REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'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 hydotechniques

THEME :

ETUDE DE VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES ET DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE DE KAF-EDDIR (W.TIPAZA)

Présenté par :
M^{r} : BOUYAKOUB Abdel Karim

Promotrice :
Mr M.K.MIHOUBI

Devant le jury composé de :

Président : Mr M.HASSANE

Examinateurs : Mme A.ADDOU

Mr A.HADJ SADOK

Mr A.HEBBOUCHE

Novembre /2011

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère FATIHA et mon père MAHMOUD que Dieu me les garde) ;

A mes frères : Menouar et Hichem;

A mes sœurs : Ouarda, Assia et la petite Zakia;

A mon cher ami et frère : Nacer

A toute ma famille : surtout ma grande mère, mes oncles et tantes ; mon cousin Med , ma cousine Mona, et à tout la famille Bouyakoub et Houari

A toutes mes ami(e)s: Benyoucef, Adel, Mhamed, Kader, Soufiane, Nabil, Zohra, Saliha, Nawel, Imen, et surtout le groupe ZH (Bachir, A/Essalam, Imed, Marouane, Brahim, A/Hadi, Med, Ibrahim et Big Sidali).……et autres;

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2011 ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

AbdElKarim

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Mr : M.K.MIHOUBI ainsi que Mr: Hassane pour ces orientations et son compréhension.

Je remercie fortement: M r HADJSADOK et M r HEBBOUCHE de m'avoir orienté par leurs conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes remerciements également à :

Mr Tifour, Mr Moloudi Y : pour leurs encouragements et leurs aides ;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amies qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

AbdElKarim

مـلـخـص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من اجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى ، لذا ترى وكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة .
وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشات من حيث تقدير أبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقتها ومتمماتها
وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة نماذج للمنشات الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية تيبازة وبالتحديد على مستوى وادي الداموس

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de variantes des ouvrages annexes d'un barrage dans la wilaya de Tipaza et principalement sur l'Oued Damous.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a variants of additional works in the wilaya of the area of Tipaza on Oued Damous.

Sommaire

Chapitre I: Etude géologique et géotechnique.

I. Introduction 1
I.1. Generalités 1
I.1.1 Localisation 1
I.1.2 Accès 4
I.1.3 But de l'aménagement 4
I.1.4 Choix de l'axe du brrage 4
I.2. Conditions géologiques 6
I.2.1 Géologie régionale 7
I.2.2 Géologie locale 10
I.2.3 Géologie du site 12
I.3. Synthèse des travaux de reconnaissance 16
I.3.1 Travaux au laboratoire 16
I.3.2 Propriétés physiques et mécaniques des fondation du barrage 17
I.4. Zones d'emprunt et carières 22
I.4.1 Matériaux argileux 22
I.4.2 Recharge : tout-venant de l'oued (TVO) 24
I.4.3 Filtres et transitions 24
I.4.4 Enrochements et granulats de béton 24
I.5. Conditions hydrogéologiques 25
I.5.1 Niveaux de l'eau souterraine 25
I.5.2.Essais de perméabilité 25
I.6. Sismicité du site 27
Conclusion 28

Chapitre II : Etude hydrologique

II. Introduction 29
II.1.Objet de l'étude 29
II.2.Caractéristiques du bassin versant 29
II.2.1.Paramètres géométriques 31
II.2.2.Paramètres du forme 31
II.2.3.Paramètres du relièfes 33
II.2.4.L'hdrographie de bassin verssant 41
II.2.5.Végétation 46
II.2.6.Caractéristiques générales des sols 46
II.2.7.Caractéristiques climatiques 46
II.3. La pluviometrie 50
II.3.1. Evaluation de la pluie moyenne annuelle 50
II.3.2. Analyse statistique des pluies maximales journalières 53
II.3.2.1.Ajustement des pluies maximales journalières 55
II.3.3.Pluies de courtes durées de différentes ffréquences et leurs intensités 61
II.4. Etudes des apports 65
II.4.1. Les apports liquides 65
II.4.1.1.Apport moyen annuel 65
II.4.1.2.Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel 69
II.4.1.3.Caractéristiques de l'écoulement 70

II.4.2.Apports fréquentiels 71
II.5.Etude des crues 76
II.5.1.Analogie avec la station de Sidi Akacha 76
II.5.2.Formules empiriques pour la détermination de la crue 77
II.5.3.Choix du débit de crue 79
II.6.Régularisation de l'écoulement 87
II.6.1.Courbes caractéristiques de la retnue 87
II.6.2.Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation 89
II.6.3.Calcul du volume utile 90
II.7.Laminage de crue 92
II.7.1.Méthode de KOTCHERINE 93
II.7.2.Etude d'optimisation 101
II.7.3.Laminage pour un déversoire de largeur b=50m 104
Conclusion 107

Chapitre III: Synthèse des Variantes.

III. Introduction 108
III.1.Variantes du barrage etudiées 109
III.2.Corp du barrage 110
III.3.Batardeaux 111
III.4.Evacuateur de crues 111
III.4.1.Critères de conception 111
III.4.2.Description Générale 112
III.4.3.Méthodologie de calcul 112
III.5.Galerie de derivation/vidange de fond et Prise d'eau 114
III.5.1.Critères de conception 114
III.5.2.Description Générale 115
III.5.3.Méthodologie de calcul 116
Conclusion 117

Chapitre IV : Etude de variantes

IV. Introduction 118
IV.1.Evacuateur de crues 118
IV.1.1. Différents types d'évacuateurs 118
IV.1.2.Critères de choix de l'évacuateur 119
IV.1.3.L'emplacement de l'évacuateur de crues 120
IV.1.4.Evacuateur latéral à entonnement frontal 121
IV.1.5.Evacuateur latéral à entennement latéral 133
IV.1.6.Etude comparative de variantes de l'evacuateur 141
IV.2.Dérivation provisoire 142
IV.2.1. Différents types d'ouvrages de dérivation 143
IV.2.2.L'emplacement de l'ouvrage de dérivation 144
IV.2.3.Choix de la variante de l'ouvrage de dérivation 144
IV.2.4.Choix de la crue de dimensionnement 144
IV.2.5.Calcul du risque de dépassement 144
IV.2.6.Dimensionnement de la dérivation provisoire 145
IV.3.Ouvrage de vidange 156
IV.3.1. Différents types d'ouvrages de vidange 156
IV.3.2. Choix de la variante 157
IV.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange 157

IV.4.Ouvrage de prise d'eau 159
IV.4.1. Différents types de prise d'eau 159
IV.4.2. Choix de la variante 159
IV.4.3. Dimensionnement de l'ouvrage de la prise d'eau 160

Chapitre V : Etude génie civil

V. Introduction 161
V.1.Stabilité du déversoir 161
V.1.1.Forces agissantes sur le déversoir 161
V.1.2.Stabilité du déversoir au renversement 163
V.1.3.Stabilité du déversoir au glissement 164
V.2.Stabilité des murs bajoyers 164
V.2.1.Stabilité au renversement 165
V.2.2.Stabilité au glissement 166
V.3.Etude du ferraillage 166
V.3.1.ferraillage du rideau 166
V.3.2. ferraillage de la semelle 169
V.4.Revetement du fond du coursier 174
V.5.Joint 174

Chapitre VI : Organisation du chantier

VI. Introduction 176
VI.1.Responsabilités des intervenants sur chantier 176
VI.1.1.Le maître de l'ouvrage 176
VI.1.2.Le maître d'œuvre 177
VI.1.3.L'entrepreneur 177
VI.2.Ordre d'exécution des travaux 177
VI.3. Installation du chanter 178
VI.3.1.Installations destinées au personnel 178
VI.3.2.Installations destinées au stockage des matériaux 178
VI.3.3.Installations destinées à la réparation des engins 178
VI.2.4.Installations pour la préfabrication 178
VI.4. Matériel et personnel nécessaire 178
VI.4.1.Matériel nécessaire 178
VI.4.2.Personnel nécessaire 179
VI.5. Planification 179
VI.5.1.Définition du réseau 179
VI.5.2.Construction du réseau 180
VI.5.3.Différents méthodes basée surle reseau 180
VI.5.4.Paramètres de la méthode C.P.M 181
VI.5.5.Chemin critique 182
Conclusion 183

Liste des tableaux

Tableau I.01: Synthèse des travaux de reconnaissance.
Tableau I.02: Propriétés physiques des matériaux alluvionnaires.
Tableau I.03 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard des dépôts alluvionnaire.
Tableau I.04 : Résultats des essais pressiométriques dans le sondage FP2.2.
Tableau I.05 : Résultats des essais pressiométriques dans le sondage FP2.3.
Tableau I.06 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaaire et élluvionnaire.
Tableau I.07 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard des dépôts alluvionnaire.
Tableau I.08 : Propriétés physiques des matériaux colluvionnaires des zones d'emprunt.
Tableau I.09 : Paramètre de résistance des matériaux de fondations et des zones d'emprunt.
Tableau I.10 : Niveau d'eau dans les tubes ouverts.

Tableau II.01 : Répartition de la surface en fonction de l'altitude.
Tableau II.02 : Evaluation de la pente moyenne.
Tableau II.03 : Détermination de la pente Roche Ip
Tableau II.04 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).
Tableau II.05 : Caractéristiques morphologique du bassin versant.
Tableau II.06 : Répartition mensuelle de la température moyenne.
Tableau II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.
Tableau II.08 : Répartition mensuelle de l'hmidité relative.
Tableau II.09 : Stations pluviométriques disponibles.
Tableau II.10 : Coordonnées et code de la station Oued Damous.
Tableau II.11 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.
Tableau II.12 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles.
Tableau II.13 : Pluies maximales journalières.
Tableau II.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (39ans).
Tableau II.15: Résultat de l'ajustement à la Loi Normale.
Tableau II.16: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.
Tableau II.17: Résultat de l'ajustement à la loi Log Normale.
Tableau II.18: Précipitations des différents fréquences.
Tableau II.19: Pluie de courtes durées de différentes fréquences.
Tableau II.20: Intensités des pluies de courtes durées de différentes fréquences .
Tableau II.21: Récapitulatif des apports.
Tableau II.22: Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel .
Tableau II.23: Récapitulatif des C_V
Tableau II.24: Apports des différents fréquences.
Tableau II.25: Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.
Tableau II.26: Turbidités (concentration moyenne annuelle en g/l).
Tableau II.27: Récapitulatif pour le calcul du volume mort.
Tableau II.28: Débits fréquentiels pour différents fréquences obtenues par la méthode analogique.
Tableau II.29: Débits fréquentiels obtenues par la Formule de *MALLET-GAUTHIER*.
Tableau II.30: Débits fréquentiels obtenues par la Formule de *POSSENTI.*
Tableau II.31: Débits fréquentiels obtenues par la Formule de *GIANDOTTI.*
Tableau II.32: Débits fréquentiels obtenues par la Formule de *SOKOLOVSKY.*.
Tableau II.33: Récapitulatif des débits maximaux de crue..
Tableau II.34: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.
Tableau II.35: Débit de crue de montée.
Tableau II.36: Débit de décrue.
Tableau II.37: Caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.38: répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation U_{80}.
Tableau II.39: Répartition de Radkovitch r = f (module spécifique.)
Tableau II.40: données de départ.
Tableau II.42 : Détermination de H0 et Q en fonction de b.
Tableau II.43 : Détermination de débit déversant.
Tableau II.44 : Classification ASCE.
Tableau II.45 : Récapitulatifs de la revanche.
Tableau II.46 : Calcul de la largeur en crête.
Tableau II.47 : Récapitulatif des résultats
Tableau II.48 : Laminage de la crue decamillénaire.

Tableau IV.01 : Les coordonnées du profil de déversoir.
Tableau IV.02 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.
Tableau IV.03 : Calcul de la ligne d'eau à pas d'espace de 20m.
Tableau IV.04 : Calcul de perte de charge.
Tableau IV.05 : Détermination de la cote de fond.
Tableau IV.06 : Calcul de la profondeur critique.
Tableau IV.07 : Coefficient de débit pour différents diamètres.
Tableau IV.08 : Calcul des débits pour les écoulements en charges.
Tableau IV.09 : Calcul de la charge déversant.
Tableau IV.10 : Calcul des débits laminés.
Tableau IV.11 : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.
Tableau IV.12 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Tableau V.01 : Répartitions des sous pression.

Liste des figures

Figure I .01: Localisation du site du barrage et déférents accès.
Figure I .02: Localisation géographique du site du barrage.
Figure I .03: Localisation des deux axes de barrage.
Figure I .04: Géologie régionale du site du barrage.
Figure I .05: Localisation des zones d'emprunt et carrières.
Figure I .06: Carte de zonage sismique de territoire nationale.
Figure I .07: Représentation des zones de faille active.

Figure II .01 : Délimitation du bassin versant de l'Oued Damous.
Figure II .02 : Bassin versant de l'Oued Damous.
Figure II .03 : Rectangle équivalent.
Figure II .04 : Courbe hypsométrique.
Figure II .05 : Réseau hypsométrique.
Figure II .06: Stations hydrométrique et pluviométrique considérées.
Figure II .07 : Répartition mensuelle de la température.
Figure II .08 : Répartition mensuelle de l'évaporation.
Figure II.09 : Répartition mensuelle des précipitations
Figure II.10 : L'ajustement des pluies à la loi Normal.
Figure II .11: L'ajustement des pluies à la loi Gumbel.
Figure II .12: L'ajustement des pluies à la loi log Normal.
Figure II .13: Pluies de Courte durée.
Figure II .14: Intensité des pluies de courte durée.
Figure II .15: Coefficient d'écoulement en fonction de la précipitation annuelle.
Figure II .16: Hydrogramme de crues pour différentes fréquences.
Figure II .17: Courbe Capacité –Hauteur.
Figure II .18: Courbe Surface-Hauteur
Figure II .19: Variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$.
Figure II .20: Courbes H=f (Q,q).
Figure II .21: Courbes V=f (Q,q).
Figure II .22: Courbes des débits déversants.

Figure IV.01 : Dimensions du déversoir.
Figure IV.02 : Profil Creager.
Figure IV.03 : Schéma d'un convergent.
Figure IV.05 : Schéma de calcul de la galerie de dérivation.
Figure IV.06 : Courbe d'optimisation des diamètres.

Figure V.01 : Schéma de calcul de stabilité.
Figure V.02 : Schéma de calcul de la stabilité des murs bajoyers.
Figure V.03 : Diagramme des contraintes sur la semelle.
Figure V.04 : Diagramme de contrainte de la partie CA.
Figure V.05 : Diagramme de contrainte de la partie BD.

Figure VI.01 : Schéma du réseau à nœuds.

Liste des planches :

Planche n°1 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche n°2 : Coupe géologique et profil en long de la digue.

Planche n°3 : Coupes géologiques de l'axe de l'évacuateur.

Planche n°4 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planche n°5 : Profil en long de la dérivation provisoire.

« Si vous travaillez avec l'eau, vous devez la connaitre et la respecter. Si vous vous forcez de la connaitre, il vous savoir qu'un jour elle risque de surmonter et de réduire tous vos efforts au néant. »

AGRAHAM SWIFT

« Les rivières vivantes d'Europe »

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare est précieuse, indispensable pour tout développement agricole et industriel, c'est la source de la vie, son approvisionnement est un élément essentiel de civilisation, dans la vie courante l'homme ne peut pas vivre sans eau.

La demande en eau est en croissance permanente, pour satisfaire cette demande et mobiliser cette eau on construit les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique la wilaya de TIPAZA a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage Kef-Eddir, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation des terrains agricoles côtiers.

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

La projection et la conception des ouvrages annexes du barrage de Kef-Eddir construit l'objectif de notre présent travail, qui traitera d'abord les études géologiques et géotechniques et hydrologiques.

Pour passer ensuite aux choix des ouvrages annexes (l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, le vidange de fond et la prise d'eau.

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

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

Chapitre I :

Etude géologique et géotechnique

I. INTRODUCTION

La quasi-totalité du la région de l'oued Damous se trouve dans une région montagneuse qui appartient à l'Atlas Tellien. Les massifs qui constituent sa limite sud culminent à une altitude voisine de 1000 m. Parmi les sommets de cette limite on citera : Djebel Sidi Yacoub (1042 m), et Djebel Loudane El Asse (1044 m). Les altitudes ont tendance à diminuer au fur et à mesure qu'on se déplace vers la côte, où les sommets des montagnes les plus élevées se situent autour de 500 m d'altitude.

Ce relief a favorisé la présence d'un réseau de drainage très développé. La pente moyenne de l'oued principal est de 2 %, alors les pentes longitudinales des principaux affluents varient de 1.4 % à 9.7 %.

Les pentes des versants sont généralement très abruptes. Le substrat marneux en affleurement sur les versants à fortes pentes et le long des berges de l'oued et de ses affluents a favorisé :

- le développement de plusieurs glissements dont certains de grande envergure et de date récente;
- le phénomène de reptation des sols colluvionnaires et éluvionnaires provenant de l'altération des marnes surtout visible sur les versants ayant des pentes faibles;
- l'érosion de la couverture colluvionnaire et éluvionnaire des versants favorisent l'apparition de ravines et de thalwegs encaissés et profonds.

Les marnes du substrat abritent souvent des lits minces de grès et de manière beaucoup moins fréquente des calcaires cristallins qui ont été observés en affleurement sous la forme de lits épais sur les sommets.

I.1. GENERALITES

I.1.1. Localisation

Le site choisi pour la construction du Barrage de Kef Eddir se trouve dans la Wilaya de Tipaza, à environ 8 km du centre habité de Damous, dans le lit du fleuve Damous.

La localisation géographique du site du barrage est montrée dans les figures (I-1) et (I-2).

D'après les cartes d'état major de Tenès, Damous, Oued Fodda et Aïn-Defla voir feuilles N°59, N°60, N°82 et N°83 respectivement avec un échelle 1/50000ème, nous avons tiré les coordonnées U.T.M du site suivant: X=379800Km ; Y=4037800Km Z=50m,NGA

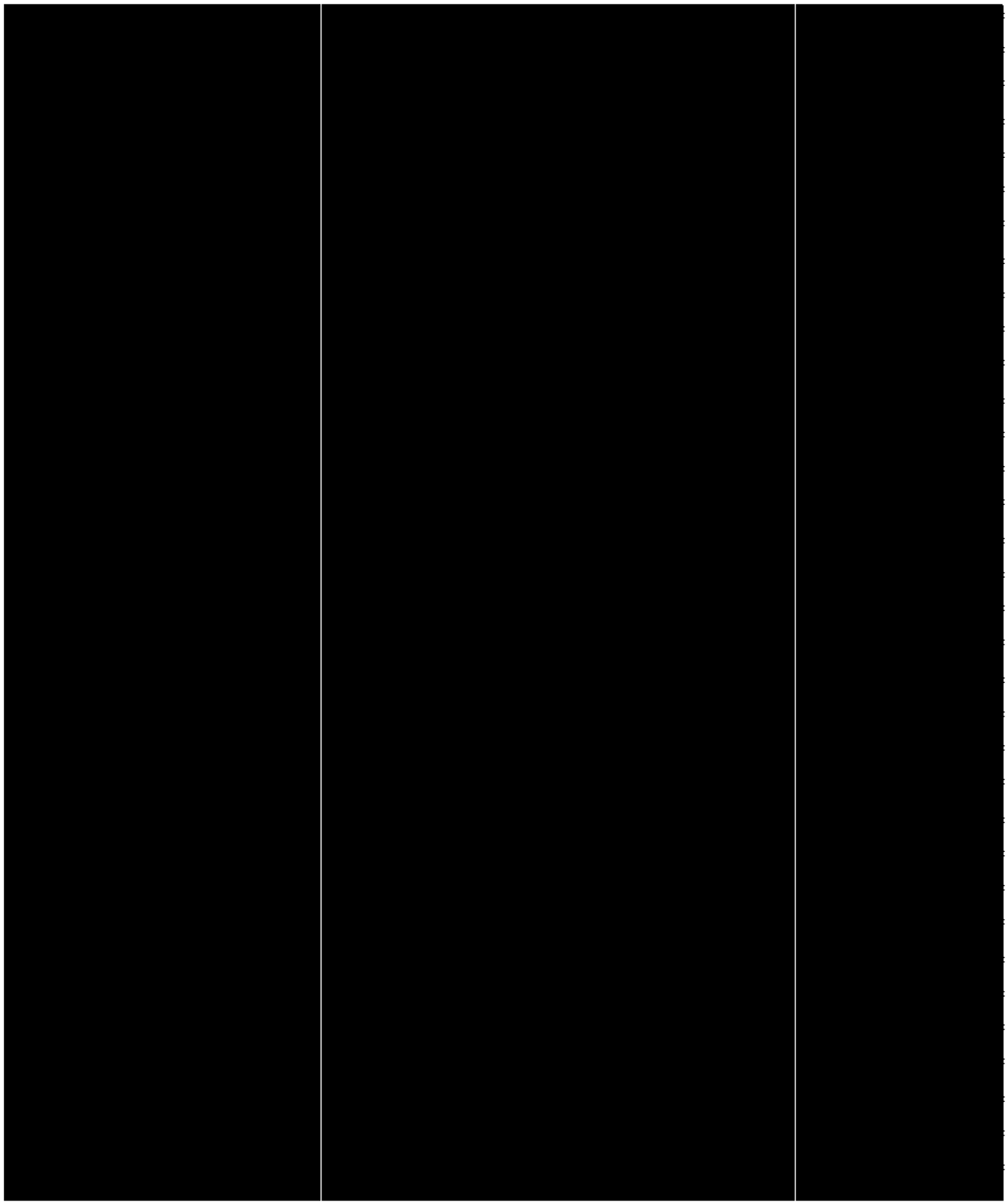


Figure I.1 : Localisation du site du barrage Kef-eddir et déférents accès**.**

À noter que l'axe du barrage est courbé vers l'aval avec un rayon de 500 m.

Figure I.2 : Localisation géographique du site du barrage Kef-eddir.

I.1.2. Accès

Plusieurs accès au site du barrage de Kef-Eddir sont possibles :

- de la ville de Damous sur la RN-11, par une piste le long de la rive droite de l'Oued Damous sur 14 km, et par la suite par une petite route en direction ouest à environ 2 km.
- de la ville de Beni Haoua (Port Breira) sur la RN-11, par la route de montagne W-24 à environ 20 km jusqu'au pont de l'Oued Damous, et à partir de ce point, le long du lit de l'Oued vers l'aval sur 5 km.
- de la ville d'El-Attaf sur la RN-7, via El-Abadia, Souk El-Tenine à environ 40 km, et à partir de cet endroit le long de l'Oued vers l'aval sur 5 km.

I.1.3. But de l'aménagement

Le barrage de Kef-Eddir est destiné à satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation et l'approvisionnement en eau potable et industrielle. Le volume du réservoir régularisé sera environ de 60 hm^3/an. Le transfert concerne le prélèvement de 3.09 m^3/s d'eau à partir du réservoir de Kef-Eddir. Ce débit sera acheminé vers le barrage d'El-Abadia ; localisé à environ 28 km vers le sud pour satisfaire les besoins en eau industrielle des installations régionales.

I.1.4. Choix de l'axe du barrage

L'étude de faisabilité a envisagé deux sites favorables :

Axe 1. En effet, le site de l'axe 1 présente un risque majeur sur la stabilité des ouvrages en relation avec la topographie, la géologie et la sismicité élevée du site.

Axe 2. Ce site est situé à environ 2.5 km en aval de l'Axe 1, tel qu'il est montré sur la figure (I-3).

Ce site a été recommandé et jugé plus favorable pour l'implantation de notre ouvrage pour les raisons suivantes :

- Contrairement au site de l'axe 1, aucune zone d'instabilité n'a été observée, toute en assurant la stabilité de notre ouvrage;
- la topographie des rives est plus favorable en diminuant ainsi la complexité des opérations de construction;
- la possibilité de réaliser des ouvrages annexes à l'air libre évitant également la construction d'ouvrages souterrains coûteux et sensibles dus à la sismicité élevée.

Figure I.3 : Localisation des deux axes de barrage.

I.2. CONDITION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Le Nord Algérien appartient à la zone alpine méditerranéenne et le Nord africain alpin. Il est délimité par les éléments suivants:

- au sud, l'Atlas saharien, une chaîne de montagnes d'origine alpine.
- au centre, des plate-formes comme la Méséta oranaise à l'ouest et le môle d'Ain Regada à l'est.
- dans la partie septentrionale, l'Atlas tellien est une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur. Des bassins néogènes tardifs comme le Chélif et le Hodna qui se sont installés sur ces nappes.

Le domaine septentrional est constitué de reliefs jeunes, modelés au cours du Tertiaire par les mouvements alpins.

L'Algérie alpine est composée des ensembles structuro-sédimentaires suivants, du nord au sud:

- le plateau continental algérien réduit, à dépôts tertiaires et quaternaires (1000 à 3500 m), repose sur un socle métamorphique.
- l'Atlas tellien est le domaine des nappes, avec des bassins de type intramontagneux (ex. bassin du Chélif), dont la série sédimentaire s'étend du Jurassique au Miocène. Plusieurs gisements d'intérêt variable y sont connus: Ain Zeft, Tliouanet, Oued Guettirini.
- le Hodna est un bassin d'avant-fosse dont la séquence de remplissage débute par des dépôts continentaux d'âge Eocène et Oligocène et se poursuit par un Miocène marin.
- les hauts plateaux, avant-pays alpin, à couverture sédimentaire réduite, où les processus locaux de distension ont permis la formation de bassins intramontagneux comme ceux de Telagh et de Tiaret.
- l'Atlas saharien est né d'un long sillon subsident pincé entre les hauts plateaux et la Plate-forme Saharienne. Au Mésozoïque, ce sillon fut comblé par une puissante série sédimentaire (7000 à 9000 m). Durant le Tertiaire, une tectonique compressive réactive les structures extensives antérieures en failles et structures inverses aboutissant à la formation de cette chaîne montagneuse.

I.2.1. Géologie régionale

Le Nord de l'Algérie s'insère dans l'évolution géologique du bassin mésogéen. L'avant pays comporte quatre ensembles paléogéographiques ou structuraux, soit:

• la Méséta oranaise;

• l'Atlas Saharien au sens large;

• le sud-est constantinois;

• le domaine tellien.

La stratigraphie du Nord de l'Algérie a été définie dans ces domaines à partir des données de terrain et de sondage.

a) LE PALEOZOÏQUE

Il n'affleure essentiellement que dans la partie septentrionale (Monts de Ghar-Rouban, Tiffrit, Traras, Chenoua et Kabylie). Il est constitué de gneiss, de micaschistes, de grès et de quartzites, datés par endroits (Ordovicien, Dévonien, Carbonifère, Permien).

➢ Paléozoïque inférieur

Il existe peu de données sur le Paléozoïque inférieur. Un certain nombre d'affleurements, en petite Kabylie par exemple, montre un cristallophyllien visible sur 4000 à 5000 m. Ce socle est recouvert d'un conglomérat de base suivi de schistes à Graptolites et de calcaires à Tentaculites et Orthocères permettant d'attribuer un âge anté-silurien à ce métamorphisme.

➢ Dévonien

Il débute par des éléments bréchiques et se poursuit par unensemble schisto-gréseux dans lequel apparaissent des cal- caires récifaux (Ghar-Rouban). Des flyschs se déposent dans les sillons.

➢ Carbonifère

Il n'est pas présent partout. Dans le Djurdjura, il n'est connu que sous des faciès essentiellement continentaux. Dans les régions de Ghar-Rouban, de Tlemcen, etc., le Viséen est représenté par des schistes, localement des conglomérats ainsi que des séquences éruptives interstratifiées.

Les autres séries du Carbonifère semblent aussi être présentes dans le Chenoua.

b) LE MESOZOIQUE

➢ Trias

Il n'est connu in situ que dans quelques forages où il consiste en une série gréseuse à la base suivie d'une puissante série évaporitique comprenant des passées calcaréo-dolomitiques et des intercalations volcaniques basiques au sommet.

En grande Kabylie, le Trias inférieur, probablement en partie Permien, est représenté par des grès rouges auxquels succèdent les calcaires du Muschelkalk, en bancs épais ou en plaquettes, eux-mêmes suivis de grès rouges parfois intercalés de roches doléritiques.

Plus au sud, dans la région des Babors, le Muschelkalk est surmonté par les formations salifères et gypsifères du Keuper. Le régime lagunaire des Babors s'étend dans toute la zone tellienne.

A l'est, le Trias lagunaire essentiellement argilo-détritique, comprend cependant des séquences sommitales carbonatées attribuées au Muschelkak. Dans le Hodna et le Constantinois, des argiles bariolées s'intercalent dans ces mêmes séquences.

A la fin du Trias, à l'exception de quelques zones stables (Doui Zaccar, Beni Snassene, etc.), les faciès évaporitiques se généralisent.

- **Jurassique**

Dans la majeure partie du Nord de l'Algérie, il débute par un Lias transgressif.

Lias: après l'épisode évaporitique du Trias supérieur, le caractère marin s'accentue durant le Lias. Le faciès calcaréodolomitique évolue progressivement vers les marnes du Lias supérieur. Le caractère marin du Lias s'affirme par l'apparition de calcaires dolomitiques et oolithiques indiquant un milieu ouvert aux influences pélagiques sans pour autant être très profond.

Le Lias débute par un niveau carbonaté qui coiffe les séquences évaporitiques du Keuper. En divers points de l'Atlas saharien, ce niveau est d'âge Rhétien. Dans les zones méridionales de la chaîne, Hodna et Bousaada, les dépôts essentiellement carbonatés comblent la fosse atlasique. La zone tellienne occidentale et la Plate-forme Saharienne voient la sédimentation carbonatée se poursuivre avec un Hettangien-Sinémurien calcaire qui atteint, par endroits, 200 m. A l'Hettangien-Pliensbachien, la transgression atteint son maximum avec des calcaires à silex, des calcaires rouges à Ammonites, des calcaires à polypiers, des algues et enfin des dolomies calcaires (200 m). Au Domérien, l'Algérie est entièrement sous environnement marin. Les faciès ammonitico-rosso apparaissent dans le Djurdjura.

Dogger: il est réparti, du nord au sud, en différents domaines paléogéographiques. Le domaine kabyle à dépôts carbonatés réduits, suivi par la zone tellienne à sédimentation

argilo-carbonatée relativement épaisse, par les hauts plateaux et le môle constantinois à dépôts surtout carbonatés et enfin par la fosse atlasique, à faciès argilo-gréseux dépassant souvent 2000 m d'épaisseur. Dans la partie sud des hauts plateaux

oranais et de l'Atlas saharien occidental, on relève au Bajocien supérieur les traces d'une sédimentation détritique qui traduit la proximité d'une activité fluvio-deltaïque.

Malm: l'extension des faciès gréseux vers le nord montre que la régression, amorcée dans la fosse atlasique à la fin du Dogger, s'accentue. Durant cette période, s'opposent les domaines marins au nord et les domaines continentaux ou deltaïques au sud. Dans ces derniers, on relève cependant dans les hauts plateaux et la fosse atlasique, des faciès d'influence marine sous forme de sables et grès, d'argiles et de calcaires. A l'est du méridien passant par Sedrata-Laghouat, un milieu marin franc sans apport détritique persiste durant tout le Jurassique supérieur.

- **Crétacé**

Il affleure dans l'Atlas saharien. Ses sédiments détritiques et siliceux connaîssent leur plus grand développement dans l'Atlas saharien occidental avec des épaisseurs de 1200 m.

c) LE CENOZOIQUE

- **Eocène**

En Algérie, les formations éocènes sont très importantes tant par leurs surfaces que par leurs épaisseurs. Dans le Tell, l'Eocène comprend des marnes riches en microfaune, des calcaires et des argiles. Le Lutétien et le Thanétien sont représentés par les niveaux à nummulites classiques dans ces régions. Au sud du Hodna, l'Eocène inférieur est composé de marnes à gypse, de calcaires phosphatés et de calcaires à silex. Le Lutétien se présente sous un faciès de marnes à huîtres.

- **Oligocène-Miocène**

Oligocène: il est caractérisé par des apports importants dematériel essentiellement gréseux.

Miocène inférieur: il est le siège d'une vaste transgression prenant en écharpe, suivant une ligne sensiblement EO, tout le domaine algérien de la région de Tlemcen à la dépression saharienne de Biskra. Il est constitué d'une épaisse série de marnes bleues (plus de 1000m) passant latéralement à des grès argileux marins. Au sein de cette immense zone immergée, s'individualisent des bassins, la Tafna, le bas et le moyen Chelif, le Hodna, les Sébaou, etc.

Miocène supérieur: la régression du Burdigalien est suivie d'une transgression progressive à l'échelle du Chelif. Le Miocène supérieur comprend des faciès divers (marnes noires ou bleues, sables, grès, calcaires, diatomites et gypse).

d) LE PLIOCENE ET LE QUATERNAIRE

Au Pliocène, dans le Chelif et la Mitidja la mer dépose des marnes bleues à intercalations gréseuses (1000m). Dans le reste de l'Algérie, le Pliocène est lagunaire et passe vers le haut aux formations quaternaires continentales.

I.2.2. Géologie locale

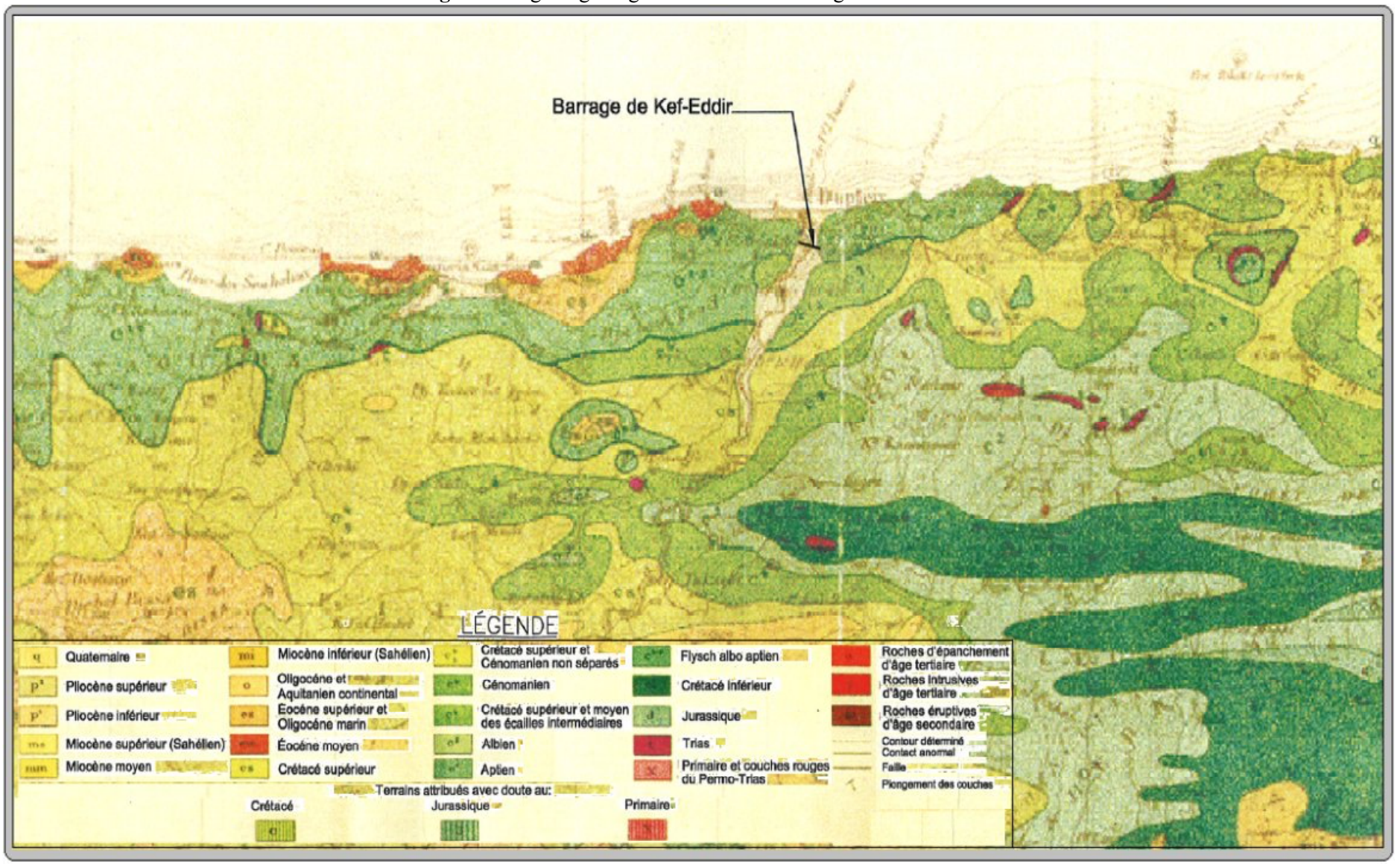
L'examen de la carte géologique du site figure (I.3) montre que l'âge des formations géologiques affleurant s'étend principalement du crétacé inférieur à l'actuel.

Dans le bassin versant les formations correspondantes sont presque exclusivement représentées d'un matériel marno-calcaire appartenant aux nappes telliennes glissant par l'effet gravitaire vers le sud.

Les flysch dans la zone côtière, sont présents sur les deux rives de l'oued Damous. Ils sont représentés par des dépôts hétérogènes comprenant notamment des argilites, des marnes, des grès et des conglomérats.

Les dépôts récents sont représentés par d'une part les alluvions anciennes, les colluvions et éluvions qui recouvrent les hautes terrasses du bassin versant et d'autre part, par les alluvions récentes qui occupent le lit de l'oued.

Figure I.4 : géologie régionale du site du barrage de Kef-eddir



I.2.3. Géologie du site

La géologie du site comprend la géologie de la fondation des ouvrages, des zones d'emprunt et de la cuvette. La géologie du site des ouvrages et des zones d'emprunt a été déterminée au moyen de travaux de reconnaissance géologique et géotechnique. Celle de la cuvette a été déterminée dans un premier temps au moyen de l'interprétation des photos aériennes et par la suite par des relevés de terrain.

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés par l'entreprise HYDRO TECHNIQUE. Ils sont consistés à la réalisation de dix-sept (17) forages conventionnels avec échantillonnage, de trente-sept (37) puits d'exploration avec échantillonnage manuel et de quatre (4) sondages pressiométriques voire figure(I.4).

a) Lithologie

La lithologie dominante de la région est de la marne argileuse de couleur gris foncé avec localement des lits calcareux donnant un aspect plus massif au rocher en affleurement. Généralement, les marnes sont très fracturées (en raison d'un tectonisme régional intense), altérées et désagrégées en surface. Les marnes sont des argiles consolidées qui contiennent une faible proportion de calcaire et qui évoluent comme des argilites.

Dans le pourtour du réservoir, les marnes affleurent le long des berges, surtout dans les zones d'érosion, et dans la partie amont du réservoir, de minces lits gréseux apparaissent dans la masse rocheuse.

Les formations superficielles sont constituées de matériaux hétérogènes d'origines différentes selon leur localisation.

La plaine de l'oued, d'une largeur d'une centaine de mètres à plus d'un (01) kilomètre, est constituée d'alluvions récentes et de terrasses alluvionnaires. Trois (3) types de matériaux alluvionnaires ont été identifiés par A1, A2 et A3.

- Les alluvions récentes (A1) se retrouvent essentiellement dans le lit actif de l'oued, c'est-à dire la zone active de transport qui est recouverte par l'eau durant les crues annuelles. Les matériaux constituant ces alluvions (A1) sont particulièrement grossiers dû au régime torrentiel de l'oued et constituent de sable et de gravier à trace de silt et argile avec cailloux et blocs en quantité variable qui peut atteindre jusqu'à 50 %. Généralement, ce dépôt est stratifié avec des horizons de granulométrie plus

fine. En raison de la forte turbidité de l'eau durant les crues, les alluvions récentes montrent des traces de silt et argile et quelquefois ces petites particules se présentent en minces lits d'ordre centimétrique.

La granulométrie des alluvions varie selon leur position dans les méandres de l'oued qui sont généralement plus fine dans les rives connexes qui sont des zones de sédimentation. Par accentuation des méandres pendant le creusement de la vallée, des terrasses (A2) se sont formées tout le long de l'oued qui sont constituées de matériaux granulaires grossiers avec des intercalations de matériaux fins.

- Les alluvions anciennes (A3) sont essentiellement des graviers, cailloux et blocs arrondis dans une matrice silteuse et argileuse provenant de l'altération de la fraction sableuse. Le pourcentage de cailloux et blocs est variable qui peut atteindre une proportion de 50 %. Ce matériau est très dense en phase de consolidation avec un début de cimentation. Ces alluvions se retrouvent à toutes les élévations et ont été mises en place au cours du soulèvement du socle pendant que l'oued continuait à s'encaisser.

- Les colluvions, identifiées (C) sur la carte géologique, sont représentées par un matériau constitué de silt et d'argile avec du sable, gravier et cailloux angulaires à subangulaires et des blocs avec des proportions variables. Ces matériaux sont généralement denses et recouvrent les talus sur des épaisseurs variables habituellement plus importantes au pied. Cette formation se retrouve partout dans la région du réservoir à cause de la présence des marnes qui, de par leur nature argileuse, sont très fissurées et altérées par un processus d'éluviation. Ce processus consiste en une altération du rocher par les eaux d'infiltration et entraînement vers le bas des substances solubles donnant un horizon éluvial constitué majoritairement d'argile où le pourcentage d'éléments grossiers croît avec la proximité du rocher. À cause du ruissellement, la partie fine (sable, silt et argile) des colluvions est entraînée au pied des pentes laissant des pavages de gravier et cailloux sur les talus, observé surtout en rive gauche par rapport à l'axe du barrage.

b) Stratigraphie

La stratigraphie rencontrée, dans la plaine du barrage ainsi que sur les rives gauche et droite, est la suivante :

Lit de l'oued

Une coupe stratigraphique montre que le lit de l'oued a une largeur d'environ 150 m. L'épaisseur maximale du dépôt alluvionnaire récent est de l'ordre de 24 m. L'épaisseur du dépôt est plus grande au pied de l'appui gauche.

Les alluvions sont composées dans la partie supérieure du dépôt, jusqu'à une profondeur variant entre 1,5 et 3,5 m, d'un limon sableux et graveleux avec un peu d'argile, de compacité moyenne. En profondeur, les alluvions sont composées de sable graveleux à de gravier sableux de compacité moyenne à très dense. Au voisinage du socle rocheux, le pourcentage des cailloux interceptés dans les sondages devient de plus en plus important.

La perméabilité des matériaux alluvionnaire varie entre 10^{-2} cm/s et 10^{-3} cm/s.

Sous le dépôt alluvionnaire, le socle rocheux constitue par des marnes fissurées, a été rencontré. La marne altérée est fissurée sur une profondeur de 16 à 18 m. Par la suite, elle devient plus saine.

Au voisinage du socle rocheux, le pourcentage des cailloux interceptés dans les sondages devient de plus en plus important.

