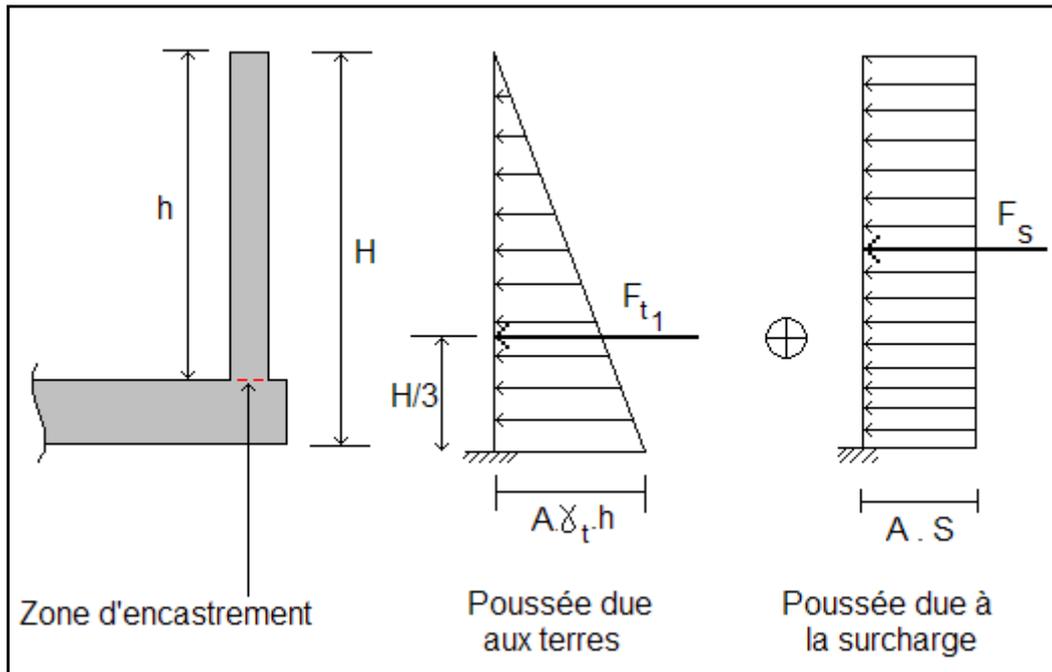


Figure N°IV.04: diagramme des contraintes

$$= (---) \dots\dots\dots(III.07)$$

: l'angle de frottement interne.

: poids volumique des terres = 1.8 (/)

: surcharge.

h : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

soient :

: Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$= 1.35 \quad h - = 1.35 \quad - \dots\dots\dots(III.08)$$

est appliquée à - de la base de la radier.

: force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$= 1.5 \times \times h \dots\dots\dots(III.09)$$

est appliquée à - de la base du radier.

le moment résultant égal à :

$$= \dots \times - + \dots \times - \dots \dots \dots (III.10)$$

M : est le moment de par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

$$= 1.35 \dots + 1.5 \dots - \dots \dots \dots (III.11)$$

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

Remarque :

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base du rideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposerons que la partie du rideau qui se trouve au dessus de - est encastree dans la partie qui se trouve au dessus ().

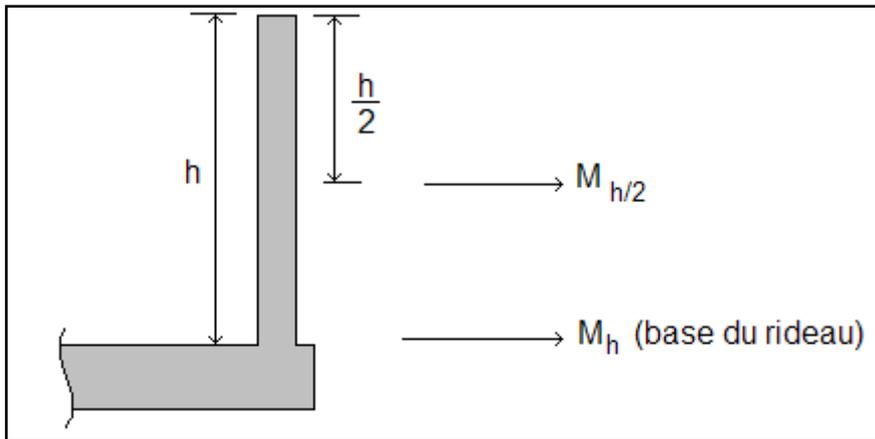


Figure N°IV.05: les moments agissent sur le rideau

➤ **Calcul des aciers :**

$$= \frac{\dots}{\dots \times \dots} \dots \dots \dots (III.12)$$

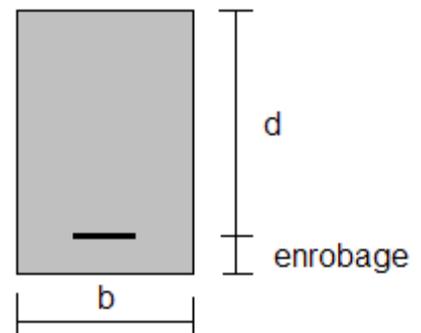
= 142 : Contrainte admissible du béton en

compression.

$$\alpha = \frac{\dots}{\dots} \dots \dots \dots (III.13)$$

$$= 1 - 0.4 \dots \dots \dots (III.14)$$

$$= \dots ; \dots \dots \dots (III.15)$$



$$= - ; .$$

: limite élastique des aciers utilisés = 4000 pour les aciers tors.

: coefficient de sécurité pour les aciers.

- { = 1.15 dans les calculs pour les cas courantes.
- { = 1.5 calculs dans les cas accidentels.

➤ **Vérification de l'existence des aciers comprimés :**

$$= \frac{\dots}{x} \text{ et } = 2.1 \times 10 \dots\dots\dots(III.16)$$

$$= \frac{\dots}{\dots} \dots\dots\dots(III.17)$$

$$= 0.8 - 0.32 \dots\dots\dots(III.18)$$

Si $<$ \Rightarrow pas d aciers comprimés.

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé du rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous allons trois charges : le poids propre du déversoir et deux charges hydrodynamiques : la première s'exerce de l'extérieur vers l'intérieur ; c'est la poussée de l'eau déversée et l'autre s'exerce dans le sens contraire ; c'est la poussée de l'eau du chenal d'écoulement.

IV.2.2.Ferrailage du radier :

Avant de calculer le ferrailage du radier, nous calculons les forces qui s'exercent sur la base du radier et les contraintes engendrées par la réaction des fondations.

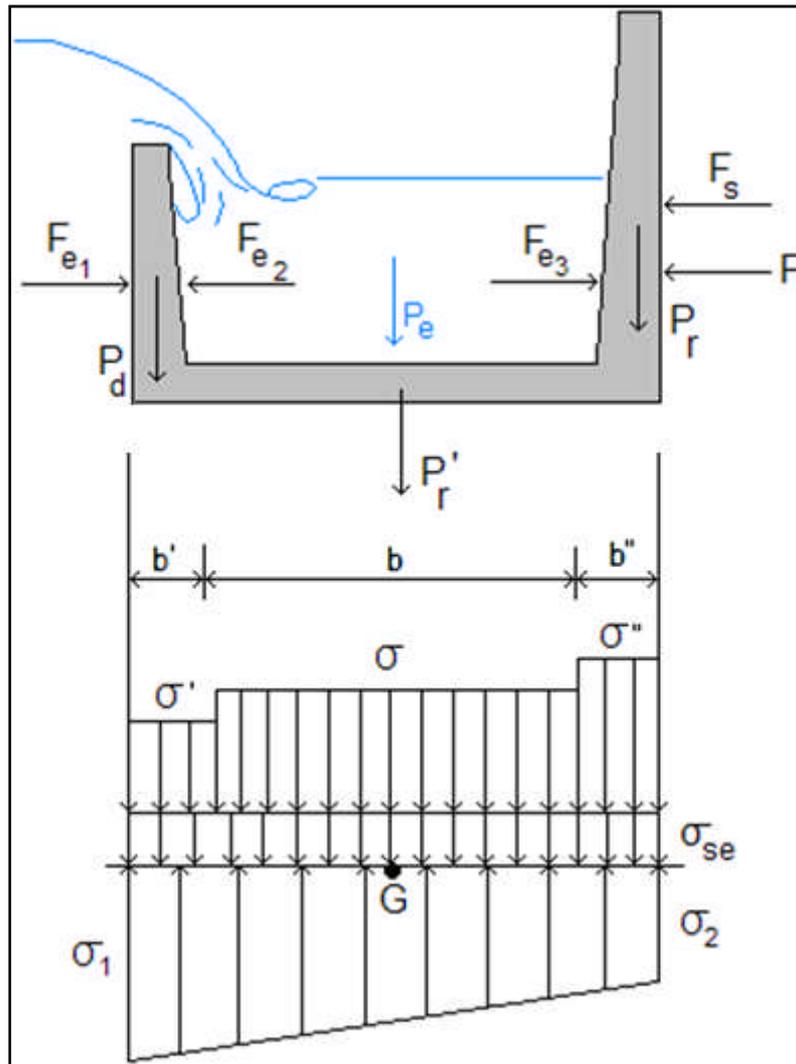


Figure N°IV.06 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.

Les différentes charges verticales qui s'exercent sur le radier créent les contraintes σ , (en appliquant les coefficients de sécurité, 1.35 pour les charges permanentes et 1.5 pour les surcharges).

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\cdot}{\times} \\ = \frac{\cdot}{\times} \\ = \frac{\cdot}{\times} \end{array} \right.$$

Avec :

G : Centre de gravité de la semelle.

σ : C'est la contrainte due au poids propre du radier.

M : Moment des forces verticales et horizontales / G.

$$= 1.35(\quad + \quad) + 1.5$$

A la base du radier s'exercera alors des contraintes ascendantes dues à la réaction du sol qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\quad}{\quad} + \frac{x}{\quad} \dots\dots\dots(III.19) \\ = \frac{\quad}{\quad} - \frac{x}{\quad} \dots\dots\dots(III.20) \end{array} \right.$$

On calcul la force résultante, c'est l'air du diagramme des contrainte ascendant. On calcul le moment globale M_c du radier puis la section des aciers A.

On calcul les aciers minimum :

$$= \frac{\quad}{\quad} \times \dots\dots\dots(III.21)$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$= \max [\quad , \quad \acute{e}] \dots\dots\dots (III.22)$$

Le coursier se compose d'un radier et deux murs bajoyer considéré comme des consoles encastrées dans la surface supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyer se fait pour un cas critique : c'est la ou le coursier est au repos c'est-à-dire que pas de déversement et la poussée de l'eau est nulle, il reste que la poussée des terres. Le bassin de dissipation se ressemble au coursier.

Les blocs de chute sont considérés comme des consoles encastrées dans le radier du coursier. Les charges exercées sur un bloc de chute sont : le poids propre du bloc et la force hydrodynamique de l'eau. La section d'encastrement est subit à la traction du coté poussée de l'eau et à la compression de l'autres coté. D'où on aura une seule nappe des armatures verticales pour consolider les fibres qui ont en traction.

Le seuil terminal est aussi considéré comme une console encastrée dans le radier du bassin de dissipation. Elle subit aussi au poids propre du béton armé et la poussé de l'eau.