Les valeurs mesurées du RQD sont généralement comprises entre 0 et 45 %.

En général, la perméabilité de rocher mesurée varie entre 10^{-4} cm/s et 2,4 x10^{-4} cm/s.

Rive gauche

L'appui gauche du barrage, présente des pentes de 35° dans sa partie inférieure, de 55° dans sa partie médiane (entre les niveaux 67 m et 90 m) et de 40° dans sa partie supérieure. La pente moyenne de l'appui gauche est de 43°.

Une couche mince d'éluvions de très faible épaisseur recouvre par endroit la surface. La roche est souvent affleurante. Elle est représentée dans la zone de l'axe par des marnes altérées. Au pied de l'appui, se trouve une couche de colluvion d'environ 3,6 m d'épaisseur.

Un forage situé pratiquement sur l'axe, met en évidence la présence de marnes dans la surface. Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 70 %) indiquant une roche de qualité très mauvaise à moyenne.

La perméabilité mesurée du rocher dans le forage cité, varie en général entre 8 x 10^{-6} cm/s et 3 x10^{-4} cm/s. La perméabilité est plus faible en profondeur.

En amont, se trouve une face rocheuse très abrupte crée probablement par le pied de la rive. Cette face peut facilement être corrigée par excavation.

Rive droite

L'appui droit du barrage, présente des inclinaisons plus douces que celles de l'appui gauche avec une pente moyenne de 23°. Les pentes de l'appui sont de 30° dans sa partie inférieure, de 15° dans sa partie médiane (entre les niveaux 58 m et 73 m) et de 28° dans sa partie supérieure.

Entre les niveaux 50 m et 74 m, un dépôt colluvionnaire de 1,0 m à 6,5 m d'épaisseur a été rencontrée sur la rive droite. Les colluvions sont composés en général d'une argile limoneuse à une argile sableuse avec un peu de gravier à graveleuse. Les indices de pénétration standard N mesurés dans ce dépôt varie entre 21 et 62 indiquant une consistance très raide à dure des matériaux. Il est possible d'évaluer la résistance au cisaillement non drainée de ces matériaux entre 120 et plus de 350 kPa. Entre les niveaux 74 m et 91 m, la marne est affleurante.

Des alluvions anciens ont aussi été rencontrés localement et consistent en du gravier, cailloux et blocs arrondis dans une matrice sableuse et argileuse.

Dans la partie supérieure de la rive droite, un dépôt éluvionnaire de 1,5 m à 11,5 m a été intercepté sous le dépôt colluvionnaire. Les éluvions consistent en une argile avec un peu de sable avec des traces de gravier à une argile avec des graviers de marne. Les indices de pénétration standard N mesurés dans le dépôt éluvionnaire varient entre 23 et 96 indiquant une consistance très raide à dure des matériaux. La résistance au cisaillement non drainée des matériaux éluvionnaires peut aussi être évaluée entre 120 et plus de 400 kPa.

Sous les dépôts éluvionnaire et colluvionnaire, la roche marneuse a été rencontrée à proximité de l'axe du barrage en rive droite. Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 80 %) indiquant une roche de qualité très mauvaise à bonne. De la

même manière que celles de la rive gauche, les valeurs du RQD n'augmentent pas avec la profondeur et les valeurs mesurées ne semblent avoir aucune tendance.

La perméabilité mesurée du rocher varie en général entre 8×10^{-6} cm/s et $2,4 \times 10^{-4}$ cm/s. La perméabilité à tendance de diminuer avec la profondeur.

L'appui droit est traversé par un thalweg escarpé dont la profondeur augmente en allant vers l'oued. La roche est affleurante tout au long du thalweg

I.3. SYNTHESE DES TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

Les travaux de reconnaissance sont résumés dans le tableau (I.1) .

Tableau N°I.1 : Synthèse des travaux de reconnaissance

Désignation	Nombre	Cumulatif	Remarques
Site du barrage			
Forages avec échantillonnage	17	592,7m	74 essais de pénétration standard
Puits d'exploration	21	76,05m	Échantillonnage manuel à chaque horizon intercepté
Pressiomètres	4	98,7m	48 essais
Piézomètres et tubes d'observation	10	195,7m	100 essais d'eau Lugeon 36 essais d'eau Lefranc
Zones d'emprunt			
Puits d'exploitation zones d'argile	16	46,45m	
Puits d'exploration zones de sable	3	5,8m	
Sondage carrière	-	-	N'a pas été exécuté

I.3.1. Travaux au laboratoire

Les essais réalisés sont : essais granulométriques, teneur en eau, limites d'Atterberg, compactages au Proctor normal, teneur en matières organiques, masses volumiques des particules solides, consolidations oedométriques et quelques essais triaxiaux. Également, un essai de perméabilité et un autre de Los Angeles ont été effectués.

Ainsi, des essais complémentaires ont été réalisés telle que des analyses pétrographiques et des essais de fragmentation et de résistance à la désagrégation, et qui ont été effectués sur des échantillons de matériaux alluvionnaires alors que des

essais triaxiaux drainés sont réalisées également sur des échantillons de matériaux alluvionnaires.

I.3.2. Propriétés physiques et mécaniques des matériaux des fondations du barrage

a) Dépôt alluvionnaire

➢ ***Propriétés physiques***

Des analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis 80 μm ont été réalisées sur des échantillons représentatifs prélevés dans les puits d'explorations PU-7, PU-8, PU-9, PU-10 et PU-28. Les sondages ont atteint des profondeurs variant entre 2,75 m et 4,90 m.

Les résultats des analyses granulométriques sont résumés dans le tableau (I.2). Les composantes des matériaux sont définies selon le système de classification unifiée des sols (USCS).

Tableau N°I.2 : Propriétés physiques des matériaux alluvionnaires.

Composantes	Pourcentage (%)
Gravier (5à 80mm)	40-89
Sable (80µm à 5mm)	6-48
Limon (particules <80µm)	0-10

Selon I'USCS, les matériaux sont classés GW et GP-GM.

Une seule teneur en eau naturelle Wnde11,2% a été mesurée dans le puits d'exploration PU-10 entre2,3 et3,4m de profondeur.

➢ ***Propriétés mécaniques***

**L'indice de pénétration standard N* : a été mesuré dans les forages F2.2, F2.3, F2.8, F2.11 et F2.1 les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt alluvionnaire sont représentées dans le tableau (I.3)

Tableau N°I.3 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt alluvionnaire

Localisation	Sondage	Profondeur(m)	Type de sol	Indice de pénétration(N)
Lit de l'oued	F_{2-2}	1.5-2	Alluvion	3
		3-3.5	Alluvion	10
		4.5-5	Alluvion	15
		6-6.5	Alluvion	12
		7.5-8	Alluvion	> 50
	F_{2-8}	1.5-2	Alluvion	38
		3-3.5	Alluvion	19
		4.5-5	Alluvion	19
		6-6.5	Alluvion	>50
		7.5-8	Alluvion	>50
		9-9.5	Alluvion	>50
		10.5-11	Alluvion	>50
		12-12.5	Alluvion	>50
		13.5-14	Alluvion	>50
		15-15.5	Alluvion	>50
		16.5-17	Alluvion	>50
		18-18.5	Alluvion	>50
	F_{2-11}	1.5-2	Alluvion	19
		3-3.5	Alluvion	36
		4.5-5	Alluvion	34
		6-6.5	Alluvion	18
		7.5-8	Alluvion	35
		9-9.5	Alluvion	38
		10.5-11	Alluvion	24
		12-12.5	Alluvion	16
		13.5-14	Alluvion	17
		15.2-15.7	Alluvion	42
	F_{2-12}	1.5-2	Alluvion	15
		3-3.5	Alluvion	15
		4.5-5	Alluvion	36
		6-6.5	Alluvion	27
		7.5-8	Alluvion	34
		9-9.5	Alluvion	21
		10.5-11	Alluvion	31
		12-12.5	Alluvion	59
		13.5-14	Alluvion	27
	F_{2-3}	12-12.45	Alluvion	22

Pression limite Pi et module pressiométrique EM : ont été mesurés dans les sondages pressiométriques FP2.2 et FP2.3, localisés dans le lit de l'oued.

Les résultats des essais pressiométriques réalisés dans les sondages FP2.2 et FP2.3 représenter dans les tableaux (I.4) et (I.5).

Tableau N°I.4: Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2

Profondeur (m)	Type de solou de roc	Pression limite P_i (Kg/cm^2)	Module pressiometrique E_M (Kg/cm^2)	E_M / P_i
1.5	Alluvion			
3	Alluvion			
4.5	Alluvion			
6	Alluvion			
15	Alluvion	19.55	82.72	4.23
17	Alluvion	15.40	60.60	3.94
21.5	Marne	11.00	199.71	18.16
25	Marne	13.11	202.50	15.45
29	Marne	14.14	131.55	9.30
33	Marne	13.00	234.34	18.03
35	Marne	15.13	123.87	8.19

Tableau N°I.5: Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (Kg/cm^2)	Module pressiometrique E_M(Kg/cm^2)	E_M / P_i
1.5	Alluvion	6.56	177.23	27.02
3.0	Alluvion	6.44	220.27	34.20
4.5	Alluvion	8.76	181.20	20.68
6.0	Alluvion	10.51	748.72	71.24
7.5	Alluvion	10.83	323.33	29.86
9.0	Alluvion	16.92	41.79	2.47
10.5	Alluvion	5.05	7.81	1.55
16.0	Marne			
18.0	Marne			
23.0	Marne	23.83	150.13	6.58
25.0	Marne	19.72	126.28	6.40
31.0	Marne			
34.0	Marne			

Les valeurs de P_i varient entre 5 et 19 kg/cm^2 alors que les modules pressiométrique E_M varient en général entre 50 et 740 kg/cm^2. Des horizons de compacité moyenne et d'autres de compacité forte à très forte ont été interceptés par les sondages pressiométriques et SPT.

Des valeurs très élevées de E_M ont été mesurées, Ceci peut s'expliquer principalement par la présence de grande proportion de cailloux, de blocs et de galets dans le dépôt.

b) Dépôts colluvionnaire et éluvionnaire

➢ ***Propriétés physiques***

Au total, seize (16) puits d'exploration ont été. Ces puits d'exploration sont : PU-5, PU-6, PU-11, PU-12, PU-13, PU-14, PU-15, PU-16, PU-17, PU-18, PU-19, PU-20, PU-21, PU-22, PU-23 et PU-31. Le puits PU-20 a été exécuté dans une zone d'alluvions anciennes.

Les paramètres physiques des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires sont représentés dans le tableau (I.6).

Tableau N°I.6 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage.

Propriétés	**Colluvions**		**Éluvions**	
	Écart	**Moy**	**Écart**	**Moy**
Particules < 80 µm (%)	42 – 74	59	53 – 90	73
Teneur en eau naturelle Wn (%)	9 – 19	14	11 –21	15
Limite de liquidité WL (%)	48 – 64	55	34 – 64	52
Limite de plasticité WP (%)	21 – 27	26	18 –31	27
Indice de plasticité IP (%)	23 – 37	29	16 – 23	25
(Classification selon USCS	18 % SC 28 % CH 36 % CL 18 % GC		46 % CH 46 % CL 8 % CL-ML	

➢ ***Propriétés mécaniques***

**L'indice de pénétration standard N* : a été mesuré dans les forages F2.4, F2.5, F2.10, F2.13, F2.14 et F2.15.

Les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire sont représentés dans le tableau (I.7).

Tableau N°I.7 : résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire

Localisation	Sondages	Profondeur (m)	Type de sol	Indice de pénétration N
Rive droite	$F_{2.4}$	1.5-2.0	Colluvion	30
		3.0-3.5	Colluvion	50
		9.0-10.50	Colluvion	>50
	$F_{2.5}$	1.5-2.0	Colluvion	41
		3.0-3.5	Colluvion	23
		4.5-5.0	Colluvion	25
		6.0-6.5	Colluvion	Refus
	$F_{2.10}$	1.5-2.0	Colluvion	20
		3.0-3.5	Alluvion	21
		4.5-5.0	Eluvion	Refus
	$F_{2.13}$	1.5-2.0	Colluvion	46
		3.0-3.5	Colluvion	54
		4.5-5.0	Colluvion	62
		6.0-6.5	Eluvion	57
		7.5-8.0	Eluvion	76
		9.0-9.5	Eluvion	96
		10.5-11.0	Eluvion	68
		12.0-12.5	Eluvion	59
		13.5-14.0	Eluvion	49
		15.0-15.5	Eluvion	40
		16.5-16.8	Eluvion	refus
	$F_{2.14}$	1.5-2.0	Colluvion	Refus
		3.0-3.5	Colluvion	Refus
		4.5-5.0	Colluvion	Refus
		6.0-6.5	Colluvion	65
		7.5-8.0	Colluvion	17
		9.0-9.5	Colluvion	66
		10.5-11.0	colluvion	34
	$F_{2.15}$	1.5-2.0	Colluvion	33
		3.0-3.5	Colluvion	21
		4.0-4.5	Colluvion	23
		6.0-6.5	Eluvion	23
		7.5-8.0	Eluvion	31
		9.4-9.9	Eluvion	50
		10.5-10.9	Eluvion	78
		12.0-12.5	Eluvion	55
		13.5-14.0	Eluvion	48

L'indice N a été mesuré à trente et une (31) reprises dans ces dépôts. Les valeurs de l'indice N varient entre 17 et plus de 50. La résistance au cisaillement non drainé Cu des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires a été estimée à partir des valeurs mesurées de l'indice N selon la relation empirique de Terzaghi et Peck : $C_u = 6\ N$ (kPa) Ainsi, la résistance au cisaillement non drainé varie entre 100 kPa et 200 kPa, présent aux matériaux une consistance forte à très forte.

I.3. ZONES D'EMPRUNT ET CARRIERES

L'étude des variantes réalisée recommande la considération de la variante 3 ; qui consiste en un barrage zoné en terre fondé sur le roc, après excavation des alluvions sous l'emprise du barrage.

La réalisation de cette variante, requis de l'argile pour le noyau, du sable pour le filtre, du tout-venant de l'oued (TVO) traité pour la transition et du tout-venant de l'oued (TVO) pour les recharges ainsi que de l'enrochement pour le perré de protection. Pour les ouvrages annexes, du sable à béton et des agrégats sont nécessaires

Tous les matériaux requis pour la réalisation de l'aménagement sont disponibles à proximité du site, tel que montré sur la figure (I-5).

I.3.1. Matériaux argileux

Le site présentant le plus de potentiel pour la production des matériaux argileux se trouve juste en amont de l'axe du barrage, en rive gauche (PU-29, 30 et 31), et en rive droite (PU-3, 4, 33, 34, 35, 36 et 37).

Le volume des matériaux disponibles est très important et couvre une superficie de plus de 140000m^2. En considérant une épaisseur moyenne de 4 m de la zone exploitable, le volume minimal exploitable est de 560000 m^3. D'autre part, les matériaux colluvionnaires qui seront excavés éventuellement pour la construction de l'évacuateur de crues en rive droite, peuvent aussi être utilisés comme matériaux argileux pour le noyau.

Ces volumes couvrent les besoins de la réalisation du barrage.

Le tableau suivant présente un résumé des paramètres physiques des matériaux colluvionnaires de la zone d'emprunt située en amont du barrage.

Figure I.5 : zones d'emprunt et carrières.

Tableau N°I.8 : Propriétés physiques des matériaux colluvionnaires de la zone d'emprunt

Propriétés	Colluvions	
	Écart	Moy.
Particules < 80 µm (%)	52 – 73	64
Teneur en eau naturelle Wn (%)	11 – 14	12
Limite de liquidité WL (%)	42 – 58	49
Limite de plasticité WP (%)	22 – 26	25
Indice de plasticité IP (%)	19 – 33	25
Classification selon USCS	66 % CL 33 % CH	

Ces propriétés physiques sont similaires à celles de la fondation colluvionnaire de la rive droite du barrage.

I.3.2. Recharges : Tout-venant de l'oued (TVO)

Les quantités disponibles de TVO sont très importantes et couvrent largement les besoins du projet.

Les propriétés physiques des matériaux alluvionnaires sont celles de la fondation alluvionnaire du barrage, présentées dans le tableau (I.6).

I.3.3. Filtres et transitions

Le tout-venant de l'oued TVO ne respecte pas les critères du filtre en termes de rétention des particules argileuses du noyau. Les transitions peuvent être produites par traitement du TVO. Pour les filtres, des zones potentielles de production de sable fin ont été rencontrées en amont du site. Une campagne de reconnaissance est projetée pour déterminer les propriétés physiques et les quantités disponibles de ces matériaux.

Pour le filtre, les caractéristiques d'un sable à béton ont été retenues pour la conception. En effet, il est de pratique courante de recourir à un sable à béton pour protéger les noyaux argileux.

I.3.4. Enrochement et granulat de béton

L'enrochement de protection dans le cas du barrage en terre (environ 100000 m^3) devra soit être récupéré de la zone d'emprunt d'argile située en rive gauche dans la cuvette, ou à partir de la zone de glissement située au voisinage de l'axe 1.Le sable et les granulats de béton seront quant à eux obtenus suite au traitement des matériaux alluvionnaires du lit de l'oued.

Tableau N°I.9 : Paramètres de résistance des matériaux de fondation et des zones d'emprunt alluvionnaires, colluvionnaires, sable et transition

Numéro matériau	Description	γ_h (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	C' (kN/m^2)	φ' (deg)	Cu (kN/m^2)
1	Fondation colluvion argileuse de la rive droite	20	21	20	22	150
2	Fondation alluvionnaire	20	22	0	32	-
3	Noyaux : matériaux argileux	20	21	20	22	110
4	Filtre – sable, max. 6 mm*	20	21	0	35	-
5	Transition : Tout-venant de l'oued (TVO) traité, max. 100 mm *	20	22	0	40	-
6	Recharge : Tout-venant de l'oued (TVO)	20	22	0	-	-
Légende γ_h : poids volumique humide γ_{sat} : poids volumique saturé		c' : cohésion effective φ' : Angle de frottement effectif Cu : Résistance au cisaillement non drainé				

Note :*Résistance au cisaillement estimée.

I.4. CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES

I.4.1. Niveaux de l'eau souterraine

Le programme d'exploration géologique et géotechnique, prévoyait l'installation dans les différents forages projetés, de onze tubes d'observation et sept piézomètres de type Casagrande.

En effet, sur les schémas d'installation des piézomètres, il est mentionné que les tubes installés sont perforés sur toute leur longueur alors qu'un piézomètre de type Casagrande consiste à mesurer le niveau de l'eau souterraine à un niveau bien précis. Pour ce faire, une lanterne de sable est installée entre deux bouchons étanches de bentonite.

Les niveaux d'eau relevés entre juillet et novembre 2001 ainsi qu'entre mars et mai 2002 sont donnés au tableau (I.10).

I.4.2. Essais de perméabilité

Perméabilité du dépôt alluvionnaire : La perméabilité des matériaux alluvionnaires granulaires, varie entre 7.4 x 10^{-3} cm/s et 7.1 x 10^{-1} cm/s avec une moyenne de l'ordre de 2.0 x 10^{-1} cm/s.

Perméabilité de la roche marneuse : Les valeurs obtenues de la perméabilité varient entre 8.2 x 10^{-5} cm/s et 3.0 x 10^{-4} cm/s avec une moyenne de l'ordre de 1.5 x 10^{-4} cm/s.

Tableau N°I.10 : Niveau d'eau dans les tubes ouverts.

Forage	Piézomètre			Eau souterraine				Remarque
	Type	Profondeur (m)		Juillet à Novembre 2001		Mars à Mai 2002		
		de	à	Profondeur (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Élévation (m)	
F2-1	Tube ouvert	0.5	11	1.13 à 2.9	47.23 à 45.46			
F2-3	Tube ouvert	0.5	17	3.5 à 5.0	47.41 à 45.91	2.50 à 2.82	48.41 à 48.09	Gravier de 16m à 17m
F2-4	Tube ouvert	5.5	9,5			sec		Note 2
	Tube ouvert	38.5	75			sec		Notes 1 et 2
F2-6						2.7 à 36.0		Note 3
F2-7				sec à 1.68	sec à 47.36			Note 3
				0.91 à 2.66	48.13 à 46.38			Note 3
F2-8	Tube ouvert	0.5	20,2	0.88 à 2.97	48.11 à 46.02			
F2-9				Sec		2.8 à 3.0	48.56 à 48.36	Note 3
F2-10	Tube ouvert	0.5	5	2.05 à 3.14	49.29 à 48.20	2.0 à 2.6	49.34 à 48.74	Note 2
F2-11	Tube ouvert	2.67	18					Note 2
	Tube ouvert	22	40	3.32 à 4.17	44.53 à 43.68			Note 1 et 2
F2-12				5.78 à 6.74	45.74 à 44.78			Note 3
				5.85 à 6.86	45.67 à 44.66			Note 3

1 : L'installation est décrite comme un piézomètre alors que le schéma d'installation montre un tube d'observation perforé sur toute la longueur.

2 : Profondeur de l'installation très approximative. Cette profondeur n'est pas montrée sur les schémas d'installation fournis

3 : Pas de schéma d'installation

I.5. SISMICITE DU SITE

L'Algérie a tout le temps été soumis a une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

Le site du barrage est situé dans une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l'Algérie (classé en zone III selon le RPA) figure (I-5), où de nombreux séismes de forte intensité ont été observés par le passé. L'activité sismique du site de Kef-Eddir est comparable à celle des zones les plus actives de la Californie.

L'évaluation de l'aléa sismique du site du barrage, figure (I-6) a identifié dix-huit failles au voisinage du site du barrage ainsi que treize séismes d'une magnitude supérieure à 5.0, dont deux dévastateurs.

En raison de la présence de la ville de Damous en aval du barrage et des pertes potentiellement élevées qui résulteraient d'une rupture du barrage suite à l'avènement d'un séisme de grande intensité, il a été recommandé d'adopter pour les calculs des ouvrages de l'aménagement du barrage de Kef-Eddir, l'accélération de 0.47 g correspondant à une période de retour de 1000 ans.

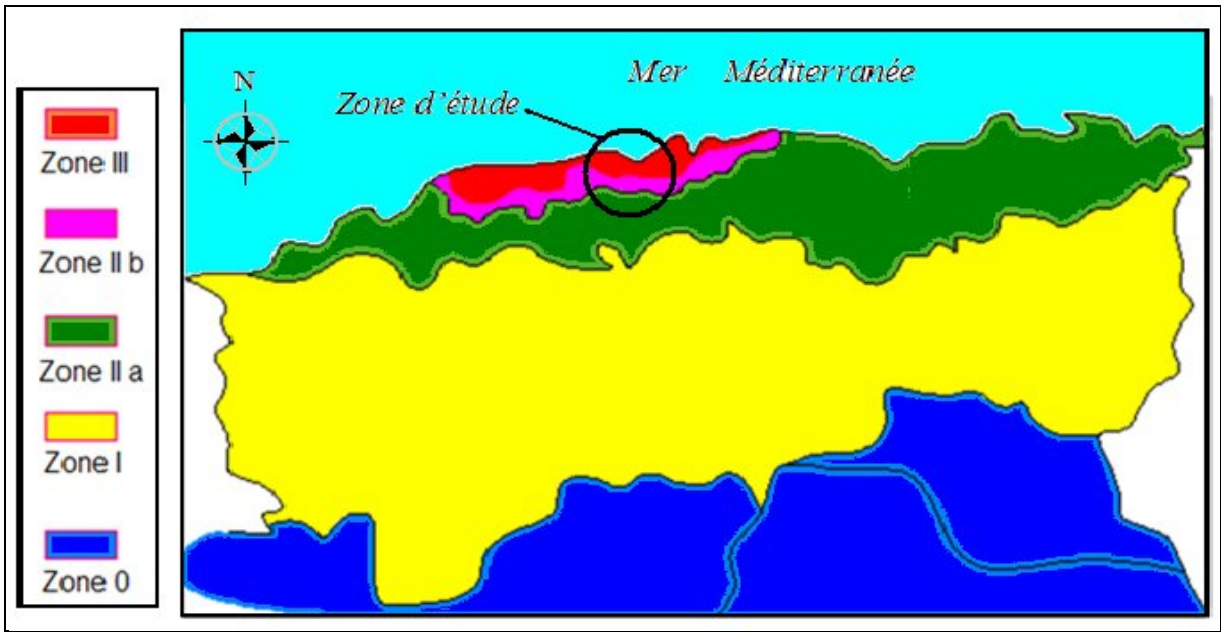


Figure I.6 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999modifié en 2003

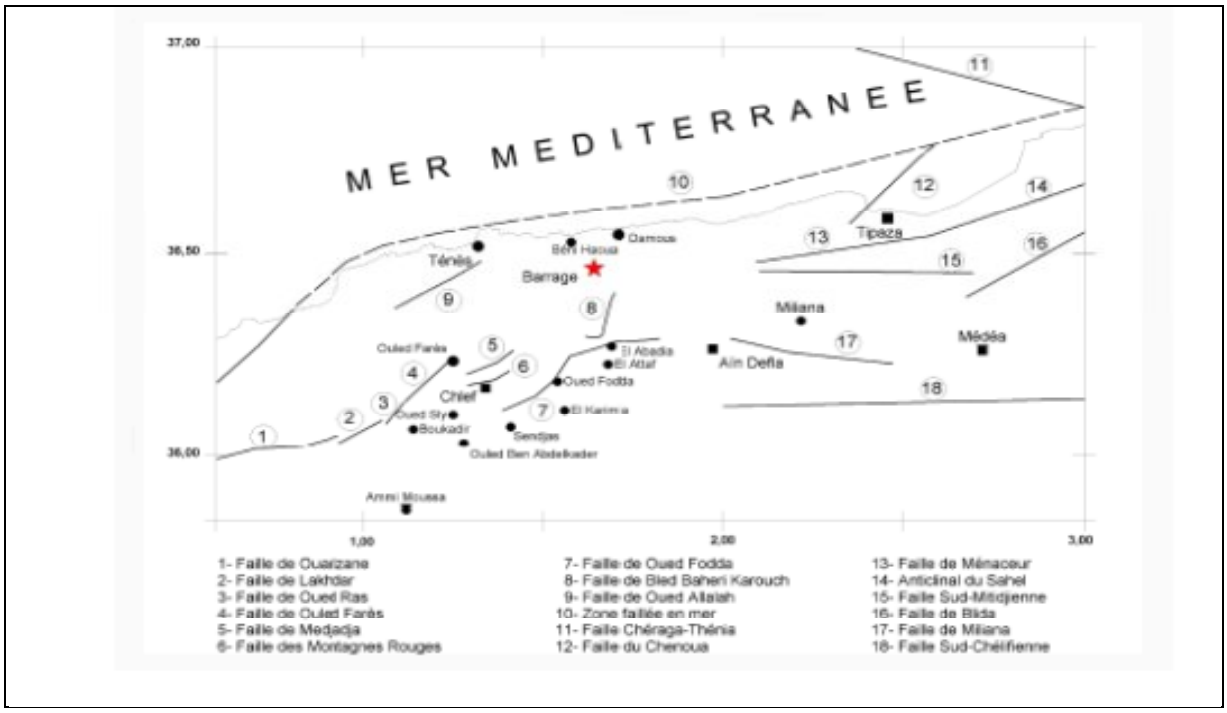


Figure I.7 : représentation des zones de faille active.

CONCLUSION

La grande perméabilité des alluvions nécessitera la mise en place des dispositions d'étanchéité pour contrôler les écoulements souterrains. Et dans ce cadre la solution proposé c'est les parois étanches, qui sont nécessaires comme ouvrages temporaire pour permettre de réaliser les excavations et les travaux d'érection du barrage, ou permanent si les alluvions dans l'emprise du barrage sont laissées en place.

Les parois étanches provisoires peuvent être réalisées en sol / ciment ou en sol / bentonite et peuvent être réalisées en béton.

Chapitre II :
Etude hydrologique

II. INTRODUCTION

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie de surface donc est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface des continents. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface.

Afin de pouvoir mettre en relation les précipitations (pluie, neige) et les débits d'un cours d'eau, il est nécessaire de délimiter les surfaces qui contribuent à alimenter l'écoulement de ce cours d'eau. L'ensemble de ces surfaces constitue le bassin versant.

II.1. OBJET DE L'ETUDE

La présente étude détermine certaines caractéristiques nécessaire pour le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation du sujet barrage; notamment les apports liquides et les débits de crues ; l'étude examine les problèmes liés à la définition de l'apport moyen et des crues analysées à travers leurs éléments.

II.2. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Un bassin versant ou bassin hydrologique est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en canaux ou en matières solides transportés par l'eau forment, en un point unique dans l'espace, une embouchure ou un exutoire.

Généralement, un bassin versant est déterminé par sa morphologie, et essentiellement par les lignes de crêtes topographiques et de partage des eaux.

Au sein d'un même bassin versant, existent des bassins versants partiels ou cellules unitaires (ce sont des petits bassins versants dans la grande unité).

Le bassin versant de l'oued Damous fait partie de la zone hydrographique 02-02 de la classification hydrographique de l'Algérie.

Les travaux sous cité sont effectués sur les cartes d'état major de Tenès, Damous, Oued Fodda et Aïn-Defla à l'échelle 1/50000eme, feuilles N°59, N°60, N°82 et N°83 respectivement; ces cartes ont permis de délimiter le bassin versant de l'oued Damous en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes. Figure (II-1).

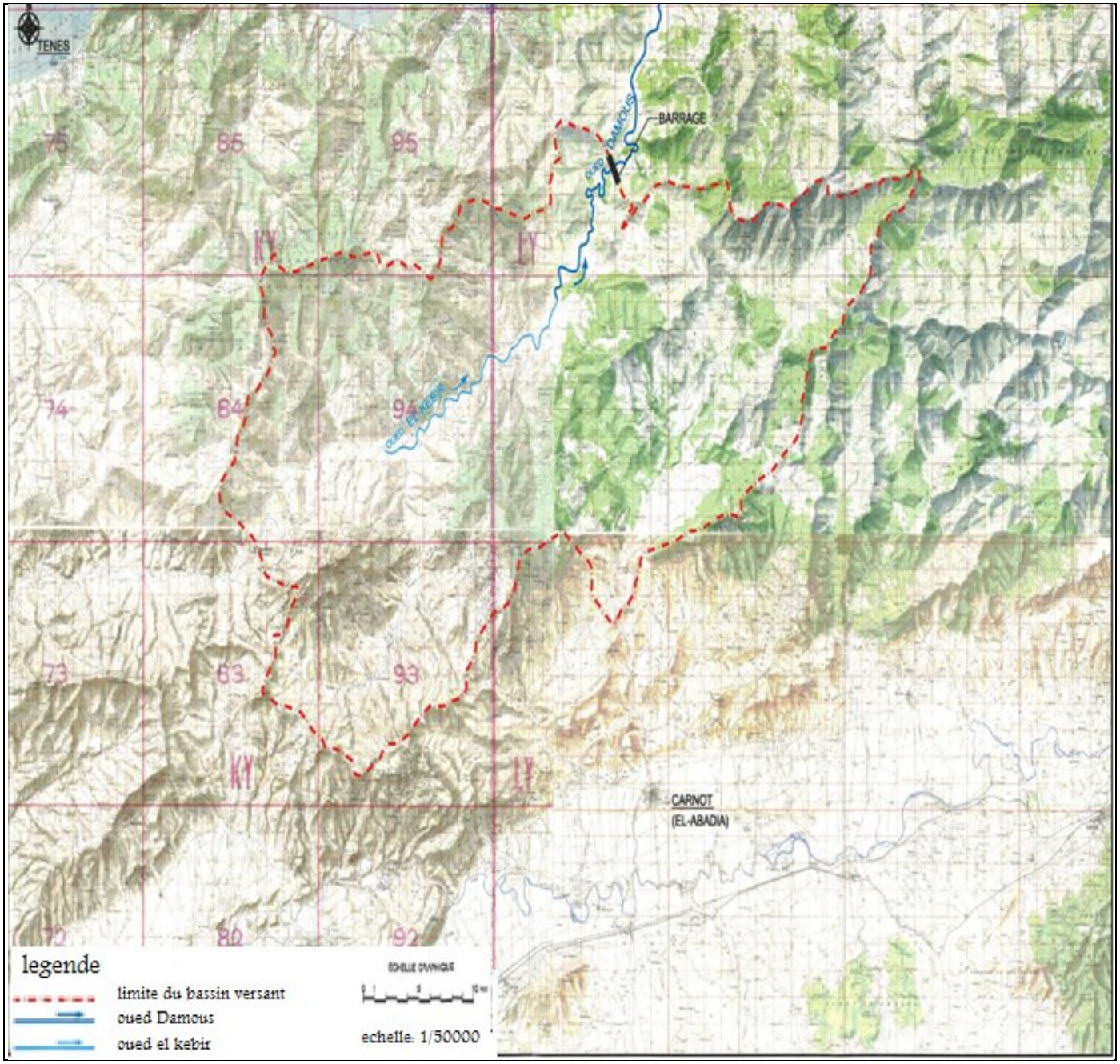


Figure II.1:Délimitation du bassin versant de l'oued Damous

II.2.1. Paramètres géométriques :

a) Superficie du bassin versant : L'influence de la superficie d'un bassin versant se fait sentir surtout sur la forme d'un Hydrogramme, c'est-à-dire, dans la nature de la relation entre le débit et le temps (Vitesse d'écoulement par unité de temps à l'exutoire):

* Un petit bassin versant réagit très vite à une averse, les eaux se rassemblent rapidement ;

* Un grand bassin versant réagit très lentement à une averse (effet ressenti très lent à l'exutoire).

La superficie du bassin versant donc permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit ; le volume de précipitation ; ou d'infiltration, elle est mesurée à l'aide d'un planimètre sur les cartes topographique.

$$S = 489 Km^2.$$

b) Périmètre du bassin versant : Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur les mêmes cartes et à la même échelle.

$$P_r = 125 \text{ Km.}$$

c) La longueur du thalweg principal : La longueur du thalweg principal est mesurée à l'aide d'un curvimètre et elle est égale à :

$$Lp = 43.8 \text{ km.}$$

II.2.2. Paramètres de forme :

L'Hydrogramme à l'exutoire dépend étroitement de la forme du bassin un bassin étroit et allongé réagit moins rapidement qu'un bassin de forme plus circulaire, car les régions éloignées tardent à faire ressentir leur influence sur l'écoulement à l'exutoire.
Pour déterminer cette forme on utilise les indices suivants :

a) Indice de compacité de Gravellius "Kc" :

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé)
Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée, et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

Il est donné par :

$$Kc = 0.28 \frac{p_r}{\sqrt{S}} \quad \text{.....(II-1)}$$

Avec : P_r : périmètre du bassin versant (Km) ;

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

AN: *Kc*=1.58

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé.

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est donné par la relation : $Ca = L_p^2 / S$ .....(II-2)

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

AN: *Ca*=3.92

c) rectangle équivalent :

Afin de pouvoir comparer le comportement hydrologique de deux bassins, on utilise la notion du rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, il s'agit d'une transformation purement géométrique en vertu de la quelle on assimile le bassin a un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie, les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right] \quad \text{.....(II-3)}$$

Et

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right] \quad \text{.....(II-4)}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

l : Largeur du rectangle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

Kc: Indice de compacité de GRAVILLUS.

AN: L**= 53.20 Km**

l **= 9.19 Km**

d) Orientation du bassin versant :

Ce paramètre, qui est donné par direction géographique, suivant la résultante de la pente générale, est très important, surtout dans l'étude du nombre d'heures où le bassin est ensoleillé, qui représente le facteur principal dans le calcul de l'évaporation et de l'évapotranspiration.

II.2.3. Paramètres du relief :

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

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

a) la courbe hypsométrique : La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée, Figure (II-3).Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

On trace la courbe hypsométrique ; on utilisant les données tableau (II-1)

Figure II.2: Bassin versant de l'oued Damous

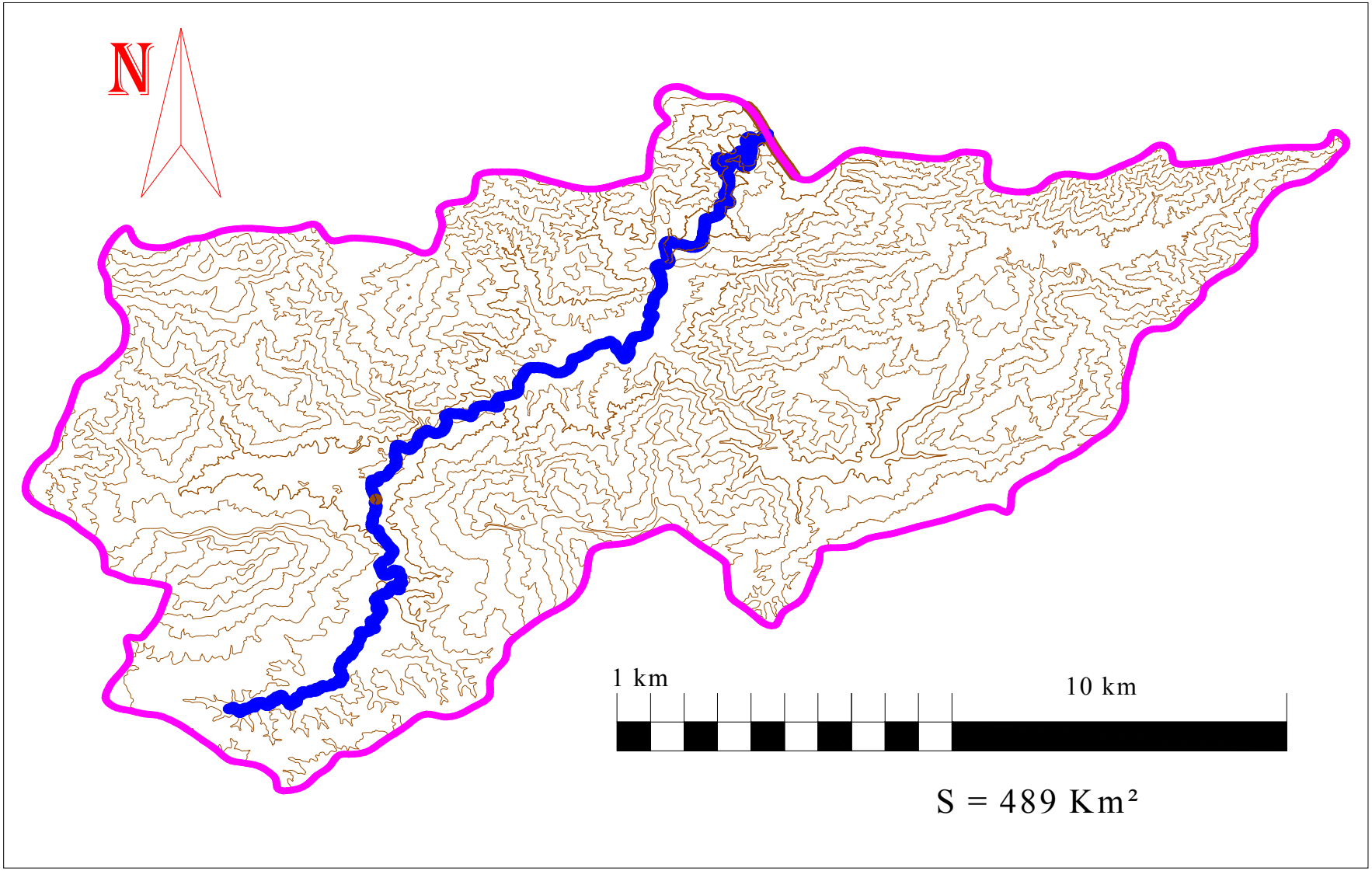


Tableau N°II.1 : répartition de la surface en fonction de l'altitude.