IV.3. Les résultats de calcul :

IV.3.1.Pré-dimensionnement :

Les dimensions principales de l'évacuateur sont données par les calculs du chapitre précédant. On propose des épaisseurs pour le radier, le déversoir et le mur bajoyer puis, on vérifie la stabilité de l'ouvrage ,Si la stabilité de l'évacuateur de crues n'est pas vérifier, on change les dimensions proposées et on refait les calculs.

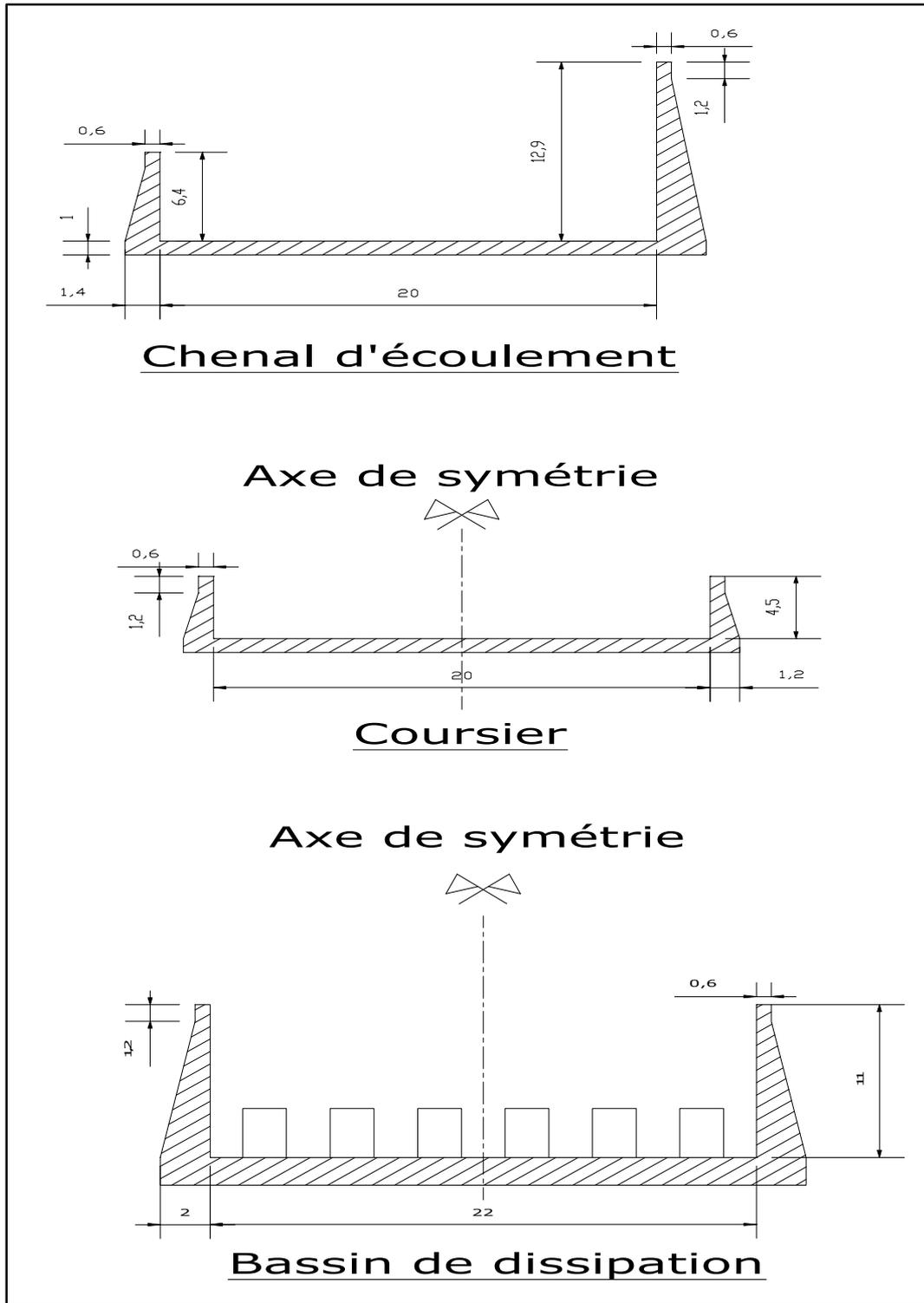


Figure N°IV.07 : Pré-dimensionnement des différents éléments de l'évacuateur de crue

IV.3.2.Calcul de stabilité :

IV.3.2.1.Chenal d'écoulement :

➤ **Stabilité au renversement :**

Les forces verticales	Les forces horizontales
= 706.32 KN	= 483.43
= 145.19 KN	= 63.57 KN
= 390.68 KN	= 63.57 KN
= 573.88 KN	= 654.3 KN
	= 93.98 KN

— >> 3 ⇒ Le chenal d'écoulement est stable au renversement.

➤ **Stabilité au poinçonnement :**

$$\begin{aligned}
 &= 143.72 \\
 &= 4.84 \quad . \\
 &= 0.61 \quad \geq 0 \\
 &= 0.47 \quad \geq 0 \\
 &\leq \quad = 0.74
 \end{aligned}$$

⇒ Le chenal d'écoulement est stable au poinçonnement.

est déterminé à l'aide des essais in situ : pénétromètre dynamique, pénétromètre statique.

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\Sigma = 1035.16$$

$$\Sigma = 1816.07$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 0.57 \leq 0.6 \Rightarrow \text{Le chenal d'écoulement est stable au glissement.}$$

IV.3.2.2.Coursier :

➤ **Stabilité au renversement :**

$$= 1241.85 \quad .$$

$$= 333.83 \quad .$$

— = 3.72 > 3 ⇒ Le coursier est stable au renversement.

➤ **Stabilité au poinçonnement :**

$$= 159.32$$

$$= 5.75 \quad .$$

$$= 0.71 \quad \geq 0$$

$$= 0.54 \quad \geq 0$$

$$\leq \quad = 0.74$$

⇒ Le coursier est stable au poinçonnement.

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\Sigma = 39.04$$

$$\Sigma = 159.31$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 0.24 \leq 0.6 \Rightarrow \text{Le coursier est stable au glissement.}$$

IV.4.Bassin de dissipation :

IV.4.1.Stabilité au renversement :

$$= 1453.06 \quad .$$

$$= 424.38 \quad .$$

— = 3.42 > 3 ⇒ Le bassin de dissipation est stable au renversement.

IV.4.2.Stabilité au poinçonnement :

$$= 190.61$$

$$= 6.98 \quad .$$

$$= 0.68 \quad \geq 0$$

$$= 0.59 \quad \geq 0 \quad .$$

$$\leq = 0.74$$

⇒ Le bassin de dissipation est stable au poinçonnement

IV.4.3.Stabilité au glissement :

$$\Sigma = 74.36$$

$$\Sigma = 190.61$$

$$\frac{\Sigma}{\Sigma} = 0.39 \leq 0.6 \Rightarrow \text{Le bassin de dissipation est stable au glissement.}$$

IV.5.Calcul de ferrailage :

Les calculs du ferrailage ont été fait pat le Robot Millennium v.17.0

IV.5.1.Le chenal d'écoulement :

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.01 : Ferrailage du chenal d'écoulement.

		Radier	Mur bajoyer	Déversoir
Les aciers tendus ()		16.56	14.75	15.32
	Le diamètre ()	16	16	16
	Le nombre des barres / m	6	6	6
	L'espacement ()	15	15	15
Les aciers comprimés ()		12.87	Pas d'aciers comprimés	9.56
	Le diamètre ()	14		12
	Le nombre des barres / m	9		9
	L'espacement ()	11		11
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ()	16	16	16
		14	-	12
	L'espacement ()	20	20	20

IV.5.2. Le coursier :

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.02 : Ferrailage du coursier.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus ()		18.72	12.53	12.53
	Le diamètre ()	20	16	16
	Le nombre des barres / m	6	7	7
	L'espacement ()	17	14.5	14.5
Les aciers comprimés ()		14.62	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre ()	16		
	Le nombre des barres / m	8		
	L'espacement ()	12.5		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ()	10	10	10
	L'espacement ()	20	20	20

IV.5.3. Le bassin de dissipation :

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.03 : Ferrailage du bassin de dissipation.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus ()		16.56	14.75	15.32
	Le diamètre ()	16	16	16
	Le nombre des barres / m	9	8	8
	L'espacement ()	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés ()		15.43	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre ()	14		
	Le nombre des barres / m	10		
	L'espacement ()	10		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ()	10	10	10
	L'espacement ()	20	20	20

IV.6. Compositions du béton et contrôle de qualité :

Le béton est constitué des éléments suivants dans des proportions bien étudié et cela suivant la nature des composants et de la destination, c'est-à-dire de la nature de l'ouvrage à réaliser.

L'évacuateur de crues est en contact avec l'eau douce d'une manière non permanente. Il est construit en béton armé dosé généralement à 350 Kg/m^3 de ciment.

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

- Ciment : 350 Kg/m^3 de béton.
- Gravier : 800 Kg/m^3 de béton.
- Sable : 400 Kg/m^3 de béton.
- Eau : 170 Kg/m^3 de béton.

Les essais physiques, chimiques et mécaniques qui doivent être effectuées avant et pendant la mise en œuvre du béton pour les différentes composantes sont :

➤ **Béton :**

- Essai d'écrasement (Résistance à la compression).
- Essai de la résistance à la traction.
- Essai de perméabilité.
- Essai d'affaissement (Cône d'Abrams).

➤ **Graviers :**

- Essai de granulométrie par tamisage (Classification des granulats).

➤ **Sable :**

- Essai de granulométrie par sédimentométrie.
- Equivalent de sable.

➤ **Eau :**

- Filtration (le taux des matières en suspension).
- Séchage (le taux des sels).
- Essai de l'acidité de l'eau.

➤ **Ciment :**

- Essai de prise (Temps de début de prise et de fin de prise).
- Essai de fissurabilité.
- Essai de retrait et de gonflement.
- Essai d'écrasement (La résistance à la compression).
- Essai de traction.

Recommandations :

- La résistance admissible du béton ne doit pas dépassée 250 bars pour la compression et 21 bars pour la traction.
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type accélérateur de prise pour éviter la diminution du pourcentage de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.

- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage, en plus, un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.
- Le temps dans lequel le béton reste dans un malaxeur utilisé pour le transport ne doit pas dépasser 30 min.
- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg de ciment/m³ de béton. Le but de cette couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.

V. Introduction :

Les ouvrages annexes à pour but d'assurer les meilleures conditions de travail dans le chantier.

Pour cela il faut mettre:

- Un dispositif de dérivation provisoire qui a un rôle d'amortisseur des crues de chantier et sera devenir une galerie de vidange de fond au prochain temps. La conception de cette galerie comprendre une galerie d'accès au prise d'eau et une galerie de vidange en même temps
- Un batardeau qui fait un obstacle devant les crues et pour les orienter vers la galerie, ce batardeau doit être réalisé comme un petit barrage avec les mêmes conditions de travail (compactage, revêtement, drainage) pour rester stable et étanche durant tout leur délai de service.

Et pour compléter notre structure on met une prise d'eau de type immergé pour satisfaire les besoins en aval, cette prise d'eau comprend deux conduites métalliques pour l'alimentation en eau potable et l'autre

V.1. dérivation provisoire

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier dans notre cas il n' ya pas de batardeau aval.

V. 2. Choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

Dans notre cas on choisit la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{2\%} = 260 \text{ m}^3/\text{s}$$

V. 3. Galerie de dérivation

V. 3. 1. Conception de l'Ouvrage

Pendant la construction du Barrage la réalisation d'un ouvrage pour la dérivation des eaux de l'oued est prévue.

L'ouvrage de dérivation provisoire, localisé en rive gauche, est constitué par une galerie en béton armé à section constante. Seulement en correspondance de la prise d'eau la galerie

prend la forme d'un canal et certaine courbure près de la partie aval. La galerie de dérivation a été dimensionnée pour garantir l'écoulement de la crue avec temps de retour $T = 20$ ans.

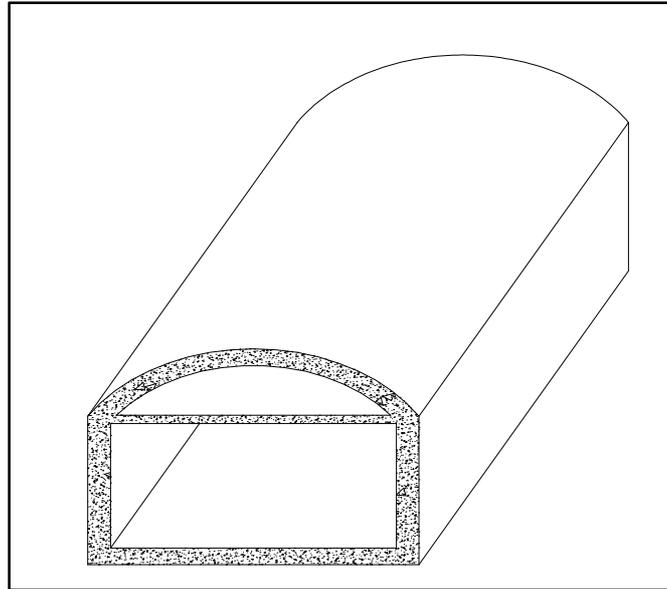


Figure V. 1: Schéma explicative de la galerie de dérivation

V. 3. 2. Calcul de section de la galerie de dérivation

La partie inférieure (rectangulaire) qui permet l'évacuation de la crue de chantier et celle qui est au dessus (demi circulaire) Permet l'accès des mains d'œuvre de l'aval vers la tour de prise pour la manœuvre des vannes, comme aussi elle contient la conduite de prise d'eau et d'aération.

Pour cela il faut encore chercher la section la plus économique possible

$$Q = \frac{1}{n} S \cdot R^{\frac{2}{3}} I^{1/2}, \text{ pour une section économique : } b = 2h, \text{ et } R = h/2$$

Les parois interne du tunnel sont construites avec du béton .On prend $n = 0.023$

Comme on admet une pente du radier de l'Ordre de 0.0095

Tableau N°V.01 : calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation

b (m)	h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	Q (m ³ /s)
3	1,5	4,5	6	0,75	15,742
3,5	1,75	6,125	7	0,875	23,745
4	2	8	8	1	33,902
4,5	2,25	10,125	9	1,125	46,412
5	2,5	12,5	10	1,25	61,468
5,5	2,75	15,125	11	1,375	79,256
6	3	18	12	1,5	99,954
6,5	3,25	21,125	13	1,625	123,737

7	3,5	24,5	14	1,75	150,774
7,5	3,75	28,125	15	1,875	181,229
8	4	32	16	2	215,264
8,5	4,25	36,125	17	2,125	253,035
8,6	4,3	36,98	17,2	2,15	261,052
8,7	4,35	37,845	17,4	2,175	269,225
9	4,5	40,5	18	2,25	294,698
9,5	4,75	45,125	19	2,375	340,403
10	5	50	20	2,5	390,299
10,5	5,25	55,125	21	2,625	444,531
11	5,5	60,5	22	2,75	503,243

On prend $b = 8.6 \text{ m}$ et $h = 4.3 \text{ m}$

V. 3. 3. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire :

$$H_d = h + R_v$$

H_d : hauteur de la galerie de dérivation provisoire

h : tirant d'eau dans la galerie

R_v : revanche (0.75m)

$H_d = 4.3\text{m}$ en prendre $H_d = 5.05\text{m}$

V. 4. Galerie de la vidange de fond :

La vidange de fond sera composée par un puits de vidange. il est aménagée dans la galerie de dérivation provisoire : celle-ci a été dimensionnée pour la crue de chantier (260 m³/s). La section de la galerie de dérivation sera divisée en deux : Galerie d'accès et galerie de vidange en bas.

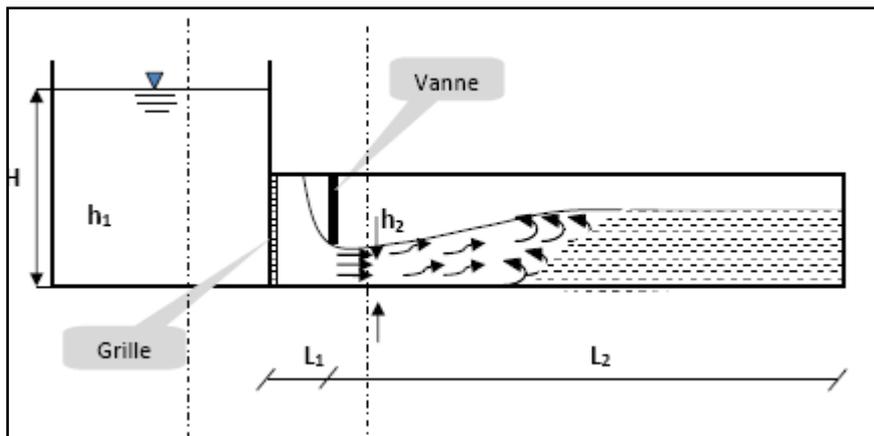


Figure V. 2: Schéma explicatif d'une vidange de fond type galerie

V. 4. 1. Calcul du temps réel de la vidange du barrage :

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 1m de hauteur d'eau :

On a :

$$dv = Q \cdot dt \dots\dots\dots IV.1$$

$$Q = \mu S \sqrt{2gh} \dots\dots\dots IV.2$$

D'autre part :

$$dv = -A \cdot dh$$

Ou :

dv : volume d'eau évacuée.

dh : la tranche d'eau évacuée

$$\Leftrightarrow dt = \frac{-A}{\mu S \sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

Après intégration on a :

$$T_v = \frac{2}{\mu S \sqrt{2g}} \sum A_i [\sqrt{h_i} - \sqrt{h_{i+1}}] \dots\dots\dots IV.3$$

Le tableau suivant nous donne les hauteurs et les surfaces du plan d'eau

Tableau N°V.02 : l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange

<i>Côte d'eau (m)</i>	<i>charge H(m)</i>	<i>débit de vidange (m3/s)</i>	<i>Temps de vidange (10⁶S)</i>
396,5	10,5	302,42	2.22898569
396	10	295,13	2.03668456
395	9	279,99	1.82997647
394	8	263,97	1.67141476
393	7	246,92	1.42908978
392	6	228,61	1.2340909
391	5	208,69	1.1779887
390	4	186,66	0.9405612
389	3	161,65	0.86140074
388	2	131,99	0.65521485
387	1	93,33	0.37594611
386	0	0	0.00
<i>Temps de vidange total</i>			<i>13.8211958</i>

Après les calculs on a :

$$T_v = 13821195,8s = 11.3 \text{ jours}$$

V. 5. la prise d'eau :

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

V. 5.1. Types des prises d'eau :

V. 5.1.1. Ouvrage de prise à but agricole :

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Le siphon
- La conduite enterrée

a. Le siphon :

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au cout d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise.

Enfin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont).il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages.

b. La conduite enterrée :

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. fonctionnant dans la majorité des cas en charge.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval,

Elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle.

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha).

V. 5.1.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante : Dans ce type, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important et nécessite des mécanismes relativement importantes

V. 5.1.3. Ouvrage de prise à but pastoral :

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore les protections du talus amont et le barrage dans son ensemble.

V. 5.2.Choix de type de prise :

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, ils ne sont pas économiques. Les conditions pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspersion soit limitée à 7 ou 8m au maximum.

La conduite de prise enterrée sa peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Tous ces problèmes nous ont conduit a une solution simple et facile a réaliser. On a opté pour une conduite en acier posé dans les parois de la galerie de dérivation.

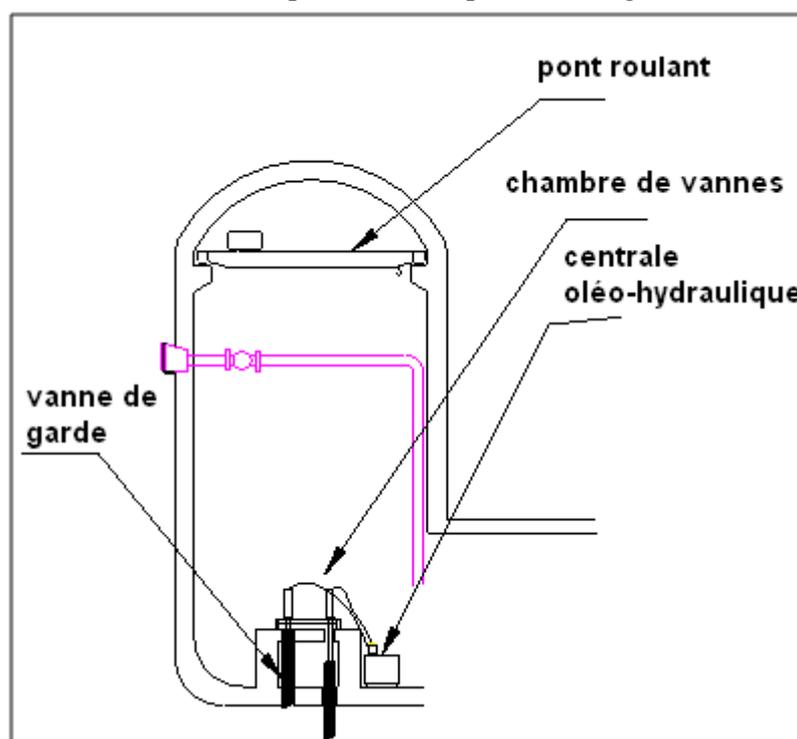


Figure V. 3: Schéma explicative d'une prise d'eau

V. 5.3.Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à AEP et l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

V. 5.3.1. La distribution mensuelle de la demande

Notre retenue à une répartition uniforme des besoins en eau est présumée pour les douze mois de l'année c'est-à-dire pour une demande totale annuelle de 10.44Mm³, la demande mensuelle est de 10.44/12, soit 0.87Mm³.

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

V. 5.3.2. Calcul du débit maximum

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots IV.4$$

Avec :

T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'ou : $Q_{\max}=7.8 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

Avec :

μ : coefficient de débit $\mu=0,49$

S : section de la conduite en m².