Altitudes (m)	**Hi** (m)	**Surfaces**				**Hi Si** (m.Km^2)
		Partielles		**Cumulées**		
		Si (Km^2)	**Si** (%)	**Si** (Km^2)	**Si** (%)	
1152- 1100	1126	0,98	0,20	0,98	0,20	1103,48
1100- 1000	1050	4,37	0,89	5,35	1,09	4588,50
1000- 900	950	9,85	2,01	15,20	3,10	9357,50
900- 800	850	17,72	3,62	32,92	6,72	15062,00
800- 700	750	35,24	7,21	68,16	13,93	26430,00
700- 600	650	61,11	12,51	129,27	26,44	39721,50
600- 500	550	86,22	17,63	215,49	44,07	47421,00
500- 400	450	131,18	26,84	346,67	70,91	59031,00
400- 300	350	67,47	13,79	414,14	84,70	23614,50
300- 200	250	48,03	9,81	462,17	94,51	12007,50
200- 100	150	22,31	4,56	484,48	99,07	3346,50
100- 49	74,5	4,51	0,92	489,00	100,00	335,99
					∑Hi Si =	**242019,47**

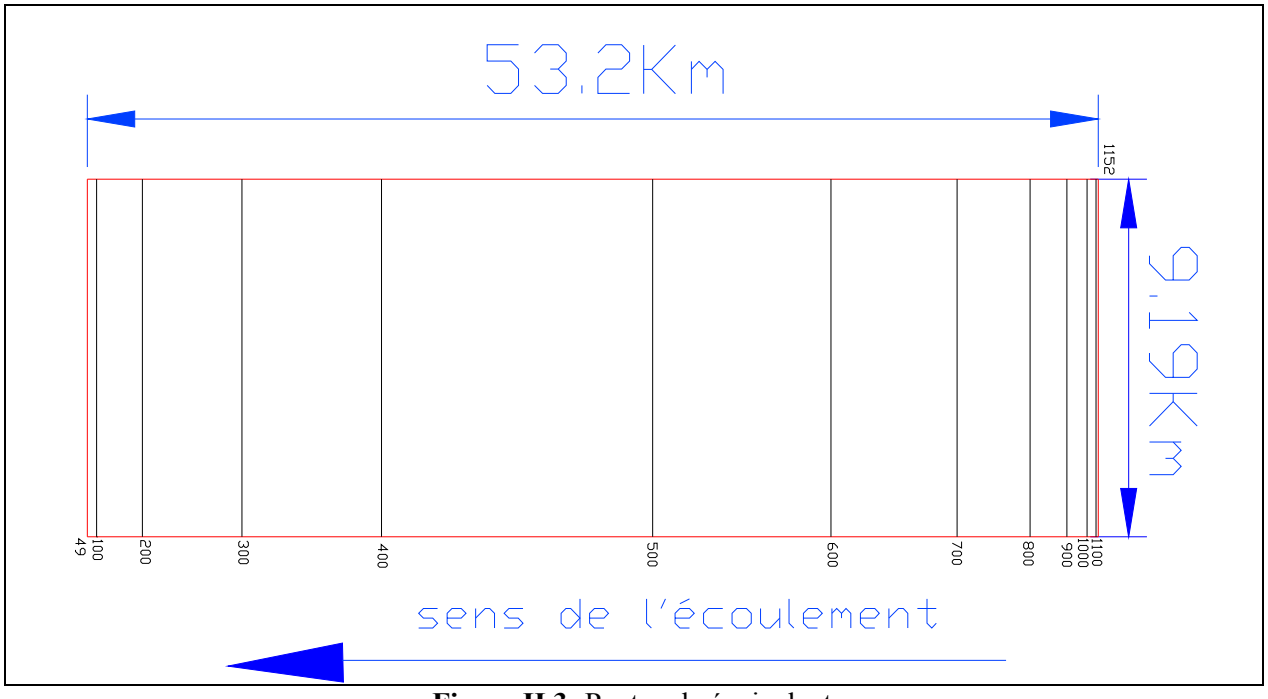
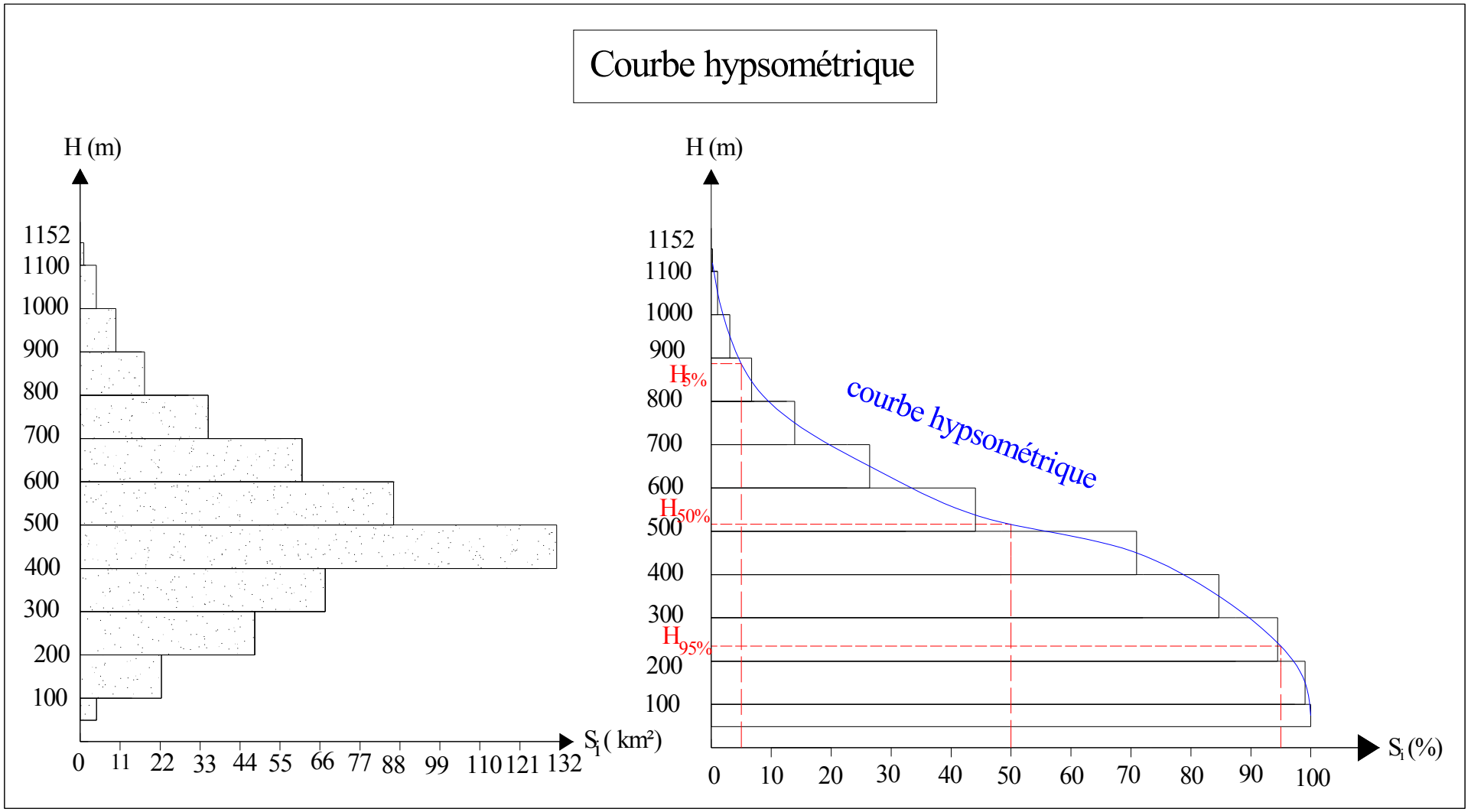


Figure II.3: Rectangle équivalent

Figure II.4: Courbe hypsométrique



b) les altitudes caractéristiques :

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

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations.

D'après la carte topographique on a :

Hmax = 1152 m NGA **Hmin = 49 m NGA**

➢ **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 :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad \text{.....(II-5)}$$

Avec Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2) ;

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;

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

Hmoy : altitude moyenne du bassin (m) ;

AN: Hmoy =494.72m

➢ **L'altitude médiane :** Elle correspond à l'altitude 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 Figure ; (II-4) on a : **$H_{50\%}$=516m.**

c) La pente moyenne :

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

Une valeur approchée de la pente moyenne est donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0{,}5l_1 + l_2 + ... + l_{n-1} + 0{,}5l_n)}{S} \quad \text{.....(II-6)}$$

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

S : Surface du bassin versant (Km^2).

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

Tableau N°II.2 : évaluation de la pente moyenne.

N°	**courbe**	**ΔH** (m)	**Longueur** (Km)
1	100	100	3.82
2	200		11.34
3	300		40.69
4	400		82.92
5	500		170.86
6	600		269.58
7	700		332.92
8	800		357.87
9	900		213.18
10	1000		115.48
11	1100		27.24

AN: **Imoy =32.93%**

d) Les indices de pente :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

Les indices de pente sont déterminés à partir de la répartition hypsométrique du bassin versant.

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

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{.....(II-7)}$$

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

L: Longueur du rectangle équivalent (Km).

A partir du courbe hypsométrique on à :

$H_{5\%}$ = 887m; $H_{95\%}$ =235; Donc: D =652m.

AN: Ig=1.23%

➢ **L'indice de pente Roche (Ip) :** L'indice de pente de Roche caractérise la pente globale du bassin versant.

Il s'exprime par: $$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{\alpha_i \beta_i} \quad \text{.....(II-8)}$$

Où α_i représente la fraction en % de la surface S_i comprise entre deux courbes de niveau voisines distantes de β_i.

L : longueur de rectangle équivalent (m)

On utilise les résultats du tableau (II-3) et on trouve :

AN: Ip=40.93%

Tableau N°II.3 : détermination de la pente Roche I_p.

Altitudes (m)	β_i =H_i - H_{i-1} (m)	S_i (Km²)	α_i =S_i/S (%)	$\alpha_i \beta_i$	$\sqrt{\alpha_i \beta_i}$
1152- 1100	52	0,98	0,200409	10,4212679	3,22819886
1100- 1000	100	4,37	0,89366053	89,3660532	9,453362
1000- 900	100	9,85	2,01431493	201,431493	14,1926563
900- 800	100	17,72	3,62372188	362,372188	19,036076
800- 700	100	35,24	7,20654397	720,654397	26,8450069
700- 600	100	61,11	12,4969325	1249,69325	35,3510007
600- 500	100	86,22	17,6319018	1763,19018	41,9903582
500- 400	100	131,18	26,8261759	2682,61759	51,7939918
400- 300	100	67,47	13,797546	1379,7546	37,1450481
300- 200	100	48,03	9,82208589	982,208589	31,3402072
200- 100	100	22,31	4,56237219	456,237219	21,3597102
100-49	51	4,51	0,92229039	47,0368098	6,85833871
Somme		**489.00**			**298,593955**

➢ **Indice de pente moyenne Ipm :** Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$Ipm = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{S}} \quad \text{..... (II-9)}$$

Avec :

H_{MAX} : Altitude maximale observée sur le bassin versant (m).

H_{MIN} : Altitude minimale observée sur le bassin versant (m).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

AN: **Ipm=4.98%**

➢ **Dénivelé spécifique (DS) :** L'indice Ig décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique Ds ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale Ig en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à $\sqrt{S}$:

$$Ds = Ig\sqrt{S} \quad \text{..... (II-10)}$$

Avec : Ig : Indice de pente globale (m/Km).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie ($D = H_{5\%} - H_{95\%}$) et de la forme du bassin (l/L).

L'ORSTROM (Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer) a élaboré selon sa deuxième classification un tableau qui donne la nature du relief suivant les valeurs de la dénivelée spécifique DS.

Tableau N°II.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

classe	Nature du relief	Dénivelé spécifique	
		symbole	Valeur (m)
R_1	Relief très faible	D_S	<10
R_2	Relief faible	D_S	10 à 25
R_3	Relief assez faible	D_S	25 à 50
R_4	Relief modéré	D_S	50 à 100
R_5	Relief assez fort	D_S	100 à 250
R_6	Relief fort	D_S	250 à 500
R_7	Relief très fort	D_S	> 500

AN: **D_S=271.99m**

On déduit d'après le tableau (II-4) que notre relief est assez fort.

II.2.4. L'hydrographie de bassin versant :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux.

- *La géologie :* par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (i.e. des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement du magma). La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, forcent le courant à changer de direction.

- *Le climat :* le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.
- *La pente du terrain*, détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.
- *La présence humaine :* le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

a) La densité de drainage :

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad \text{..... (II-11)}$$

Avec : $\sum_{i=1}^{n} Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

$\sum_{i=1}^{n} Li$=1061.13 Km.

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

AN: Dd = 2.17Km/Km^2

b) Coefficient de torrentialité (Ct)

Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant, c'est le produit de la densité de drainage par la fréquence de talweg élémentaire.

$$C_t = D_d . F_1 \quad \text{..... (II-12)}$$

Avec : Ct : Coefficient de torrentialité.

Dd : Densité de drainage (Km/Km^2).

F1: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad \text{..... (II-13)}$$

N1 : Nombre de talweg d'ordre 1. N1=6452

S : Surface du bassin versant (Km^2).

AN: **F1= 13.19 thalweg/km²**

Ct = 28.63 Km^{-3}

c) Temps de concentration :

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale.

Le temps de concentration de la phase hydrologique maximale de la crue est la durée que met la portion constituant le noyau maximum central de la pluie pour se transformer en ruissellement maximum et participer à la formation du débit maximum de la crue qui traverse une section donnée. La majorité des anciennes formules sont élaborées dans des conditions physico-géographiques qui ne sont pas identiques à celles du Nord de l'Algérie. Nous examinons alors la formule GIANDOTTI (sud Italie 1937) qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_P}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \quad \text{..... (II-14)}$$

Avec : Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

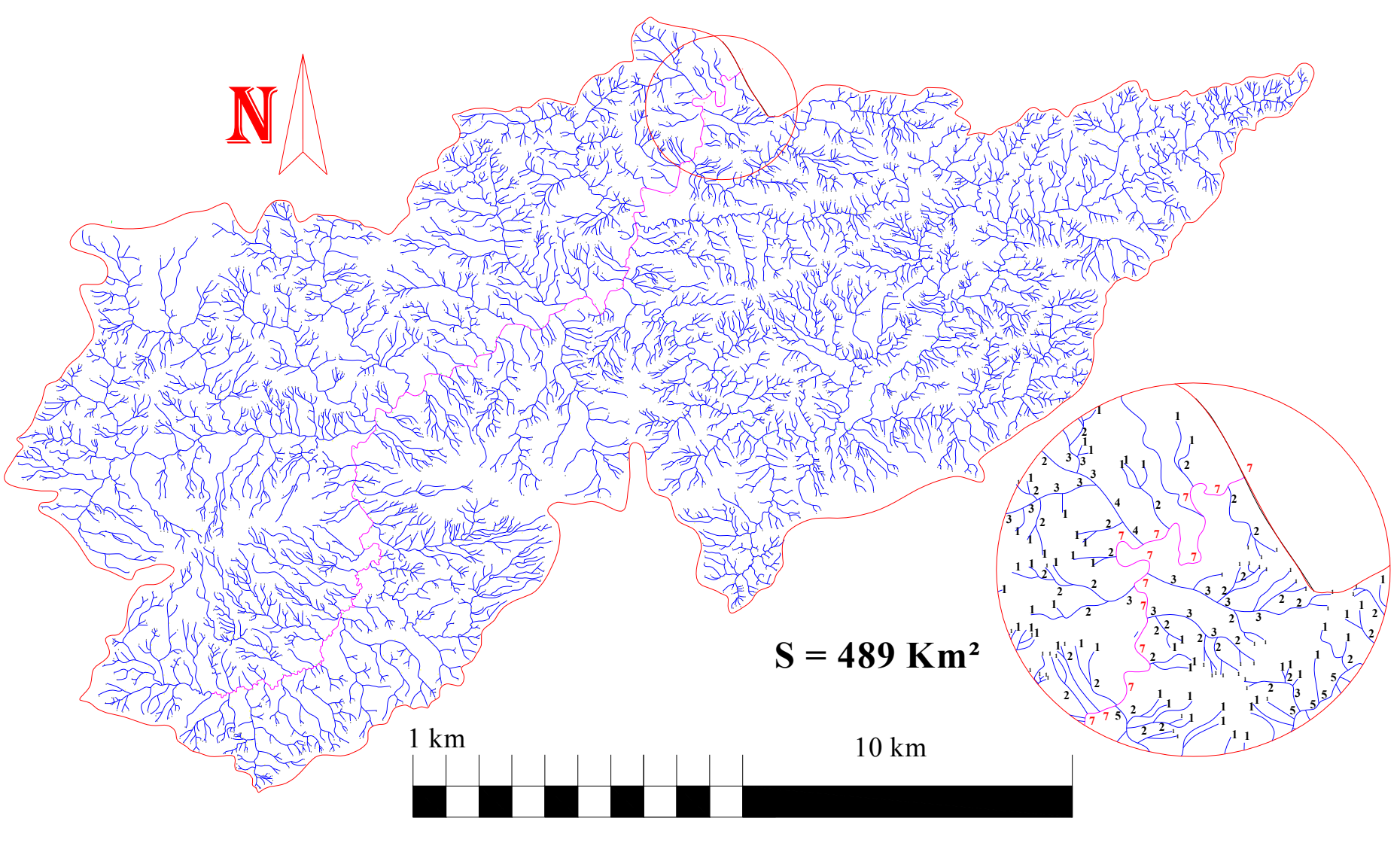
S : La superficie du bassin versant (Km^2)

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN : **Tc = 9.12 Heure**

Figure II.5: réseau hydrographique



a) Vitesse moyenne 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 donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_P}{T_C} \quad \text{..... (II-15)}$$

D'où : Vr: Vitesse de concentration (Km/h).

Lp : longueur du talweg principale. (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

AN : Vr = 4.80 Km/h.

Tableau N°II-5 : Caractéristiques morphologiques du bassin versant de l'oued Damous

Désignation		**Symbole**	**Unités**	**Valeur**
Superficie		S	km^2	489
Périmètre		P_r	km	125
Longueur du thalweg principal		L	km	43.8
Indice de compacité		KC		1.58
Coefficient d'allongement		Ca		3.92
Rectangle équivalent	longueur	L	km	53.20
	largeur	l	Km	9.19
Altitudes	maximale	Hmax	m	1152
	moyenne	Hmoy	m	494.72
	médiane	H50%	m	516
	Minimale	Hmin	m	49
Indice de pente de Roche		IP	%	40.93
Indice de pente globale		Ig	%	1.23
pente moyenne		Imoy	%	32.93
Indice de pente moyenne		Ipm	%	4.98
Densité de drainage		Dd	Km/Km^2	2.17
Coefficient de torrentialité		Ct		28.63
Temps de concentration		Tc	h	9.12
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	4.80

II.2.5. Végétation :

La végétation sur l'ensemble du bassin est peu dense et elle est composée de pins, de chênes, et d'arbustes épineux caractéristiques des régions méditerranéennes. Cette végétation arbustive couvre en général les pentes des versants. L'agriculture, principalement des cultures maraîchères spéculatives et dans une moindre mesure, de l'arboriculture (amandiers, figuiers, pommiers) se pratique sur les versants de faible pente et dans la vallée de l'oued.

II.2.6. Caractéristiques générales des sols :

D'une manière générale, on retrouve en surface des sols issus de l'altération des marnes et de la décomposition des schistes. Les affleurements rocheux sont surtout constitués de marnes, de marnes calcaires, de schistes et de grès.

Sur les versants, les sols de couverture sont surtout constitués de colluvions et d'éluvions dont la composition est limono-argileuse à argilo-sableuse et occasionnellement d'alluvions anciennes représentées par une couche de blocs et de graviers de forme arrondie avec une matrice d'argile sableuse. Le fond de la vallée est quant à lui occupé par des terrasses basses de colluvions qui recouvrent une couche d'alluvions récentes. Le lit mineur de l'oued est constitué exclusivement d'alluvions récentes composées de blocs et de graviers grossiers à fins dans une matrice sablo-limoneuse.

II.2.7. Caractéristiques climatiques :

Les caractéristiques climatologiques de la région du site du barrage de Kef-Eddir sont déterminées à partir de l'analyse des données disponibles des stations voisines au bassin de l'oued Damous, sur le quelle la réalisation du barrage Kef-Eddir est projetée.

La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Damous est montrée à Figure (II-5).

Les principales caractéristiques ayant trait, à la température, à l'évaporation, à l'humidité relative, au vent et à la pluviométrie sont présentées ci-après.

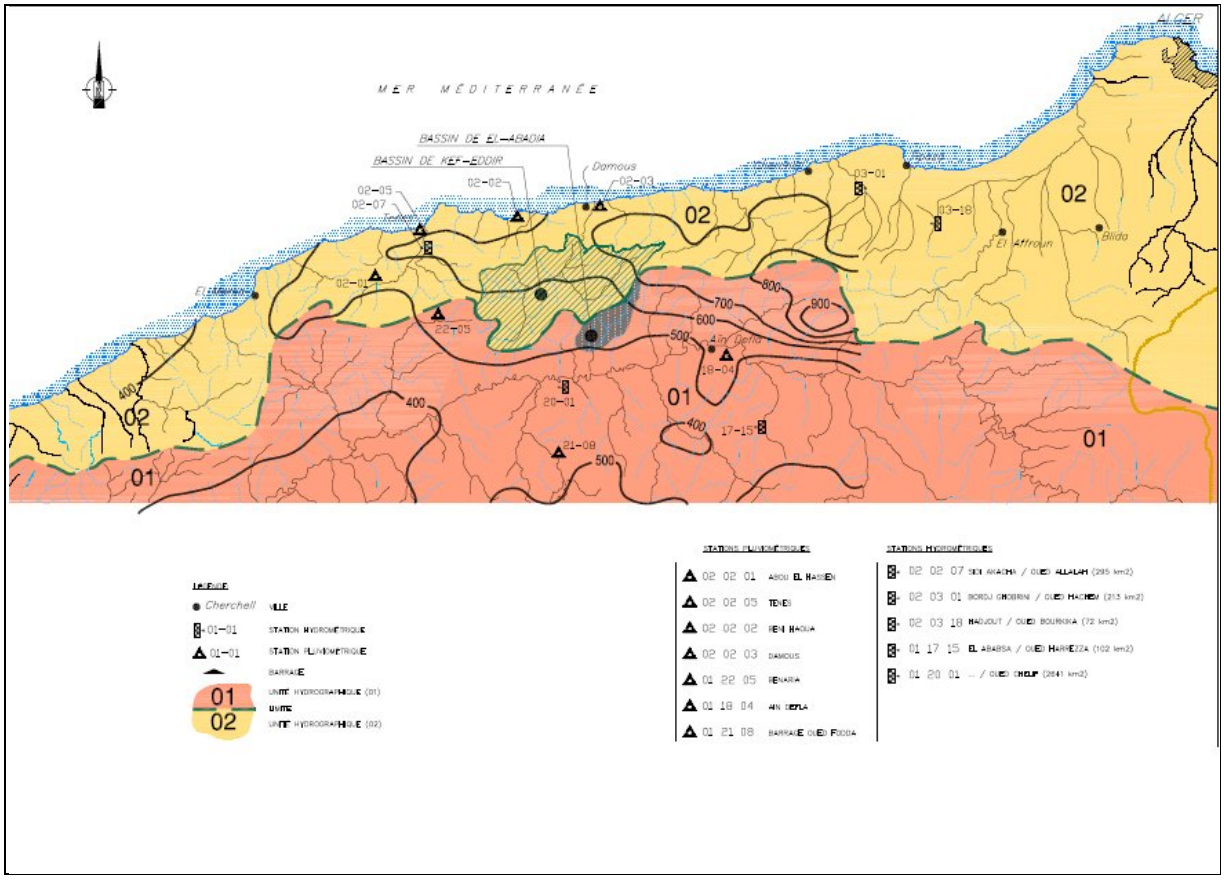


Figure II.6: Localisation des stations hydrométriques et pluviométriques

a) Température :

Les données enregistrées aux stations de Ténès et Cherchell sont représentatives des températures du bassin versant de l'oued Damous. Les moyennes mensuelles des températures enregistrées à ces deux stations sont présentées au tableau (II.6)

TableauN°II-6 : répartition mensuelle de la température moyenne**.**

Station		Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Cherchell	**Moy (°C)**	23,55	19,8	17,1	12,6	13	15,55	17,65	18,7	22,4	25,55	25,9	13,75
Ténès	**Moy (°C)**	24,05	21	17,05	11,75	12,7	15,1	17,25	20,4	22,6	27,1	27,25	12,85
Site du barrage	**Moy (°C)**	23,8	20,4	17,1	12,2	12,9	15,3	17,5	19,6	22,5	26,3	26,6	13,3

Source ANRH

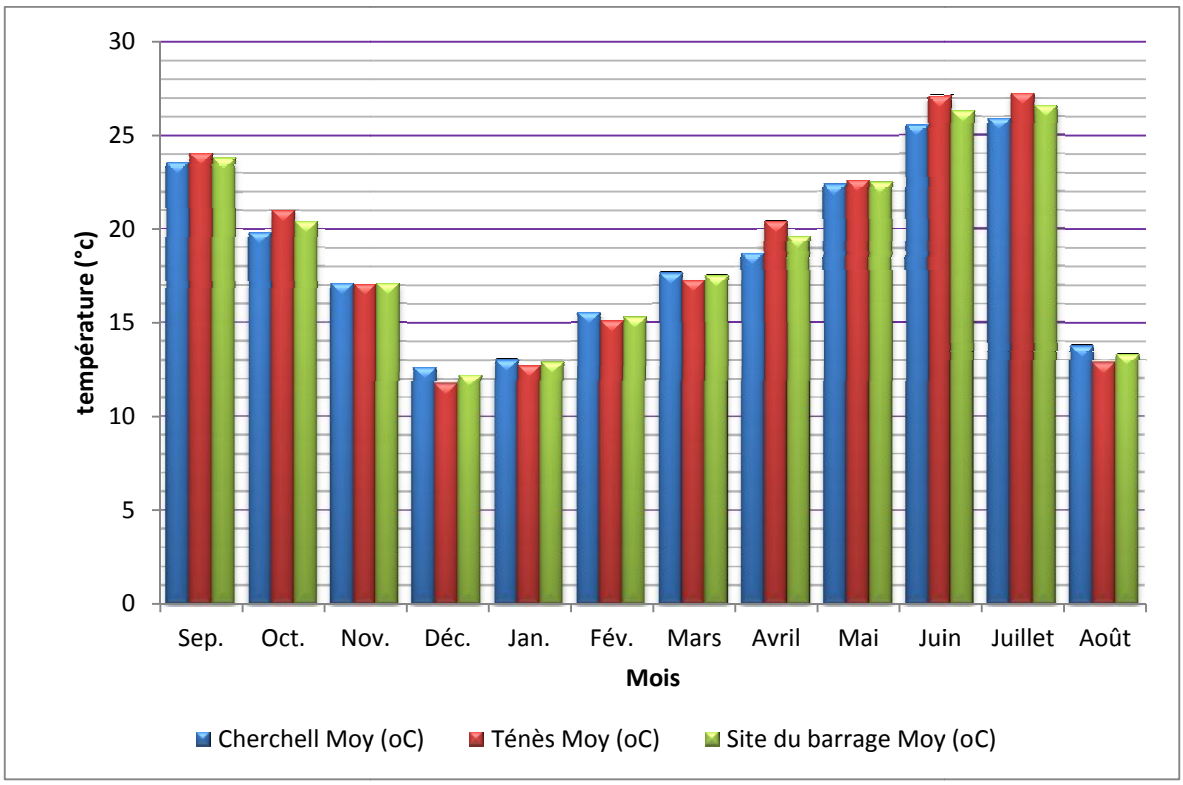


Figure II.7: Répartition mensuelle de la température

b) Evaporation

La station de Chlef est la seule qui soit représentative concernant les valeurs de l'évaporation (station communiquée par l'Office National de la Météorologie).

A partir de la carte de l'ETP élaborée par l'ARNH. La répartition mensuelle de l'évaporation est analogue à celle de à la station météorologique de Chlef. C'est la seule station la plus proche du site.

La répartition mensuelle de l'évaporation est définie comme suite:

Tableau N°II-7 : Répartition mensuelles de l'évaporation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Totale
Ev (mm)	190	107	81	54	48	58	88,5	107	153	213	266,5	236	1602

Source ANRH

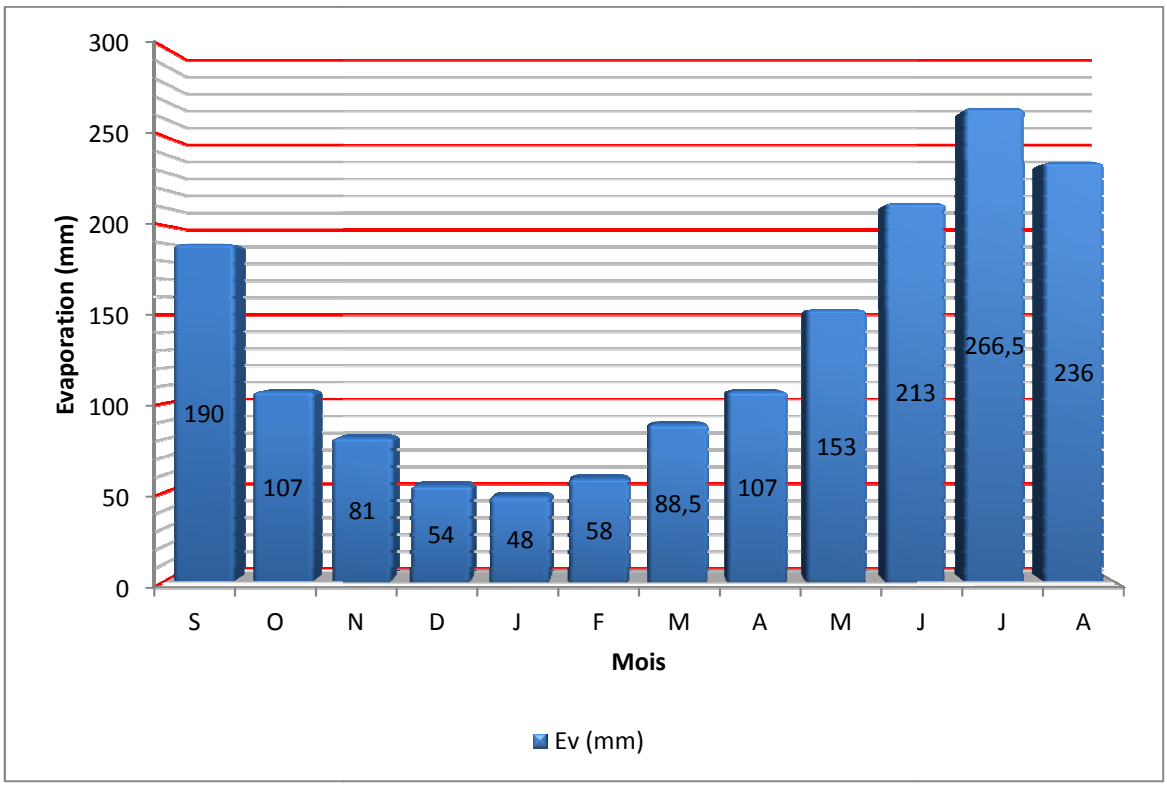


Figure II.8: Répartition mensuelle de l'évaporation

c) Humidité relative:

La distribution mensuelle de l'humidité relative enregistrée à de la station de Cap Ténès est récapitulée au tableau (II.8).

Tableau N°II-8 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H (%)	77	75	72	71	72	72	69	70	71	72	73	74	72

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 72%.

d) Régime des vents :

Les vents dominants observé à la station de Chlef, sont de secteur nord (NE à NO avec des pourcentages de fréquence de 28,2% et 17,6% respectivement). Leur vitesse moyenne varie de 1 m/s à 4,5 m/s.les vents les plus prédominent de Mai à Juin. On note que le site de Kef-Eddir est bien protégé par les crêtes qui l'entour.

II.3. LA PLUVIOMETRIE

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued Damous, de cela on est mené à traiter les données des stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin, et les plus proches du site, fournit par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) sont présentées dans le Tableau (II.9).

Tableau N°II-9 : stations pluviométrique disponibles.

Nom	Code	Années d'observations	Nombre d'années disponibles
Abou El Hassen	020201	1968-2006	32
Benaria	012205	1950-2007	19
Damous	020203	1968-2006	39
Beni Haoua	020202	1967-2003	27

Source ANRH

La seule remarque s'est que la station de Damous (N°020203) présente une longue série (Tableau N°II.9 Source ANRH), donc la période d'observation de 1968 à 2006 représente la meilleure période d'observation.

Cette station possède une altitude voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station (571 mm/an) est proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie (640 mm/an), d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

Tableau N°II-10 : Coordonnées et code de la station Damous

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
02-02-03	Damous	411.2	361,35	45

Source ANRH

III.3.1. Evaluation de la Pluie moyenne annuelle :

L'absence d'une station pluviométrique dans le site du barrage nous oblige de faire deux estimations :

La première consiste à évaluer la pluie à l'aide de la carte des isoyétes de l'ANRH, cette valeur est lue directement sur la carte, **P = 640 mm**.

Le deuxième technique, la valeur de la pluie moyenne est issue directement des pluies enregistrées à proximité du site de la retenue, au niveau de la station de Damous sur la même cour d'eau avec une prise en considération des 39 dernières années ; donne une valeur de **571 mm.**

- **Répartition mensuelle de la pluie moyenne:**

La répartition mensuelle de la pluie moyenne interannuelle a été établie sur la base de la série de précipitations enregistrées au niveau de la station Oued Damous (020203).

La répartition est exposée dans le tableau (II-11)

Tab N°II-11. Répartition mensuelle de la pluie moyenne

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année cumul
P (mm)	26,6	61,7	78,2	86,3	79,3	69,7	56,9	59,8	39,6	7,4	1,5	3,5	571
P (%)	4,68	10,80	13,72	15,12	13,91	12,21	9,96	10,49	6,93	1,30	0,27	0,61	100

A travers ce tableau, on déduit que la région reçoit une pluviométrie de 571mm par an, avec une saison pluvieuse qui s'étale d'octobre à mai, et une saison sèche de juin à septembre.

Le maximum est relevé au mois de décembre (15,12 mm), quant au minimum, il est de (0.27mm) au mois de juillet. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure (II-9).

Tableau N°II-12: Pluies mensuelles et moyennes annuelles.

Année	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Annuelle
1968	27,9	0	94,8	175,6	40,1	85,2	44,5	112	97,3	13,2	0	0	690,6
1969	35,6	418,2	126,7	146,2	74,3	1,1	67,2	26,5	40,6	0	0	0	936,4
1970	0	25,6	0	168,9	168,2	16,5	42,8	84,8	50,4	9,1	3,3	0	569,6
1971	58,6	8,7	204,2	108,2	202,3	75,6	150,4	78,9	70,6	1	0	2,2	960,7
1972	54,5	67,8	40	110,2	143,4	134	34,2	9,3	0,3	34,8	0	0	628,5
1973	165	45,9	35,1	146	12	126,8	129,7	121,5	0	1,2	1	2,6	786,4
1974	22,5	203,9	48,7	4,1	14,7	24,2	116,7	80,2	41,8	6,2	0	18	581
1975	5,4	13,5	202,3	63,9	63	126,5	55,9	154,2	90,7	16	0,8	18,2	810,4
1976	20,2	127	62,5	62,8	87,1	15,7	42,9	29,9	74,7	0	7,2	6,7	536,7
1977	0	11,5	167,8	18,9	101,6	9,6	68,7	107,5	31,2	3,6	0	0	520,4
1978	0,3	208	37,3	62,8	41,5	185,8	77,1	40,6	9,1	16,9	0	0	679,4
1979	77,5	86,3	48,5	65	155,9	30,6	45	29,2	16,9	2,5	0	13	570,4
1980	2,9	35,8	32,2	220,3	48,8	72,3	33,6	142,7	47,5	5,6	0	4,8	646,5
1981	10,6	55,7	0	47,2	56	115,8	32,3	19,5	82,4	0	0,5	0,4	420,4
1982	22,7	85,7	204,8	61,5	0,6	89,6	46,7	7,2	12,4	0	6,2	10,3	547,7
1983	0	8,4	28,3	76,2	85,6	81,9	67,4	37,4	86,1	5,1	0	0,4	476,8
1984	6,5	117,9	27,4	88,4	87,7	34,6	150,2	26,1	114,3	0	0	0	653,1
1985	4,1	66,3	132,6	51,8	85,9	99,2	90	20,3	6,7	17,2	7,3	0	581,4
1986	40	121,6	63	184,6	56,5	161,6	26,2	0	5,2	11,4	0,6	2,7	673,4
1987	12,4	49,6	78,6	36,4	48,8	23,5	44,1	21,2	65,4	7,6	0	0,8	388,4
1988	14,4	18,9	67,6	150,9	13,4	35,1	103	60,3	8,2	11,2	1,3	18,9	503,2
1989	59,3	3,5	36,2	18	77,4	0	44,7	77,7	48	0,2	4,7	0	369,7
1990	0,3	56,1	94,7	86,5	77	47,3	106,9	1,8	41,1	13,2	9,6	0	534,5
1991	5,5	40,9	42,6	8,3	226,2	22,6	140,8	66,7	44,6	26,5	4,1	0	628,8
1992	0	31,6	28,4	86,7	5,6	70,9	29	87,8	35,5	0	0	0,5	376
1993	32,5	22,3	51,9	45,6	83,7	118,5	6,9	43,8	20	0	0	0	425,2
1994	0	98,8	0	68,5	85,8	0	36,6	225,7	9,7	11	0	0	536,1
1995	81,9	21,8	61	66,1	52	130,3	67,3	143,2	0	0	4,2	0	627,8
1996	72,7	21,4	35,1	69,7	108,9	163,4	33,4	66,3	13,2	8,7	2	0	594,8
1997	5,5	54,4	113,2	53,7	67,5	47,9	42,4	29,8	45	0	0	8,7	468,1
1998	12,2	49,8	68,3	15,8	132,6	121,6	13,8	0	0	45,8	0	0	459,9
1999	31	15,1	88,6	130	6,8	0,8	13,8	10,2	12,4	0	0	0	308,7
2000	20,5	91,7	82,6	24,3	79,5	68,1	0	62,8	10,9	0,8	0	0	441,2
2001	63,1	1,5	288,2	62,4	23	23,4	77,2	51,8	30,9	0	7	13,9	642,4
2002	14,7	24,7	62,8	30,9	116,8	77,5	8	38,3	40,3	0	0,2	3,2	417,4
2003	0	21,1	89,3	73,8	43,8	60	28,9	69,6	99,1	12,3	0	0	497,9
2004	0	22,1	106,8	53,3	197,2	108,2	13,9	48,6	35,5	7	0	0	592,6
2005	45,6	51,4	89	148,9	100,3	89,8	6,7	8,5	97,1	0	0	0	637,3
2006	10,5	0,4	10,3	274,2	19,8	24,8	67,7	90,6	11	0	0	13	522,3
Moyenne	**26,6**	**61,7**	**78,2**	**86,3**	**79,3**	**69,7**	**56,9**	**59,8**	**39,6**	**7,4**	**1,5**	**3,5**	**570,7**

Source ANRH

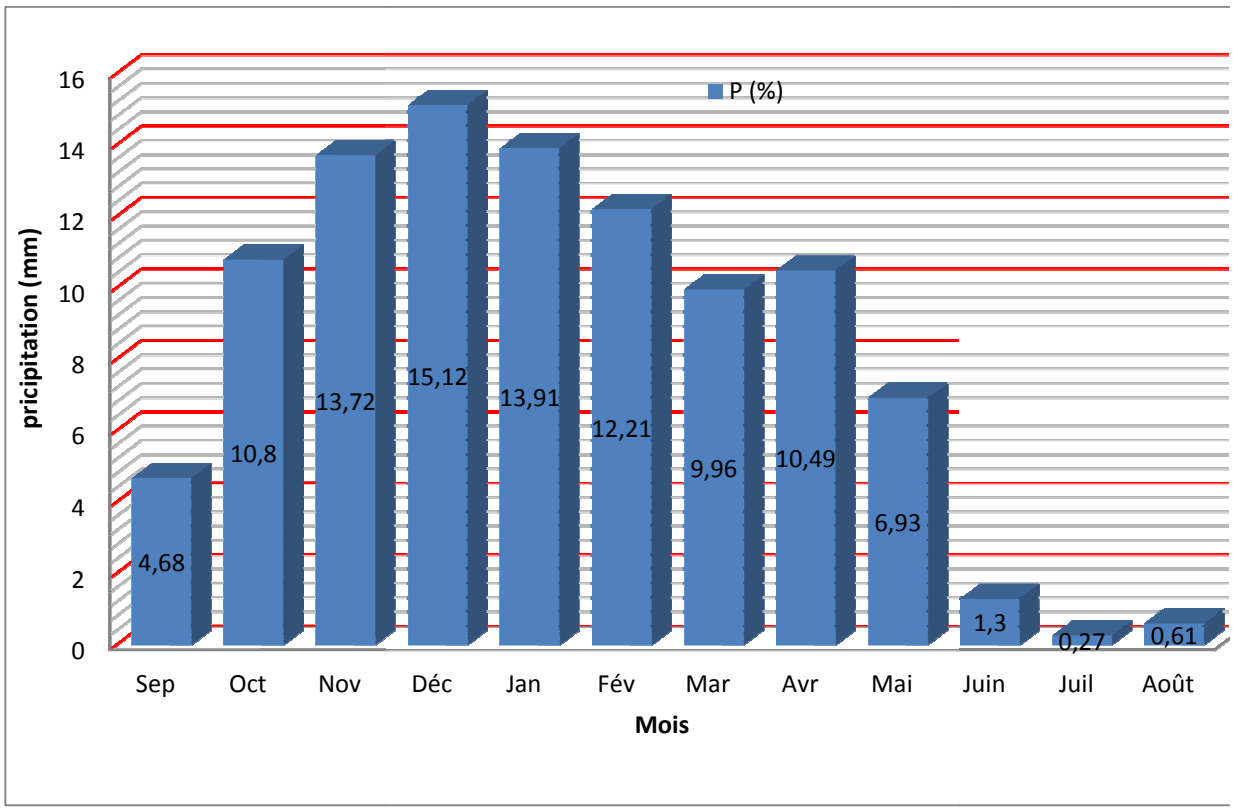


Figure II.9: Répartition mensuelle la précipitation.

III.3.2. Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'analyse des pluies maximales journalières constitue pour l'ingénieur un intérêt particulier pour le dimensionnement de certains ouvrages hydrauliques; tels que l'évacuateur de crues, la dérivation provisoire etc....

Ces pluies maximales journalières peuvent provoquer par la suite des crues particulières, dont on doit protègera notre ouvrage de ces dernières.

L'étude donc 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.

Comme on a déjà noté ; la station de Damous (020203) est considérée avec une série d'observation de 39 années (1968-2006)

Tableau N°II-13 : Pluies maximales journalières.

Année	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Annuelle
1968	16,6	0	38	74,7	13,6	21,4	20,6	46,4	26,3	6,6	0	0	74,7
1969	12,2	142,7	35	22,2	21,6	1,1	18,7	10,2	26,5	0	0	0	142,7
1970	0	6,2	0	32	59,3	8,7	24,4	61,1	30	9,1	3,3	0	61,1
1971	53	3	76,5	49,2	64	17	46,4	24,3	25	0,6	0	1,6	76,5
1972	43,7	8	23,5	16,5	36,4	28,6	10	5	0,3	17,5	0	0	43,7
1973	88	32	17,2	37,5	4,2	25,6	27,7	33,6	0	1,2	0,5	2,6	88
1974	22,5	83,7	20	4,1	6,7	6,8	24,2	19,5	14	2,9	0	5,6	83,7
1975	2	7,2	35,6	29,2	15,3	32,9	20,1	106,3	25	15,4	0,6	10,7	106,3
1976	11	35,1	22,1	21,3	38,1	3,7	25	27,1	20	0	5,7	3,9	38,1
1977	0	5	62,4	7,2	19,6	6,9	25	36	19,2	2,7	0	0	62,4
1978	0,3	71	17	32	16,5	57,5	31,5	13,1	6,9	16	0	0	71
1979	30,5	16,2	11	20	50,4	12,4	28,5	9,4	11,2	2,5	0	13	50,4
1980	1,8	22,2	12,5	43,2	37,3	20,5	15,3	32	42,5	4	0	4,8	43,2
1981	6,6	30	0	14	13	34	14,8	6,5	34	0	0,5	0,3	34
1982	7	34	56	12,4	0,6	25	19,4	5,9	7,2	0	2,6	9,2	56
1983	0	4,9	10,2	43,4	47,4	31,7	29,7	26,8	26,1	5,1	0	0,4	47,4
1984	3,1	52,5	10	34,4	28,4	16,5	46,1	13	34,1	0	0	0	52,5
1985	3,2	31,3	86,3	12,7	26,7	32	20,7	8,8	5	15,6	6,4	0	86,3
1986	18,9	58,1	38,5	40	11,1	34,1	10,8	0	3	8,6	0,6	1,5	58,1
1987	12,2	26,6	12,9	18,8	18,1	14,6	23,6	7,7	41,8	7,1	0	0,5	41,8
1988	9,3	9,3	46,1	90,9	4,8	12,3	42,4	45,4	4,7	10,9	0,7	16,2	90,9
1989	31	1,9	15,1	6,4	18,7	0	20,1	17,2	13,9	0,2	4,1	0	31
1990	0,3	22,8	26,6	14	12,6	9,7	37,6	1,5	16,2	9,7	7	0	37,6
1991	3,1	14	10,6	3,7	76,2	9,4	33,4	18,1	32,6	9,1	4,1	0	76,2
1992	0	15,2	10,5	36,7	4	41,5	8,2	24,9	26,3	0	0	0,5	41,5
1993	23,5	13,8	13,8	14,8	37,3	37,4	6,4	16,1	13	0	0	0	37,4
1994	0	98,8	0	42,8	85,8	0	8,8	72,6	9,2	7,1	0	0	98,8
1995	65,7	11,2	42,6	21,5	22	30,5	34,3	42,7	0	0	4,2	0	65,7
1996	33	15,3	16,4	29,5	36,9	31,5	13,3	22	7	4,2	2	0	36,9
1997	3,5	35,9	28,3	30,5	24	12,3	18,2	20,6	12,6	0	0	8,7	35,9
1998	6,2	22,1	29,2	8,5	38,6	32	13,8	0	0	18,7	0	0	38,6
1999	17,5	6,8	41	56,3	5,4	0,8	12,8	3,5	4,8	0	0	0	56,3
2000	12	25,1	46,9	11,2	18,9	17,4	0	43,7	6,4	0,8	0	0	46,9
2001	62,5	1,5	126,2	25,8	12,1	12,5	39,2	18,7	19,2	0	4,4	13,7	126,2
2002	12,4	14,5	30,6	9,5	21	22,5	6,5	21,1	27,6	0	0,2	3,2	30,6
2003	0	5,8	30	18,5	16	18,1	13,8	27,9	32	12,3	0	0	32
2004	0	15,4	33,8	22,3	27,6	28,7	7,4	14,6	27,5	7	0	0	33,8
2005	25	21,7	22,9	43,8	17,8	22,3	5	4,7	47	0	0	0	47
2006	3,6	0,4	8,3	48	8,9	7,9	23	24,7	10,5	0	0	7	48
													Moy=59,72

Source ANRH

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (II-14).