H= 10.5 m

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S=1.11 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

d=1,1886 m

Ce diamètre est très grand donc on utilise deux conduites chacune à un débit de $Q_{\max}=7.8/2 = 3.9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc : $S= 0.554 \text{ m}^2$

D'ou : $d= 0.840 \text{ m}$

V.6. Construction du batardeau :

Le batardeau est prévu comme un petit barrage son rôle est d'orienter les eaux des crues vers la galerie de dérivation provisoire

V.6.1. Crête du batardeau :

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

$$\text{Cote crête} = h_n + R_v + a \dots\dots\dots IV.5$$

avec :

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation

R_v : la revanche

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0.40 et 0,60 m).

$$R_v = 1+0.3F^{0.5} \quad (F \approx 400\text{m})$$

$R_v = 1.2\text{m}$

$h_n = 4.3m$

$h_{ba} = 6m$

Cote crête = 371m

On prend une largeur de 4,5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

V.6.2. Les talus du batardeau :

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau.

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Tableau N°V.03 Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue

hauteur de la digue	type de la digue	fruit de talus	
		amont	aval
$H \leq 5$	homogène	2,5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	homogène à granulométrie étendue	2	2
	homogène à grande présence d'argile	2,5	2,5
	A zone	2	2,5
$H < 20$	homogène à granulométrie étendue	2,5	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	2	3
$H \geq 20$	homogène à granulométrie étendue	3	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	3	3

Parement amont $m_1 = 2,5$.

Parement aval $m_2 = 2$

V.6.2.1. Protection des talus du batardeau :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

➤ Talus aval:

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

➤ Talus amont:

L'enrochement en vrac est la solution le plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre.

V.6.3. Le drain du batardeau :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a. Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapais en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b = 31.5\text{m}$)

On trouve $L = 7,9\text{m}$

On prend $L_d = 8\text{ m}$

b. Dimensionnement de prisme

➤ **Hauteur :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 6\text{m}$)

$$h_p = 0.2h_b = 1.2\text{m}$$

➤ **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 1/3 h_p = 0.4\text{m}$$

$B_{dr} = 0.5\text{m}$

➤ **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

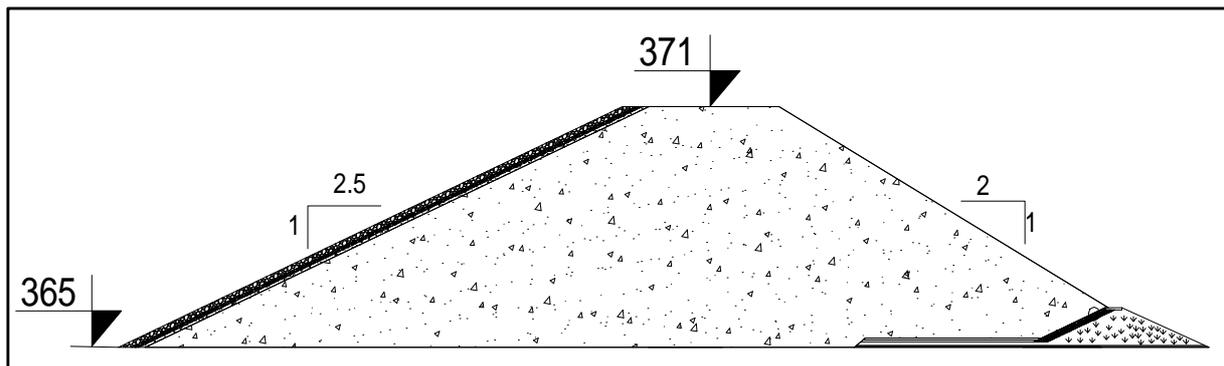


Figure V. 4: Schéma d'un batardeau

VI. Introduction :

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser les travaux au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages et ces ouvrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans des bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être changé et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction. Il est préférable de réaliser le batardeau pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on prévu un ouvrage de dérivation. Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la galerie de dérivation provisoire.

VI.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VI.1.1. Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il est le propriétaire et parfois le gestionnaire, dans notre cas le maître de l'ouvrage est l'A.N.B.T

VI.1.2. Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI.1.3. L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages.

L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.2. Installation du chantier :

Elles sont destinées aux :

- au personnel
- au stockage des matériaux
- à la réparation des engins
- à la préfabrication

VI.2.1. Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier. Locaux administratifs

VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Et qu'il soit aussi loin de la poussière provenant du chantier.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4. Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI.3. Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued

- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau.

VI.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier :

a) Exécution des voies d'accès :

Pour le barrage de oued Etaht on doit réaliser deux routes principales l'une dans la rive gauche et l'autre dans la rive droite. et une route secondaire en aval du barrage qui mène jusqu'à la chambre d'accès du tunnel.

b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance proche de l'axe du barrage en aval sur la rive droite.

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

V. L'excauation des déblais :

- Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :

Le choix du procède d'exécution dépend de la nature du sol qui est forme généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est a dire pelle-retro.

- Le procédé d'exécution:

Il ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latérale, vue la largeur du coursier, de 20 m donc on choisit la deuxième précéder qui est latéral Puisque la hauteur du creusage importante on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m

- **choix du godet :**

Tableau VI.1: Capacité du godet en fonction de V terrassement

Volume de terrassement	10000	15000	20000	25000
Capacité du godet (m3)	0,25 – 0,35	0,5 – 0,65	1– 1,25	1,25

Puisque le volume d'excauation est de 13670 m3 donc on choisit une pelle de. Capacité égale a 0, 5 m3.

Le Choix de la capacité du camion benne utilisé pour le transport de matériels, est opte selon le tableau suivant :

Tableau VI.2. Capacité du camion

Distance de parcours (km)	Capacité du godet m ³						
	0,4	0,65	1	1,25	1,6	2,5	4,6
0,5	4,5	4,5	7	7	10	10	10
1	7	7	10	10	10	16	27
2	7	7	10	12	18	18	27
4	10	10	12	18	28	27	40

Puisque la distance est courte ; la capacité du camion est de 4,5 tonnes.

VI.4. Bétonnage :

➤ **contrôle de bétonnage :**

le contrôle du béton des ouvrages a pour but de garantir la bonne qualité du béton ; le contrôle portera sur les points suivants :

- contrôle, des dosages des constituants afin d'éviter la perte de résistance de béton.
- contrôle de temps de prise des conditions de transport et mise en place du béton et sa vibration.

VI.5. Délai d'exécution :

Pour connaître le délai d'exécution, il faut connaître le volume du béton, le volume du béton de cet ouvrage (déversoir, coursier, les ouvrages annexes) est de 9830 m³ ; d'où le délai d'exécution avec une cadence de 1000 m³/mois

$$T = 9830 / 1000 = 9,83 \text{ mois} \quad \mathbf{T = 295 \text{ jours}}$$

VI.6. Calcul du devis estimatif :

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.

VI.3.1 ferrailage :

Pour connaître le cout de ferrailage il faut connaître son poids

Tableau VI.3. Acier pour béton armé

D (mm)	4	5	6	8	10	12	14	16	20	40
P(Kg)	0,029	0,154	0,222	0,395	0,499	0,888	0,208	1,579	2,466	9,864

Ces tableau va présenter le prix de ferrailage utilisé pour notre évacuateur de crue

Tableau V.4. Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue

	diametre(mm)	nombre/m	nombre total	poids(kg)
chenal d'écoulement.	16	32	345	15300,51
	14	18	64	3002
	10	5	190	8400,28
coursier	20	6	864	47603,664
	16	8	1233	3182,43
	10	60	544	3276,33
bassin de dissipation	16	9	190	5412,22
	14	10	34	866,78
	10	5	204	465,66

D'où le poids total : $P = 87509,874 \text{ Kg}$

Donc le cout : $C = P_{\text{total}} \cdot \text{prix unitaire}$

$$C = 119681,588 \times 60 = 5250592.44 \text{ DA}$$

VI.3.2. Coffrage :

comme c'est un ouvrage annexe il faut au maximum préserver la sécurité c'est pour cela que le coffrage est deux types,

1er coffrage utilisé dans la surface ou l'écoulement passé est du type C1, avec finition excellente.

2eme coffrage utilisé sur les surfaces normales il est du type C2, finition normale

- Le coffrage pour type C1 : 1 m^3 est de 400 DA
- Le coffrage pour type C2 : 1 m^3 est de 700 DA

$$\text{Le cout} = S1.\text{cout1} + S2.\text{cout2}$$

$$= 3420. 400 + 1710. 700 = 2565000 \text{ DA}$$

Pour le cas d'un évacuateur, il faut assurer au maximum la sécurité c'est pour cela qu'il faut un bon dosage pour le cas de l' évacuateur il est de 400 Kg/m^3 .

- Le volume de béton est de 9830 m^3 .
- Le Poids du sec du ciment est de 50 kg

V.5. Devis quantitatif et estimatif

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Q	P.U	MONTANT
01	DEBLAIS :				
	-Décapage terre végétale,	m ³	48680	40	1947200.00
	-Déblai en grande masse,	m ³	354690	140	49656600.00
	-Evacuation déblais excédentaire.	m ³	400700	70	28049000.00
3	Béton de propreté pour le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation dosé à 150 Kg/m ³ .	m ³	1430	3 000	4290000.00
04	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	m ³	8400	23 000	193200 000.00
05	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2 cm en trois couches.	m ²	7090	500	3545000.00
06	Enduit en ciment.	m ²	400	400	160000.00
07	Couvre joint en bitume.	m ²	1560	400	344000.00
08	Joints type water-stop.	ml	2320	1 300	3016000.00
09	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier.	m ³	840	1 800	1512000.00
10	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation.	m ³	100	2 000	200000.00
11	Forme de pente.	m ³	250	5 000	1250000.00
12	Etanchéité multicouche.	m ²	250	500	125 000.00
13	Point de nivellement.	-	2	3500	7 000.00
Total HT					293444800.00
TVA 17 %					49885616.00
Total TTC					343330416.00

VII. Introduction :

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII.1. Conditions dangereuses dans le chantier:

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.2. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

L'objet de la protection et sécurité de travail sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VII.3. Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VII.4. Instructions structurelles sur la sécurité

VII.4.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VII.4.2. Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

➤ Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

➤ Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VII.5. Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis. En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VII.6. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VII.6.1.Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

e) Fonction humaines :

- Etude physiologique du travail.
- Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et
- en collaboration avec le service du personne

f) Social :

- Renseignement, conseils

VII.6.2 Cause des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Renseignement, conseils

VII.7. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors de tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII.8. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation

Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule la méthode dynamique :

$S = - (m^2)$, tel que :

Q : débit d'air (m^3/s).

V : vitesse de circulation d'air.

$Q =$ débit d'alimentation minimum = $A_m \times N$ (m^3/h)

$A_m = 30 m^3 / h /$ personne.

$N =$ nombres de personnes = 120 personnes, alors :

$Q = 3600 m^3/h = 1 m^3/s$.

par définition $Q = V.S \Rightarrow S = - = 0.5 m^2$

$S = \frac{Q}{V} \Rightarrow S = \frac{1}{1.3} = 0.77$

On prend $D=0.8 m$

Conclusion

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise pour exécuter les travaux dans l'ordre et dans le temps calculer.

Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité » leur utilité est incontestable.

Donc la sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'objectif à atteindre d'une construction pareille.

CONCLUSION GENERALE

La willaya de MASCARA est une région agricole et la construction des barrages favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue et les ouvrages annexes du barrage de oued Etaht, nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réalisée), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue de la variante choisie un calcul de génie civil et un synthèses de calcul pour les ouvrages annexes et nous avons terminé par un devis estimatif et quantitatif des ouvrages réalisés.

D'après les résultats trouvés, le barrage d'oued Etaht est en terre. sa hauteur est 43 m. Le volume normale de la retenue est de 16.02 Mm^3 et le volume mort est de $3,75 \text{ Mm}^3$.

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 1000 ans.
- Un débit de crue de $511 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Une largeur du seuil déversant de 45 m.

L'évacuateur de crue choisie est de type latéral à entonnement latérale. Il se compose d'un chenal d'écoulement d'une largeur varie linéairement de 10 à 20 m, un coursier d'une section rectangulaire, une longueur de 105 m et une largeur de 20 m.

Le béton à utiliser pour la construction de l'évacuateur de crue est dosé à 400 Kg/m^3 de ciment. Il se compose de 800 Kg/m^3 de graviers, 400 Kg/m^3 de sable et 170 à 190 l/m^3 de l'eau.

Les armatures à utiliser ont un diamètre de : 12, 14, 16 et 20 mm de diamètre (voir la représentation des aciers dans la planche N°06). Ce sont des barres de type acier tors ont une limite d'élasticité de 4000 bars.

Le coût de réalisation donné par le devis quantitatif et estimatif est de 343330 416.00 DA.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AGUSTIN Alvarez Garcia, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica.S.A. Alger.
- BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., 2004. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- BIZOT E, 1956. Béton armé. Editions Eyrolles. Paris.
- DURAND Jean, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Edition Centre de machinisme agricole du génie rural des eaux et des forets (CEMAGREF). Paris.
- ENERGOPROJECTT HIDROINZENJERING, 2004. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Un bureau d'étude Allemand pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- GUERRIN A, 1986. Traité de béton armé Tome VII. Edition Dunod. Paris.
- HIRECHE Mohammed, 1991. Constructions hydrotechniques (III). Edition I.N.E.S. Agronomie de Chleff-Direction des études-Département hydraulique. Chleff.
- KEDJOUR Nasr-Eddine, 2005. Le laboratoire du béton. Office des publications universitaires (Ben Aknoun). Alger.
- KEMOUGUETTE Said, 1995. Etude et conception de l'évacuateur de crues du barrage Sidi Hamadouche W. de Mascara. Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.

LABORDE J.P., 2003. Hydrologie de surface. Edition de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) – Ministère des ressources en eau. Alger.

LENCASTRE Armando, 1995. Hydraulique générale. Edition : Eyrolles et Safege. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.

LUIS E. Rosete Gamboa, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues. Edition : L'agence nationale des barrages et transferts (ANBT)-Unité retenue collinaire et Tecnica-Hidraulica.S.A. Ingenieros consultores. Alger.

SARI Ahmed, 2002. L'hydrologie de surface. Edition : Distribution Houma. Alger.

REMENIRAS G., 1999. L'hydrologie de l'ingénieur. Edition : Eyrolles. Paris.

RICHARD O. Sinniger, 1989. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : volume 15 ; constructions hydrauliques. Edition Presses polytechniques Romandes. Suisse.

ROLLEY René, 1974. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture-Direction de l'aménagement-Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. France.

TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.

Annexe N°.01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm) de la station (01.30.04)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1965	10.4	30.2	23.6	62.5	3.3	6.1	21.1	29.5	49.4	16.2	0	0.8	253.1
1966	23.6	128.6	53.8	12.6	37.5	54.3	9	73.1	8	46.7	0	6.7	453.9
1967	16	11.2	40.7	46.9	18.2	76	70.8	35.4	32.3	5	0	0	352.5
1968	0	0	53.8	68.5	64.1	4.8	31.9	75.4	40.9	6.9	0	2.1	348.4
1969	17.4	97.5	38.3	77.9	97.4	0	49.9	50.3	14.6	17.6	3.7	5.5	470.1
1970	4.7	5.8	4.5	19.4	72.5	18.8	67	42.4	96.9	0	13	6.1	351.1
1971	14	0	128.6	56.8	115	69.4	101.7	25.1	49.2	11.8	0	6.4	578
1972	20.7	70.3	23.6	32.3	67.6	69.1	61.7	56.5	0	30.9	0	7	439.7
1973	2.7	3.7	17.1	112.6	12.7	48.5	56.1	78.5	1.6	11	0	0	344.5
1974	13.7	33.9	30.1	0	26.6	49.1	88	56.1	45.7	20.6	0	0	363.8
1975	5.3	1.9	81	19.3	34.7	84.7	32.6	34.5	69.2	0	11.3	0	374.5
1976	39	85	20.8	48.8	61.6	14.6	10.1	35.1	38.7	24.1	5.9	9.7	393.4
1977	18.4	20.3	69.6	12.2	58.3	12.9	35.5	58	31.2	0	0	0	316.4
1978	0	48.3	20.8	6.6	35	70.4	23.8	47.8	4.1	12.6	0.3	16.5	286.2
1979	10	73.6	56.3	24.9	33	7	73.5	52	27.2	0	0	0	357.5
1980	22.3	14.6	36.4	107.6	17.5	53.3	33.7	46.6	18.6	0	0	0	350.6
1981	0	26.2	0	9.9	35.1	44.1	0	75.2	24.4	11.4	0	0	226.3
1982	0	43.9	65.6	44.4	0	20.5	12.5	0	11	0	0	0	197.9
1983	0	0	9.7	23.3	30.3	28.2	36.3	15.3	43.6	11.3	0	9.1	207.1
1984	13.2	5.2	50.6	26	33.8	23.6	38.2	3.5	23.7	0	0	0	217.8
1985	23.6	7.6	32.6	32.2	48.4	79.8	79.9	15.5	6.8	4.5	0	0	330.9
1986	36.3	30.1	17.4	27.5	53.9	100.3	10.3	11.1	7	0	32.7	0	326.6
1987	12.2	37.7	31.6	25	40.6	14.3	18.2	29.1	29.5	8	0	0	246.2
1988	0	16.5	29.3	16.4	16.1	16.5	67.5	41.4	20.7	26.6	9.3	42	302.3
1989	10.8	0	13.5	22	65.4	0	3	14.5	126.5	9	0	7	271.7
1990	12	1	28.8	57	20.6	44.4	58.4	9	29.2	3	0	0	263.4

1991	9	53.5	11.2	24.3	17.5	18.5	56.6	40.4	53	5.5	6	7.5	303
1992	18	11.2	23.5	34.9	2.5	52.5	8.7	26	33.5	0	0	21	231.8
1993	30.5	26	33	27.5	38.5	50	16.5	10	2	0	3	0	237
1994	45.3	53	21.5	11	23	21.5	90.2	92.2	7	5	0	14	383.7
1995	13.5	48	13.5	59	78.5	115	49.3	50.5	22.5	18.5	23	9.5	500.8
1996	13.5	5	6	31	36	4	0	73	28.7	0	0	49.5	246.7
1997	49.5	35.5	96	30.5	19	20.5	14	45.5	61	2.5	0	9	383
1998	0	6.5	4.5	11	75.5	53	44	0	5	0	0	0	199.5
1999	23	50	22.2	58.8	0	0	0.8	15	15	10	0	0	194.8
2000	0	40	60.5	5	59.5	29	2	39	13	0	0	0	248
2001	46	20	47	23	4	4.5	21	17	49	0	0	0	231.5
2002	0	9	78	25	55.5	43	10.5	66	20.5	0	0	0	307.5
2003	0	54	37	49	38.5	34	19	20.2	73	14	19	14	371.7
2004	31	16	15.5	70	20	32.5	26	3	0	0	0	0	214
2005	10	57	40	8.5	74	47	5	31	65.4	0	0	0	337.9
2006	0	0	5.5	48.6	20.3	36	40.8	30.7	8.1	4.6	2.8	3.8	201.2
Moyenne	14.66	30.42	35.55	35.95	39.56	37.42	35.60	37.39	31.11	8.03	3.10	5.89	314.67

Source : A.N.R.H

Annexe N°.02 : Pluies maximales journalières (mm) de la station (01.30.04)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
1965	6.5	9.3	11.9	18.1	2.2	5.1	8	8.8	13	11.3	0	0.8	18.1
1966	6.1	58.6	25.7	6.2	16.5	38.5	6	28.5	7.5	36.4	0	6.7	58.6
1967	16	4	22.9	25	7.5	34.1	30.7	11.9	12.4	5	0	0	34.1
1968	0	0	17.5	48	16.6	4.8	10.6	17.6	18.1	6.9	0	2.1	48
1969	7.1	34.4	8.8	22	21.2	0	17.3	21.5	7.2	7.2	3.7	3	34.4
1970	3	4.1	4.5	7.1	21.2	11.1	25.4	8.5	32.2	0	7.8	6.1	32.2
1971	4.9	0	30.5	15.3	42.4	19	43.5	11	12.9	3.9	0	3	43.5
1972	14.8	31.5	10.5	13.4	26.4	15.1	10.6	32.7	0	18.1	0	6.3	32.7
1973	1.3	3.7	8.4	23	10	12	13.6	21.8	0.8	5.4	0	0	23
1974	4.3	9.7	11.9	0	19	19.2	24.2	21.6	21.9	14.5	0	0	24.2
1975	5.3	1.9	40.1	9.8	19	19.8	13.9	11.7	25	0	8	0	40.1
1976	24	29.1	8.2	18.1	28	7.1	7.5	17	17.4	15.4	5.9	5.1	29.1
1977	15.5	9.4	23.5	10.8	16.9	7.9	10.8	18.9	17	0	0	0	23.5
1978	0	20.5	7.9	3.1	13.9	20.4	13.9	14.8	2.8	8.2	0.3	15.9	20.5
1979	10	24.6	35.2	11.2	11	2.3	17.8	17	11.4	0	0	0	35.2
1980	8.7	7.3	18	45.3	17.5	12.1	20.6	14.4	10.6	0	0	0	45.3
1981	0	26.2	0	6.3	8.7	12.7	0	25.1	14.8	11.4	0	0	26.2
1982	0	19.3	24.9	18.6	0	7.1	6.4	0	11	0	0	0	24.9
1983	0	0	7.2	6.1	8.9	14.4	24.1	9.8	15	11.3	0	6.3	24.1
1984	13.2	5.2	15.1	16.6	8	15.3	25	2	6.5	0	0	0	25
1985	12.6	3.5	17.4	9.4	13	31.8	32	10.6	5.3	3.5	0	0	32
1986	19	12.1	6	5	18.1	24.5	8	8.8	4.9	0	21.4	0	24.5
1987	11.2	24.9	11	11.5	20	10	9	14.4	9.5	5	0	0	24.9
1988	0	9	12	4.5	15.1	6	27.5	8.9	12	10.6	9.3	31	31
1989	5	0	7.5	9.1	34	0	3	5.5	67	9	0	7	67