Tableau N°II-14 : Caractéristiques de la série avec N=39ans

Caractéristiques	valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	2329,2mm
La moyenne des Pmax j en (mm)	59,72mm
L'écart type « бx »	27,00mm
Coefficient de variation « Cv »	0,45
L'exposant climatique	b=0.39

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région (b=0.39) est donné par l'A.R.N.H

III.3.2.1. Ajustement des pluies maximales journalières :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les trois lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

- ✓ **Test d'hypothèses** :

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

.Etape 01 : formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en termes de paramètre relatif à la distribution de la population à étudié

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

- Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

H_0 :$\mu=\mu_0$ =valeur présumée

- Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

.Etape 02 : choisir le seuil de signification du test (α %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espace rejeter H_0 alors que H_0 est vraie) souvent la valeur choisie pour α est de (1 % - 5 %)

.Etape 03 : tester l'hypothèse

- ✓ **Teste de stationnarité**

.Hypothèses

H0 Il n'y a aucune tendance dans les observations

H1 Il y a une tendance dans les observations

.Résultats

Valeur de la statistique |K| = 2.71

p-value p = 0.0154

.Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.

- ✓ **Test d'homogénéité**

-Hypothèses :

H0 : les moyennes des deux sous échantillons sont égales.

H1:les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

-Résultats:

Valeur de la statistique $|W|$ =1.46

p-valeur p= 0.144

-Conclusion:

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

- **Paramètres du logiciel :**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

a) Ajustement a la loi normale :

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{..... (II-16)}$$

et

$$T = \frac{1}{1 - q} \quad \text{..... (II-17)}$$

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$X_{P\%} = X_{moy} + \delta\, U_{P\%} \quad \text{..... (II-18)}$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne

δ : Ecart –type

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupes dans le tableau (II-15)

Ainsi que le graphique est au figure(.

Tableau N°II-15: Résultats d'ajustement a la loi normale

T	q	X_T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	160	12.3	136	184
2000.0	0.9995	149	11.1	127	170
1000.0	0.9990	143	10.5	123	164
200.0	0.9950	129	9.08	112	147
100.0	0.9900	123	8.41	106	139
50.0	0.9800	115	7.70	100	130
20.0	0.9500	104	6.69	91.1	117
10.0	0.9000	94.3	5.87	82.8	106
5.0	0.8000	82.5	5.05	72.6	92.4
2.0	0.5000	59.7	4.33	51.2	68.2

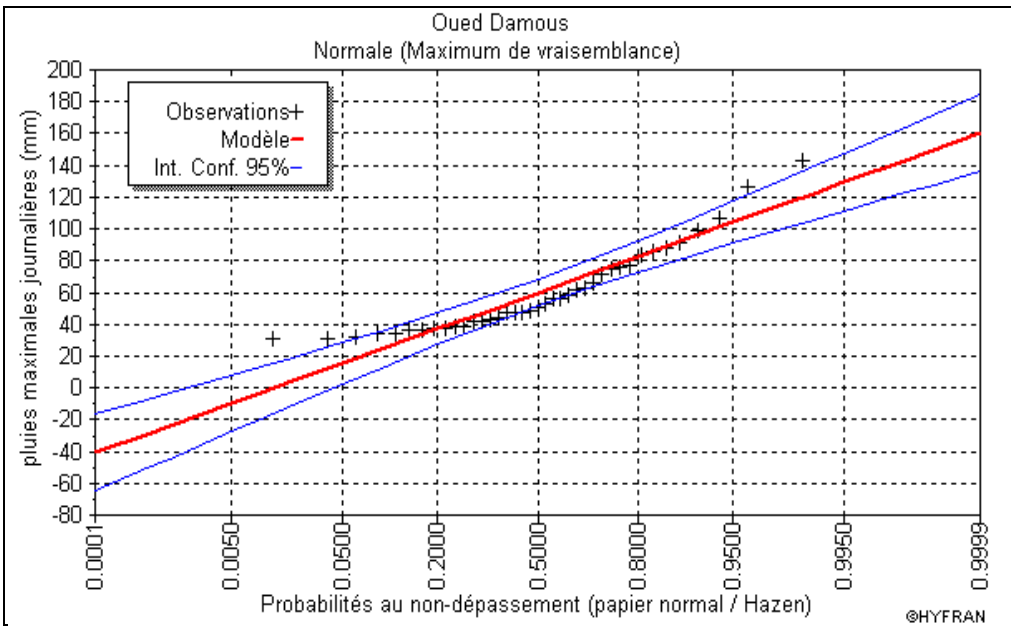


Figure II.10: L'ajustement des pluies à la loi Normal.

b) Ajustement à la loi de Gumbel

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{maxj} = \frac{1}{\alpha}\, y + x_0 \quad \text{(II-19)}$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad \text{(II-20)}$$

ou :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{(II-21)}$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrées ;

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Fig 03).

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau (II.16).

Tableau N°II-16: Résultats d'ajustement a la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	241	27.4	187	294
2000.0	0.9995	207	22.6	163	251
1000.0	0.9990	192	20.5	152	232
200.0	0.9950	159	5.7	128	189
100.0	0.9900	144	3.6	117	171
50.0	0.9800	129	11.6	107	152
20.0	0.9500	110	8.91	92.4	127
10.0	0.9000	94.8	6.95	81.2	108
5.0	0.8000	79.1	5.10	69.1	89.0
2.0	0.5000	55.3	3.47	48.5	62.1

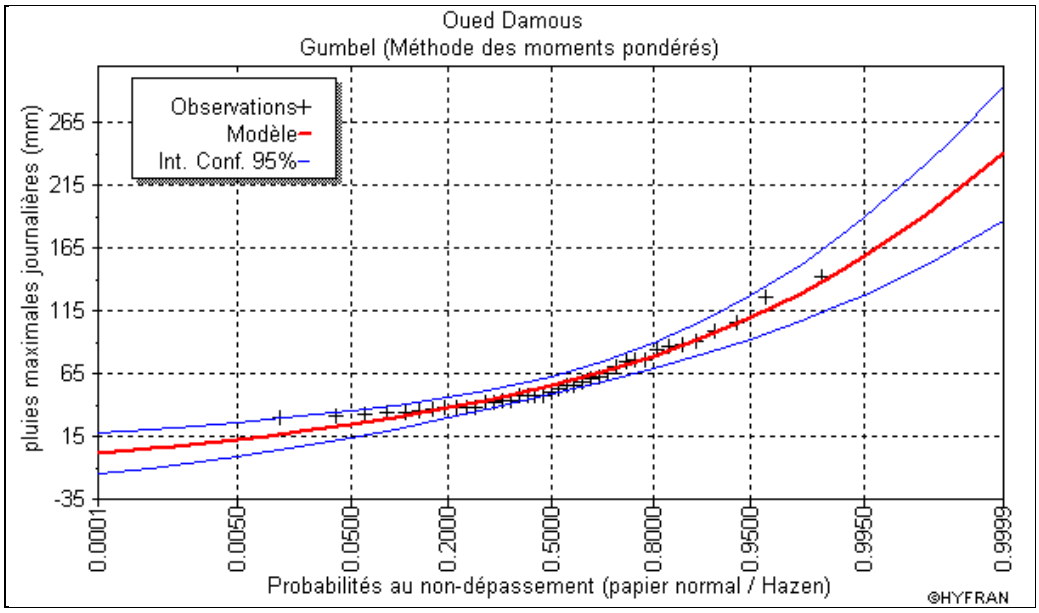


Figure II.11: L'ajustement des pluies à la loi de Gumbel.

c) Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\sigma_{\log} = \frac{\sum(\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}})^2}{N} \quad \text{..... (II-22)}$$

$$Log P_{\max j} = \overline{\log P_{\max j}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \quad \text{..... (II-23)}$$

Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau N°II-17: Résultats d'ajustement à la loi normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	251	46.8	159	343
2000.0	0.9995	211	35.3	141	280
1000.0	0.9990	194	30.9	133	255
200.0	0.9950	157	21.6	115	200
100.0	0.9900	142	18.1	107	177
50.0	0.9800	127	14.8	98.0	156
20.0	0.9500	107	10.9	86.1	129
10.0	0.9000	92.6	8.23	76.4	109
5.0	0.8000	77.3	5.91	65.7	88.9
2.0	0.5000	54.8	3.59	47.8	61.8

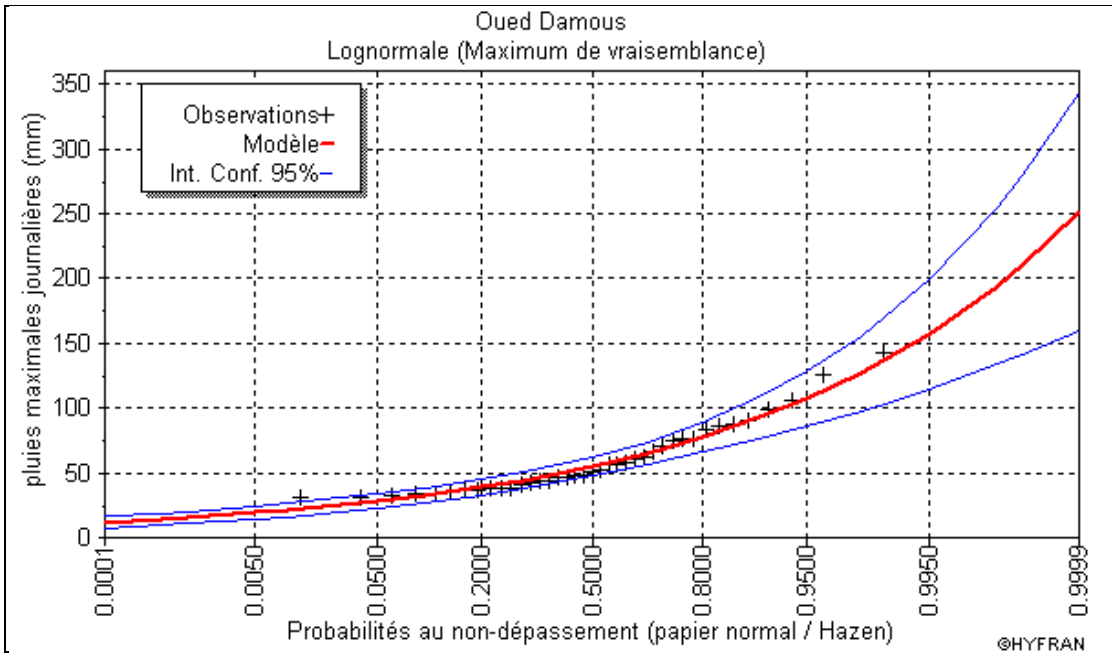


Figure II.12: L'ajustement des pluies à la loi de Log Normal.

d) Résultats de l'ajustement :

Après avoir effectué l'ajustement avec les trois lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel donc c'est la loi la plus adéquate elle s'applique pour les pluies maximales journalières.

Tableau N°II-18: Précipitations des diffèrent fréquence.

Fréquence (%)	0.01	0.1	0.5	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	10000	1000	200	100	50	20	10	5	2
$\overline{P}_{\max j\, p\%}$ (mm)	241	192	159	144	129	110	94.8	79.1	55.3

III.3.3. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{maxt,p\%} = P_{maxj,p\%}\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{.....(II-24)}$$

$P_{maxt,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{maxj,p\%}$ [mm].

$P_{maxj,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée). En Algérie (b = 0.36 ÷ 0.42) on prend (b = 0 .29)

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{\max t,p\%}}{t} \quad \text{.....(II-25)}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (II.19) et (II.20).

Les courbes des pluies et des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par les Figures (II.13) et (II.14)

Tableau N°II-19 : Pluies de courte durée (mm)

F% / t	0.01	0.1	0.5	1	2	5	10	20	50
1h	95.89	76,39	63,26	57,29	51,32	43,77	37,72	31,47	22,00
2h	117.23	93,40	77,35	70,05	62,75	53,51	46,12	38,48	26,90
3h	131.86	105,05	87,00	78,79	70,58	60,19	51,87	43,28	30,26
4h	143.34	114,19	94,57	85,64	76,72	65,42	56,38	47,04	32,89
5h	152.92	121,83	100,89	91,37	81,85	69,80	60,15	50,19	35,09
6h	161.22	128,44	106,37	96,33	86,30	73,59	63,42	52,92	36,99
7h	168.59	134,31	111,23	100,73	90,24	76,95	66,32	55,33	38,68
8h	175.25	139,62	115,62	104,71	93,80	79,99	68,94	57,52	40,21
9h	181.34	144,47	119,64	108,35	97,06	82,77	71,33	59,52	41,61
9,12h	182.03	145,02	120,10	108,77	97,44	83,09	71,61	59,75	41,77
10h	186.96	148,95	123,35	111,71	100,08	85,34	73,54	61,36	42,90
11h	192.20	153,12	126,81	114,84	102,88	87,73	75,61	63,08	44,10
12h	197.11	157,04	130,05	117,78	105,51	89,97	77,54	64,70	45,23
13h	201.74	160,73	133,10	120,54	107,99	92,08	79,36	66,22	46,29
14h	206.13	164,22	135,99	123,16	110,33	94,08	81,08	67,65	47,30
15h	210.29	167,54	138,74	125,65	112,56	95,98	82,72	69,02	48,25
16h	214.26	170,70	141,36	128,03	114,69	97,80	84,28	70,33	49,17
17h	218.07	173,73	143,87	130,30	116,72	99,53	85,78	71,57	50,04
18h	221.71	176,63	146,27	132,47	118,67	101,20	87,21	72,77	50,87
19h	225.21	179,42	148,58	134,57	120,55	102,79	88,59	73,92	51,68
20h	228.59	182,11	150,81	136,58	122,36	104,34	89,92	75,03	52,45
21h	231.85	184,71	152,96	138,53	124,10	105,82	91,20	76,10	53,20
22h	234.99	187,22	155,04	140,41	125,79	107,26	92,44	77,13	53,92
23h	238.04	189,64	157,05	142,23	127,42	108,65	93,64	78,13	54,62
24h	241.00	192,00	159,00	144,00	129,00	110,00	94,80	79,10	55,30

Tableau N°II-20 : Intensité des pluies It (mm/h)

F% / t	0.01	0.1	0.5	1	2	5	10	20	50
1h	95.89	76,39	63,26	57,29	51,32	43,77	37,72	31,47	22,00
2h	58.62	46,70	38,67	35,02	31,38	26,75	23,06	19,24	13,45
3h	43.95	35,02	29,00	26,26	23,53	20,06	17,29	14,43	10,09
4h	35.83	28,55	23,64	21,41	19,18	16,36	14,10	11,76	8,22
5h	30.58	24,37	20,18	18,27	16,37	13,96	12,03	10,04	7,02
6h	26.87	21,41	17,73	16,06	14,38	12,26	10,57	8,82	6,17
7h	24.08	19,19	15,89	14,39	12,89	10,99	9,47	7,90	5,53
8h	21.91	17,45	14,45	13,09	11,73	10,00	8,62	7,19	5,03
9h	20.15	16,05	13,29	12,04	10,78	9,20	7,93	6,61	4,62
9,12h	19.96	15,90	13,17	11,93	10,68	9,11	7,85	6,55	4,58
10h	18.70	14,89	12,33	11,17	10,01	8,53	7,35	6,14	4,29
11h	17.47	13,92	11,53	10,44	9,35	7,98	6,87	5,73	4,01
12h	16.43	13,09	10,84	9,81	8,79	7,50	6,46	5,39	3,77
13h	15.52	12,36	10,24	9,27	8,31	7,08	6,10	5,09	3,56
14h	14.72	11,73	9,71	8,80	7,88	6,72	5,79	4,83	3,38
15h	14.02	11,17	9,25	8,38	7,50	6,40	5,51	4,60	3,22
16h	13.39	10,67	8,84	8,00	7,17	6,11	5,27	4,40	3,07
17h	12.83	10,22	8,46	7,66	6,87	5,85	5,05	4,21	2,94
18h	12.32	9,81	8,13	7,36	6,59	5,62	4,85	4,04	2,83
19h	11.85	9,44	7,82	7,08	6,34	5,41	4,66	3,89	2,72
20h	11.43	9,11	7,54	6,83	6,12	5,22	4,50	3,75	2,62
21h	11.04	8,80	7,28	6,60	5,91	5,04	4,34	3,62	2,53
22h	10.68	8,51	7,05	6,38	5,72	4,88	4,20	3,51	2,45
23h	10.35	8,25	6,83	6,18	5,54	4,72	4,07	3,40	2,37
24h	10.04	8,00	6,63	6,00	5,38	4,58	3,95	3,30	2,30

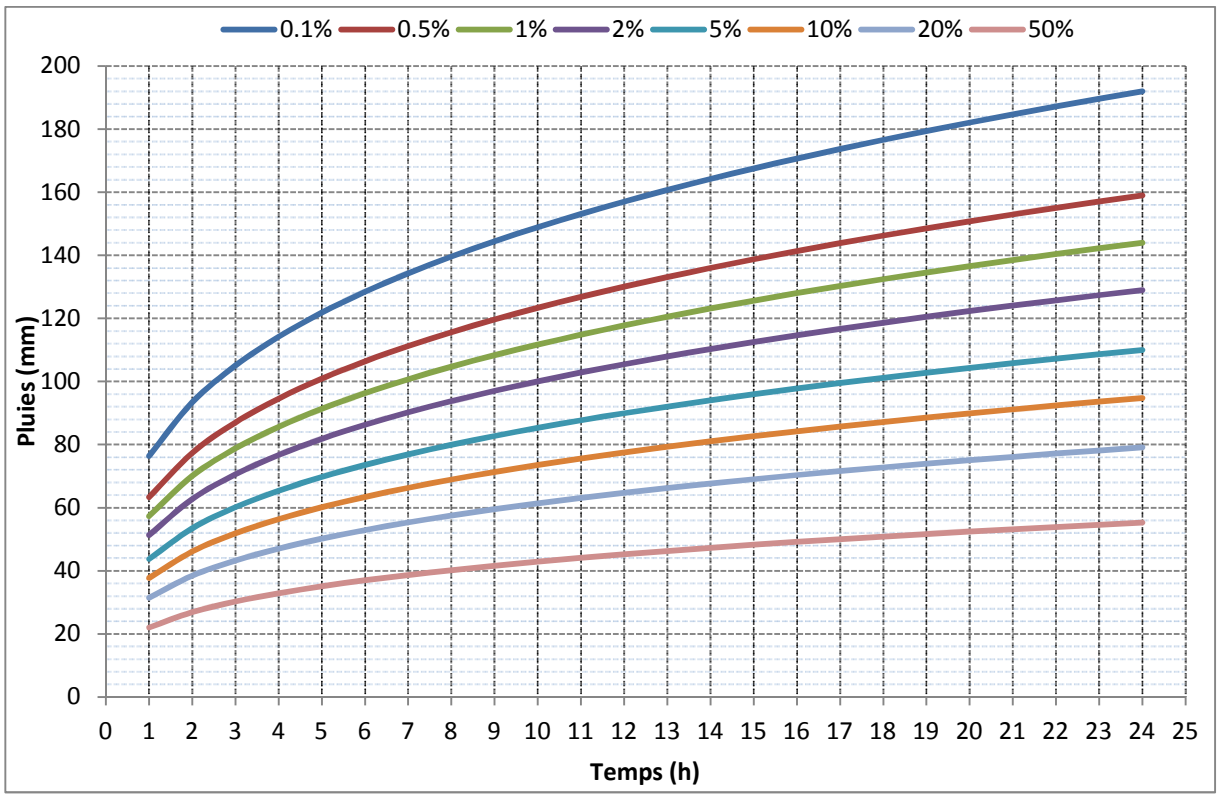


Figure II.13: Courbes des pluies à courte durée pour différentes fréquences.

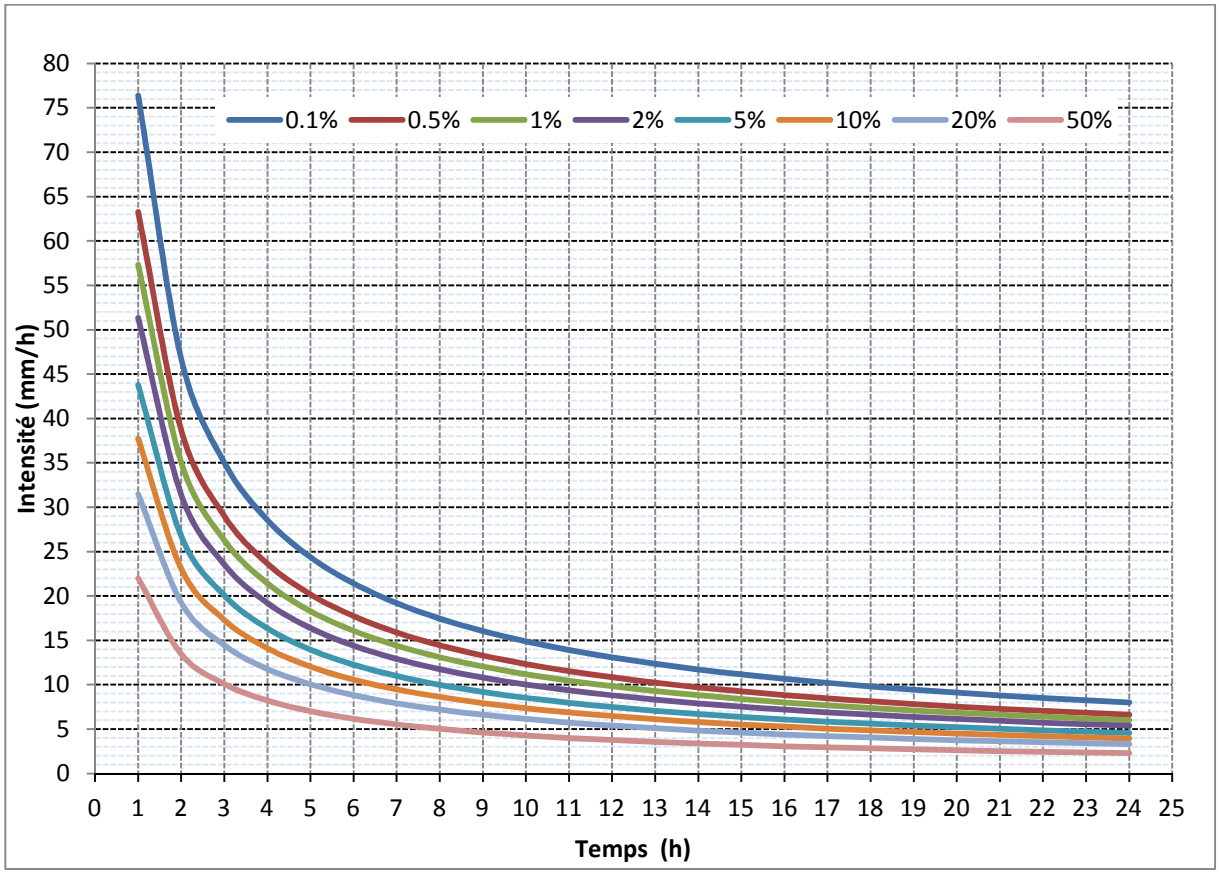


Figure II.14: Courbes des intensités pour différentes fréquences

II.4. ETUDE DES APPORTS :

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

II.4.1. Les apports liquides :

II.4.1.1. Apport moyen annuel :

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

a) Les formules empiriques.

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

- ***Formule de l'ANRH*** :

On a : $A = 0.915 P^{2.684} . S^{0.842}$ ..... (II-26)

D'où :

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

S : surface du bassin versant (Km²).

AN : A = 37.38 Mm^3

- ***Formule de MEDINGUER :***

On a : $L_e = 1.024(P - 0.26)^2$ ..... (II-27)

L_e : Lame d'eau écoulée.

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

On a encore :

$A = L_e . S$ ..... (II-28)

AN: L_e=99mm A = 48.41 Mm^3

➢ ***Formule de TURC :***

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad \text{.....(II-29)}$$

Avec:

P : précipitation moyenne du bassin versant (mm).

L : Variable théorique

$$L = 300 + 25T_{moy} + 0{,}05\ (T_{moy})^3 \quad \text{.....(II-30)}$$

T_{moy}: température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e . S$$

AN : **L=1114.79** **L_e = 49.38 mm**

A = 24.14 Mm^3

➢ ***Formule de SAMIE :***

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \text{.....(II-31)}$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km^2 du bassin versant.

AN : **L_e = 79.67 mm** **A = 38.96 Mm^3**

➢ ***Formule de COUTAGNE :***

Elle donne le déficit découlent D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \quad \text{.....(II-32)}$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0} \quad \text{.....(II-33)}$$

T: température moyenne dans la zone d'étude. T = 18.9°c

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D \quad \text{.....(II-34)}$$

$$A = L_e . S$$

AN : **L_e = 91 mm** **A = 44.50 Mm^3**

b) Méthode du coefficient d'écoulement d'oueds temporaires.

À titre comparatif, le coefficient (Ce) estimé en fonction du paramètre (P) égal à 571 mm à partir de la relation mise au point en Algérie pour les oueds temporaires, varie entre 14 % (courbe enveloppe inférieure) et 29 % (courbe enveloppe supérieure) avec une valeur moyenne de 19 % (voir figure II-15).

Ainsi, les paramètres hydrologiques relatifs au module interannuel pour le bassin de Kef Eddir peuvent être résumés comme suit :

- coefficient d'écoulement (C_e) = 19 %
- lame d'eau écoulée (L_e) = 571 mm x 0.19 = 109 mm

A = 53.3 Mm^3

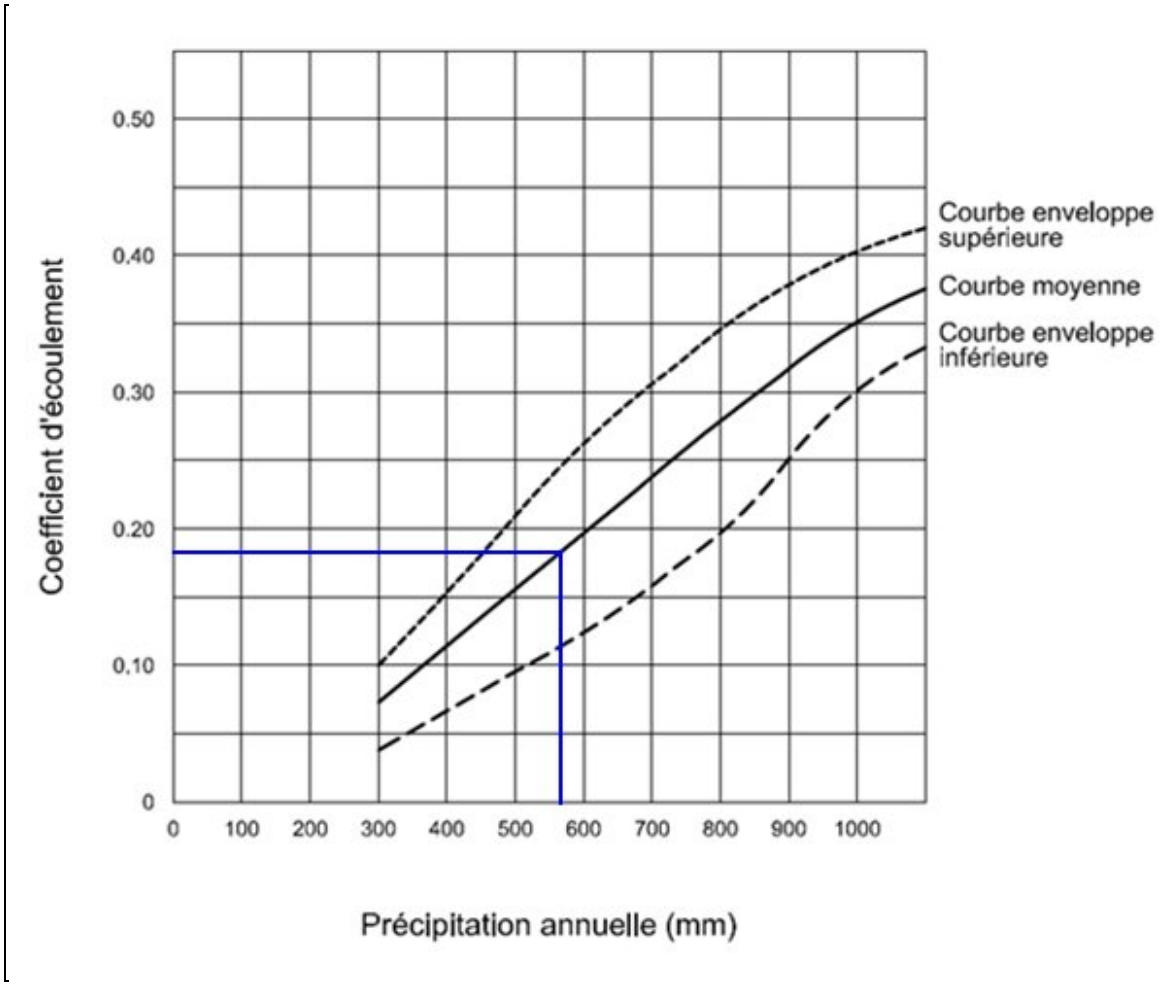


Figure II.15: Coefficient d'écoulement en fonction de la précipitation annuelle pour les oueds temporaires en Algérie

c) Méthode analogique

En effet, la station hydrométrique de Sidi Akacha de code « 02.02.07 », localisées à environ 35 km à l'ouest du site du barrage Kef-Eddir pu servir de station analogue. Cette station est privilégiée en raison de la similitude du point de vue hydrographie et climatologie de son bassin versant avec celui de Kef-Eddir, et en raison du fait qu'elle est située dans la même unité hydrographique que l'Oued Damous. De plus, cette station est tout comme le barrage de Kef-Eddir, localisée à moins de 10 km de la mer Méditerranée. Bien que la série de débits à la station Sidi Akacha couvre la période 1972-2006 sans lacunes.

La transposition de l'apport annuel de la station Sidi Akacha au site du barrage Keff-Edir se fait comme suit :

$$A_{site} = \frac{P_{site} \times S_{site}}{P_{stat} \times S_{stat}} \times A_{stat} \quad \text{.....(II-35)}$$

AN : $$A_{site} = \frac{571 \times 489}{451 \times 244} \times 21.81 \times 10^6$$

$$\mathbf{A_{site} = 55.34\ Mm^3}$$

d) Relation de l'A.N.B./C.R.S.T.A.

L'estimation de l'apport annuel (Aan) pour le bassin de Kef-Eddir peut être déterminée par la relation régionale établie par l'A.N.B./C.R.S.T.A.

$$A = 0.1042\ (P) + 0.0235\ (S) - 16.93 \quad \text{.....(II-36)}$$

P : précipitation moyenne (mm).

S: la superficie en (Km^2) du bassin versant

AN : **A = 54.05 Mm^3**

Tableau N°II-21 : Récapitulatif des apports

Méthodes	L'apport moyen annuel (Mm^3)
Formules empiriques :	
-Formule de l'ANRH	37.38
-Formule de MEDINGUER	48.41
-Formule de TURC	24.14
-Formule de SAMIE	38.96
-Formule de COUTAGNE	44.50
Coefficient d'écoulement d'oueds temporaires.	53.30
Analogique	55.34
Relation de l'A.N.B./C.R.S.T.A.	54.05

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre ; on a considéré le résultat obtenu sur la base de la série disponible à la station Sidi Akacha comme le plus admissible, car il est obtenu sur la base des Observations réelles d'un bassin versant similaire, donc pour notre site **A = 55.34 Mm^3.**

II.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La distribution des apports de l'oued Damous faite sur la base de la distribution en pourcentage des valeurs des apports de la station Sidi Akacha ; qui est considérée comme analogue, vue que les deux bassins versants (Oued Damous et Sidi Akacha) se trouve dans les mêmes conditions climatiques.

La répartition mensuelle des apports est présentée dans le tableau°II.22

Tableau N°II-22: Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apport (%)	0.85	4.60	5.52	13.27	12.62	23.75	21.70	10.00	4.44	2.72	0.30	0.23
Apport (Mm^3)	0.47	2.55	3.05	7.34	6.98	13.14	12.01	5.53	2.46	1.51	0.17	0.13

II.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement :

a) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A}{S} \quad \text{.....(II-37)}$$

Avec : A : Apport moyen du bassin versant ;

S : Surface du bassin versant.

AN : L_e = 114 mm

b) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P} \quad \text{.....(II-38)}$$

Avec : C_e : Coefficient d'écoulement.

L_e : Lame d'eau écoulée en mm ;

P : Pluie moyenne annuelle en mm ;

AN : C_e = 0.20

c) Module d'écoulement

$$Q_0 = \frac{A}{T} \quad \text{.....(II-39)}$$

Avec : A : Apport moyen du bassin versant ;

T : Temps d'une année en "s" ;

AN : Q_0 = 1.76 m^3/s

d) Module spécifique

$$M_0 = \frac{Q_0}{S} \quad \text{.....(II-40)}$$

Où : Q_0 : Module d'écoulement

S : Surface du bassin versant.

AN: M_0 =0.004 $m^3/s.Km^2$ = 4 $l/s.Km^2$

II.4.2. Apports fréquentiels :

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels parait nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A}{\sqrt{C_v^{\,2}+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(C_v^{\,2}+1)}} \quad \text{..... (II-41)}$$

Avec : $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation qui caractérise l'écoulement.

Pour la détermination de coefficient de variation C_v des apports annuels au barrage Kef-Eddir, on utilise des formules empiriques.

- ***Formule de SOKOLOVSKY***

$$C_v = 0{,}78 - 0{,}29\log M_0 - 0{,}063\log(S+1) \quad \text{.....(II-42)}$$

Avec : M_0 : Débit spécifique ou module spécifique en ($l/s.Km^2$) ;

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

AN: **Cv=0.54**

- ***Formule de KRISTEKLY MENKEL***

$$Cv = \frac{0{,}83}{S^{0{,}06}.q^{0{,}27}} \quad \text{.....(II-43)}$$

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

q : Débit spécifique en ($l/s.Km^2$).

AN : **Cv=0.39**

- ***Formule de ANTONOV***

$$Cv = \frac{0,83}{(S+1000)^{0,076}} \quad \text{.....(II-44)}$$

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

AN : Cv=0.47

- ***Formule Algérienne de N.N PADOUM***

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = K \times \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{..... (II-45)}$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.69

M_0 : module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

AN : Cv=0.46

Tableau N°II-23 : récapitulatif des C_V

Formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	**0.54**
KRISTEKLY MENKEL	**0.39**
ANTONOV	**0.47**
Algérienne de N.N. PADOUM	**0.46**

Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont proches les unes des autres, on prend comme valeur finale la moyenne ou celle donnée par la formule de ANTONOV ou PADOUM c'est-à-dire C_V=0.46

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%}= 61.87\ e^{0.44\mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau II-24

Tableau N°II-24: Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	**1.25**	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**	**10000**
variable de Gauss	-0.84	1.28	1.65	2.05	2.32	3.1	3.72
Apport (Mm^3)	45.17	108.66	126.69	150.06	169.3	238.62	313.46

- **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 : $A_{80\%}$= 1,26 Mm^3

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau N°II-25: Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année.
Apport [%]	0.85	4.60	5.52	13.27	12.62	23.75	21.70	10.00	4.44	2.72	0.30	0.23	100
Apport 80% [Mm^3]	0.38	2.09	2.49	5.93	5.99	10.73	9.80	4.52	2.00	1.23	0.13	0.10	45.17

II.4.3. Les apports solides et l'estimation du volume mort :

L'évaluation des transports solides du bassin versant de l'oued Damous, se heurte à l'insuffisance des données de mesure, qualitative mais aussi quantitative ; Ce phénomène est favorisé par un couvert végétal inexistant ou discontinu ; l'irrégularité de la pluviométrie et des averses torrentielles qui érodes surtout les pentes fortes.

Le transport solide permet d'évaluer le volume mort qui tient compte du charriage du fond, et les matériaux en suspension qui représentent une grande part du débit solide.

On suppose que l'entier transport solide concernant une période de 50 ans s'arrête dans le réservoir.

Dans le calcul des apports solides on prend en considération que la matière en suspension est charriée à l'aide d'approches empiriques.

- ***Formule de TIXERONT :***

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1{,}05 \div 1{,}10) \times \frac{Q_s \times T}{\delta_s} \quad \text{..... (II-46)}$$

Où :

Q_S : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m^3].

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

Avec $Q_S = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$ ..... (II-47)

L_e: lame d'eau écoulée. (L_e =114 mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant : 350 (perméabilité faible à moyenne) 1 400 (perméabilité faible). On prend la moyenne (α = 800)

A.N : $\mathbf{Q_s = 796039.42\ t/an}$

$\mathbf{V_m = 29.12\ Mm^3}$

- ***Formule de GAVRILLOVIC :***

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

On a :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad \text{..... (II-48)}$$

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

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m^3].

T_0 : Taux d'abrasion [t/Km²/an]

Tel que $T_0 = T_{sp} * G_{rm}$ ..... (II-49)

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m^3/km²/an].

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

$$T_{sp} = T^\circ \cdot P \cdot \pi.\sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \quad \left[T^\circ = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

T° : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V (Z=0.55).

P : Pluie moyenne annuelle [mm].

t : température moyenne annuelle [°C] t=18.9°c.

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{P_r} + H_{moy}\right)}{0{,}2\left(L_p + 10\right)} \quad \text{..... (II-50)}$$

P_r : périmètre du bassin versant [Km].

L_p : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [m].

A.N: **$T°=2.37$; $T_{sp}=1703.34 m^3/Km^2/an$; $G_{rm}=1.03$;**

$T_0=1854.44$ t/Km²/an **$V_m= 29.81$ Mm^3**

- ***Concentration des sédiments***

Il existe des prélèvements mensuels sur les concentrations solides à la station de Sidi Akacha pour une période de 1972/73 – 1987/88 : La moyenne des concentrations mensuelles en g/l est récapitulée comme suit :

Tableau N°II-26 : turbidités (concentration moyenne annuelle en g/l)

Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
15,7	28,9	29,1	20,8	13,8	15,2	14,5	12,8	10,8	9,9	0,68	0,02	14,35

Connaissant le taux de concentration solide (Cs), le transport solide spécifique moyen annuel (E_s) peut être estimé d'une manière approximative par la relation suivante :

$$E_S = \frac{C_s\, Q_0\, \Delta t}{S} \quad \text{..... (II-51)}$$

Q_0 : Module d'écoulement ; $Q_0=1.76$ m^3/s

Δt : Temps d'une année en "s" ; $\Delta t = 31.536 * 10^6$ s

C_S : Concentration des sédiments ; Cs = 14.35 g/l

S : Superficie du bassin versant ; S = 489 km^2

A.N: ***E_S*=1826.78 t/Km²/an**

$$V_m = \frac{E_S.T.S}{\delta_S}$$

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

δs : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m^3].

E_S : Taux d'abrasion [t/Km²/an]

A.N: **$V_m= 29.39$ Mm^3**

➢ ***Récapitulatif des résultats :***

Les résultats du calcul de volume mort obtenues par les trois méthodes sont très proches. Donc on prend la moyenne des trois résultats : $\mathbf{V_m=30Mm^3}$.

Tableau N°II-27 : Récapitulatif pour le calcul du volume mort

Méthodes	Volume mort en Mm^3
Formule de TIXERONT	29.12
Formule de GAVRILLOVIC	29.81
Concentration des sédiments	29.39

II.5. ETUDE DES CRUES :

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certain ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc.….

Les crues sont des variations du volume d'eau écoulé, qui causent, des augmentations rapides du débit d'une rivière

Aucune station hydrométrique relevant les crues n'est localisée dans le bassin versant du barrage Kef Eddir. La seule information disponible est celle enregistrée à la station hydrométrique Sidi Akacha, qui couvre la période 1972 à 2006.

Pour cette raison, on utilise des méthodes indirectes dans l'étude des crues du site du barrage, on cite :

- ❖ Analogie avec la station hydrométrique de Sidi Akacha.
- ❖ Formules empiriques

II.5. 1. Analogie avec la station de Sidi Akacha:

Méthode est basée sur l'information des débits de crues de la station hydrométrique de Sidi Akacha.

Pour la détermination des débits du bassin versant de on utilise la corrélation suivante :

$$Q_{\max p\%}^{bassinversant} = \frac{S_{BV}^{bassinversant}}{S_{BV}^{station}} \times Q_{\max p\%}^{station} \quad \text{..... (II-52)}$$

On a utilisé logiciel Hyfran pour la détermination du débit maximal de chaque période de retour.

Tableau N°II-28 : Débits fréquentiels pour différents fréquences obtenues par la méthode analogique.

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1
Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000
$Q_{\max p\%}^{bassinversant}$ **(m^3/s)**	238	314	386	480	550	620	782
$Q_{\max p\%}^{station}$ **(m^3/s)**	471.24	621.72	764.28	950.4	1089	1227.6	1548.36

II.5. 2. Formules empiriques pour la détermination de la crue:

- ***Formule de MALLET-GAUTHIER :***

On a:

$$Q_{\max,P\%} = 2 \times K \times Log(1+20p)\frac{S}{\sqrt{L_P}}\sqrt{1+4LogT-LogS} \quad \text{..... (II-53)}$$

$Q_{maxp\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

L_P : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$.

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le tableau (II.29) nous donne les résultats de calcul.

Tableau N°II-29: Débits fréquentiels pour différents fréquences obtenues par la Formule de *MALLET-GAUTHIER.*

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1
Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000
$Q_{maxp\%}$(m^3/s)	340.15	491.53	606.22	730.71	812.31	886.43	1038.35

- ***Formule de POSSENTI:***

On a:

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \times P_{\max j,P\%} \times S}{L_P} \quad \text{..... (II-54)}$$

$P_{\max\ j,P\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ: Coefficient compris entre 700 ÷ 800 ; On prend μ = 700.

L_p : Longueur du thalweg principal (Km).

On obtient les résultats ci-après ; Tableau (II.30):

Tableau N°II-30 : Débits fréquentiels pour différents fréquences obtenues par la Formule de *POSSENTI.*

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1
Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000
$P_{maxjP\%}$ (mm)	79.1	94.8	110	129	144	159	192
$Q_{maxp\%}$(m^3/s)	518.17	740.87	859.66	1008.14	1125.37	1242.60	1500.49

- ***Formule de GIANDOTTI :***

$$Q_{\max p\%} = a.\ S.\ P_{tc}.\frac{\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}{S + 1{,}5L_P} \quad \text{..... (II-55)}$$

L_P : Longueur du thalweg principal (Km)

S : Surface du bassin versant (km^2)

H_{moy} : altitude moyen de bassin versant.

P_{tc} : pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration

a : Coefficient topographique. a =170

H_{min} : altitude minimale (m).

Les calculs sont représentés comme suit :

Tableau N°II-31 : Débits fréquentiels pour différents fréquences obtenues par la Formule de *GIANDOTTI.*

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1
Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000
P_{tc} (mm)	59.75	71.61	83.09	97.44	108.77	120.10	145.02
$Q_{maxp\%}$(m^3/s)	189,05	226,57	262,90	308,30	344,15	380,00	458,84

- ***Formule de SOKOLOVSKY :***

On a :

$$Q_{\max,P\%} = 0{,}28 \times \frac{(P_{P\%,tc} - H_0) \times \alpha_{P\%} \times S \times f}{T_c} \quad \text{..... (II-56)}$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4+3\gamma}$

Pour S ≤ 50 Km2 …….. $\gamma = 2$.

Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a ……. $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

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

On prend : $\gamma = 3$ d'où : $f = 0{,}93$

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}}$$

H_0 : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm.

$P_{tc,P\%}$: pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration

T_c : Temps de concentration

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (II.32).

Tableau N°II-32: Débits fréquentiels pour différents fréquences obtenues par la Formule de *SOKOLOVSKY.*

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1	0.01
Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000	10000
P_{tc} (mm)	59.75	71.61	83.09	97.44	108.77	120.10	145.02	182.03
$\alpha_{p\%}$	0.35	0.39	0.42	0.45	0.47	0.49	0.53	0.57
$Q_{maxp\%}$(m^3/s)	287,61	394,36	462,97	641,11	754,64	874,51	1653,12	2607,12

II.5. 3. Choix du débit de crues :

Les méthodes que nous avons exposées, reposent sur l'emploi d'informations globales provenant d'un certain nombre de caractéristiques du bassin, ces formules sont basées sur l'analyse des données recueillies par les spécialistes sur des bassins particulièrement bien étudiés et sur une schématisation plus ou moins sommaire des mécanismes hydrologiques, elles comportent un ou plusieurs coefficients synthétisant les caractéristiques de l'impluvium, coefficients qui doivent être estimés au mieux, par comparaison vérification, les extrapoler à des régions topographiquement et climatiquement différentes de celles pour lesquelles elles ont été établies.

Tableau N°II-33 : Récapitulatif des débits maximaux de crue.

Méthodes	***Période de retour (ans)***						
	5	**10**	**20**	**50**	**100**	**200**	**1000**
Analogique	471.24	621.72	764.28	950.4	1089	1227.6	1548.36
Formule de *MALLET-GAUTHIER*	340.15	491.53	606.22	730.71	812.31	886.43	1038.34
Formule de *POSSENTI*	518.17	740.87	859.66	1008.14	1125.37	1242.60	1500.49
Formule de *GIANDOTTI*	189,05	226,57	262,90	308,30	344,15	380,00	458,84
Formule de *SOKOLOVSKY*	287,61	394,36	462,97	641,11	754,64	874,51	1653,12

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on remarque que les valeurs obtenues par les deux formules empiriques de MALLET-GAUTHIER, et de SOKOLOVSKY sont proches l'une de l'autre et cela pour les différentes fréquences de calcul.

Les valeurs obtenues par la formule de GIANDOTTI sont faibles par rapport aux autres méthodes, tandis que celles données par la méthode analogique et la formule de POSSENTI sont importantes.

On remarque que les résultats obtenus par les méthodes de MALLET-GAUTHIER, et de SOKOLOVSKY sont très proches des valeurs moyennes.

C'est pourquoi on considère les résultats donnés pour les premières méthodes, car les autres nous conduit soit à un sous dimensionnement GIANDOTTI ou à un surdimensionnement (analogique).

Et comme la méthode de SOKOLOVSKY tient compte de plus de paramètres surtout des pluies à courtes durées qui sont responsables de la génération des crues exceptionnelles, on considère les débits obtenus par cette méthode comme les débits de crues de dimensionnement.

II.5.4. Construction de l'hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crues est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- La forme de la crue.
- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

✓ **Pour la monté de la crue** $Q_m = Q_{\max\ p\%}\left(\frac{t}{t_m}\right)^n$ ..... (II-57)

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

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

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

n : puissance du courbe ; n=2

✓ **Pour la décrue** $Q_d = Q_{\max,\ P\%}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^m$ ..... (II-58)

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

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

t_d : temps de la décrue en heures ;

m : puissance du courbe ; m=3

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

- $t_m = T_C$ (pour les petits bassins versants), avec T_C est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

(δ =3 ; voir le Tableau II-31) ;

Tableau N°II-34 : 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

Donc : $$Q_m = Q_{\max\ p\%} \left(\frac{t}{9.12} \right)^2$$

$$Q_d = Q_{\max,\ P\%} \left(\frac{27.36 - t}{27.36} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans les tableaux II.35,II.6 et la Figure (II-16).

Tableau N°II-35 : Débit de crue de montée.

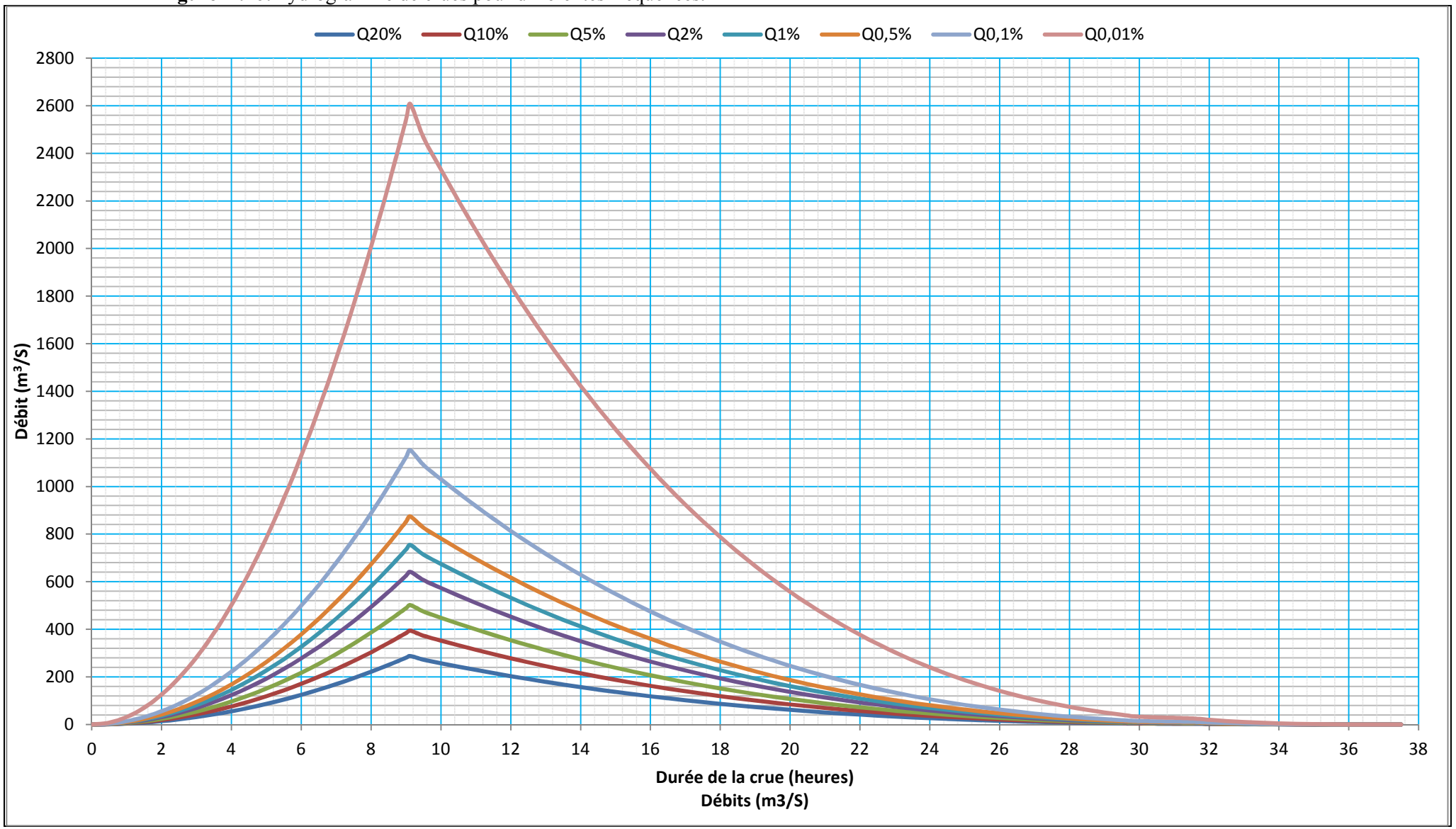
Temps (h)	$Q_{20\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.5\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.86	1.19	1.51	1.93	2.27	2.63	3.47	7.84
1.00	3.46	4.74	6.03	7.71	9.07	10.51	13.86	31.36
1.50	7.78	10.67	13.58	17.34	20.41	23.66	31.19	70.55
2.00	13.83	18.97	24.14	30.83	36.29	42.06	55.46	125.42
2.50	21.61	29.63	37.71	48.18	56.71	65.71	86.65	195.97
3.00	31.12	42.67	54.31	69.37	81.66	94.63	124.77	282.20
3.50	42.36	58.08	73.92	94.42	111.14	128.80	169.83	384.11
4.00	55.33	75.86	96.55	123.33	145.17	168.23	221.82	501.69
4.50	70.02	96.01	122.19	156.09	183.73	212.91	280.74	634.95
5.00	86.45	118.53	150.86	192.70	226.82	262.85	346.60	783.90
5.50	104.60	143.43	182.54	233.17	274.46	318.05	419.38	948.51
6.00	124.48	170.69	217.24	277.49	326.63	378.51	499.10	1128.81
6.50	146.10	200.32	254.95	325.66	383.33	444.22	585.75	1324.78
7.00	169.44	232.33	295.68	377.69	444.58	515.19	679.33	1536.43
7.50	194.51	266.70	339.43	433.58	510.36	591.42	779.84	1763.76
8.00	221.31	303.45	386.20	493.31	580.67	672.91	887.29	2006.77
8.50	249.83	342.56	435.98	556.90	655.52	759.65	1001.67	2265.46
9.00	280.09	384.05	450.78	624.35	734.91	851.65	1122.97	2539.82
9.12	287.61	394.36	462.97	641.11	754.64	874.51	1153.12	2607.12

Tableau N°II-36 : Débit de décrue.

Temps (h)	$Q_{20\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.5\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.01\%}$ (m^3/s)
0.00	287.61	394.36	462.97	641.11	754.64	874.51	1153.12	2607.12
0.50	272.13	373.13	454.88	606.60	714.02	827.44	1091.05	2467.61
1.00	257.21	352.68	448.85	573.35	674.88	782.08	1031.25	2332.36
1.50	242.85	332.99	423.79	541.34	637.20	738.42	973.67	2202.14
2.00	229.04	314.05	399.68	510.54	600.95	696.41	918.28	2076.86
2.50	215.75	295.83	376.51	480.94	566.10	656.02	865.03	1956.42
3.00	203.00	278.34	354.24	452.50	532.63	617.23	813.88	1840.73
3.50	190.75	261.55	332.87	425.20	500.50	580.00	764.78	1729.70
4.00	179.01	245.45	312.38	399.03	469.69	544.30	717.70	1623.22
4.50	167.76	230.02	292.75	373.95	440.17	510.09	672.60	1521.21
5.00	156.99	215.26	273.96	349.94	411.91	477.34	629.42	1423.56
5.50	146.69	201.14	255.99	326.99	384.89	446.03	588.13	1330.18
6.00	136.85	187.65	238.82	305.06	359.08	416.12	548.69	1240.98

6.50	127.47	174.78	222.44	284.14	334.45	387.58	511.06	1155.85
7.00	118.52	162.51	206.82	264.19	310.97	360.37	475.18	1074.71
7.50	110.00	150.83	191.96	245.20	288.62	334.47	441.03	997.46
8.00	101.90	139.72	177.82	227.14	267.37	309.84	408.55	924.01
8.50	94.21	129.17	164.40	210.00	247.18	286.45	377.70	854.25
9.00	86.91	119.17	151.67	193.73	228.04	264.26	348.45	788.09
9.50	80.00	109.70	139.61	178.33	209.91	243.25	320.75	725.44
10.00	73.47	100.74	128.21	163.77	192.77	223.39	294.56	666.21
10.50	67.30	92.28	117.45	150.02	176.59	204.64	269.84	610.28
11.00	61.49	84.31	107.30	137.07	161.34	186.97	246.53	557.58
11.50	56.02	76.82	97.76	124.88	146.99	170.34	224.61	508.01
12.00	50.89	69.78	88.81	113.44	133.53	154.74	204.03	461.46
12.50	46.08	63.18	80.41	102.72	120.91	140.11	184.75	417.85
13.00	41.58	57.02	72.57	92.69	109.11	126.44	166.72	377.07
13.50	37.39	51.27	65.25	83.34	98.10	113.69	149.90	339.04
14.00	33.49	45.92	58.44	74.65	87.86	101.82	134.26	303.65
14.50	29.87	40.95	52.12	66.57	78.36	90.81	119.74	270.82
15.00	26.52	36.36	46.27	59.11	69.57	80.63	106.31	240.44
15.50	23.43	32.12	40.88	52.22	61.47	71.23	93.92	212.43
16.00	20.59	28.23	35.93	45.89	54.02	62.60	82.54	186.68
16.50	17.99	24.66	31.39	40.09	47.19	54.69	72.11	163.10
17.00	15.61	21.41	27.25	34.81	40.97	47.48	62.60	141.59
17.50	13.46	18.46	23.49	30.01	35.32	40.93	53.97	122.06
18.00	11.52	15.79	20.10	25.67	30.21	35.01	46.17	104.42
18.50	9.77	13.39	17.04	21.77	25.63	29.70	39.16	88.56
19.00	8.20	11.25	14.32	18.29	21.53	24.95	32.90	74.40
19.5	6.82	9.35	11.90	15.20	17.89	20.73	27.34	61.83
20.00	5.60	7.68	9.77	12.48	14.69	17.02	22.45	50.77
20.50	4.53	6.22	7.91	10.11	11.89	13.78	18.18	41.11
21.00	3.61	4.95	6.30	8.05	9.48	10.98	14.48	32.76
21.50	2.83	3.87	4.93	6.30	7.41	8.59	11.33	25.62
22.00	2.16	2.97	3.77	4.82	5.67	6.58	8.67	19.61
22.50	1.61	2.21	2.81	3.59	4.23	4.90	6.46	14.62
23.00	1.16	1.60	2.03	2.59	3.05	3.54	4.67	10.55
23.50	0.81	1.11	1.41	1.80	2.12	2.46	3.24	7.32
24.00	0.53	0.73	0.93	1.19	1.40	1.62	2.14	4.83
24.50	0.33	0.45	0.57	0.73	0.86	1.00	1.32	2.98
25.00	0.18	0.25	0.32	0.41	0.48	0.56	0.74	1.67
25.50	0.09	0.12	0.16	0.20	0.24	0.27	0.36	0.82
26.00	0.04	0.05	0.06	0.08	0.09	0.11	0.14	0.32
26.50	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.04	0.08
27.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
27.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figure II.16: hydrogramme de crues pour différentes fréquences.



Estimation de la crue de projet:

Le choix de crues de projet dépende de degré de risque admis en cas de dépassement celle –ci.

Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation :

Une crue de projet stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

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

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

$I_g = I_a \text{ x } I_d \text{ x } I_r$.

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

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

I_r : représente les risques.

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

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

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

Pour notre cas ; nous optons pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1/10000.

II.6. REGULARISATION DE L'ECOULEMENT:

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle.

Donc on fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années.

II.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

On suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 49 m et une côte maximale de 130 m.

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

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

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m3)

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

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

Tableau N°II-37 : Caractéristiques topographiques de la retenue

N°	Niveau (m)	ΔH (m)	Volume (hm^3)	Surface (km^2)
1	49.00	0	0	0
2	50.00	1	0.027	0.02
3	60.00	10	1.51	0.28
4	70.00	10	6.46	0.71
5	80.00	10	16.37	1.26
6	90.00	10	36.11	2.70
7	100.00	10	69.36	3.95
8	105.00	5	91.89	5.06
9	110.00	5	119.26	5.89
10	115.00	5	150.89	6.76
11	120.00	5	186.99	7.68
12	125.00	5	228.36	8.87
13	130.00	5	275.44	9.96

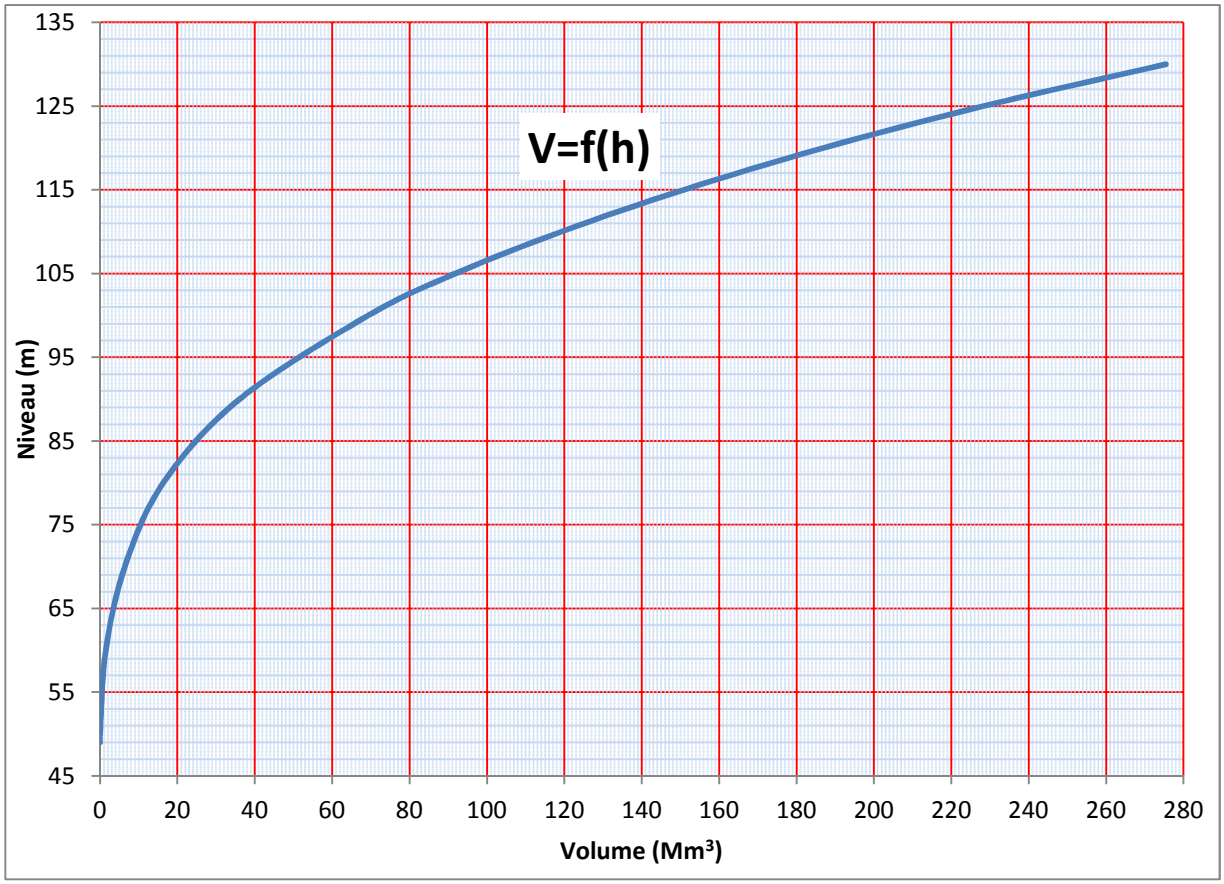


Figure II.17: Courbe Capacité –Hauteur

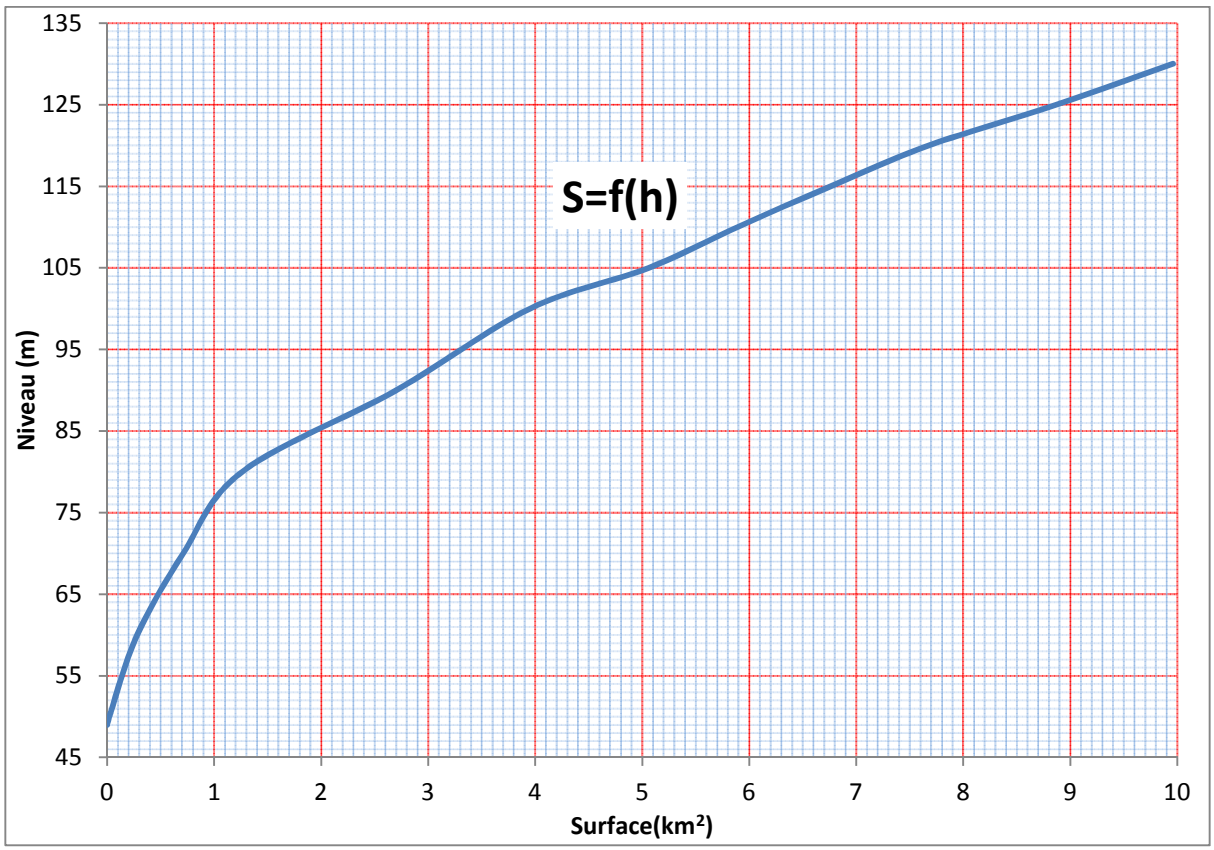


Figure II.18: Courbe Surface-Hauteur

II.6.2. Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation :

Au cours des réunions de l'A.N.B, il a été précisé que le barrage est destiné à la fourniture d'eau potable et à l'irrigation

On considère que la somme des besoins d'AEP et d'irrigation comme consommations. Compte tenu de la destination du barrage, la répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$ sont données dans le tableau suivant.

Tableau N°II-38 : répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$

Mois	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Sep	Oct
Apport 80% [Mm³]	2.49	5.93	5.99	10.73	9.80	4.52	2.00	1.23	0.13	0.10	0.38	2.09
U_{AEP} (Mm³)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	2,9	2,9	2,9	2,9	1,8	1,8
U_{AEI} (Mm³)	0	0	0	0	1,3	1,5	1,75	3	3,2	3,2	3,3	1,1
U80%(Mm³)	1.8	1.8	1.8	1.8	3.1	3.3	4.65	5.9	6.1	6.1	5.1	2.9

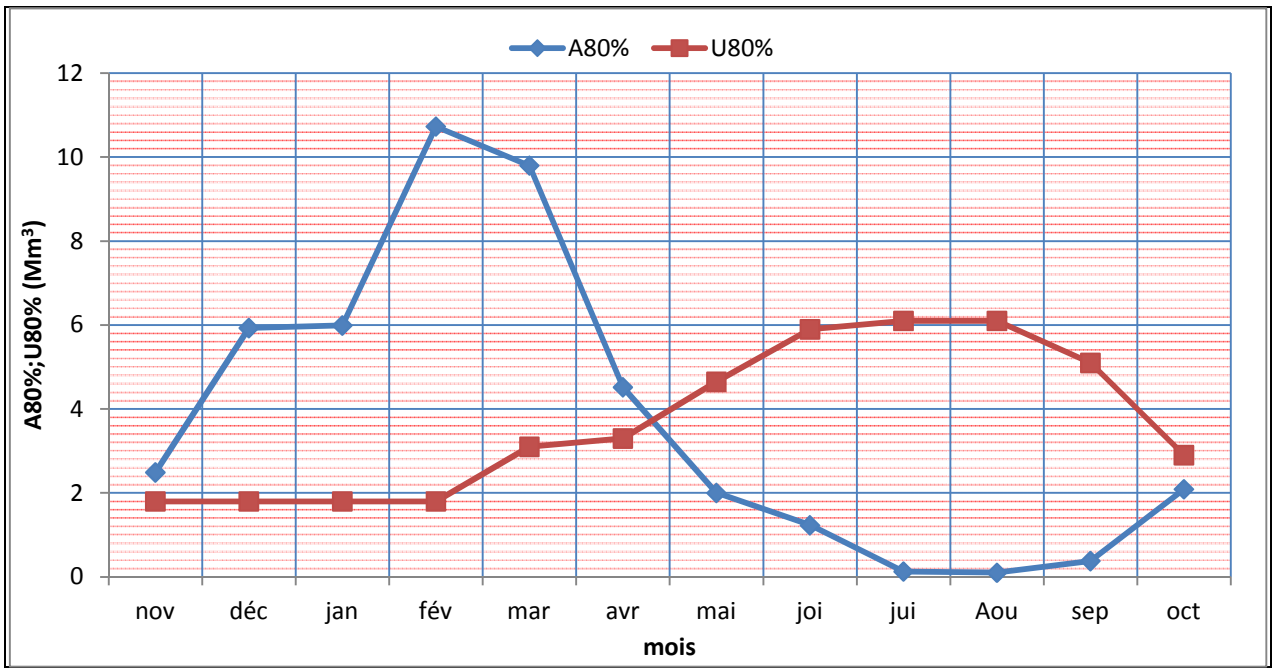


Figure II.19: Variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$

Vu que la consommation en eau dépasse l'apport de 80%, une régularisation interannuelle est recommandée.

Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle. Ces méthodes peuvent être basées sur :

*Existence de données hydrométrique (séries longues n > 30).

*Non existence de données ou existence de séries courtes.

Dans le présent cas, la méthode de Pléchkov-Svanidzé est choisie selon les données disponibles.

II.6.3. Calcul du volume utile :

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

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_o \quad \text{(II-59)}$$

W_o : Apport moyen interannuel

β_s : Composante saisonnière du volume utile

β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile

$$\beta_s = a\,(T_{ét} - W_{ét}) \quad \text{(II-60)}$$

$T_{ét} = N_{ét}/12$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année

$N_{ét}$: Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

$$Wét = \frac{\sum_{i=1}^{nét} Wm}{\sum_{i=1}^{n} Wpm}$$:Volume relatif de l'écoulement au cours de l'anné

$$Wét = 0.13$$

W_m : Apport pendant la période d'étiage

W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année

$a = \frac{q}{Q_0}$: Coefficient de régularisation $\quad a = \frac{44.35}{55.34} = 0.82$

D'où : **βs =0.32**

La composante pluri-annuelle peut être déterminée à partir des graphiques de Pléchkov, connaissant m et a.

m : Fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage égal $W_{ét}/W_o$

la composante interannuelle β_{pa} déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé. Cette composante β_{pa} = f (P%, a, Cv, Cs et r)

P% : probabilité de garantie

a : Coefficient de régularisation

Cv : Coefficient de variation

Cs : Coefficient d'asymétrie

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

Tableau N°II-39 : Répartition de Radkovitch r = f (module spécifique)

module spécifique **M(l/s.km²)**	>20	20 - 10	10 – 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Dans le cas où Cs = 2 Cv et r = 0,3 ; on peut utiliser les graphiques de Gougli donnant β_{pa} = f (Cv, P% et a). **β_{pa} = 1.09 A.N:** **V_{upa}= 95.83 Mm³**

Les pertes par évaporation moyenne interannuelle sont de l'ordre de 0.78 Mm³

Les pertes par infiltration sont estimées de 0.05 Mm³

En tenant compte des pertes par évaporation et aussi par infiltration, on prend

V_{upa}= 95 Mm³

II.7. LAMINAGE DE CRUES

Les débits des crues des bassins versant sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines de Tc durent donc peu et les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des P.H.E sera faible.

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

Le déversement sur la crête de tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage et son évacuateur de crue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de BLACKMORE, la méthode GRAPHIQUE, la méthode de KOTCHERINE et la méthode graphoanalytique de HILDEN BLAT.

Et en fin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation ; vu que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

➢ **Principe de calcul :**

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \quad \text{(II-61)}$$

Avec : Qc(t) : débit de crue entrant à l'instant (t) ;

q(t) : débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S\frac{dH}{dt} \quad \text{(II-62)}$$

Et, $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

II.7.1. Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

a) Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C.\left(1-\frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \quad \text{(II-63)}$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

Q% : le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduis le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \quad \text{..... (II-64)}$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et a mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette,

b) Estimation de la charge au dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad \text{..... (II-65)}$$

Où :

μ : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0.49;

g : l'accélération de pesanteur;[g = 9.81m²/s];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir,

Connaissant ce débit ; il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot H} \quad \text{..... (II-66)}$$

$q = S \cdot V_{moy}$ Et $S = L \cdot H$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule (II-65). $q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V^2_{moy}}{2g} \quad \text{..... (II-65)}$$

Où H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$: La charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} aux points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calcule pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau N°II-40 : données de départ

Données	
g	9.81m/s^2
α	1
$Q_{0.01\%}$	2607.12m^3/s
$V_{crue\ 0.01\%}$	128395445.8m^3
μ	0.49
P	7m

Tableau N°II-41 : Données de départ

H	b=70m			b=60m			b=50m			b=40m			b=30m		
m	débit	surface	vitesse	débit	surface	vitesse	débit	surface	vitesse	débit	surface	vitesse	débit	surface	vitesse
	m^3/s	m^2	m/s	m^3/s	m^2	m/s	m^3/s	m^2	m/s	m^3/s	m^2	m/s	m^3/s	m^2	m/s
0	0,00	0	0	0,00	0	0	0,00	0	0	0,00	0	0	0,00	0	0
0,5	53,72	35	1,53	46,04	30	1,53	38,37	25	1,53	30,69	20	1,53	23,02	15	1,53
1	151,93	70	2,17	130,23	60	2,17	108,52	50	2,17	86,82	40	2,17	65,11	30	2,17
1,5	279,11	105	2,66	239,24	90	2,66	199,37	75	2,66	159,49	60	2,66	119,62	45	2,66
2	429,72	140	3,07	368,33	120	3,07	306,95	100	3,07	245,56	80	3,07	184,17	60	3,07
2,5	600,56	175	3,43	514,76	150	3,43	428,97	125	3,43	343,17	100	3,43	257,38	75	3,43
3	789,45	210	3,76	676,67	180	3,76	563,89	150	3,76	451,12	120	3,76	338,34	90	3,76
3,5	994,82	245	4,06	852,71	210	4,06	710,59	175	4,06	568,47	140	4,06	426,35	105	4,06
4	1215,44	280	4,34	1041,81	240	4,34	868,17	200	4,34	694,54	160	4,34	520,90	120	4,34
4,5	1450,32	315	4,60	1243,13	270	4,60	1035,94	225	4,60	828,75	180	4,60	621,56	135	4,60
5	1698,63	350	4,85	1455,97	300	4,85	1213,31	250	4,85	970,65	200	4,85	727,98	150	4,85
5,5	1959,69	385	5,09	1679,74	330	5,09	1399,78	275	5,09	1119,82	220	5,09	839,87	165	5,09
6	2232,91	420	5,32	1913,92	360	5,32	1594,93	300	5,32	1275,95	240	5,32	956,96	180	5,32
6,5	2517,76	455	5,53	2158,08	390	5,53	1798,40	325	5,53	1438,72	260	5,53	1079,04	195	5,53
7	2813,78	490	5,74	2411,81	420	5,74	2009,85	350	5,74	1607,88	280	5,74	1205,91	210	5,74

Tableau N°II-42: Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H	V_{moy}	H_0	Débit (m^3/s)				
m	m/s	m	b=70m	b=60m	b=50m	b=40m	b=30m
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	1,53	0,62	74,03	63,46	52,88	42,30	31,73
1	2,17	1,24	209,75	179,78	149,82	119,85	89,89
1,5	2,66	1,86	385,52	330,45	275,37	220,30	165,22
2	3,07	2,48	593,38	508,61	423,84	339,07	254,31
2,5	3,43	3,10	828,94	710,52	592,10	473,68	355,26
3	3,76	3,72	1090,11	934,38	778,65	622,92	467,19
3,5	4,06	4,34	1373,45	1177,25	981,04	784,83	588,62
4	4,34	4,96	1677,97	1438,26	1198,55	958,84	719,13
4,5	4,60	5,58	2001,40	1715,48	1429,57	1143,65	857,74
5	4,85	6,20	2344,39	2009,48	1674,57	1339,65	1004,74
5,5	5,09	6,82	2705,71	2319,18	1932,65	1546,12	1159,59
6	5,32	7,44	3084,17	2643,58	2202,98	1762,38	1321,79
6,5	5,53	8,06	3474,98	2978,55	2482,13	1985,70	1489,28
7	5,74	8,68	3884,04	3329,18	2774,32	2219,45	1664,59

Tableau N°II-43 : Détermination de débit déversant

H (m)	V_{ch} (Mm^3)	$q_{laminé}$ (m^3/s)	Débit (m^3/s)				
			b=70m	b=60m	b=50m	b=40m	b=30m
0	0	2607,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	3,9	2544,37	74,03	63,46	52,88	42,30	31,73
1	7,1	2462,95	209,75	179,78	149,82	119,85	89,89
1,5	10,1	2402,03	385,52	330,45	275,37	220,30	165,22
2	13,2	2339,08	593,38	508,61	423,84	339,07	254,31
2,5	16,1	2280,19	828,94	710,52	592,10	473,68	355,26
3	19,2	2217,24	1090,11	934,38	778,65	622,92	467,19
3,5	22,8	2144,14	1373,45	1177,25	981,04	784,83	588,62
4	26,3	2073,07	1677,97	1438,26	1198,55	958,84	719,13
4,5	29,9	1999,96	2001,40	1715,48	1429,57	1143,65	857,74
5	33,4	1928,89	2344,39	2009,48	1674,57	1339,65	1004,74
5,5	36,9	1857,82	2705,71	2319,18	1932,65	1546,12	1159,59
6	41,3	1768,47	3084,17	2643,58	2202,98	1762,38	1321,79
6,5	43,7	1719,74	3474,98	2978,55	2482,13	1985,70	1489,28
7	47,3	1646,63	3884,04	3329,18	2774,32	2219,45	1664,59

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure (II-20) la courbe H=f (q, Q) nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, 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-21).

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

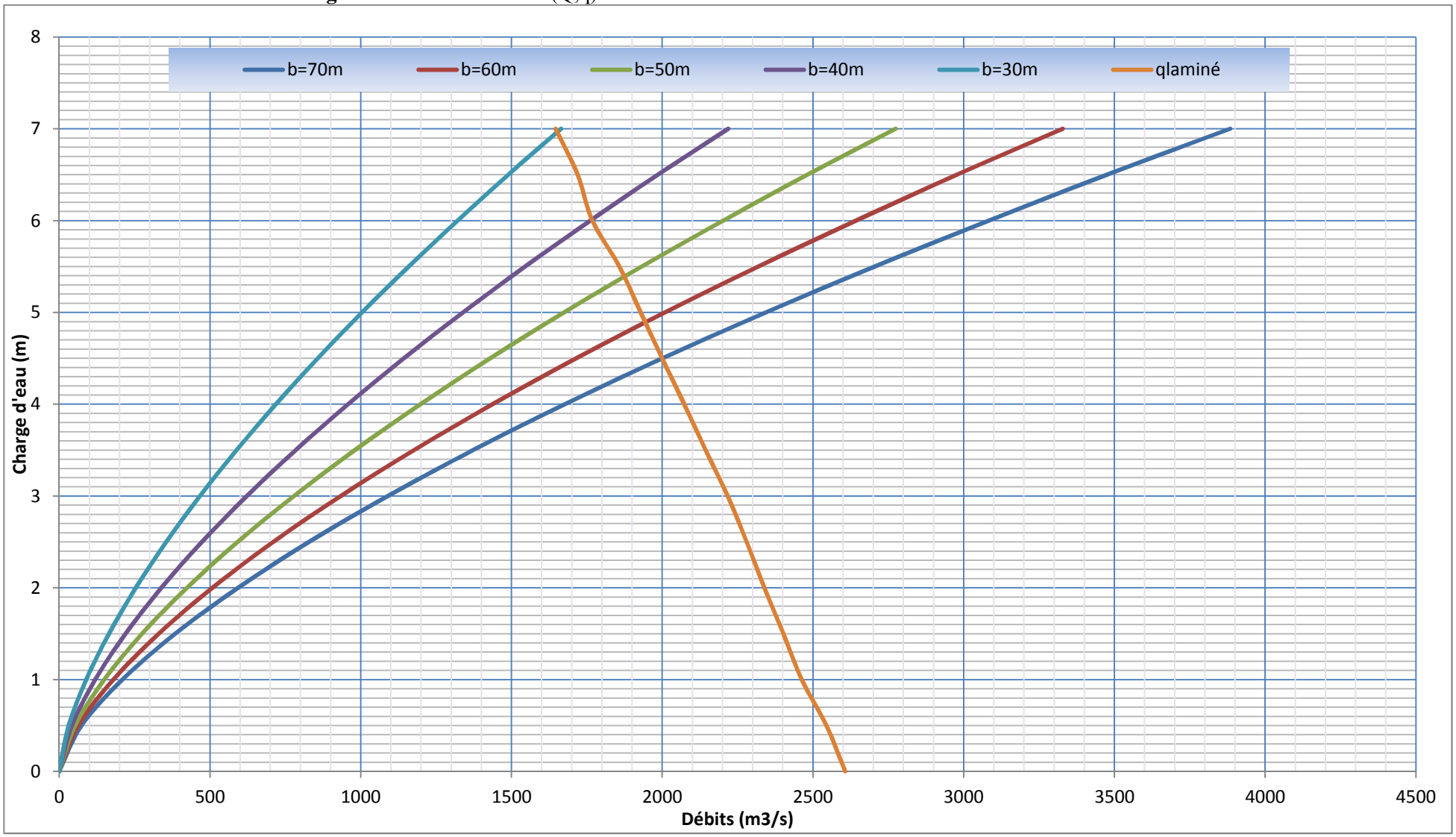
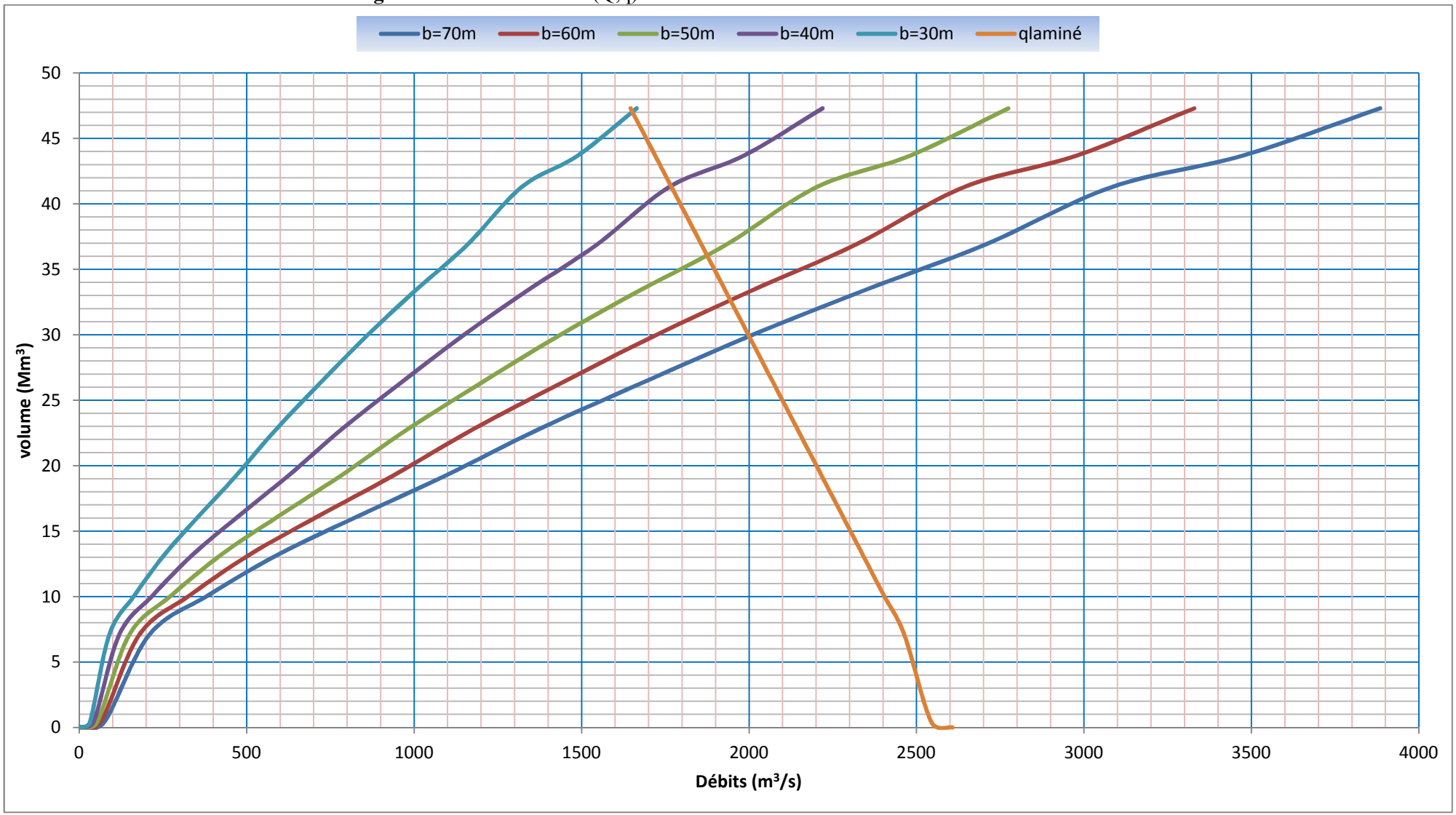


Figure II.21: Courbes V=f (Q,q)



II.7.2. 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 devais le plus économique de l'aménagement.

a) 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 :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{..... (II-66)}$$

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

- ***Formule de STEVENSON***

$$H = 0.75 + 0.34\ F^{0.5} - 0.26\ F^{0.25} \quad \text{..... (II-67)}$$

F : le fetch F = 8.14 Km

- ***Formule de MOLITOR***

$$H = 0.75 + 0.032\ (U.F)^{0.5} - 0.27\ F^{0.25} \quad \text{..... (II-68)}$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

- ***Formule de MALLET-PAQUANT***

$$H = 0.5 + 0.33\ (F)^{0.5} \quad \text{..... (II-69)}$$

- ***Méthode de AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS :***

Tableau N°II-44 : Classification ASCE

Fetch	Vitesse du vent	Hauteur de la vague	Fetch	Vitesse du vent	Hauteur de la vague
Km	Km/h	m	Km	Km/h	m
1.6	80	0.82	8	80	1.12
1.6	120	0.9	8	120	1.31
4	80	0.97	8	160	1.46
4	120	1.1	16	80	1.37
4	160	1.2	16	120	1.64
8	80	1.12	16	160	1.85

Tableau N°II-45 : Récapitulatifs de la revanche.