1990	4	1	11.3	14.5	6.5	8	22.8	5.5	16.7	3	0	0	22.8
1991	5.5	16.5	5.7	12	5.5	6	18.6	15	22	5.5	6	7.5	22
1992	12.5	5	14	17.3	2.5	30	3.2	15.5	26	0	0	14	30
1993	24	13	8	8	14.5	17	13.5	6	2	0	3	0	24
1994	29	19	10	9	7.5	18.5	31.8	24	7	5	0	14	31.8
1995	10	24	5	15.5	20	32	13.3	11	13	9.5	12	7	32
1996	7.5	4	3.5	6	14.5	4	0	28	27	0	0	28	28
1997	18	18	45	11	10	10.5	11	19	23	1.5	0	9	45
1998	0	4	2.5	4	29.5	19	25	0	5	0	0	0	29.5
1999	14	18	10	14.5	0	0	0.8	6	7	10	0	0	18
2000	0	40	22	5	24	17	2	15	9	0	0	0	40
2001	18	20	32	9	4	4.5	17	7	40	0	0	0	40
2002	0	9	18	13	13	13	10.5	36	18	0	0	0	36
2003	0	20	18	18	12	13	11	11	23	14	19	14	23
2004	24	13	8	35	11	16	12	3	0	0	0	0	35
2005	10	30	20	6.5	35	12	5	21	32.4	0	0	0	35
2006	0	0	5.5	15.4	9.8	10.8	14	12	8.1	2.3	1.5	3	15.4

Source : A.N.R.H

Annexe N°.03 : Série des apports (Mm³) de la station (01.30.01)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	1.071	0.662	2.020	0.670	1.112	1.477	2.541	5.712	1.085	0.695	0.690	0.606	18.340
1978	0.498	1.299	0.542	0.907	17.060	4.524	2.723	5.083	1.154	1.022	0.774	0.844	36.430
1979	1.080	1.773	1.366	1.388	1.538	8.048	4.199	4.875	5.060	1.094	1.092	1.267	32.780
1980	0.104	0.107	0.299	4.055	0.636	1.097	0.933	3.308	1.848	0.366	0.241	0.107	13.100
1981	0.635	4.658	0.618	4.962	7.202	1.002	1.469	1.708	0.918	0.759	0.424	0.335	24.690
1982	0.342	0.348	0.333	0.416	0.838	0.494	1.007	1.453	8.167	0.349	0.259	0.214	14.220
1983	0.207	0.608	3.732	2.551	14.760	9.040	14.260	2.716	2.541	1.000	0.997	0.969	53.380
1984	0.817	2.188	0.815	0.937	1.583	2.428	2.589	2.247	1.100	1.001	0.615	0.560	16.880
1985	0.394	0.496	0.522	3.767	0.705	0.724	1.393	2.504	0.764	0.431	0.318	0.314	12.330
1986	0.274	0.390	0.492	0.362	0.508	0.651	0.930	2.023	0.840	0.336	0.214	0.420	7.439
1987	0.600	0.219	1.369	0.401	0.362	1.857	0.637	0.378	0.824	0.212	0.214	0.241	7.314
1988	0.445	1.839	0.460	1.004	4.098	1.215	0.541	0.333	0.270	0.028	0.028	0.000	10.260
1989	0.104	0.163	2.161	0.238	4.461	0.559	0.214	0.714	0.269	0.149	0.107	0.107	9.246
1990	0.117	0.207	0.152	0.222	0.323	0.757	1.679	0.889	0.193	0.139	0.093	0.520	5.290
1991	0.223	1.889	3.372	0.364	0.574	0.450	5.002	0.527	1.242	0.117	0.000	0.000	13.760
1992	0.722	0.161	0.279	5.510	0.672	0.870	0.363	0.803	0.262	0.097	0.000	0.000	9.739
1993	0.117	0.214	0.117	0.219	0.335	0.791	0.268	1.169	0.328	0.237	0.047	0.151	3.992
1994	1.554	0.260	0.945	1.058	0.135	0.377	0.812	0.283	0.064	0.018	0.000	0.000	5.507
1995	0.000	0.000	0.091	0.221	0.334	0.369	0.258	0.096	0.242	0.154	0.000	0.000	1.764
1996	0.277	0.085	1.047	0.134	0.798	0.173	0.546	0.106	0.064	0.007	0.000	0.000	3.236
1997	0.219	0.461	0.288	0.142	0.780	4.824	6.663	0.349	0.101	0.056	0.000	0.035	13.920
1998	0.113	0.637	0.176	0.250	0.460	5.212	0.305	0.049	0.000	0.000	0.598	0.000	7.798
1999	0.020	1.059	0.505	0.249	1.484	0.299	0.205	0.033	0.102	1.272	0.000	0.012	5.241
2000	0.059	1.182	0.362	0.301	0.183	0.080	3.651	0.393	0.178	0.081	0.110	3.265	9.844
2001	3.599	0.000	0.063	0.062	3.591	0.068	0.011	0.118	9.023	0.000	0.000	0.056	16.590
2002	0.321	0.000	0.333	1.376	0.107	0.541	7.074	0.181	0.118	0.087	0.000	0.000	10.140
2003	0.000	5.465	0.030	0.032	0.137	0.088	0.828	1.861	0.258	0.004	0.006	0.135	8.846
2004	0.054	0.000	0.299	0.593	0.032	0.330	0.065	0.060	1.262	0.000	0.000	0.511	3.206
2005	3.544	2.992	1.013	1.275	1.510	1.338	0.029	0.000	0.000	0.000	0.054	0.005	11.760
2006	4.978	5.502	1.888	0.161	0.074	0.019	1.686	4.270	0.012	0.011	0.000	0.000	18.600
Moyen	0.750	1.162	0.856	1.128	2.213	1.657	2.096	1.475	1.276	0.324	0.229	0.356	13.521

Source : A.N.R.H

Annexe N°.04 : Série des débits maximaux (m³/s) de la station (01.30.01)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	24.35	0.8025	18.75	0.315	5.032	2.45	26.4	65.8	0.9929	0.315	0.54	0.248	65.8
1978	0.192	48.19	0.46	4.44	207	26.4	5.18	48.78	0.9929	6.164	0.315	0.315	207
1979	3.71	5.18	7.67	2.22	6	72.4	67.12	94.1	79.4	0.54	0.62	0.54	94.1
1980	0.04	0.04	4.74	52.32	5.838	12.39	0.8	18.6	22.3	0.315	0.54	0.04	52.32
1981	16.58	231.6	4	55.96	51.14	0.62	5.202	11.7	4.148	3.586	0.185	0.13	231.6
1982	0.185	0.13	0.13	0.315	1.47	0.46	6.496	18.3	99.67	0.185	0.245	0.08	99.67
1983	0.08	8.256	66.48	52.32	75.32	102.1	188.7	2.33	13.31	0.46	0.383	0.54	188.7
1984	0.315	17.52	8.256	1.89	13.54	7.688	9.12	12.62	0.54	5.51	0.245	5.356	17.52
1985	0.185	0.185	0.8	65.8	5.51	1.78	9.632	30.24	2.22	0.383	0.13	0.13	65.8
1986	0.19	0.245	2.11	0.135	1.792	2.11	2.11	52.91	2.026	0.19	0.08	2.11	52.91
1987	45.28	0.135	47.6	0.541	0.135	19.69	1.941	0.19	1.18	0.135	0.08	0.383	47.6
1988	2.11	33.8	0.462	1.085	62.72	1.792	0.462	0.462	0.314	0.04	0.04	0	62.72
1989	0.04	0.895	53.5	0.135	72.6	16.92	0.08	21.4	0.383	0.08	0.04	0.04	72.6
1990	0.045	1.05	0.3325	0.092	0.579	7.334	23.19	15.7	0.136	1.83	0.045	29.42	29.42
1991	3.08	83.08	83.08	2.82	5.51	0.3325	86.75	1.95	32.26	0.092	0	0	86.75
1992	16.05	0.136	1.59	79.4	1.35	5.51	0.3325	4.397	0.18	0.045	0	0	79.4
1993	0.045	1.95	0.045	0.959	0.3325	8.204	0.4485	21.44	0.8755	0.23	0.136	0.092	21.44
1994	15.19	2.56	10.02	6.335	0.0775	0.2425	0.814	0.2425	0.043	0.043	0	0	15.19
1995	0	0	0.737	0.814	0.29	1.16	1.16	0.043	2.162	0.975	0	0	2.162
1996	32.79	0.528	14.34	0.112	0.528	0.112	5.51	0.112	0.043	0.021	0	0	32.79
1997	10.76	9.812	2.42	1.286	3.86	130.6	141.4	1.85	0.092	0.28	0	0.512	141.4
1998	3.92	4.874	0.18	1.47	5.84	71.24	0.2623	0.043	0	0	29.42	0	71.24
1999	1.286	65.38	8.552	0.23	41.27	1.23	1.43	0.0775	0.528	127	0	0.0775	127
2000	3.706	39.68	5.51	0.792	0.8945	1.412	79.9	4.025	5.84	4.85	3.398	195.9	195.9
2001	180.3	0	0.814	0.043	61.42	0.043	0.021	12.62	247.6	0	0	3.808	247.6
2002	18.72	0	6.646	42.7	0.04	14	82.54	0.79	3.808	1.23	0	0	82.54
2003	0	250	0.012	0.012	1.74	0.94	7.33	61.42	3.704	0.012	0.588	12.56	250
2004	2.07	0	7.933	31.9	0.012	3.628	0.42	1.41	115.7	0	0	43.78	115.7
2005	190.4	85.18	4.228	4.376	8.134	14.34	0.025	0	0	0	4.672	0.025	190.4
2006	127.9	195.9	20.02	1.22	0.5	0.342	17.86	302.6	0.012	0.025	0	0	302.6

Source : A.N.R.H

Annexe N°.05 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol

Types de sols	diamètre d ₅₀ (mm)	V _{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