Formule	H (m)	R (m)
Stevenson	1.28	2.12
Molitor	1.21	1.98
Mallet-paquant	1.44	2,39
Méthde ASCE	1.20	1.96

On adopte donc la valeur de H=1.21m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

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

$$V = 1.5 + 2H \quad \text{(II-70)}$$

H : hauteur des vagues (en m).

Donc la revanche minimale sera **R=1.99m**

R=2.0m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

b) Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules:

$$T = 0.015\ H_b \quad \text{(II-71)}$$

$$T = 0.001\ H_b^{3/2} \quad \text{(II-72)}$$

T=Tassement de la crête du barrage

H_b=Hauteur du barrage

Les tassements dus aux effets du séisme sont estimés de 1m.

c) Largeur en crête :

C'est la largeur du barrage prés de son couronnement lorsque la retenue est plaine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage.

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 $b = 1.65 H_b^{0.5}$ ..... (II-73)

Formule E.F.PREECE $b = 1.1H^{0.5} + 1$ ..... (II-74)

Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6.H^{1/3} - 3$ .....(II-75)

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

Tableau N°II-46 : Calcul de la largeur en crête:

Largeur en crête du barrage (m)					
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
			KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE
30	1650	69.98	13.80	10.20	11.83
44	1770	69.10	13.72	10.14	11.77
50	1890	68.18	13.62	10.08	11.70
60	1945	67.89	13.59	10.06	11.68
70	2000	67.60	13.56	10.04	11.65

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 50m correspondant à une largeur en crête de 10 m.

Tableau N°II-47 : Récapitulatif des résultats

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	87.40
Cote NNR	m	111.25
Cote NPHE	m	116.00
Cote du fond	m	49.00
Volume au NNR	Mm^3	125.00
Volume utile	Mm^3	95.00
Volume mort	Mm^3	30.00

II.7.3. Laminage pour un déversoir de largeur b=50m

1) Diviser l'hydrogramme de crues en pas de temps Δt.
2) Fixer le niveau d'emmagasinement au dessus duquel le barrage est considéré plein (NNR).
3) Déterminer les volumes entrant dans le réservoir pendant les intervalles de temps Δt.

On a: $\Delta Vi = \Delta t.Q_{moy} = 0.5*(Q_n+Q_{n+1})*\Delta t$

Q_n : débit initial

Q_{n+1}:: débit entrant après Δt.

4) Déterminer les charges d'eau (lames d'eau) à partir de la courbe (Hauteur – capacité).
5) Déterminer q pendant l'intervalle de temps Δt à l'aide de la formule :

$$q = \mu\, b\, \sqrt{2g}\, H^{3/2} \quad m^3/s.$$

μ: Coefficient de débit (μ =0.49)

b : Largeur déversante en (m).

H : Lame d'eau déversante en (m).

q : Débit déversant (m3/s).

Le calcul se fait par itération à l'aide de la formule :

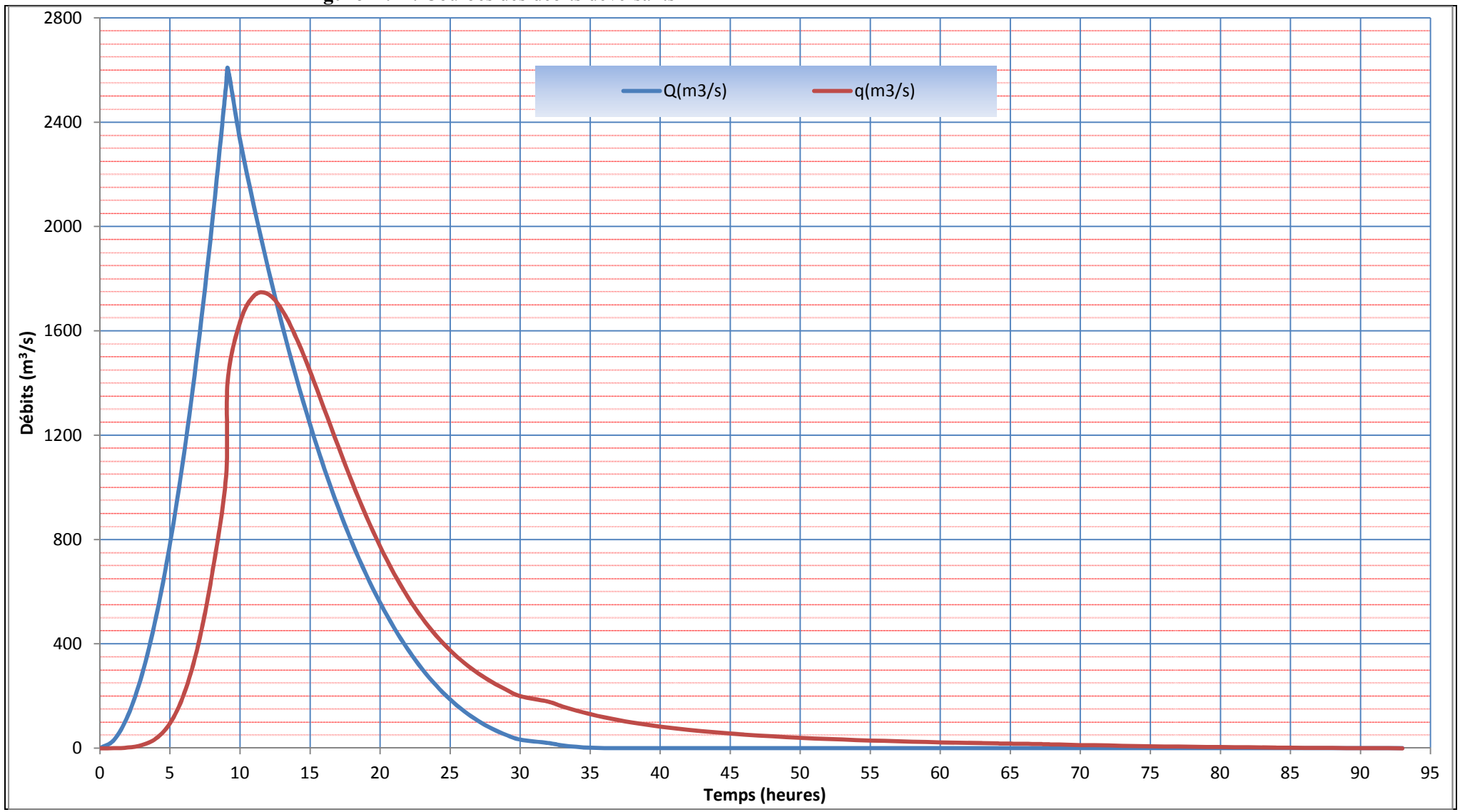
$$(V_{n+1}) + (0.5q_{n+1})\,\Delta t = Q_{moy}\,\Delta t + (V_n + 0.5\,q_n\Delta t) - q_n\,\Delta t.$$

Les résultats de calcul du laminage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-48 : Laminage de la crue decamillénaire.

Temps(h)	Q(m^3/s)	q(m^3/s)	Temps(h)	Q(m^3/s)	q(m^3/s)
0	0.00	0.00	47	0.00	48.97
1	31.36	0.14	48	0.00	45.77
2	125.42	2.90	49	0.00	42.85
3	282.20	12.18	50	0.00	40.18
4	501.69	37.57	51	0.00	37.73
5	783.90	95.94	52	0.00	35.49
6	1128.81	208.46	53	0.00	33.42
7	1536.43	393.99	54	0.00	31.52
8	2006.77	666.74	55	0.00	29.76
9	2539.82	1041.81	56	0.00	28.13
9.12	2607.12	1408.34	57	0.00	26.62
10	2332.36	1633.62	58	0.00	25.22
11	2076.86	1734.86	59	0.00	23.92
12	1840.73	1741.08	60	0.00	22.71
13	1623.22	1680.07	61	0.00	21.58
14	1423.56	1575.21	62	0.00	20.52
15	1240.98	1444.83	63	0.00	19.53
16	1074.71	1302.76	64	0.00	18.61
17	924.01	1159.01	65	0.00	17.74
18	788.09	1020.44	67	0.00	16.17
19	666.21	891.35	68	0.00	14.80
20	557.58	774.11	69	0.00	14.05
21	461.46	669.76	70	0.00	12.32
22	377.07	578.40	71	0.00	11.55
23	303.65	499.53	72	0.00	10.70
24	240.44	432.26	73	0.00	9.50
25	186.68	375.41	74	0.00	8.49
26	141.59	327.63	75	0.00	7.87
27	104.42	287.44	76	0.00	7.06
28	74.40	253.47	77	0.00	6.51
29	50.77	224.60	78	0.00	5.88
30	32.76	199.93	79	0.00	5.23
32	19.61	178.74	80	0.00	4.85
33	10.55	160.46	81	0.00	4.17
34	4.83	144.60	82	0.00	3.60
35	1.67	130.79	83	0.00	3.14
36	0.32	118.71	84	0.00	2.59
37	0.01	108.10	85	0.00	2.28
38	0.00	98.74	86	0.00	1.79
39	0.00	90.45	87	0.00	1.48
40	0.00	83.09	88	0.00	1.26
41	0.00	76.53	89	0.00	0.93
42	0.00	70.66	90	0.00	0.66
43	0.00	65.39	91	0.00	0.41
44	0.00	60.65	92	0.00	0.13
45	0.00	56.36	93	0.00	0.01
46	0.00	52.49	94	0.00	0.00

Figure II.21: Courbes des débits déversants



CONCLUSION

Lorsque l'on prévoit un déversoir poids posé sur la fondation et inséré dans le profil du barrage, l'optimum économique résulte d'un compromis entre son coût et celui du corps de l'ouvrage. Si l'on choisit un déversoir long à faible lame, on réduit du même coup la hauteur du remblai et les ouvrages dissipateurs sont moins conséquents. Si l'on opte pour un déversoir court à forte lame déversante, on augmente la hauteur du remblai et l'importance des organes de dissipation.

Étant donné la grande surface du plan d'eau en général, et l'effet de laminage qui peut en résulter, la solution d'un évacuateur à entonnement frontal s'avère préférable le plus souvent, quoi qu'il en soit, si l'on choisit ce type d'évacuateur il y a un coût minimum.

Chapitre III :

Synthèse des variantes

III. INTRODUCTION :

Le dimensionnement d'un barrage implique la fixation de très nombreux paramètres en fonction du site, des caractéristiques du cours d'eau et du service à assurer.

A l'égard des caractéristiques du cours d'eau et plus particulièrement de ses crues, les paramètres principaux sont ceux qui définissent le débouché offert à l'écoulement. Ils sont déjà nombreux : hauteur de pelle, largeur et longueur du bassin d'amortissement et vanne ….etc. ils ont une influence assez forte sur le coût de construction de l'ouvrage.

- Surdimensionné l'ouvrage pourra assurer avec sécurité l'évacuation des crues exceptionnelles et la permanence de la circulation mais l'investissement sera élevé ainsi que l'alimentation de la prise d'eau est insuffisante ou bien inexistante.
- Sous dimensionné l'investissement pourra être réduit mais les dégâts aux ouvrages de prise d'eau seront trop fréquents (submersion de tous les ouvrages existants).

Mettre en balance le coût de l'investissement d'un côté, les dommages et risques de l'autre dans un calcul économique pourraient conduire à l'adoption d'une crue définie par ses caractéristiques.

Le choix des variantes à étudier a été défini sur la base des critères suivants :

- Une topographie adaptée;
- Des conditions géologiques et géotechniques adéquates;
- La disponibilité locale de la majeure partie des matériaux requis pour la construction;
- Un concept parasismique sécuritaire;
- Un coût économique de la réalisation.

III.1. VARIANTES DU BARRAGE ETUDIEES :

Les études effectuées ont mis en évidence que le site de Kef-Eddir présente les trois contraintes majeures suivantes qui ont un grand impact sur la conception du barrage et des ouvrages hydrauliques :

- le potentiel de liquéfaction de la fondation alluvionnaire
- la perméabilité très élevée de la fondation alluvionnaire;
- la mauvaise qualité et la faible résistance de la fondation rocheuse marneuse spécialement dans le lit de l'oued.

Tenant compte de ces contraintes, des résultats des études hydrologiques, de laminage et de régularisation, des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et sismiques qui prévalent sur le site, des types et quantité de matériaux naturels présents ainsi que des critères de conception retenus, quatre variantes d'aménagement ont été considérées. Ces variantes sont les suivantes :

***Variante1 :** Barrage en terre zoné avec densification du dépôt alluvionnaire

***Variante2 :** Barrage en terre zoné avec excavation partielle et densification du dépôt alluvionnaire

***Variante 3 :** Barrage en terre zoné avec excavation totale du dépôt alluvionnaire

***Variante 4 :** Barrage en béton compacté roulé (BCR) avec excavation totale du dépôt alluvionnaire

La variante BCR a été écartée compte tenu de son instabilité vis-à-vis le glissement lors d'événement sismique correspondant au séisme maximal de dimensionnement (SMD). En effet, le roc en place, au contact béton-roc, est de très mauvaise qualité et dispose d'un angle de frottement interne effectif de 34.5°. Ce paramètre de résistance ne peut assurer un coefficient de sécurité C.S. égal à 1.0

L'étude comparative des variantes a donc porté sur les trois variantes de barrage en terre.

L'étude économique a montré que les coûts des trois variantes sont similaires. La variante 2 étant la moins coûteuse alors que la variante 1 est la plus chère.

La variante 1 présente l'inconvénient majeur relié à la mise en place d'un écran d'étanchéité en béton dans une zone de forte sismicité. En effet, cet écran pourrait se cisailler lors d'un tremblement terre important.

Bien que la variante 3 soit légèrement plus coûteuse que la variante 2, elle présente l'avantage majeur de résoudre radicalement le problème éventuel relié à la liquéfaction en excavant complètement les alluvions sous l'emprise du barrage.

La variante 2 requiert un contrôle et un suivi rigoureux des travaux de densification des matériaux afin de s'assurer que les objectifs ont été atteints.

Considérant les avantages et les inconvénients des variantes 2 et 3 décrits ci-dessus, il a été décidé de retenir la variante 3 pour l'étude de l'aménagement du barrage Kef-Eddir.

III.2. CORP DU BARRAGE (DIGUE)

Le barrage de Kef-Eddir est un barrage zoné en terre dont les recharges sont composées de matériaux alluvionnaires tout-venant (TVO), avec une longueur en crête de 478 m, il a été dimensionné pour être en mesure de laminer la crue décamillénale (1 : 10000 ans),

Les niveaux suivants ont été utilisés pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques :

- Niveau maximal normal d'exploitation (niveau de la crête du déversoir) :111.25m
- Niveau d'eau maximal exceptionnel (Crue 1 : 10000 ans) :116m
- Niveau minimum d'opération (niveau correspondant au volume de la tranche morte de la retenue) :87.40m
- Revanche pour le barrage : 3 m (2 m pour l'effet des vagues et 1m pour des tassements dus à un séisme)
- Niveau d'eau lors de la dérivation provisoire aux batardeaux amont et aval : 74 m au batardeau amont et de 50.5 m au batardeau aval avec une revanche de 1,5 m aux deux batardeaux
- Les pentes amont et aval du barrage sont respectivement de 3 H /1 V et 2.5 H /1 V

III.3. BATARDEAUX

Les batardeaux amont et aval sont des ouvrages non intégrés dans le barrage. Des écrans d'étanchéité en ciment-bentonite implantés dans les axes des batardeaux amont et aval sont également prévus. Ces écrans ont des largeurs respectives en amont et en aval de 0.9 et 0.6 m et seront exécutés jusqu'au roc.

La largeur et la longueur en crête du batardeau amont sont respectivement de 6 m et de 307 m. La hauteur maximale est de 25.5 m.

Les niveaux d'eau lors de la dérivation provisoire pour une crue de récurrence de chantier de 1 : 40 ans dictent les niveaux en crête des batardeaux. Ainsi, la crête du batardeau amont est au niveau 75.5 m soit une revanche de 1.5 m au-dessus du niveau d'eau de 74.0 m alors que la crête du batardeau aval est au niveau 52 m, soit une revanche de 1.50 m par rapport au niveau d'eau en aval de 50.5 m.

Les pentes amont et aval du batardeau amont sont respectivement de 2.5 H / 1 V et 2H/1V Celles du batardeau aval sont de 2 H : 1 V aussi bien en amont qu'en aval.

III.4. ÉVACUATEUR DE CRUES

III.4.1. Critères de conception :

Outre les critères de base, il a été tenu compte des critères suivants pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues :

- Permettre l'évacuation de la crue décamillénale laminée;
- Éviter le recours à un seuil équipé de vannes afin de se prémunir de défauts de fonctionnement qui résulteraient de la déformation des organes en cas d'occurrence d'un séisme de forte intensité;
- Réduire au maximum possible, la hauteur de la lame déversante;
- S'assurer que le canal d'amenée de l'eau vers le seuil éloigne les courants de grande vitesse du parement amont du barrage;
- Faire en sorte que les piles du pont ne créent pas de turbulences de l'écoulement;
- Eviter les écoulements asymétriques dans le coursier;
- Permettre la dissipation de l'énergie pour éviter l'affouillement à l'aval du barrage;
- Valider le dimensionnement par des essais sur modèle réduit.

L'analyse hydraulique de l'ensemble des ouvrages qui forment l'évacuateur de crues doit satisfaire à quatre conditions d'écoulement :

1) Ecoulement subcritique dans le canal d'approche, initialement à vitesse réduite et à plus grande vitesse en s'approchant du seuil;
2) Ecoulement critique ou supercritique sur la face du seuil;
3) Ecoulement supercritique dans le coursier et au droit du saut à ski;
4) écoulement de transition dans le bassin de dissipation, où l'écoulement change son régime de vitesse de supercritique à subcritique.

III.4.2. Description générale :

L'évacuateur de crues est situé sur la rive droite du barrage. Il sert à la fois d'évacuation de la crue décamillénale et de dissipation de leur énergie développée. L'évacuateur de crues se compose d'un déversoir en forme de cuillère suivi d'un coursier muni de saut à ski et d'un bassin de dissipation naturel. Des murs de soutènement bordent ces ouvrages et retiennent les matériaux du remblai du barrage et ceux le long du coursier. Pour permettre l'accès à la rive droite du barrage, un pont métallique de trois travées avec un tablier de béton est prévu au-dessus de l'évacuateur

La longueur totale de l'évacuateur de crues sans bassin de dissipation est de 378 m dont 150 m est destinée au déversoir, 228 m au coursier et 120 m au bassin de dissipation. Le pont est constitué de trois poutres isostatiques de portée de 19 m, reliées entre elles par des entretoises métalliques sur lesquelles se repose un tablier de béton. La largeur de la chaussée est de 4 m, prévue pour une seule voie de circulation.

La hauteur des murs de soutènement est entre 4 et 6 m pour le coursier, de 13.5 m au droit du barrage, et de 11 m au droit du saut de ski. L'épaisseur des radiers varie de 1m pour les coursiers à 2 m au niveau bas du seuil du déversoir et à 3.0 m au niveau du saut à ski.

III.4.3. Méthodologie de calcul

a) Canal d'approche

Le canal d'approche coule à surface libre. Les dimensions de la section transversale du canal (largeur, profondeur, pente du talus) ont été calculées afin d'assurer le transit du débit de crue de conception laminé pour une vitesse d'écoulement ne dépassant pas 4 m/s.

b) Déversoir

Dans un premier temps, le déversoir à été conçu à partir du pré-dimensionnement établi lors de l'étude de laminage et de régularisation. Cependant, compte tenu des conditions topographiques favorables, et afin de maximiser la largeur de la crête déversante du seuil, sans devoir élargir le pont surplombant l'évacuateur et le canal de fuite, le seuil adopte une forme en bec de canard, plutôt qu'une forme droite. Cette modification permet d'accroître de 50 m à 103 m la largeur effective de la crête déversante de l'évacuateur, se traduisant par un abaissement de 2 m du niveau maximal exceptionnel d'exploitation du réservoir au passage de la crue décamillénaire laminée. Alors que celui-ci s'établissait à 119 m lors des études de régularisation pour une largeur du seuil de 50 m, il se chiffre maintenant à 116 m pour une largeur effective de 103 m.

c) Coursier

Le calcul du coursier prend en considération le régime d'écoulement supercritique qui caractérise cette partie de l'évacuateur de crues. Le coursier est composé de deux segments de pente constante suivi d'un saut à ski qui projette l'écoulement vers le bassin de dissipation. La vitesse de l'eau dans la cuillère du saut à ski est estimée à 29 m/s au débit de conception.

Le calcul des caractéristiques hydrodynamiques de l'écoulement dans le coursier a été effectué au moyen du logiciel HECRAS version 3.1 de l'US Corps of Engineers. Le régime de l'écoulement est torrentiel sur tout le coursier jusqu'au saut à ski. Les dimensions de la section transversale du coursier sont déterminées en tenant compte de la profondeur de la lame d'eau. Dans le but d'éviter l'apparition des ondes stationnaires qui provoquent des débordements, des trajectoires symétriques et rectilignes ont été adoptées.

d) Bassin de dissipation et canal de fuite

La forme du bassin permet de contenir l'entonnement de l'écoulement à la sortie du saut à ski. Le calage de la cote de radier du bassin de dissipation a été réalisé en fonction du débit unitaire et de la charge hydraulique totale à dissiper, ainsi qu'en fonction du niveau d'eau dans le bassin. Le niveau d'eau dans le bassin a été calculé au moyen du logiciel HEC RAS version 3.1 du US Corps of Engineers et d'une courbe

de tarage approximative en rivière construite à partir des données topographiques disponibles. Pour le débit laminé maximal de 2 230 m^3/s, le niveau d'eau dans le bassin de dissipation est estimé à 56.3 m.

III.5. GALERIE DE DERIVATION / VIDANGE DE FOND, ET PRISE D'AEU

III.5.1. Critères de conception

Les critères de conception retenus pour ces ouvrages sont les suivants :

- évacuer la crue 1 : 40 ans laminée de 463 m^3/s;
- offrir la possibilité d'être utilisée comme ouvrage permanent pour abriter la vidange de fond, l'adduction et l'accès à la tour de prise. Afin d'atteindre cet objectif, adopté pour la galerie les dimensions requises pour obtenir les dégagements requis pour l'installation des équipements et les interventions pour leur entretien ainsi que pour l'accès à la tour de prise;
- doter la galerie de dérivation d'un bassin de dissipation qui serait dimensionné pour le débit maximum de la vidange de fond;
- limiter le débit de chasse et de vidange de manière à éviter les risques d'inondations et d'accidents à l'aval du barrage;
- permettre la vidange complète dans une période d'environ trois (3) semaines;
- assurer trois (3) niveaux de prise dans le réservoir. Le premier niveau doit se situer dans la réserve morte pour pouvoir exploiter le réservoir dans les périodes de sécheresse alors que le niveau dans le réservoir est bas et que la tranche morte n'est pas encore complètement envasée. Dans ce cas la prise la plus basse devra être dans l'axe de la vidange de fond de manière à pouvoir la désenvaser en effectuant des chasses périodiques;
- permettre l'intervention sur les différentes prises et de façon indépendante. Pour cela, ces dernières ne doivent pas être situées sur le même axe vertical de manière à pouvoir les doter de grilles et de batardeaux amovibles. Elles doivent également être dotées de vannes permettant d'isoler chacune d'entre elles;
- les prises et la conduite d'adduction doivent pouvoir assurer un débit de pointe de 3.6 m^3/s et régulariser un volume annuel de 57.4 Hm^3;

- la conduite d'adduction doit être dotée de moyens de contrôle des vitesses d'écoulement et de mesure de débits soutirés;
- la tour de prise doit offrir le dégagement requis pour l'installation et l'entretien des équipements ainsi que pour les accès sécuritaire à ces équipements (escaliers, rampes);
- les moyens de manutentions requis pour l'installation et l'entretien des équipements doit être prévu;
- un dispositif de secours doit être prévu pour les interventions sur la vanne de service de la vidange de fond.

III.5.2. Description générale :

a) Galerie de dérivation provisoire et de vidange de fond

La galerie de dérivation provisoire et de vidange de fond est située au milieu du barrage principal et est parallèle à l'évacuateur de crues. Elle sert à la fois d'accès à la tour de prise d'eau, de logement aux conduites d'adduction d'eau, de dérivation provisoire et de vidange de fond du réservoir. Elle est composée d'une galerie de section en forme de fer à cheval et d'un bassin de dissipation à son extrémité aval.

Pendant la construction du barrage, la galerie sert à dériver les eaux accumulées à l'amont du batardeau mis en place dans le but de garder sèches les aires de travail et de stockage des matériaux. Par la suite, la galerie de dérivation sera transformée en galerie de vidange dans sa partie inférieure et en galerie de service dans sa partie supérieure.

La galerie a une longueur totale de 400 m, et le bassin de dissipation une longueur de 25.4 m.

Une section courante de la galerie montre sa forme polycentrique de 7 m de diamètre intérieur et une dalle qui sert d'accès de service à l'intérieur de la galerie. Cette dalle supporte aussi une conduite d'adduction de 1 m de diamètre venant de la prise d'eau. À l'extrémité aval de la galerie, une plate-forme enjambant l'amont du bassin de dissipation, servira de stationnement temporaire aux camions de service.

Le bassin de dissipation, de section variable en forme de U, dispose d'un coursier de forme parabolique et de largeur 7 m à la sortie de la galerie au niveau 47.25 m pour aboutir à un coursier à fond plat et de largeur 10 m au niveau 45.25 m.

b) Tour de prise d'eau :

La tour de prise d'eau, de diamètre intérieur de 7 m, abritera :

- Au plancher inférieur d'accès à la tour niveau 68,75 m, la vanne de service de la vidange de fond, le pertuis de prise d'eau et les conduites y associées;
- Aux planchers intermédiaires, niveau 85,00 m et 100,00 m, les deux pertuis de prise d'eau et les conduites y associées;
- au plancher supérieur (chambre de manœuvre), niveau 118,50 m, le pont roulant circulaire (8 tonnes) de manœuvre du batardeau de la vidange de fond et de celui des prises d'eau, des grilles d'entrée d'eau et des équipements aux différents planchers pour des opérations de montage ou d'entretien. Des plates-formes amovibles seront prévues à ce niveau;
- L'escalier d'accès aux différents planchers.

Chaque pertuis de prise d'eau sera équipé d'une grille amovible (1 800 X 2 000 mm) présentant un espace entre barreaux de 30 mm avec une vitesse à l'entrée de la grille ne dépassant pas 1 m/s.

III.5.3. Méthodologie de calcul

a) Galerie de dérivation

L'étude hydraulique de la galerie de dérivation résulte de l'étude de laminage à partir de laquelle la cote maximale du plan d'eau derrière le batardeau amont a été déterminée en fonction de plusieurs diamètres de galerie. Le calcul de laminage de la crue de chantier a été effectué pour deux régimes d'écoulement dans la galerie : à surface libre pour les faibles débits et en charge pour les débits s'approchant de la crue de chantier.

Le diamètre retenu est une solution de compromis qui tient compte de la nécessité d'une part de limiter la hauteur du batardeau amont car ce dernier a un ouvrage provisoire et d'autre part, d'obtenir le dégagement nécessaire pour que cette dernière puisse abriter la vidange de fond, l'accès à la tour de prise et la conduite d'adduction.

b) Vidange de fond

La vidange de fond sera utilisée pour les chasses périodiques pour dégager la prise d'eau la plus basse et au besoin pour la vidange rapide du réservoir La débitance de la vidange de fond et le temps de vidange du réservoir ont été déterminés en tenant

compte de la section de contrôle de la vanne de service et de la courbe d'emmagasinement du réservoir.

c) Bassin de dissipation et canal de fuite

Les principes de dimensionnement du bassin de dissipation et du canal de fuite de la galerie de dérivation et de la vidange de fond sont similaires à ceux de l'évacuateur de crues. Il convient de souligner que le bassin de dissipation localisé à l'extrémité aval de la galerie est conçu pour le débit maximal transité par les vidanges de fond et non pour le débit de la crue de chantier. Advenant le passage de la crue de chantier, une certaine submersion des murs latéraux du bassin est à prévoir.

CONCLUSION :

La variante choisis présente les avantages et les inconvénients suivants :

Avantages :

✓ Le fait d'excaver tous les matériaux alluvionnaires et de construire le barrage directement sur le roc permet de s'assurer de la qualité des matériaux mis en place et donc de leur stabilité et résistance vis-à-vis la liquéfaction;

✓ L'étanchéité de la fondation est assurée;

✓ La mise en place d'un voile d'injection à partir du socle rocheux est une opération plus facile que celle de la variante 1 où on doit la réaliser à partir de la surface du dépôt alluvionnaire.

Inconvénients :

✓ La durée de la construction de cette variante est beaucoup plus importante que les deux variantes compte tenu des grandes quantités des matériaux à excaver et à remblayer;

✓ La construction d'un batardeau amont et deux coupures aussi bien en amont qu'en aval est requise pour les travaux antérieurs;

✓ Les matériaux nécessaires pour la réalisation aussi bien du barrage que des ouvrages hydrauliques sont importants.

Chapitre IV :

Etude des variantes

IV. INTRODUCTION :

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.
Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

IV.1. EVACUATEUR DES CRUES :

Un barrage, s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les trop-pleins, qui sont calculés sous forme de crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge car il aurait toute chance d'être grave- ment endommage ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer convenablement l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine, et leur restitution adéquate dans le thalweg en aval sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

IV.1.1. Différents types d'évacuateurs :

On distingue deux types principaux d'évacuateurs de crue selon la position de leurs entonnements par rapport au niveau normal de la retenue.

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
    - Evacuateur de surface.
    - Evacuateur en charge (en puits, siphon sommaire pour petit barrage, siphon à faible charge et fort débit).

2. L'emplacement par rapport à la digue :
   - Evacuateur central.
   - Evacuateur latéral (à entonnement frontal, à entonnement latéral).

IV.1.2. Critères de choix de l'évacuateur :

Le choix du type de l'évacuateur de crues doit essentiellement prendre en considération plusieurs critères tel que : les difficultés de réalisation, les exigences topographiques du site, les exigences géologiques de la fondation, la facilité d'entretient, la facilité de modification, et le coût de l'ouvrage.

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 débit maximum à évacuer est très important ($q_{max,\ 0.01\%}$=1741.1 m^3/s) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

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

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

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

- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 65.4 m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

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

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

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

IV.1.3. Emplacement de l'évacuateur de crue :

Outre les considérations économiques qu'on développera ultérieurement, l'emplacement de l'évacuateur de crue, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site. On estime que les deux rives surmontant la vallée, présentent des endroits potentiels d'implantation. Contrairement, l'incorporation de l'ouvrage dans la digue est déconseillée vu les inconvénients multiples qu'elle présente à savoir, le risque de tassement et de déstabilisation du talus aval ; le débit d'évacuation limité ; et les précautions rigoureuses à prendre au niveau du coursier et du bassin de dissipation d'énergie.

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche (considération topographique). En fait, la pente douce du versant que présente la rive droite permet de diminue le volume du terrassement et de diminue les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

à cause de la forte pente du versant dans rive gauche, 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.

IV.1.4. Evacuateur latérale a entonnement frontal :

L'évacuateur de crues latérale a entonnement frontal est constitue des éléments suivants :

- ► Un canal d'approche.
- ►Un déversoir.
- ►Un chenal.
- ►Un convergent.
- ►Un coursier.
- ►Un bassin de dissipation.
- ►Un canal de restitution.

a) Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant,.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{projet}}{S} \quad \text{..... (IV-1)}$$

Ou : V_a : vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

S : Section du canal (m^2). S = h x L.

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

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lame déversante (m).

Donc : **V_a =2.7 m/s**

Pour la roche saine, les sédimentaires, conglomérant et marne V_{adm}= (4.4 à 10) m/s [6]

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 56m

b) Le déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type CREAGER, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

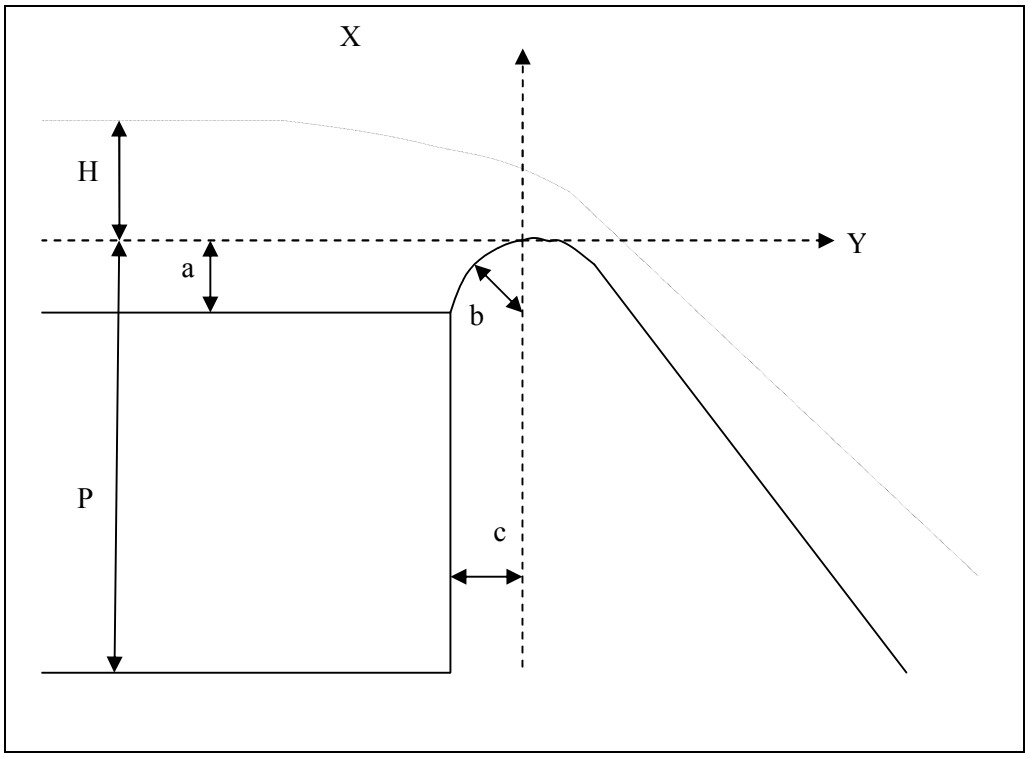


Figure IV.1: Dimensions du déversoir

a= 0.12H; c= 0.30H; b= 0.40H **A.N:** a = 0.66 m; c = 1.65 m; b = 2.2 m.

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

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \quad \text{..... (IV-2)}$$

Tableau N°IV.1 : Les coordonnées du profil de déversoir**.**

X (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12.5
Y(m)	0.66	0.12	0.42	0.90	1.53	2.30	3.23	4.30	5.50	6.84	8.31	9.91	11.64	12.56

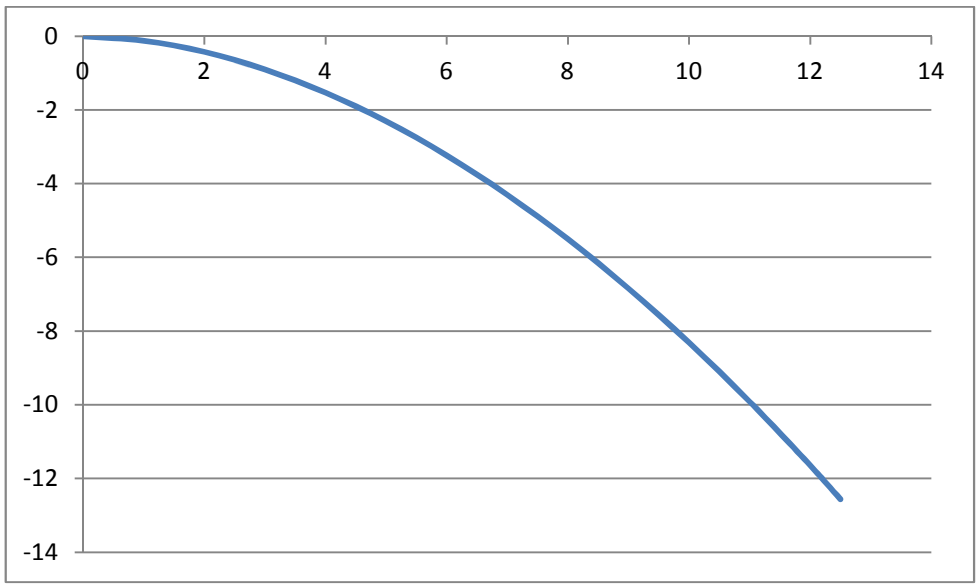


Figure IV.2: Profil Creager.

c) Chenal d'écoulement:

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas avec une largeur b_{ch}= 50 m, une pente suffisamment faible et une longueur L_{ch}= 20 m (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité avale (début de coursier) ; c'est pour quoi on cherche une pente inférieur a la pente critique).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

- **Calcul de la profondeur critique :**

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{..... (IV-3)}$$

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b_{ch}}$ (m^2/s) ;

b : largeur du chenal b = 50 m

h_c : La profondeur critique

AN : q= 34.8m^2/s ; h_c=4.98 m

- **La pente critique**

Elle se détermine par la formule de Manning

$$Q = K .S. R_H^{2/3} I^{1/2} \quad \text{..... (IV-4)}$$

Avec : R_H : rayon hydraulique en m

I : pente en m/m

S : section mouillée

K : coefficient de Manning –STRICKLER dépends de la nature des parois. [7]

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

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

On prend : K= 80 / /

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b+h_c)^{2/3}}{K(b.h_c)^{5/3}}\right]^2 \quad \text{..... (IV-5)}$$

AN : I_{cr} =0.0012m/m

I = 0.001 m/m < I = 0.0012 m/m ⇒ 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 :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \quad \text{.....(IV-6)}$$

Avec :

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

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

$$C = — \quad ....(IV\text{-}7)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en : n=0.013 s/m (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = - = \frac{\times}{} \quad .... (IV\text{-}8)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

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

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

$$Q = - \times I \quad (b \times h\ ) \quad (2h\ + b) \quad .... (IV\text{-}9)$$

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

On trouve : h = 2.16m

h_n =5.33m > h_c=4.98m donc La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

d) Le convergent :

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projeté un convergeant, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

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

$$(\propto) < — \quad .... (IV\text{-}10)$$

➢ **La longueur du convergent:**

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$= 2(\quad - \quad) \quad .... (IV\text{-}11)$$

Avec :

: La largeur au plafond du bief amont en m.

: La largeur au plafond de la section de contrôle en m, c'est la largeur du coursier au même temps.

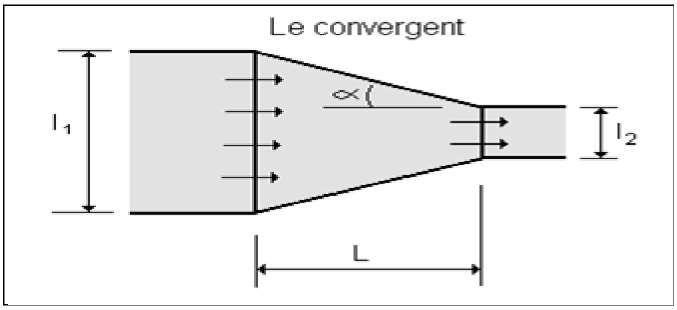


Figure IV.3: Schéma d'un convergent

La largeur finale du convergent se calcul par la formule [6] suivante :

$$= 0.07 \quad \frac{}{} \quad \text{...(IV-12)}$$

$$= \quad h + \frac{}{} \quad - \quad \text{..............................(IV-13)}$$

Avec : : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

: Accélération de la gravité (m/s^2).

AN : p=1.17m ; L_2=30m ; L=40m

On revient à la condition (formule IV-10) :

$$(\propto) = \frac{(\quad)/}{} = 0.29$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$= \frac{}{\times} \quad \text{.....................................(IV-14)}$$

Avec : V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur.

h : le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$= \frac{}{\times} = 6.53 \quad / \qquad \text{on trouve } F = 0.90$$

D'où : $(\propto) = 0.29 < \frac{}{} = 0.37 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **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 = × ( ) **h=5.94m**

- **La vitesse à la sortie du convergent :**

= × **V=8.28m/s**

e) Le coursier :

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au talweg. Il y a entre le chenal et le coursier une section de control caractérisée par un changement brusque de pente ou se crée un passage d'un écoulement fluvial a un écoulement torrentiel dans le coursier.