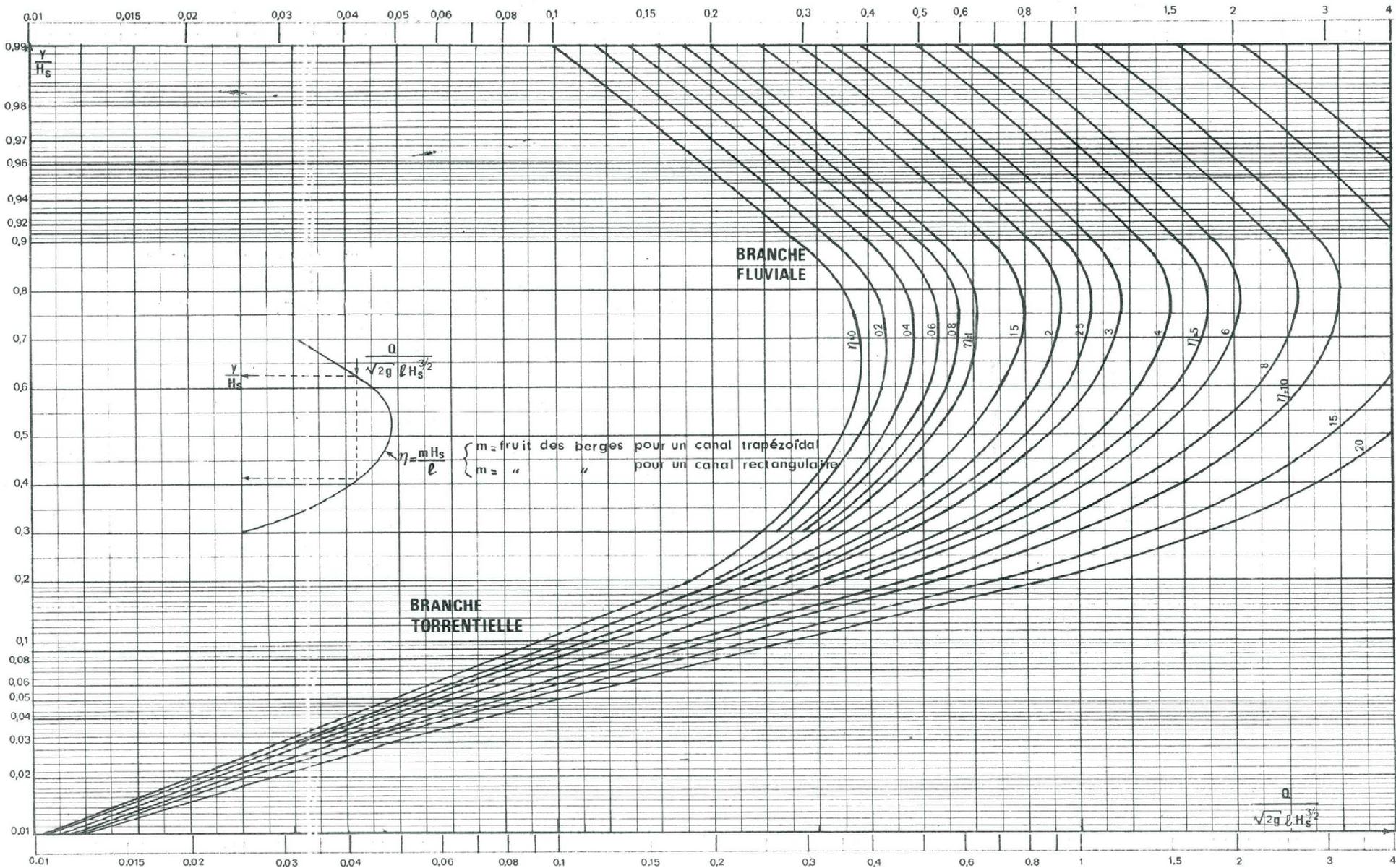
Annexe N°.06 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

N°	Matériaux	Talus	
		m ₁	m ₂
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

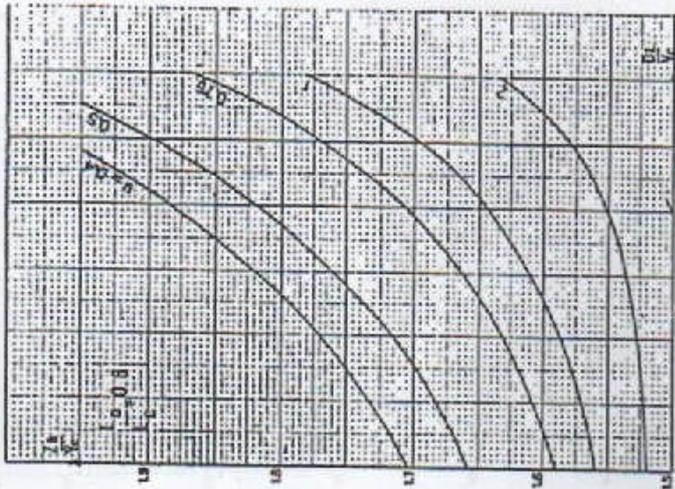
Annexe N°.07: Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

ANNEXE N°08 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier

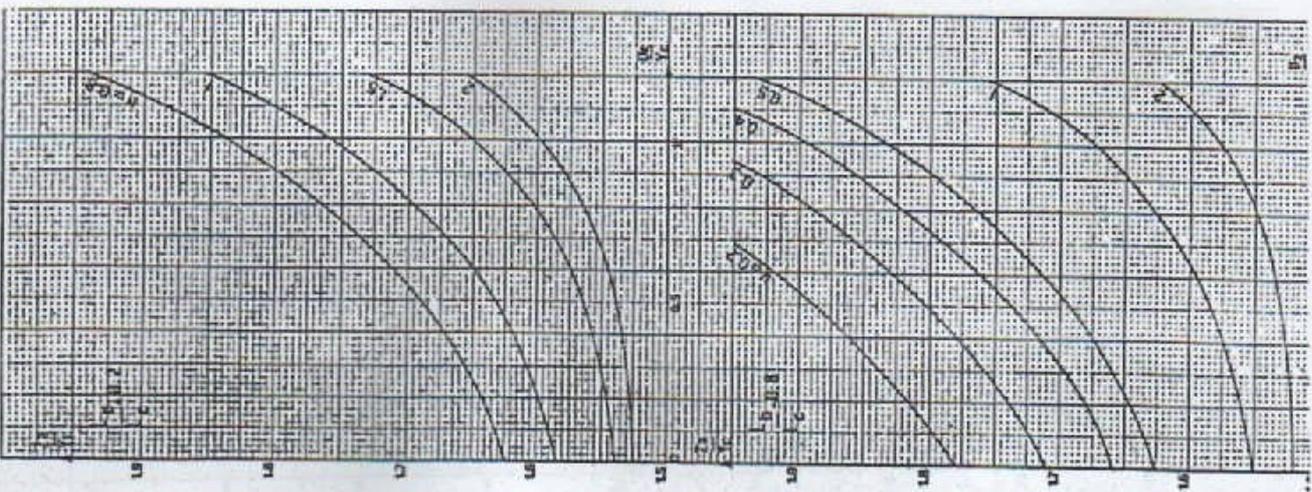
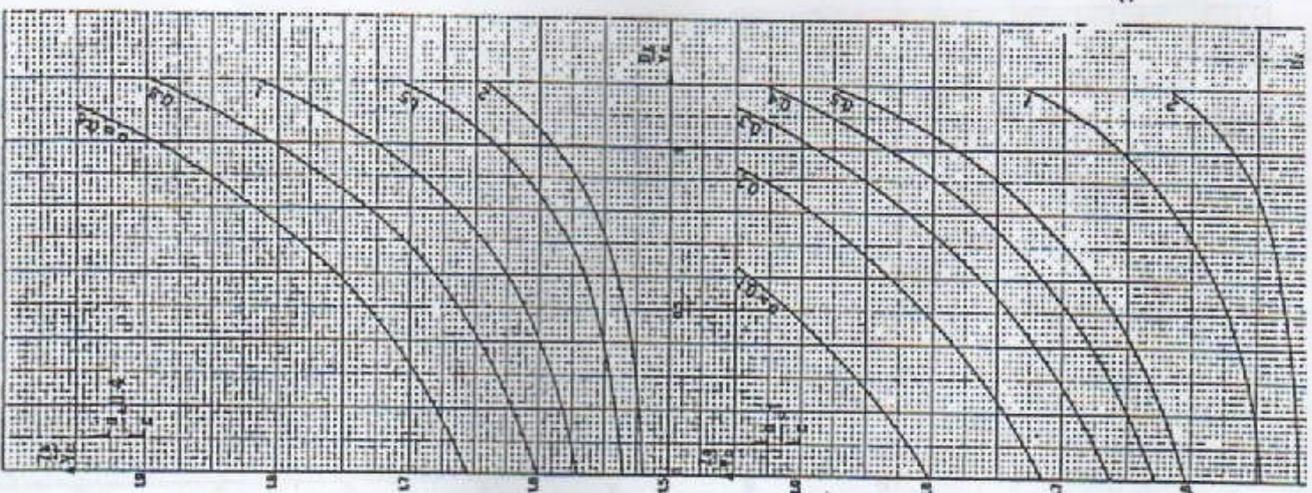
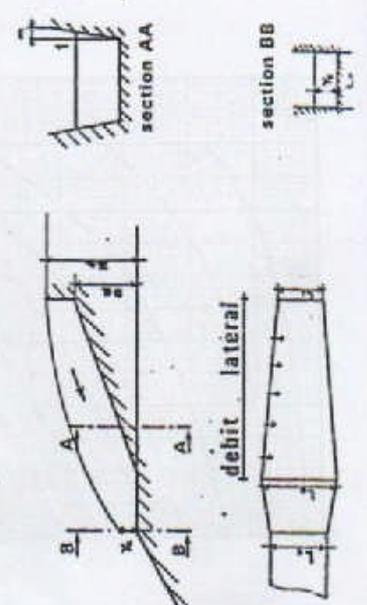


EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.25$



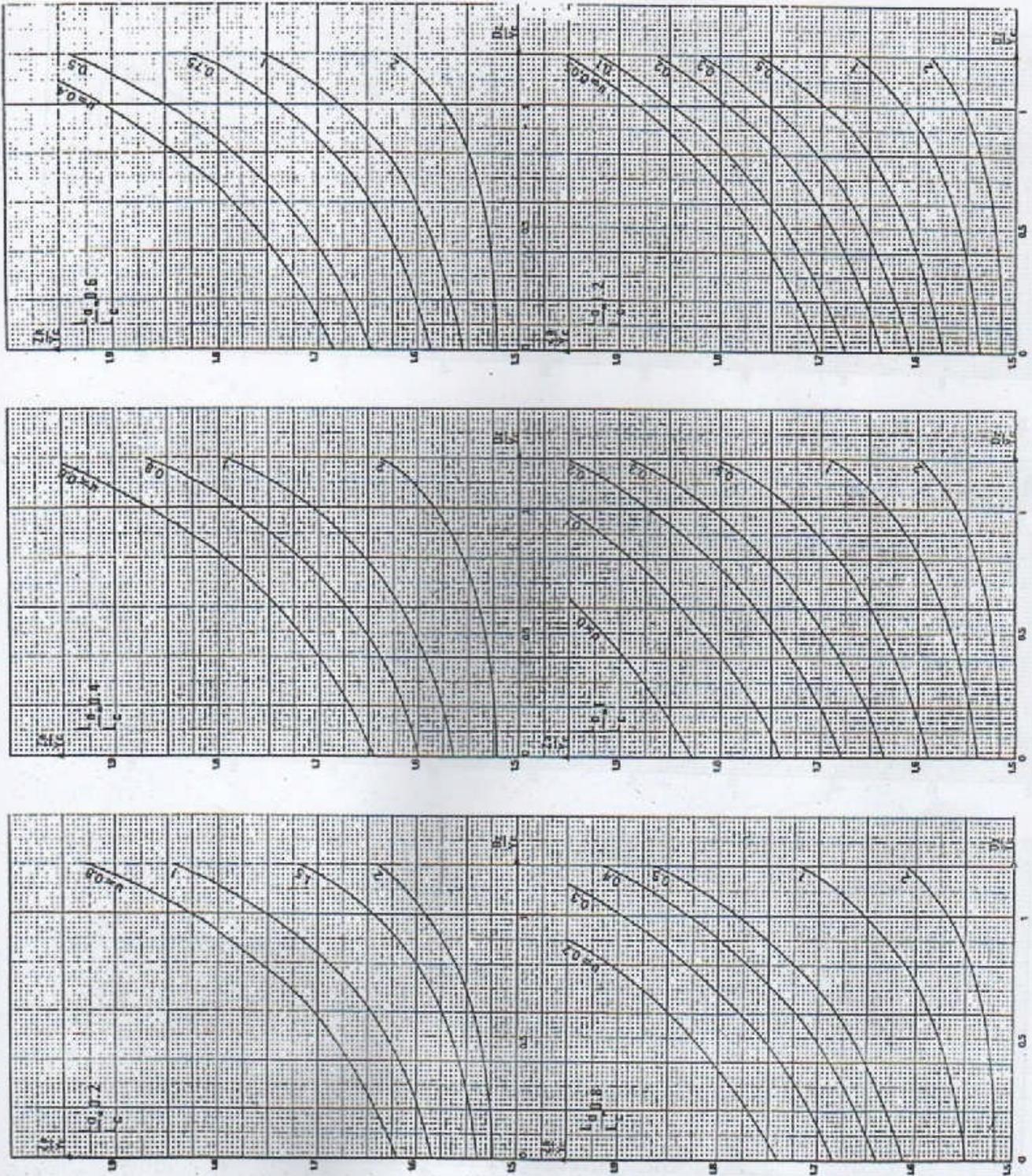
pour une section trapézoïdale

présente l'énergie critique réelle H_{sc}
 puis $Y_c = \frac{2}{3} H_{sc}$ et $L_c = \frac{0.59 D_c}{H_{sc}^{0.75}}$
 $u > 1 - \frac{L_c}{L_0}$