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

- **La profondeur critique**

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

b' : est la largeur du coursier égale a 30 m.

A.N : h_{cr}=5.94m

- **La pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 . S_{cr}^2 R_{cr}} \quad \text{..... (IV-15)}$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C : Coefficient de *CHEZY* $C = 74$, pour : $(n = 0{,}014)$, et $C = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$

A.N : I_{cr}=35%

➢ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait comme suit :

- A la section de contrôle la hauteur est égale a la hauteur critique y_1= 5.94 m
- Le long du coursier la hauteur devient inférieure à y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons par la suite.

Tableau N°IV.2 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Y_n(m)	Y_c(m)	L bief (m)
1741.1	71	0.35	1.248	5.94	128.00

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

a) Choisir un pas de distance ΔX ;

b) Calculer ΔH la dénivelée du fond par rapport à h_C considéré comme niveau de référence.

$$\Delta H = I^* \Delta X \quad \text{..... (IV-16)}$$

Avec : I: La pente ;

ΔX : Pas de distance ;

c) Calculer H_S ; l'énergie spécifique pour chaque section de calcul ;

$$\mathbf{H_S = \Delta H - j} \quad \text{..... (IV-17)}$$

Avec : j est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante [8] :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois ΔH, prendre **j=0.1*ΔH**.
- Sinon (ce qui le cas le plus courant), prendre **j=0.2*ΔH** constitue une bonne approximation

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

$$\eta = \frac{\times}{\quad} \text{..... (IV-18)}$$

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

e) Calculer le paramètre : $\Omega = Q / (2*g)^{0.5} * l * (H_S)^{1.5}$;.....(IV-19)

f) Connaissant ce paramètre et le coefficient $\eta_{=0}$, tirer à partir de l'abaque donné en annexe (IV-1) le rapport — [9].

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

Les résultats de calcules sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau N°IV.3 : Calcul de la ligne d'eau à pas d'espace de 20m

L (m)	Δx (m)	ΔH (m)	5*ΔH (m)	Test	J	H_s	Ω	h/H_s	h
0		5.94	-	$L \leq 5*\Delta H$	-	-	-	-	5.94
20	20	12.94	64.7		1.294	11.646	0.295	0.320	3.66
40	20	19.94	99.7		1.994	17.946	0.162	0.173	3.10
60	20	26.94	134.7	$L > 5*\Delta H$	5.388	21.552	0.119	0.128	2.80
80	20	33.94	169.7		6.788	27.152	0.089	0.097	2.60
100	20	40.94	204.7		8.188	32.752	0.072	0.076	2.47
120	20	47.94	239.7		9.588	38.352	0.059	0.061	2.36
128	8	50.74	253.7		10.148	40.322	0.048	0.049	2.02

D'après le tableau (IV-3) la valeur qu'on doit adopter est : y=2.02m.

On a : $$Fr = \frac{V}{\sqrt{g\ h_c}}$$

Où : Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN : $V = 28.72\ m/s$ **;** $Fr = 6.29$

f) Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Froude est supérieur à 4.5 et cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le

déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée peut dépasser les 15 m/s, alors on est appelé à utiliser un bassin de type III. L'annexe (IV-2) [9]

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

- **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a F =6.29 Donc de l'abaque de l'annexe (IV-2) $\frac{y_2}{y_1} = 6$ D'où y_2 =12.12 m.

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

- **Longueur du bassin :**

On a : $\frac{L}{Y_2} = 4.2$ Donc : L = 50.90 m. On prend L = 51 m.

- **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

$h_1 = y_1 = e_1 =$ 2.02 m.

h_1 : Hauteur des blocs chicanes à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs chicane.

$h_2 = 0.2\ y_2 = 2.42$ m.

$e_2 = 0.15\ y_2 = 1.83$ m.

h_2 : Hauteurs des blocs chicanes à la sortie.

e_2 : espacement entre les blocs chicanes à la sortie.

g) Canal de restitution

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie. Dans notre cas ce canal est de section trapézoïdale avec un talus 1/1

La vitesse admissible pour les enrochements est V= (4.4-10) m/s.

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

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

S : section du canal trapézoïdale $s = b.h + mh^2$ ..... (IV-20)

P : périmètre mouille $p = b + 2h\sqrt{m^2+1}$ ..... (IV-21)

R: rayon hydraulique $R = S/P$

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

n : coefficient de rugosité du sol (n=0.023)

Q : le débit évacué en m^3/s.

- **La hauteur critique :** elle se calcule comme suit :

$$h_{cr}=\left(1-\frac{\sigma_{cr}}{3}+0.015.\sigma_{cr}^2\right).K \quad \text{..... (IV-22)}$$

$$\text{Avec: } K=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \quad \text{..... (IV-23)}$$

$$\text{Et : } \sigma=\frac{Km}{b} \quad \text{..... (IV-24)} \quad .$$

On prend **:** m=1 **AN: K=7 ; σ=0.23 ; h_{cr} =6.46m**.

- **La pente critique :**

$$I_{cr}=\frac{Q^2}{S_{cr}^2.C^2.R_{cr}}$$

Avec: $R_{cr}=\frac{S_{cr}}{P_{cr}}$ =4.87m et : $C=\frac{1}{n}.R_{cr}^{1/6}$ =56.62

AN: **I_{cr}=0.0036m/m**

- **La profondeur normale :**

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANAL P et on trouve :

h_n=2.57 m.

- **La vitesse de l'écoulement :**

V = – = ———— **V=18.27m/s**

. ² .

Puisque la vitesse de l'écoulement est supérieure à la vitesse admissible :

V ≥ V_{adm} (1.8 – 2.2) m/s on prévoit une protection en enrochement.

h) Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparaission des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

- **Hauteur des murs bajoyers**

- Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$\mathbf{h_m = h_0 + r}$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h_0: charge d'eau (m) $h_0 = P + h_{de}$

P : hauteur de pelle. (P=7m)

h_{de} : Hauteur déversante. (h_{de}=5.5m) d'où : h_0 = 12.5m.

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $\mathbf{r = 0.61 + 0.14\ V^{1/3}}$..... (IV-25)

A.N: V =2.7 m/s r = 0.80 m. h_m = 13.3 m

-Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage. La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a:

h_m = NPHE – NNR + R =6.5 m.

-Hauteur des murs du coursier

Hauteur au début du coursier :

h_m=h+r

Ou : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h : hauteur d'eau h=5.94m ;

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

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle V=5.01m/s ;

AN : r=0.95m h_m=7m

Hauteur à la fin du coursier:

On procède de même manière que précédemment.

h=2.02m on aura **V=28.8m/s**, **r=1.04, H=3.06m**

- **Vérification de l'existence des vagues roulantes :**

La vérification de l'existence des vagues roulantes au niveau du coursier se fait à l'aide des conditions :

$$\frac{b}{h} \leq (10-12) \text{ et } F_r^2 \leq 40.$$

Où b : Largeur du coursier.

h : Hauteur d'eau à la fin du coursier.

F : nombre de Froude.

AN : **b/h=14.85** et **Fr^2=39.56**

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

IV.1.5. Evacuateur latérale a entonnement latéral :

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation.

a) Tranchée :

L'écoulement dans la tranchée est très complexe, et pour cette raison, un mode simple approximatif de calcul de la tranchée a été proposé, dont le procédé est comme ci après :

1) On fixe les largeurs aux extrémités de la tranchée :

-A la fin de la tranchée :

La largeur à la fin de tranchée est égale à la largeur du chenal b_f =30m.

-au début de la tranchée $b_d = (0.4 \div 0.5)b_f$. ; b_d =15m.

2) On fixe la vitesse d'écoulement dans la tranchée :

-Au début $V_d = (3 \div 5)$ m/s.on prend V_d =4 m/s.

-A la fin $V_f = (8 \div 10)$ m/s. on prend V_f =9 m/s.

3) On détermine le niveau des plus hautes eaux à la fin de la tranchée :

$$NFT = NPHE - Z$$

NPHE : niveau des plus hautes eaux. : NPHE = 116.75m NGA.

$$Z = \frac{V_f^{\,2}}{2g\psi^2} = 4.39m$$

φ : Coefficient de vitesse; on prend φ =0.95

Donc : NFT = 111.61 m NGA.

4) On devise la tranchée sur toute sa longueur en tronçons dont les distances de bout amont de la tranchée sont : l_1, l_2…..l_i.

5) On détermine le débit, la vitesse et la longueur au plafond de la tranchée :

$$Q_i = Q\frac{l_i}{L} \qquad V_i = V_d + (V_f - V_d)\frac{l_i}{L} \qquad b_i = b_d + (b_f - b_d)\frac{l_i}{L}$$

6) On détermine la section mouillée au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_I}$$

7) On détermine la profondeur d'eau au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$h_i = -\frac{b_i}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b_i}{2m}\right)^2 + \frac{S_i}{m}}$$

m : pente de profil de déversoir, assimilé à un plan m = 1/3

8) On calcule la pente i de la surface libre de l'écoulement sur chaque tronçon de la tranchée.

$$i = \frac{V_I^{\,2}}{C_i^{\,2}R^2} \qquad \text{Où :} \qquad C_i = \frac{1}{n}R_i^{\frac{1}{6}}$$

n : coefficient de rugosité 0.014.

R_i : rayon hydraulique. $R_i = \frac{S_i}{P_I}$

P_i = périmètre mouillé $P_i = b_i + 2h_i\sqrt{1+m^2}$

9) On calcule la perte de charge dans chaque tronçon :

$$\Delta h_i = i(l_i - l_{i-1})$$

10) On détermine le niveau d'eau au début de chaque tronçon :

$$NT_i = NFT + \sum \Delta h_i$$

11) On détermine la cote de fond de la tranchée au milieu de chaque tronçon :

$$C_{Fi} = \frac{NT_i + NF_T}{2} - h_i$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.4 : Calcul de perte de charge.

N	l_i m	Q_i m^3/s	V_i m/s	b_i m	S_i m^2	h_i m	P_i m	R_i m	C_i	I m/km	Δh_i mm
1	10	290,18	4,83	17,5	60,04	3,23	24,30	2,47	82,54	0,0028	0,028
2	20	580,37	5,67	20,00	102,42	4,74	29,98	3,41	87,99	0,0031	0,031
3	30	870,55	6,50	22,5	133,93	5,50	34,08	3,92	88,87	0,0036	0,036
4	40	1160,73	7,33	25,00	158,28	5,87	37,36	4,23	89,96	0,0039	0,039
5	50	1450,92	8,17	27,5	177,66	5,96	40,05	4,43	90,63	0,0042	0,042
6	60	1741,10	9,00	30,00	193,46	6,04	42,72	4,52	90,92	0,0047	0,047

Tableau N°IV.5 : Détermination de la cote de fond.

N°	Δh_i (mm)	h_i (m)	NT_i (m)	CF_i (m)
1	0,028	3,23	111,638	108,394
2	0,031	4,74	111,641	106,885
3	0,036	5,50	111,646	106,128
4	0,039	5,87	111,649	105,759
5	0,042	5,96	111,652	105,671
6	0,047	6,04	111,657	105,593

La pente de la tranchée est de

$$i = \frac{108,394 - 105,593}{60} = \mathbf{4,67\%}$$

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

On propose que =

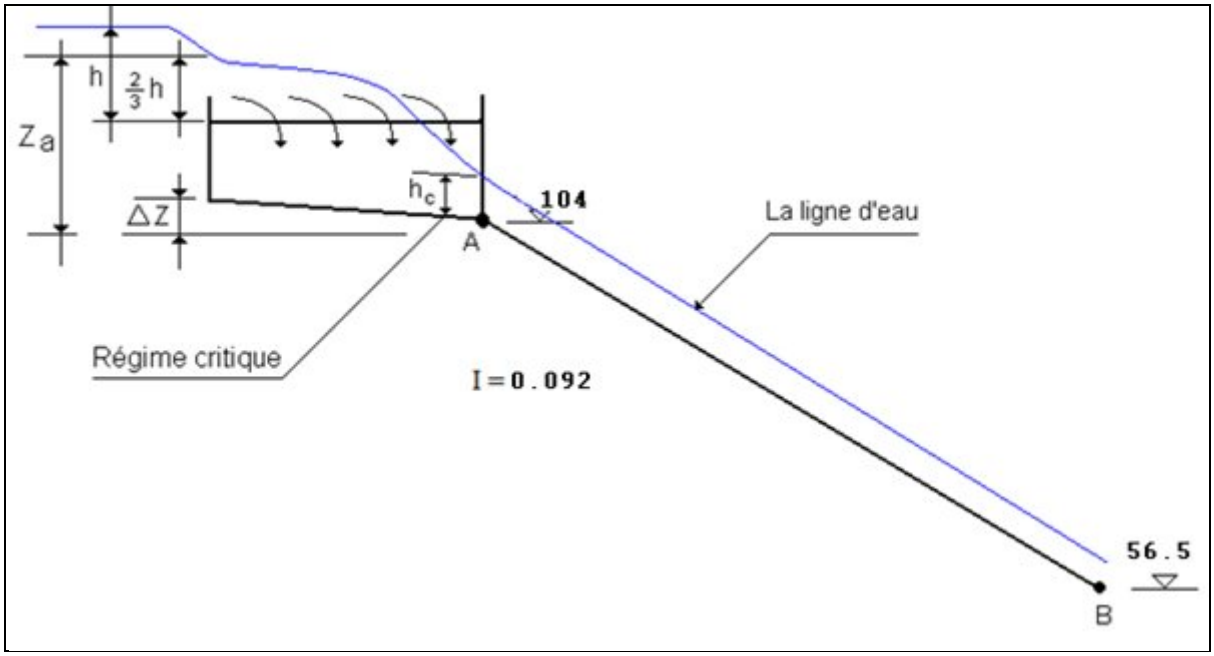


Figure IV.4: Schéma explicatif pour le calcul de tirant d'eau.

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

$$= \frac{\times}{\times} = 1 \text{ ……..... (IV-26)}$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$= \quad .$$

$$=$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (IV-26), on aura :

$$\frac{\quad}{(\ .\ )} = 1$$

Application numérique :

$$\frac{(\ )\times \quad ^{2}}{,\ \times(\ \times\ )} = 1 \Rightarrow$$ La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant

Tableau N°IV.6 : Calcul de la profondeur critique.

	$\frac{(\ )\times\ ^2}{,\ \times(\ \times\ )}=$
1	343,31
2	42,91
3	12,72
4	5,36
5	1,59
5,8	1,09

D'où : **=5,8m**

- **Calcul de la charge spécifique au point A :**

$$. = \quad + \frac{}{}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV-27)}$$

$$. = \quad + \frac{}{} = \quad + \frac{}{(\ .\ )}$$

AN: $. = \mathbf{10.31m}$

- Calcul les paramètres :

$$' = - \times \quad . = - \times 7.46 = \mathbf{6.87m}$$

$$' = \frac{,\ \times}{.} = \frac{,\ \times}{,\ /} = \mathbf{31,03m}$$

- Calcul de :

On impose de façon que la condition $<$ $-$ soit vérifiée.

Avec :

: La cote du plan d'eau.

: La cote du point A.

$$- \quad = \quad + - h - \quad = 111.25 + - 5.5 - 104 = 10\text{m}$$

On prend : **=10m**

- Calcul de Δ :

$\frac{}{,} = \frac{}{.} = \mathbf{1.45}$ et $=$ À partir de l'abaque (annexe IV-3) on tire le rapport:

$$\frac{\Delta}{,} = 0.93 \qquad \Rightarrow \Delta \quad = \mathbf{4.8m}$$

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

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

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

$$(\ ) = 0.8[\quad (\ ) + \quad - \quad] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV-28)}$$

AN : $(\ ) = 0.8 \times (10.31 + 104 - 56.5) =$ **46.248**

D'après l'abaque de l'annexe (IV-3) on tire la valeur **=6.1m**

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 :

$$= - = \textbf{16.51m/s}$$

$$= \frac{}{\times} = \frac{.}{\sqrt{.} \times .} = \textbf{5.22}$$

c) Dissipateur d'énergie :

➢ **Choix de l'ouvrage de restitution :**

On a :

> 4.5 / > 15 } D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Reclamation » on choisi un bassin de type III

➢ **Calcul le tirant d'eau aval :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque de l'annexe (IV-2.), le rapport :

$$- = 7.43 \Rightarrow y = 7.43 \times y = 11.36 \text{ m} \qquad y = 11.36\text{m}$$

➢ **Longueur du bassin :**

$$- = 3.98 \Rightarrow L = 4 \times y = 45.21\text{m}$$

$$L = 45.3\text{m}$$

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

Y : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

- *Dimensionnement des blocs de chute :*

h = a = e = y = 1.53m

Avec h : La hauteur du bloc de chute,

a : L'épaisseur du bloc de chute,

e : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

- *Dimensionnement du seuil denté :*

h = 0.2 y = 2.3m

a = 0.15 y = 1.7m

e = 0.15 y = 1.7m

Avec :

h : La hauteur du seuil denté,

a : L'épaisseur du seuil denté,

e : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

d) Canal de restitution :

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

- *La hauteur critique :*

La hauteur critique est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et $\sigma_{cr} = K.\frac{m}{b}$

Où :

m : fruit du canal de fuite m=1.

b : largeur du canal de fuite b=70m.

AN: K=3.95 ; σ=0.056 ; h_{cr} =3.88m.

- *Pente critique :*

$$= \frac{}{\times \quad \times}$$

Avec : $= \quad .h \quad + \quad .h$

$= \quad + h \quad .2.\sqrt{1 +}$

$= -.$ et $=$ —

AN: **=286.65m²; =80.97m; =3.54m; =53.67; =0.0036m/m**

- *La profondeur normale :*

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANAL P et on trouve : **h_n=1.97 m.**

- *Vitesse dans le canal :*

$$V = - = \frac{}{.h^2 \quad .h}$$ **V=12.27m/S**

e) Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

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

➢ **Chenal d'écoulement :**

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

Le niveau normale de la retenue : *.NNR=111.25 m*

Le niveau des plus hautes eaux : *NPHE=116.75*

Si on prend pour la revanche une valeur de ***R = 2*** on aura :

h_m = NPHE – NNR + R+p **h_m=13.7m**

➢ **Le coursier :**

- *Hauteur du mur au début du coursier h :*

$$h \quad = h +$$

Avec :

h : Le tirant d'eau=5.31m

: La revanche donnée par la formule suivante :

$= 0.61 + 0.14$ /

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

Application numérique :

$= - = \frac{}{\times .} = 6.55 m/s$; donc **=0.87m** **=6.2m**

- *Hauteur du mur à la fin du coursier :*

$= - = \frac{}{\times .} = 33.81 m/s$ donc **=1.03m** **=2.09m**

➢ **Le bassin de dissipation :**

$h_m = 0.2 \times H = 0.2 \times 18.73 = 4$ m

➢ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

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

$- < (10 \div 12)$ Et < 40

Avec :

: Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

: Nombre de Froude.

$\frac{}{.} = 48.54 > 10$

$^{2} = 10.52^{2} > 40$

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

IV.1.6. Etude comparative de variantes de l'évacuateur de crue.

Le but d'une étude comparative est de déterminer pour un site considéré l'évacuateur de crue le plus approprié techniquement et économiquement, donc 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 coût et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive droite, c'est-à-dire qu'ont les mêmes conditions topographique et géologique.

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 sûr, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre

En conclusion, nous nous optons pour la réalisation de l'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal qui présente plus d'avantage, d'autant sur l'aspect écoulement. Pour ce dernier choix, on doit procéder des essais sur modèles réduits dans le but de :

- Rechercher la forme et la disposition la plus adéquate.
- Analyser l'écoulement sur le déversoir (coefficient de débit, répartition de la charge).
- Vérifier les dimensions du coursier et de l'ouvrage de dissipation.

IV.2. DERIVATION PROVISOIRE :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

La dérivation provisoire donc, joue le rôle de dériver les eaux de la rivière afin de protéger le chantier contre toute venue d'eau peut gêner les travaux ou provoquer des dégâts considérables.

Dans plusieurs cas la dérivation provisoire est accompagnée par un batardeau amont qui a plusieurs buts :

1. Permettre l'exécution des travaux de la dérivation sans être gêner.
2. Pour amortir au maximum toute crue.
3. Pour faciliter le cheminement des eaux.

Dans certains cas on a besoin d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier, celui-ci est nécessaire lorsqu'il y'a retours des eaux

La dérivation peut s'effectue en un seul ou plusieurs phases.

IV.2.1. Différents types d'ouvrages de dérivation [10]:

Le choix de type de dérivation provisoire dépend des conditions suivantes :

- Géologie.
- Topographie.
- Hydrologique (débit à évacuer).
- Type du barrage et de l'évacuateur de crue.

Les ouvrages de dérivation se répartissent généralement en trois parties principales qui sont :

- les galeries.
- -les conduites.
- -les canaux.

Les galeries et les conduites ont les mêmes caractéristiques hydrauliques et différentes seulement par le fait que les conduites sont construites dans une fouille remblayée ultérieurement alors que les galeries sont creusées dans la rive.

a) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

b) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

- L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

c) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

IV.2.2. L'emplacement de l'ouvrage de dérivation :

L'emplacement est détermine après une étude approfondie de la topographie de la géologie et de l'hydrologie de site.

Donc l'ouvrage doit être placé dans l'endroit le plus bas du site où la fondation est résistante, le tracé pressente un trajet court qui nous permet la collecte et l'évacuation des eaux en toute sécurité.

IV.2.3. Choix de la variante de l'ouvrage de dérivation :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

Vu les conditions topographique du site de notre barrage, et vu le rapport géologiques, il est plus économique de projeter une galerie sous la digue, au milieu du barrage parallèlement à l'évacuateur de crue.

IV.2.4. Choix de la crue de dimensionnement [11] :

Parmi les nombreux facteurs qui conditionnent le choix de la crue de dimensionnement, le facteur technico-économique, la fiabilité des données, et les dommages qui peuvent arriver aux matériaux et aux matériels existants.

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.

Le plus souvent en Algérie, vue l'inexistence d'une loi ou d'une règle qui définisse le choix de la crue de dimensionnement, l'ouvrage de dérivation est dimensionné pour les crues dont les périodes de retour varient de 10 à 50 ans.

Pour le dimensionnement de la dérivation on a opté pour la crue de période de retour 20 ans dont le débit maximum probable est Q = 463 m^3/s.

IV.2.5. Calcul du risque de dépassement [10]:

Le risque R pour la capacité d'un ouvrage conçu pour faire face à la crue de durée de retour de T années soit dépassé au moins une fois au cours d'une durée de vie de L années est donné par la formule suivante:

$$R = \frac{L}{T + 0{,}5L} \quad \text{..... (IV-29)}$$

La durée de construction du barrage Kef-Eddir est 5ans, la dérivation provisoire est dimensionnée pour une crue de probabilité 5 % donc le pourcentage de risque de rupture pendant la période de construction du barrage est égal à 22%.

IV.2.6. Dimensionnement de la dérivation provisoire :

a) Calcul du canal :

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du projet.

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m_1=m_2=2.5$; et une pente de 1.2%

La surface économique « Se » du profil en travers du canal, correspond une vitesse moyenne d'écoulement : Va = Q/Se.

Dans le cas des canaux a écoulement libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend V=6m/s<10 m/s la vitesse admissible,

- ***La section économique et la hauteur du canal :***

On a :

Q=463 m^3/s. V=6.8m/s d'où Se=Q/V= 69.10 m².

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (bi) et nous calculons les hauteurs (hi) et les sections mouillées, par la suite nous choisissons une section de telle sorte quelle soit inférieure à la section « Se » déjà calculée.

$$Q = h(b + mh)\frac{1}{n}\left[\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}\right]^{2/3}\sqrt{I}$$

On opte après calcul pour une section ; S = 68.5 m^2, et une largeur de canal de 30 m.

La hauteur du tirant d'eau est : hi = 1.96 m.

$$h_{can} = h_i + R \quad \text{..... (IV-30)}$$

R : revanche (R = 0.3 ÷ 0.5 m), d'où : **h_{can}= 2.5m**

b) Dimensionnement de la galerie

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue vingtenales dont le débit de pointe est estimé à 463m^3/s. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 20 %.

On mentionne que l'écoulement dans la galerie est un écoulement à surface libre qui passe en écoulement en charge.

Le niveau d'eau dans ce cas est supérieur au diamètre de la galerie, la loi de débit est donnée par la formule suivante :

$$Q = \mu.S.\sqrt{2gZ} \quad \text{..... (IV-31)}$$

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur.

Z : charge $Z = H_{am} - H_{av}$ (à partir de la courbe de tarage)

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie (L = 234m)

I : pente de la galerie (I = 0.012)

μ : coefficient de débit avec : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_i}}$ ..... (IV-32)

$$\sum \xi_i = \xi_{lin} + \xi_{sin} \qquad \xi_{sin} = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} = 1.5$$

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda L}{D} \qquad \text{et} \qquad \lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}}$$

Tableau N°IV.7 : Coefficient de débit pour différents diamètres

Diamètre(m)	$\xi_{entrée}$	ξ_{Sortie}	λ	$\sum \xi_{lin}$	µ
3	0.5	1	0.017	1.33	0.51
4	0.5	1	0.015	0.90	0.54
5	0.5	1	0.014	0.67	0.56
6	0.5	1	0.013	0.53	0.57
7	0.5	1	0.013	0.42	0.72

Tableau N°IV.8 : Calcul des débits pour les écoulements en charges.

D (m)	µ	S (m²)	$\mu.S(2g)^{1/2}$	Z (m)	Q (m^3/s)
3	0.51	7.07	15.97	H+1.31	15.97 ($Z^{1/2}$)
4	0.54	12.57	30.06	H+0.81	30.06 ($Z^{1/2}$)
5	0.56	19.63	48.70	H+0.31	48.70 ($Z^{1/2}$)
6	0.57	28.27	71.39	H-0.19	71.39 ($Z^{1/2}$)
7	0.72	38.48	122.73	H-0.69	122.73 ($Z^{1/2}$)

c) Laminage de crues de chantier :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (5%) on calcul le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée (t = 9.12h) de la courbe (capacité –hauteur). Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (IV-9)

Tableau N°IV.9 : Calcul de la charge déversant

temps (h)	Q_c (m^3/s)	Q_{moy} (m^3/s)	V (Mm^3)	h (m)
0	0	3,02	0,01	0,1
1	6,03	15,09	0,05	0,6
2	24,14	39,23	0,21	1,7
3	54,31	75,43	0,54	4,4
4	96,55	123,71	1,11	7,2
5	150,86	184,05	1,99	9,0
6	217,24	256,46	3,23	10,1
7	295,68	340,94	4,91	11,8
8	386,2	418,49	6,78	13,0
9	450,78	456,88	7,50	14.0
9,12	462,97			

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau (IV-10)

Tableau N°IV.10 : Calcul des débits laminés.

D (m)	3	4	5	6	7
Z (m)	15.31	14.81	14.31	13.81	13.31
Q (m^3/s)	62.48	115.68	148.22	265.30	467.75

d) Batardeau :

➢ **Type des batardeaux :**

On opte deux types de batardeaux :

- *Batardeaux en béton :* ils ne posent pas du problème de submersion, mais li sont limités aux petits ouvrages, en raison de leur cout et de leurs délai de construction
- *Batardeau en remblai :* le batardeau en enrochement comportant une membrane d'étanchéité sur le parement amont est rarement utilisé, parce que la mise en place de la membrane après la confection du remblai nécessite un délai de construction trop long.

Dans notre cas, le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit d'un noyau en remblai d'argile qui exige des caractéristiques géotechniques précises et nécessite un contrôle soigné des teneurs en eau.

➢ **Calcule de la revanche du batardeau :**

- ***Formule de Stevenson :***

$$R = 0.75H_v + \frac{V^2}{2g} \quad \text{..... (IV-33)}$$

Où : H_V : hauteur des vagues (m).

$$H_V = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad \text{..... (IV-34)}$$

F: fetch, F= 1.5km.

V : vitesse de propagation des vagues (m/s).

$V = 1.5 + 2\,H_V$.

V = 3.1 m/s. H_v = 0.80m. **AN:** **R= 1.35m.**

- ***Formule de Mallet –Pacquant :***

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m). } \quad \text{..... (IV-35)}$$

Où : V : vitesse de propagation des vagues (m/s).

H_V : hauteur des vagues (m).

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{..... (IV-36)}$$

$$V = \frac{1}{2} + \frac{2}{3}H_v \quad \text{..... (IV-37)}$$

AN: H_v=0.76m V=1.01 m/s **R= 1.23 m.**

- ***Formule simplifie :***

$$R = 1{,}1 + 0{,}3\sqrt{F} \quad \text{..... (IV-38)}$$

F= 1.5 Km. **AN: R= 1.48 m.**

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1.5m comme revanche.

➢ **Calcul de la largeur en crête du batardeau :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

- ***Formule de KNAPPEN :*** $b = 1.65\sqrt{H_b}$ ..... (IV-39)
- ***Formule de PREECE :*** $b = 1.1\sqrt{H_b} + 1$ ..... (IV-40)
- ***Formule simplifie :*** $b = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$ ..... (IV-41)

Tableau N°IV.11 : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

D (m)	H_{bat} (m)	Largeur en crête b en (m)			
		F.Knappen	F.Preece	F.Simplifiée	Valeur adaptée
3	16.81	6.76	5.51	6.22	6.50
4	16.31	6.66	5.44	6.12	6.50
5	15.81	6.56	5.37	6.03	6.00
6	15.31	6.45	5.30	5.93	6.00
7	14.81	6.35	5.23	5.84	6.00

e) Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuit tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0.7 et 0.8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du

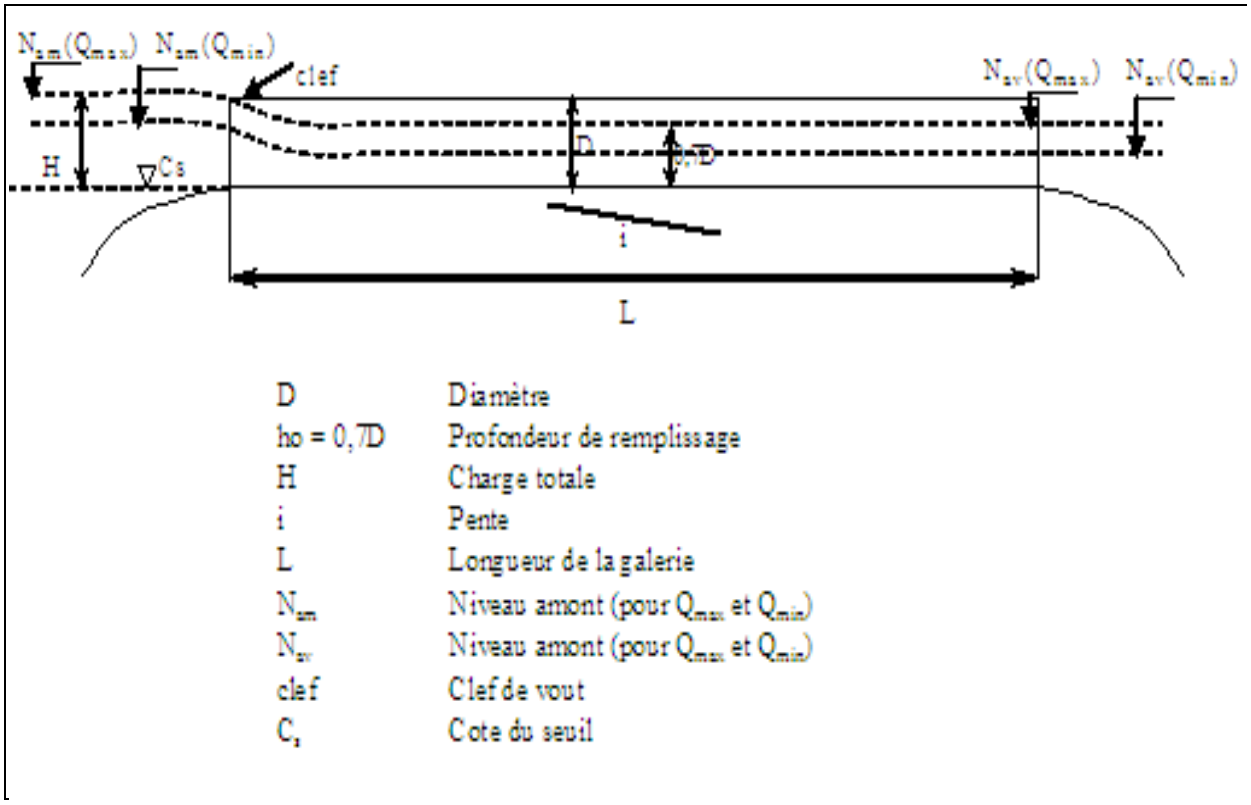
point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

- **Hypothèses de calcul**
- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min}.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



D	Diamètre
ho = 0,7D	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N_{am}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
N_{av}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
clef	Clef de vout
C_s	Cote du seuil

Figure IV.5: Schéma de calcul.

Tableau N°IV.12 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A=\pi D^2/4$ (m²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0.7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0.74A$ (m²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0.3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n\ R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_0 = Zentr + hl$ (m)
	12	Niveau amont pour Q_{max}	$N_{am} = N_{av} + Z_0$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$Cs = N_I - h_0$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L_{bmoy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m^3)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0.1\ V_t$
	21	Volume d'excavation de la galerie	$V_{gal} = L.\ A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{gal} = 1.5\ V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma\ V' = V'\ bat + V'\ tun$

Tableau N°IV.13: Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs				
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	3	4	5	6	7
	2	A [m²]	7.07	12.57	19.63	28.27	38.48
	3	h_0 [m]	2.1	2.8	3.5	4.2	4.9
	4	A_1	5.23	9.30	14.53	20.92	28.47
	5	R_h [m]	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1
	6	C	70.19	73.63	76.42	78.78	80.83
	7	V [m/s]	11.94	12.43	10.20	12.68	15.72
	8	i	0.03	0.02	0.01	0.01	0.02
	9	h_l [m]	7.02	4.68	2.34	2.34	4.68
	10	Z_{ent} [m]	7.12	7.72	5.20	8.03	12.35
	11	Z_0 [m]	14.14	12.30	7.54	10.37	17.03
	12	Nam [mNGA]	64.14	62.30	57.54	60.37	67.03
	13	N_l [mNGA]	57.02	54.58	52.34	52.34	54.68
	14	Cs [mNGA]	54.92	51.78	48.84	48.14	49.78
Calcul des Volumes des travaux	15	H_{bat} [m]	16.81	16.31	15.81	15.31	14.81
	16	F_{bat}	726.90	689.77	646.61	611.97	578.46
	17	L_{bmoy} [m]	209.00	188.00	175.00	171.00	164.00
	18	V_{bat}	151922.1	129676.76	113156.75	104646.87	94867.44
	19	V'_{bat}	15192.2	12967.68	11315.67	10464.68	9486.74
	20	V_{gal}	1654.38	2941.38	4593.42	6615.18	9004.32
	21	V'_{gal}	2481.57	4412.07	6890.13	9922.77	13506.48
	22	∑V'	18673.77	18379.75	18205.8	20387.45	22993.22

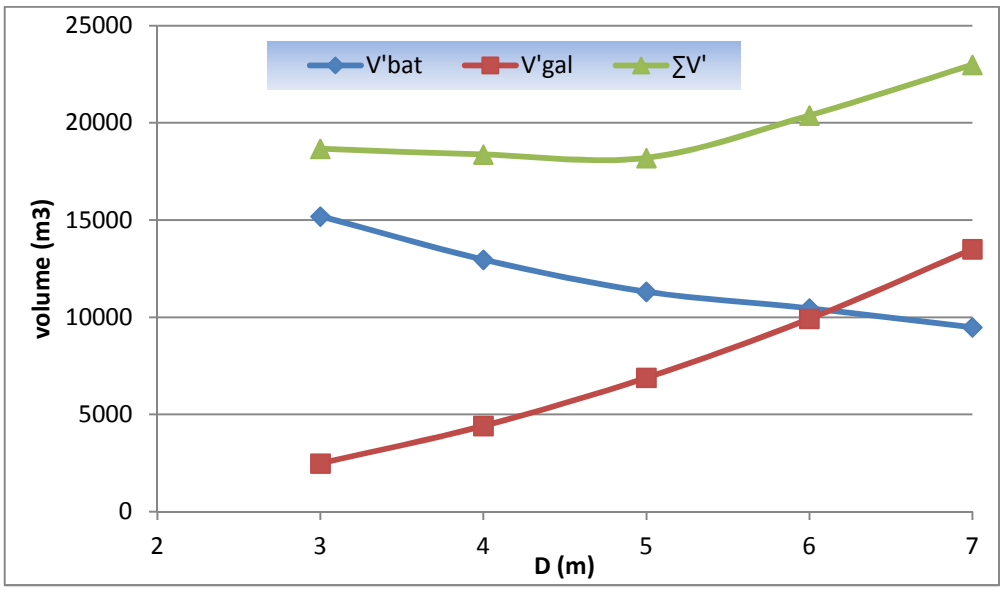


Figure IV.6: courbe d'optimisation des diamètres.

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 5m. ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à 16m.

f) Choix et calcul de l'ouvrage de restitution :

L'ouvrage de restitution sera implanté afin qu'il dissipe l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est : $V = \frac{Q}{S}$

Où : Q : débit laminé ; $Q = 148.22\ m^3/s$

S : section de la galerie ; $S = 19.63 m^2$

AN : V =7.54m/s.

- **Nombre de Froude :** $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; h = 3.5m

D'où F = 1.28

Donc pour 1 <F <1.7

Il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

Pour F = 1.7. Le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée y_1, et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée. Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de 4 à 6 fois à partit de l'endroit où la profondeur commence à se modifier.

$$\frac{y_2}{y_1} = 1.85 \Rightarrow y_2 = 6.47\,\text{m}$$

$$\frac{L}{y_2} = 4 \Rightarrow L = 25.88$$

On projette un bassin de longueur égale à 26 m.

- **Hauteur critique**

$$h_{cr} = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_{cr}^2)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$ et $\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b}$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : K= 3.55 , $\sigma_{cr} = 0.50$ d'où **h_{cr}=3.05m**

- **La pente critique :**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m.h^2_{cr} + b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c/Pc$;

P_c : périmètre critique $Pcr = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0.014

AN : S_c=30.65m^2, P_c=15.63m, R_c=1.96m et C_c=79.92 I_{cr}=0.0024

➢ **Profondeur normale dans le canal :**

Le canal projeté est de section trapézoïdale de largeur égale à 7m et de pente 0.01.

La formule de l'écoulement uniforme $Q = SC\sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale, on a :

$$S_n = mh_n^2 + b.h_n \quad ; \; c_n = \frac{1}{n} R_n^{\frac{1}{6}}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} \quad ; \; P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

En substituant les termes ci - dessus dans l'équation, on obtient :

$$Q = \left(mh_n^2 + b.h_n\right)\left(\frac{1}{n}\right)\left(\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}}\right)^{\frac{1}{6}}\left(\frac{I\left(mh_n^2 + b.h_n\right)}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{..... (IV-42)}$$

Le calcul par itération donne : **h_n = 2.81m**

➢ **Vitesse de l'eau dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} = 5.37m/s$$

V > V_{adm} = (1.8 ÷2.2) m/s correspondante aux alluvions qui constituent le canal de fuite. Donc, il faut prévoir un revêtement en enrochement de diamètre supérieur pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal.

➢ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement** :

I=1% (h_n=2.81m), I_{cr}= 0.24% (h_{cr}=3.05m)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que I>I_{cr} (h_n< h_{cr}) alors le régime d'écoulement est torrentiel.

IV.3. OUVRAGES DE VIDANGE :

C'est un ouvrage très important pour un barrage il a pour objectifs :

- Le contrôle du premier remplissage de la retenue.
- Permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages et nécessitant de ce fait une intervention rapide.
- Vider la tranche morte enfin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretint de la retenue, ou bien pour la surveillance.
- Evacuer une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles.
- L'évacuation des dépôts des sédiments pour éviter l'envasement du barrage et des prises d'eau.

L'ouvrage de vidange est contrôlé par des vannes. Il n'est pas forcement conçu isolement, il peut être combiné soit avec l'évacuateur de crue soit avec l'ouvrage de prise.

IV.3.1. Déférents types d'ouvrages de vidange :

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que :

a) Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c) Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système

d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretient, tel que blocage de vannes.

IV.3.2. Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretient.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

IV.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

a) Calcul du débit de vidange :

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

Le débit évacué par la vidange de fond sera : $Q_{VF} = \frac{V_U}{T} + Q_r$ ..... (IV-43)

V_u : volume utile en (m^3).

T : temps de vidange $(15 < T < 21)$ jours, on prend T=15 jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

AN : Q_{VF} =75.06m^3/s

b) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Nous avons: $\mathbf{Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$

D'ou: $$\mathbf{S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}}$$

$Q_{vf.}$: Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : μ ∈ [0.8 – 0.85].

Le diamètre de la conduite sera : $D_{Vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$

AN : S=2.87m^2 D_{vf} = 1950 mm

➢ ***Correction du coefficient de débit μ:***

On a : $$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_I}} \quad \text{(IV-44)}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{(IV-45)}$$

Avec : $$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad \text{(IV-46)}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire.

μ: Coefficient de rugosité ; ***n = 0.014.***

D: Diamètre de la conduite.

L : longueur de la conduite de vidange *(m)* ; ***L = 400 m.***

AN : $\lambda = 0.02$, *et :* $\sum \xi_{lin} = 4.12$.

Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

ξ_{ent}= 0.5, ξ_{sor} = 1, ξ_{va}= 0.1 $\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor}$

AN : μ=0.39

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à D=2769mm, on adopte la valeur de D= 2800 mm

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête du tunnel de la dérivation.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

Vs = $\frac{Qvf}{Scon}$ **(m/s).** **AN: Vs=12.19m/S**

IV.4. OUVRAGES DE PRISE D'EAU :

L'ouvrage de prise d'eau à pour but la satisfaction en eau en quantité et en qualité compatible à sa destination à l'aval.

IV.4.1. Différentes type de prise d'eau :

a) Prise d'eau flottante :

Elle permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante et permet aussi la réparation des fonctions de prise et de vidange mais c'est un système qui comporte des inconvénients puisqu'il nécessite des mécanismes relativement sophistiqués qui demandent un entretient périodique à leurs pièces hydromécaniques.

Vu ces inconvénients, cette variante est rejetée.

b) Conduite de vidange et de prise en charge :

Cette variante est économique étant données que les deux ouvrages sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à $3m^3/s$ et pas de risque de l'apport solide.

Vu ces conditions de projection, de cette variante elle est rejetée pour notre barrage.

c) Prise d'eau fixe à une tour de prise :

Du point de vue économique, elle est plus coûteuse, mais du point de vue technique elle présents des avantages certains puisqu'elle nous permet la séparation de des fonctions de prise et de vidange de fond. Elle pressente la disposition la plus fiable puisqu'elle permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux, elle répond à la demande en eau en quantité et en qualité.