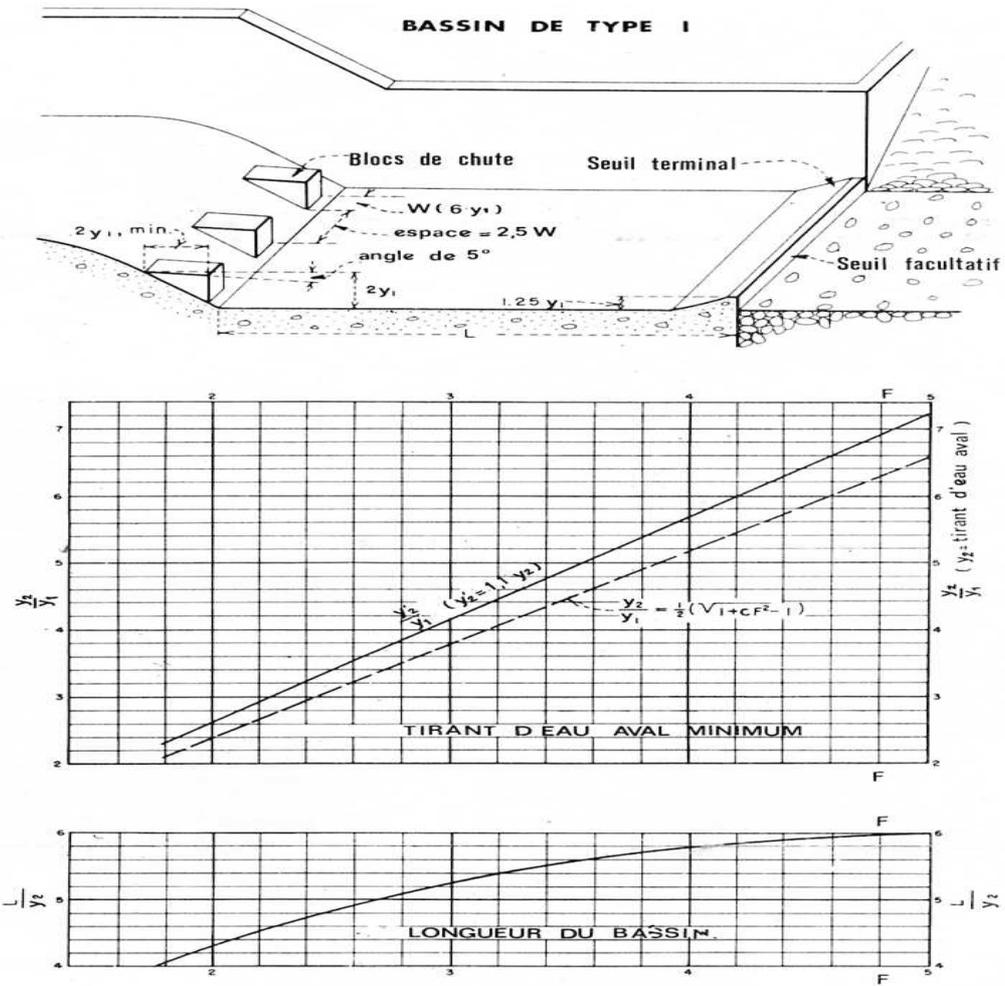


Annexe N°.10: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral. ($L_1/L_0 = 0.25$).

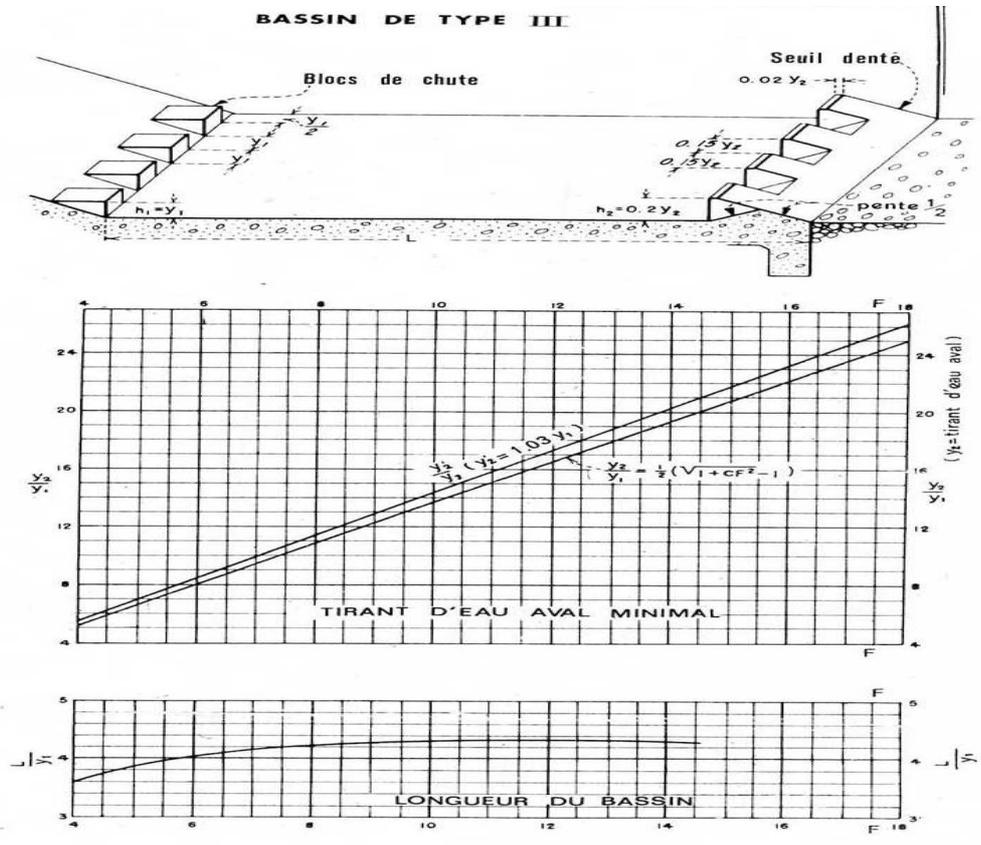
EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.5$



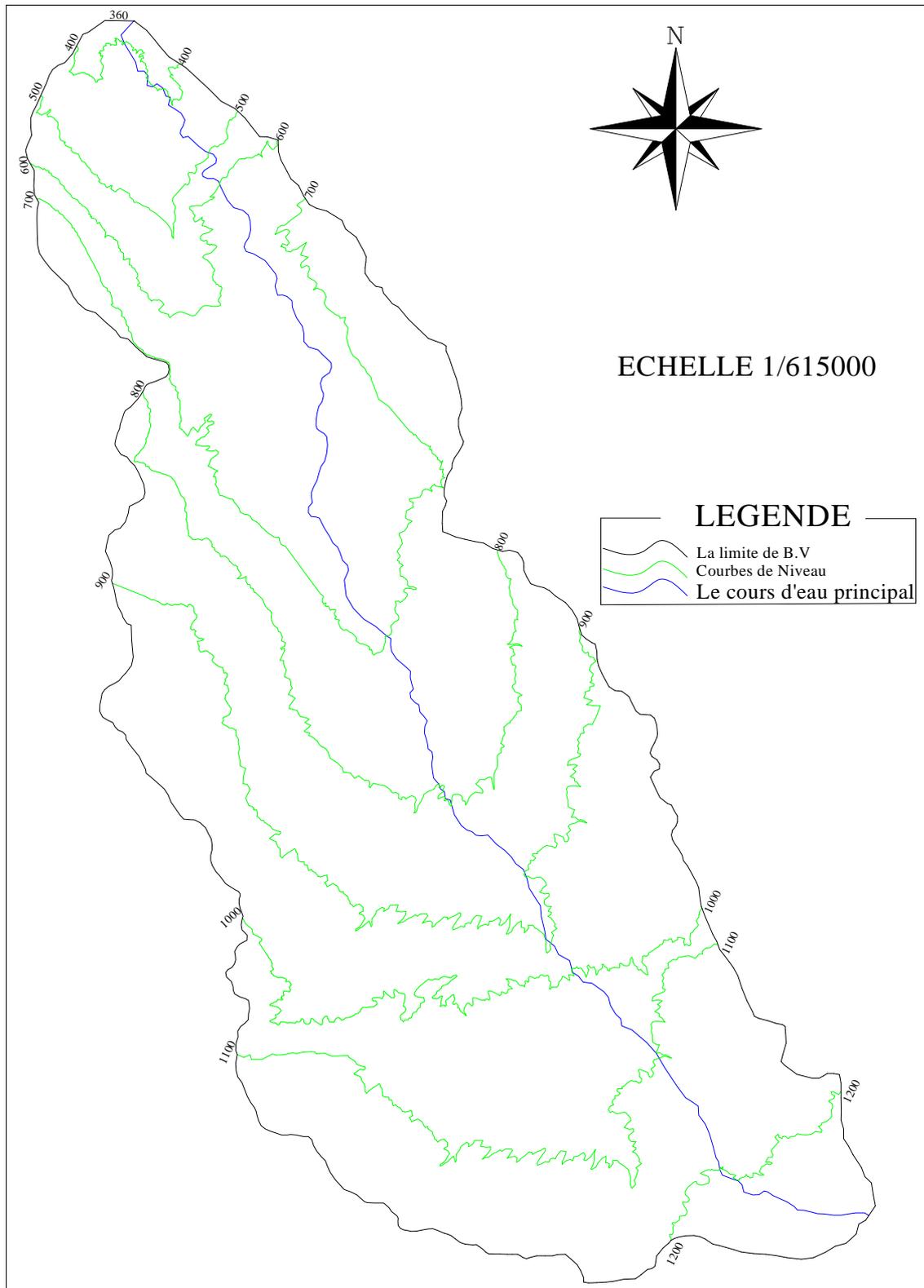
Annexe.11 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR). (Extrait de « DESIGN OF SMALL DAMS »).



Annexe.12: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).



Annexe.13: répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Oued Taht



Annexe.14: Le réseau hydrographique du bassin versant