IV.4.2. Choix de la variante :

En conclusion en doit retenir la variante qui pressente le maximum de garantie du point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant sa destination à l'aval. Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien une prise d'eau fixée à une tour.

IV.4.3. Dimensionnement de l'ouvrage de la prise d'eau :

a) Diamètre de la conduite de prise d'eau :

il est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau (II-38), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet ou aout. $\mathbf{V_{max} = 6.1\ Mm^3}$

Soit :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \qquad \textbf{AN : } \mathbf{Q_{max}=2.28 m^3/s}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$\mathbf{Q_{max} = \mu.S.\sqrt{2g.H}}$$

μ : coefficient de débit : μ= 0.3

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse H=41m**.**

Donc **S= 0.26m²** ce qui donne un diamètre **D=580mm**

b) Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc : $$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Suivant les mêmes étapes de calcule de vidange on aura :

$\lambda = 0.029$, *et :* $\sum \xi_{lin} = 20.26 \Longrightarrow \sum \xi = 23.30 \Longrightarrow$ **μ=0.20**

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à D=715mm, on adopte la valeur de D= 750 mm

c) Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V = \frac{Q_{max}}{S} = 5.16 m^2/s$$

Chapitre V :
Etude génie civil

V. INTRODUCTION :

Le calcule de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaitre si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service. Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

V.1. STABILITE DU DEVERSOIR :

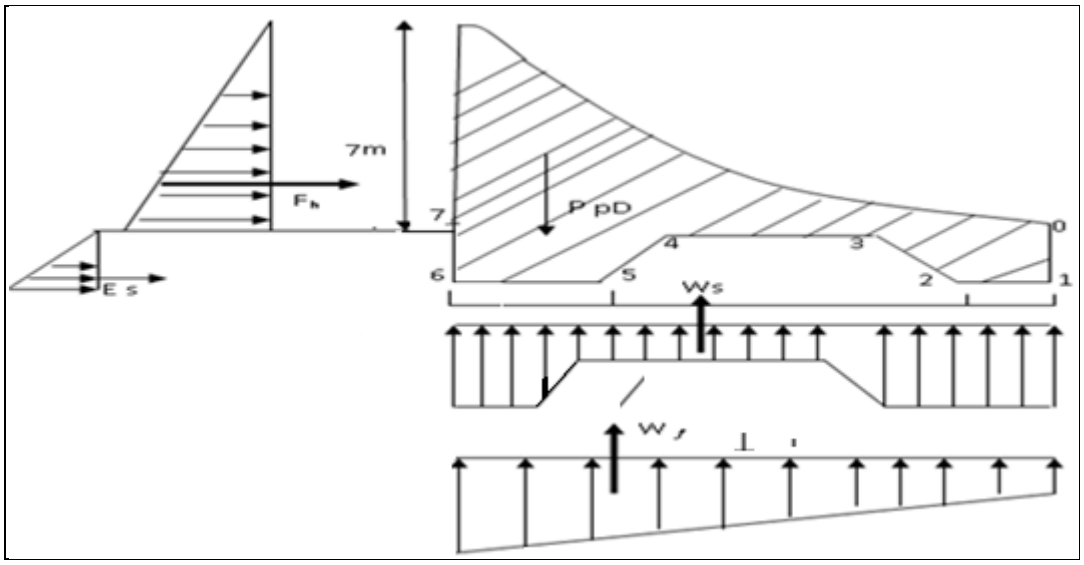


Figure V.1 : Schéma de calcul des charges.

V.1.1. Les forces agissantes sur le déversoir [12]:

- ***Poids propre du déversoir P_{pd} :***

$$P_{PD} = \gamma_b . S_d . l_s \quad \text{.....(V-1)}$$

Ou : γ_b : poids volumique du béton γ_b=2.4t/m^3.

S_d : section du déversoir S_d=82.41m^2

On aura : **P_{PD}=206.20tf**

- ***Force de poussée hydrostatique amont Fh :***

$$F_h = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 . l_s \quad \text{.....(V-2)}$$

Ou : γ_w : poids volumique de l'eau γ_w=1t/m^3.

H : hauteur d'eau amont H=7m.

On aura : **F_h=24.5tf**

- ***Force de poussée du sol amont Es :***

$$Es = \gamma_{ss} \frac{h_s^2}{2} tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}).l_s \quad \text{.....(V-3)}$$

Ou : γ_{ss} : poids volumique du sol saturé γ_{ss}=2.09t/m^3.

h_s : hauteur du sol exerçant la poussée h_s=3.5m.

φ : angle de frottement interne du sol φ=35°.

On aura : **Es=3.46tf**

- ***Force de sous pression WT :***

$$\mathbf{W_T = W_S + W_F}$$

W_F : sous pression hydrodynamique.

W_S : sous pression hydrostatique.

Pour calculer les forces de sous pression, on trace d'abord les épures des sous pressions. Pour ce faire on utilise la méthode de Bligh qui considère que la charge d'eau à l'amont, est répartie uniformément sur le long du contour souterrain.

Afin d'éviter les déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de Bligh : **$L_R > L_{CD}$.**

Ou : L_R : longueur réelle du contour souterrain **L_R=16.68m**

L_{CD} : longueur déployée **L_{CD}=C.H**

C : coefficient de proportionnalité qui dépend du type de sol : C=3

D'où **L_{CD}=16.5m**

Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Les sous pression en chaque point du contour est donnée par la formule suivante :

$$h_X = \frac{H.l_X}{L_R}$$

Avec : l_X : longueur hydraulique du point considéré, à compter de l'origine O.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau N°V.1: Répartitions des sous pression.

N° des points	0	1	2	3	4	5	6	7
L_x (m)	0	1.10	2.60	3.10	10.10	10.60	12.10	16.68
h_X (m)	0	0.46	1.09	1.30	4.24	4.49	5.08	7

$$W_S=S_S.l_S \quad \text{..... (V-4)}$$

Ss : surface de l'épure des sous pressions hydrostatiques.

$$Ss= [\gamma_w(d+h_{av})].l_r-A. \quad \text{.....(V-5)}$$

d: ancrage aval du déversoir.

A : surface définie sur l'épure des sous pressions hydrostatiques.

$A= \gamma_w.1.(l_{3-4}+l_{2-5})/2$ avec : l_{3-4}=7m , l_{2-5}=7.5m.

l_r: longueur du radier du déversoir.

Ce qui donne : A=7.25m^2 , Ss=60.73 m^2

$$W_S=60.73tf$$

$$W_F=S_F.l_S \quad \text{..... (V-6)}$$

S_F : surface de l'épure des sous pressions hydrodynamiques.

$$S_F = [\gamma_w \frac{(h_1 + h_6)}{2}].l_r \quad \text{..... (V-7)}$$

h_6, h_1 : hauteurs de pressions, respectivement, aux points 6 et 1.

Ce qui donne :W_F=28.53tf

Calcul de W_T :

$$W_T=W_S+W_F \quad \text{donc : } W_T=89.26tf$$

V.1.2. Stabilité du déversoir au renversement :

Pour assurer la stabilité au renversement, il faut vérifier la relation suivante :

$$M_r/M_m> 3 \quad \text{.....(V-8)}$$

Ou : M_r : somme des moments résistants ;

M_m : somme des moments moteurs.

NB/ On calcule la stabilité au renversement autour de l'arrête avale du radier, (point 1)

$M_r/_1=P_{PD}6.33$ =1305.24tfm

$M_m/_1=F_H7.33+Es1.52 +W_F6.87$ =380.84tfm

M_r/M_m=3.42

M_r/M_m>3 : La stabilité au renversement est alors vérifiée.

V.1.3. Stabilité du déversoir au glissement :

La stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\sum F_v .tg\varphi + c.s}{\sum F_H} > 1 \quad \text{..... (V-9)}$$

Ou : $\sum F_v$: somme des forces verticales.

$\sum F_v = P_{PD} - W_T = 116.94tf$

$\sum F_H$: somme des forces horizontales.

$\sum F_H = F_H + Es = 27.97tf$

C : cohésion. Habituellement on néglige la cohésion considérant qu'il s'agit d'une caractéristique variable et aléatoire dont la pérennité en milieu saturé n'est pas assurée. Donc C.S=0.

φ : l'angle de frottement interne.

On prend tgφ=0.6 (cas pessimiste).

$\frac{\sum F_v .tg\varphi}{\sum F_H} = 2.3 > 1$ donc La stabilité du déversoir au glissement est alors assurée.

On conclusion, les dimensions du déversoir prises au préalable sont acceptables.

V.2. STABILITE DES MURS BAJOYERS :

Les murs bajoyers assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval et le maintien des terres, dans ce cas ils fonctionnent comme des murs de soutènement.

Le calcul de stabilité se fait pour une tranche de 1m de longueur.

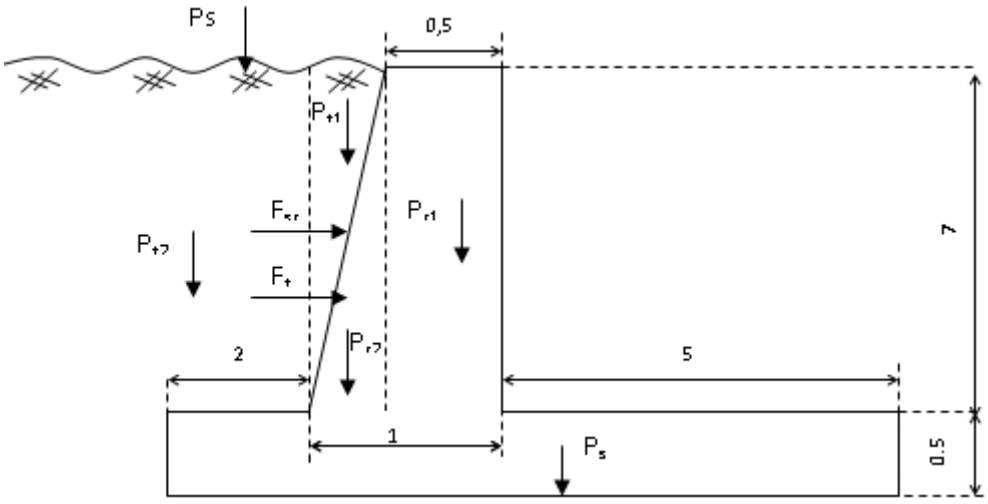


Figure V.2 : Schéma de calcul de la stabilité des murs bajoyers.

Les forces qui agissent sur le mur bajoyer sont:

a) Forces verticales

• Poids du rideau : $P_r = \gamma_b . V_r$..... (V-10)

Avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m

• Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b . V_s$ ..... (V-11)

Avec : Vs : volume de la semelle pour 1 m

• Poids des surcharges : $P_{sr} = \gamma_s . S_r l_s$ ..... (V-12)

Avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1t/m^2$

γ_s : Poids volumique du sol

• Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s . V_t$.....(V-13)

Avec : V_t: Volume des terres sur la semelle pour 1m

b) Forces horizontales

• Poussée des terres : $F_t = A_p . \gamma_s . H^2/2 . l_s$..... (V-14)

Avec : $A_p = tg^2 (\pi/4 – \varphi/2)$; $\varphi = 35°$

H : hauteur des terres.

• Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p . S_r . H$

AN :

Force	Valeurs (tf)	Force	Valeurs (tf)
P_r	13.6	P_t	35.27
P_s	9.6	F_t	15.92
P_{sr}	2.09	F_{sr}	1.89

V.2.1. Stabilité au renversement

Pour le calcul de stabilité au renversement, Nous allons faire le calcul pour le cas plus défavorable, c'est à dire canal vide.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$\mathbf{M_r/M_m > 3}$$

Avec : M_r : moment des forces résistantes (stabilisatrices) par rapport au point O

M_m: Moment des forces motrices (déstabilisatrices) par rapport au point O

$M_r = P_r 5.38 + P_s 4 + P_{sr} 6.75 + P_t 6.87$ et $M_m = F_t 4.12 + F_{sr} 4$

AN: M_r=367.98 tfm M_m=73.71 tfm

$M_r / M_m = 3.96$ donc le mur est stable au renversement.

V.2.2. Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$\mathbf{F_H / F_V < f = 0.8}$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$F_H = F_t + F_{sr}$ **F_H = 17.95 tf**

$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t$ **F_V = 60.56 tf**

F_H / F_V = 0.30 < f = 0.8 donc le mur est stable au glissement

Suivant l'axe de l'évacuateur de crues, le mur peut glisser sous l'effet de la pente.

La pente de notre coursier est i=35%

Donc α=Arctgi=19.29°

$$\frac{F_H}{F_V} = \frac{P_r Sin\alpha + P_s Sin\alpha}{P_r Cos\alpha + P_s Cos\alpha} \quad \text{(V -15)}$$

$$D'où \quad \frac{F_H}{F_V} = 0.39 < 0.8$$

D'où le mur est stable au glissement suivant l'axe de l'évacuateur de crue sous l'effet de la pente.

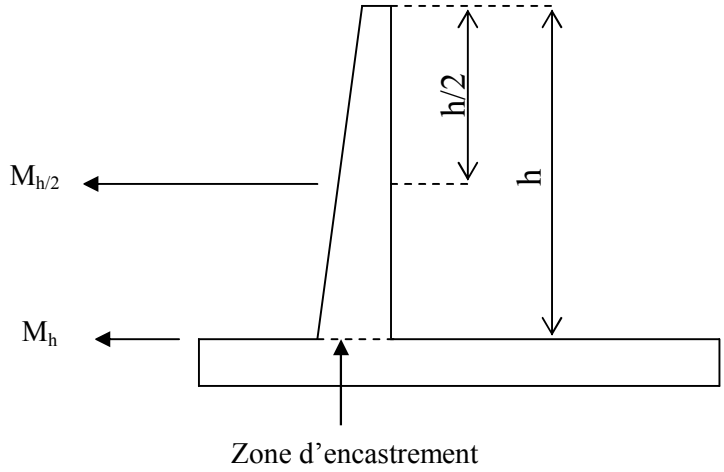
V.3. ETUDE DU FERRAILLAGE :

Dans le reste de ce chapitre, on fait une étude de ferraillage du mur bajoyer. Cette étude se fait pour le cas critique, c'est là ou l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

V.3.1. Ferraillage du rideau [13]:

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base de rideau et le moment à la moitié de la hauteur de ce dernier, et nous supposerons que la partie du rideau que se trouve au dessus de (h/2) est encastrée dans la partie qui se trouve au dessus ($M_{h/2}$).



a) Le moment d'encastrement à la base du rideau :

$$= \quad . \qquad + \quad . \qquad \text{..... (V-16)}$$

Avec :

M : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M \quad = F \quad \times 3.63 \; = \; 56.70 \text{ tfm}$$

M : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M \quad = F \quad \times 3.5 \; = \; 7.10 \text{ tfm}$$

$$M \quad = 1.35 \times 37.09 + \; 1.5 \times 7.10 = 87.19 \text{ tfm}$$

M_{eh}=87.19tfm

b) Le moment d'encastrement à h/2 du rideau :

$$/ \; = \quad . \qquad / \; + \quad . \qquad /$$

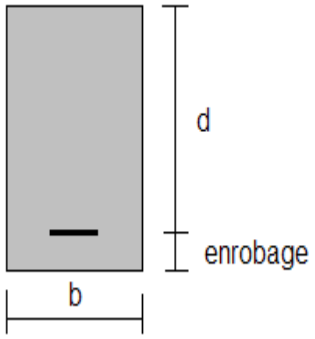
$$/ \; = F \; / \; \times 1.78 \; = \; 3.46 \times 1.78 \; = 6.15 \text{tfm}$$

$$/ \; = F \quad / \; \times \; 1.75 = 0.94 \times 1.75 \; = \; 1.64 \text{tfm}$$

$M_{eh/2}$=10.76tfm

On Remarque que : $M_{eh/2} << M_{eh}$

c) *calcul des aciers :*



➢ ***à l'encastrement :***

On a: $\mu = M_e / (\sigma_{bc}.b.d^2)$ ..... (V-17)

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de 1'enrobage

c : 1'enrobage = 3 cm

d = 97cm

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.85\ Fcj / \gamma s}$..... (V-18)

Avec : Fcj : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend Fcj = Fc28 : la résistance a la compression en 28 jours.

γs: Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma s = 1.15$

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/m^3 ou a Fc28 = 25 MPa.

Donc : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.85 \times 25/1.15 = 14.2\ MPa}$ Ce qui donne : $\boldsymbol{\mu = 0.065}$

On remarque que $\mu < 0.186$: selon l'annexe (V-01) on est dans le domaine N°1 dans ce domaine on a :

$$= \frac{\overline{\quad \times}}{.} \quad \text{..... (V-19)}$$

$\boldsymbol{\alpha = 0.084} < 0.259$

$$= \quad - \quad . \quad \times \quad \text{..... (V-20)}$$

$\boldsymbol{\beta = 0.967}$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $\sigma_s = f_e / \gamma_s$..... (V-21)

Avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

: Coefficient de sécurité pour les aciers.

$\begin{cases} = 1.15 \text{ dans les calculs pour les cas courantes.} \\ = 1 \text{ calculs dans les cas accidentels.} \end{cases}$

$\sigma_s = 4000 / 1.15$; $\boldsymbol{\sigma_s = 3478.26\ bar}$

La section d'acier : $A = M / (\sigma . \beta . d)$ ..... (V-22)

$$A_h = 26.72 \text{ cm}^2$$

On prendra 6 barres de diamètre 20 mm : **9T20e=11cm**

- ***à mi-hauteur :*** de même façon on trouve les résultats suivants :

$\mu = 0.008$; $\alpha = 0.01$; $\beta = 0.99$; $A_{h/2} = 3.87 \text{ cm}^2$

On prendra 5 barres de diamètre 10 mm : **5T10e=20cm**

V.3.2. Ferraillage de la semelle :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges (fig V.2)

- ***Contraintes σ dues aux forces verticales (sans Ps)***

$$= \frac{. \times( ) \quad . \times( )}{\times \ ,} \text{..... (V-23)}$$

$\sigma = 2.3 \text{ kg/cm}^2$

- ***Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle :***

$$= \frac{. \times( )}{\times} \text{..... (V-24)}$$

$\sigma_s = 0.162 \text{ kg/cm}^2$

- ***Contraintes de réaction du sol :***

$$, = \frac{1.35 \times (P + P + P) + 1.5 \times (P)}{100 \times (AB)} \pm \frac{6 \times M}{100 \times (AB)^2}$$

Avec : M : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales

(Avec l'application de coefficient de sécurité)

$$M = 1.35 (P \times 2.87 + P \times 1.38 - F \times 3.87 - F \times 3.75) + 1.5 (p \times 2.75)$$

$$= .$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la Fig

Ce qui donne : $, = . \pm .$

$= .$ **et** $= .$

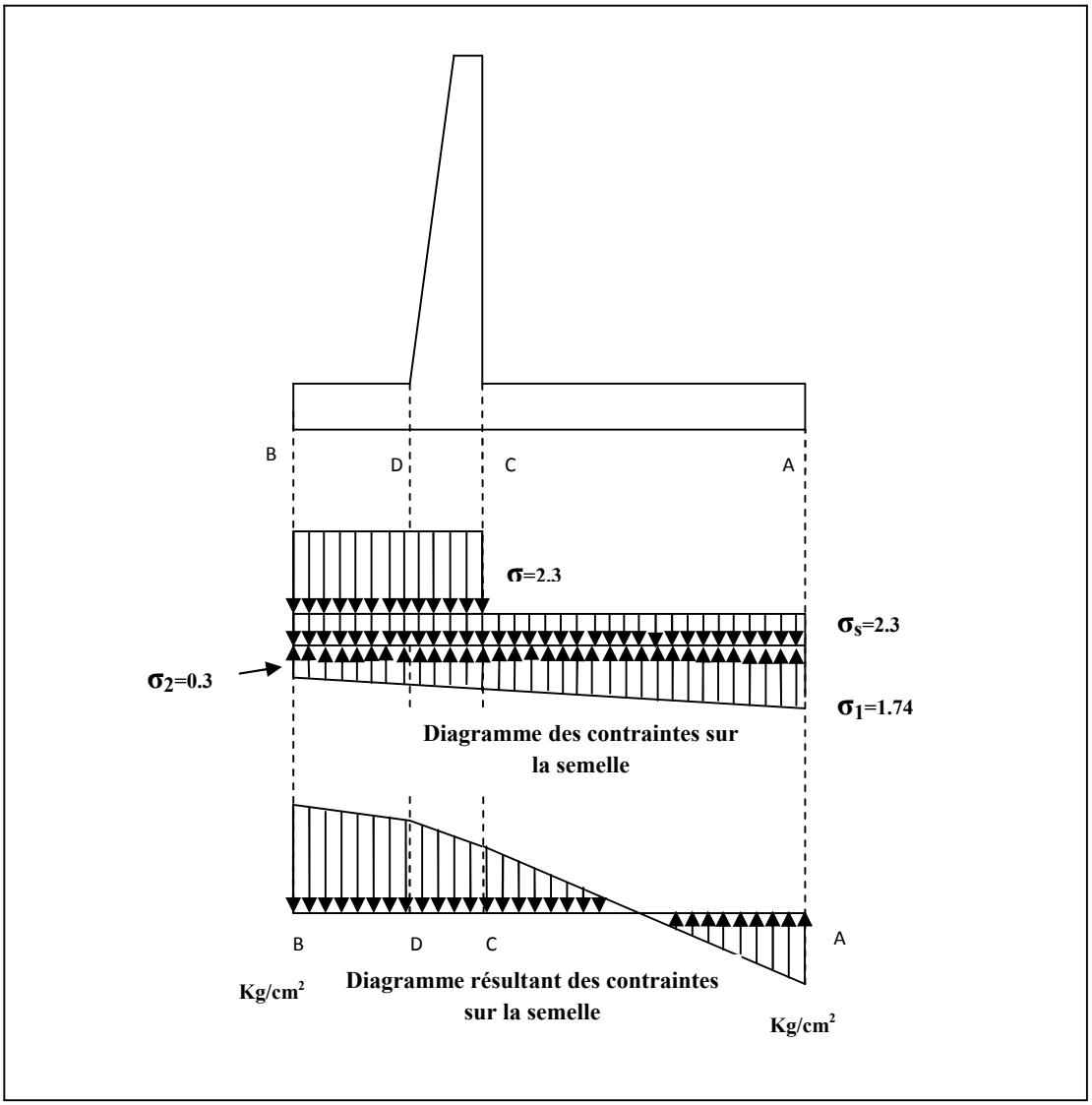


Figure V.3 : Diagramme des contraintes sur la semelle.

➢ ***Détermination des réactions du sol σ c et σ d :***

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma_c = 0.84\text{bar} \quad \text{et} \quad \sigma_d = 0.66\text{bar}$$

a) Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F \times (500 - a/3) - F \times b/3$$

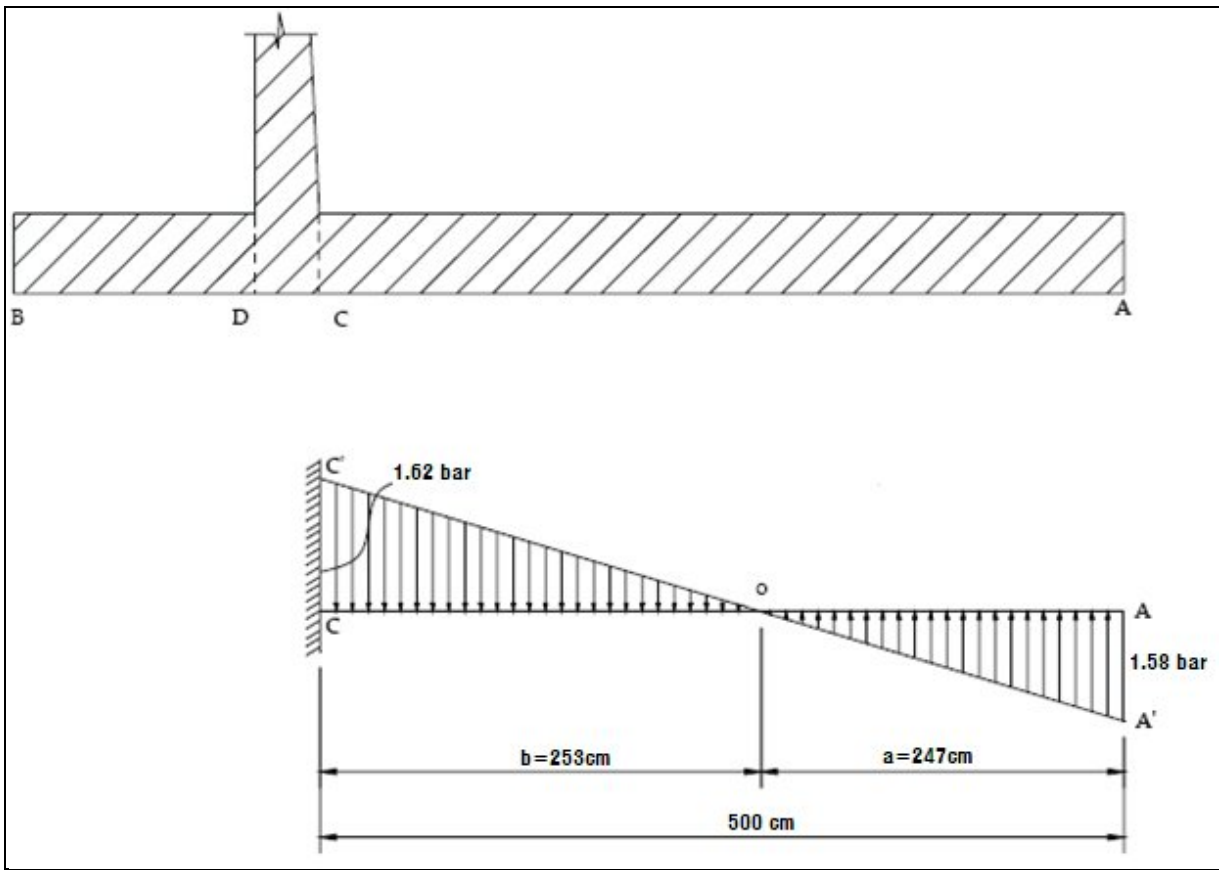


Figure V.4 : Diagramme de contrainte de la partie CA.

Calcul de a et b :

a = 247cm et b = 253cm

Dans la partie OC :

La force résultante est : F_b = aire du triangle OCC' = 20493 kgf.

Dans la partie OA:

La force résultante est : F_a = aire du triangle OAA' = 39026kgf.

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M_c = 39026 \times \left(500 - \frac{}{}\right) - 20493 \times \frac{}{} = 4571616.33 \text{ Kg cm}$$

M_c=45.71tfm

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

Calcul des aciers dans la partie CA :

$$\mu = M / (\sigma \times b \times d)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 bar

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de 1'enrobage = 47 cm

c : 1'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = \mathbf{0.145} < 0.186$

$= \frac{\times}{.}$; $\boldsymbol{\alpha = 0.197} < 0.259$

$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha$; $\boldsymbol{\beta = 0.92}$

La section d'acier :

$A = \max (A_{min}, A_{cal})$

$A = 0.5 \times b \times d / 100$; $\mathbf{A_{min} = 23.5\ cm^2}$

$A = M / (\sigma \times \beta \times d)$; $\mathbf{A_{cal} = 30.39\ cm^2}$

A = 30.39 cm²

On prendra 10 barres de diamètre 20 mm : **10T20e=10cm**

b) Etude de la partie BD :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

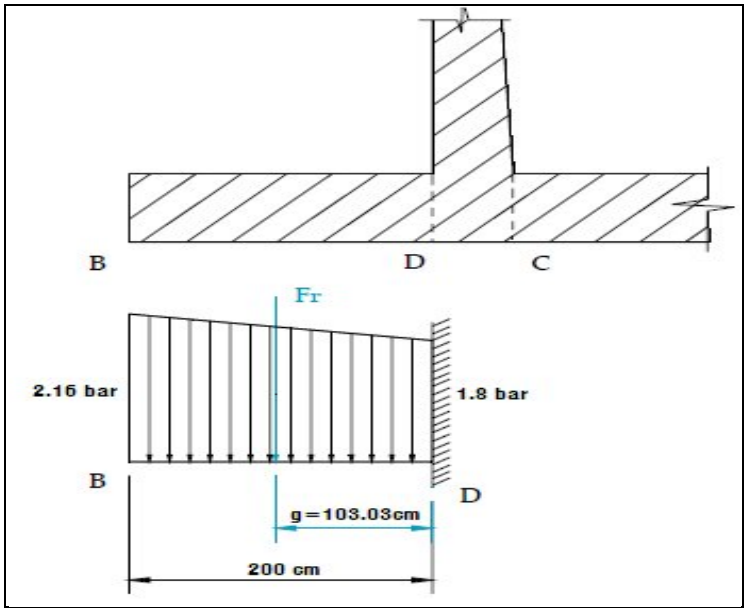


Figure V.5: Diagramme de contrainte de la partie BD.

$$M_D = F_r.g$$

Avec : F_r : aire du diagramme des pressions = 39600kg et g = 103.03 cm

Donc : $\mathbf{M_D = 40.79\ tf.m}$

Calcul des aciers des la partie BD : de meme façon on trouve :

$\mu = \mathbf{0.130} < 0.186$; $\alpha = \mathbf{0.174} < 0.259$; $\beta = \mathbf{0.93}$

La section d'acier :

$A = \max (A_{min} , A_{cal})$

$A = 0.5 \times b \times d / 100$; $\mathbf{A_{min} = 28.5\ cm^2}$

$A = M / (\sigma \times \beta \times d)$; $\mathbf{A_{cal} = 26.83\ cm^2}$

On prend A = 28.5 cm²

On prend 10 barres de diamètre 20 mm : **10T20e=10cm**

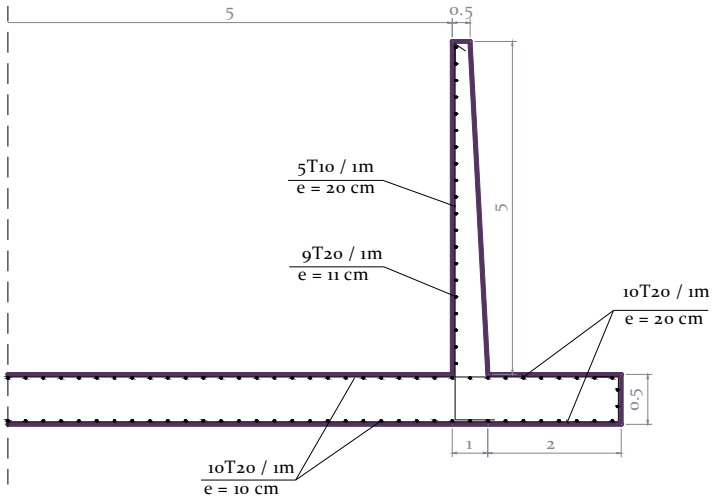


Figure V.6: Schéma explicatif de la répartition des aciers

V.4. REVETEMENT DU FOND DU COURSIER [13]:

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l' eau, aux forces d'entrainement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont elles les résultats de règles empiriques.

Dans le cas de fondations rocheuses, le minimum d'épaisseur, donnée pour avoir une résistance raisonnable à la fois aux efforts extérieurs et 1'usure par abrasion est de l'ordre de 20 cm.

On prévoit des barres d'ancrage section liée dans des trous forés dans chaque élément de canal est ainsi fixé à la fondation et ne peut se déplacer sous l'effet des expansions et des contractions.

De ce fait, ces nombreuses petites fissures se développent, il est donc nécessaire d'armer le béton pour lier l'ensemble, mieux répartir la fissuration et d'éviter leur ouverture trop profond.

La profondeur et l'espacement de l'ancrage dépendent de la nature du rocher et de sa qualité, il est nécessaire pour éviter l'apparition des sous pressions.

V.5. JOINT :

Sur terrain rocheux, il suffit de placer un joint transversal. Sa dilatation et son retrait tous les 14.2 m Certains concepteurs n'en prévoient pas, comptant sur la figuration généralisée, elle même limitée par l'armature pour absorber les variations dimensionnelles.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélève par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée par de pression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

Remarques :

Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.

L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entrainement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différents).

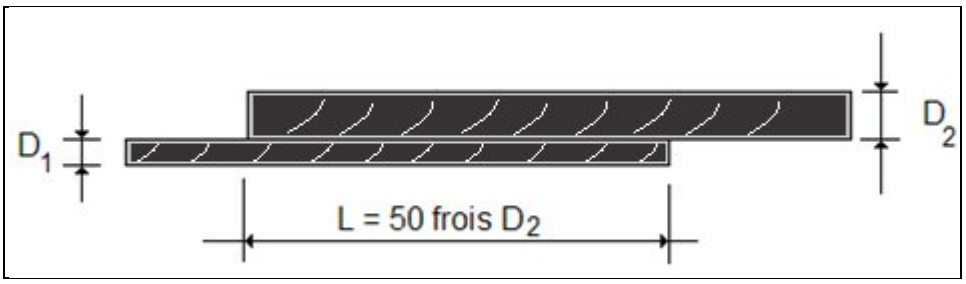


Schéma explicatif de la continuité des barres d'acier [13]

Tout les armatures utilisées pour le ferraillage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante (f = 4000 bars) par rapport au acier lisse (f = 2350 bars).

La vérification de la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue peut être effectuée par un logiciel appelé « SAP2000 ».

Chapitre VI :

Organisation de chantier

VI. INTRODUCTION :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du notre barrage tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux ….etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1. RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction [15].

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 maitre 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. ORDRE D'EXECUTION DES TRAVAUX :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Mise en place d'un pré-batardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation dans la fondation de la digue ;
- Construction de l'ouvrage de dérivation ;
- Coupure et dérivation de l'oued ;
- Construction du batardeau ;
- Après avoir achevé les travaux dans la galerie, dans le batardeau et dans la tour de prise (jusqu'au niveau du batardeau), on procède aux travaux dans le barrage proprement dit, et en même temps on achève les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau

VI.3. INSTALLATIONS DU CHANTER [15]:

Elles sont destinée aux : personnel, stockage des matériaux, réparations des engins, et aux préfabrications

VI.3.1. Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier (locaux administratif)

VI.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métallique, 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 proviens du chantier.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars…).

VI.3.3. 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.3.4. 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, …etc.

VI.4. MATERIEL ET PERSONNEL NECESSAIRE :

VI.4.1. Matériel nécessaire :

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération : bulldozer, chargeur (à pneus et à chenilles), camion benne, perforatrice, pelle hydraulique, pompe immergée, camion citerne, compacteur lisse, pompe à béton, pompe à forage, pompe à injection, grue à portique, pelle butte, camion malaxeur, malaxeur à injection, camion grue, pervibrateur, mini pelle hydraulique.

VI.4.2. Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste des personnels nécessaire à cette opération : contre maître, opérateur, chauffeur, ouvrier, ferrailleur, grutier, soudeur, Coffreur, Bétonnier

VI.5. PLANIFICATION [15] :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau.

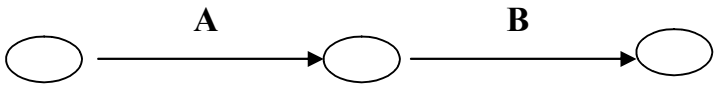
VI.5.1. Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes, et la durée de réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèche**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

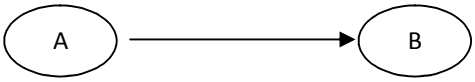


L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœud :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.



On a ainsi utilisée dans notre cas ce dernier.

VI.5.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- *Etablissement d'une liste des taches :*

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaille de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- *Détermination des taches antérieures :*

Après avoir dressé la liste des taches a effectué, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aise de dire si les taches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- *Construction des graphes partiels ;*
- *Regroupement des graphes partiels ;*
- *Détermination des taches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;*
- *Construction du réseau.*

VI.5.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau

a) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

c) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

VI.5.4. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VI.5.5. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

VI.4.4. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

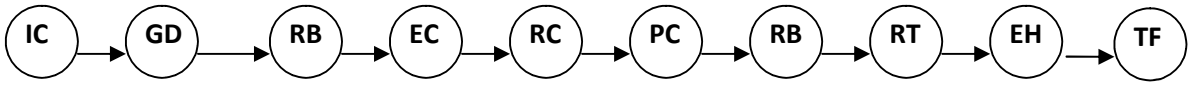
Tableau VI-1 : Symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (Mois)
I.C	Installation de chantier	5
G.D	Réalisation de la galerie de dérivation	5
R.B	Réalisation du batardeau	5
P.C	Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	3
B.A	Exécution du bassin d'amortissement	3
E.F	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	6
C.F	Coffrage, ferraillage de l'évacuateur de crue	6
B.E	Bétonnage de l'évacuateur de crue	5
E.C	Excavation du tranché de la clé d'encrage	3
R.C	Remblais de la clé d'encrage	3
R.B	Remblais du barrage, et prisme de drainage	10
R.T	Revêtement sur les talus (amont, aval)	10
E.H	Équipements hydromécaniques	3
T.F	Travaux de finitions	6

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure (VI-1).

VI.4.5. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0), est donné par le chemin suivant:



DTR=∑TR =5+5+5+3+3+6+6+5+3+3+10+10+3+6 =73mois.

Le délai de construction du barrage de Damous en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 6mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

CONCLUSION :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

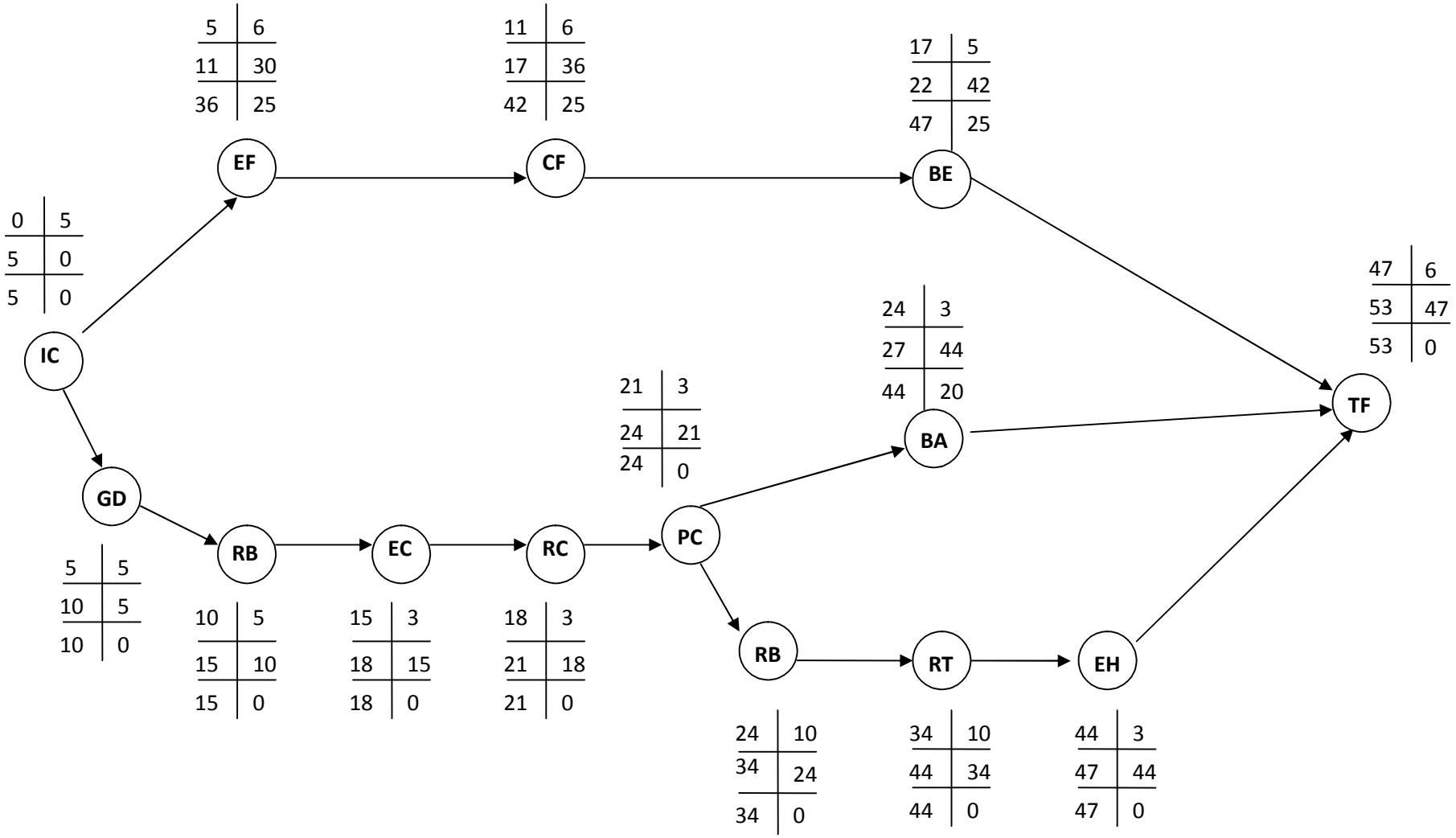


Figure VI.1 : Schéma du réseau à nœuds.

CONCLUSION GENERALE

A travers ce travail on a essayé d'étudier et de donner une contribution à la conception globale des ouvrages annexes (dérivation provisoire, vidange de fond, et prise d'eau) du barrage Kef-Eddir.

Les conditions topographiques et géologiques ainsi que les résultats géotechniques ont nous a permis de prédire l'emplacement des ouvrages annexes, tandis que notre dimensionnement à confirmer la stabilité et le bon fonctionnement des différents ouvrages génie civil.

La solution retenue pour l'évacuateur de crue est celle, qui était proposé dans l'étude des variantes, sur la base des deux variantes étudiées. C'est la variante d'évacuateur de crue à entonnement frontal implanté dans la rive droite.

Le tunnel, implanté sous la digue permet dans une première phase la dérivation de l'oued pendant la construction du barrage et qui doit servir par la suite d'exutoire à la vidange de fond, à la restitution des eaux pour l'utilisation et d'accès à la tour de prise d'eau.

A la fin, nous pensons avoir atteint notre objectif et nous souhaitons que cette étude soit fructueuse.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] GEOLOGIE DE L'ALGERIE 1999:

Contribution de SONATRACH Division Exploration, Centre de Recherche et Développement.

[2] TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.

[3] ERIC GAUME 2000/2001

Hydrologie de versant et de bassin versant et modélisation pluie-débit.

[4] 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.

[5] APD Kef-Eddir.2006 ANBT

[6] 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

[7] JP LABRODE 2003

Hydrologie de surface (eliment d'hydraulique general)

[8] 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.

[9] HASSANE M. (Cours d'ouvrage hydrotechnique 5éme Année ENSH- 2010/2011)

[10] C.I.G.B. maitrise de la rivière pendant la construction 1986.

[11] Procédure méthodologique pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT

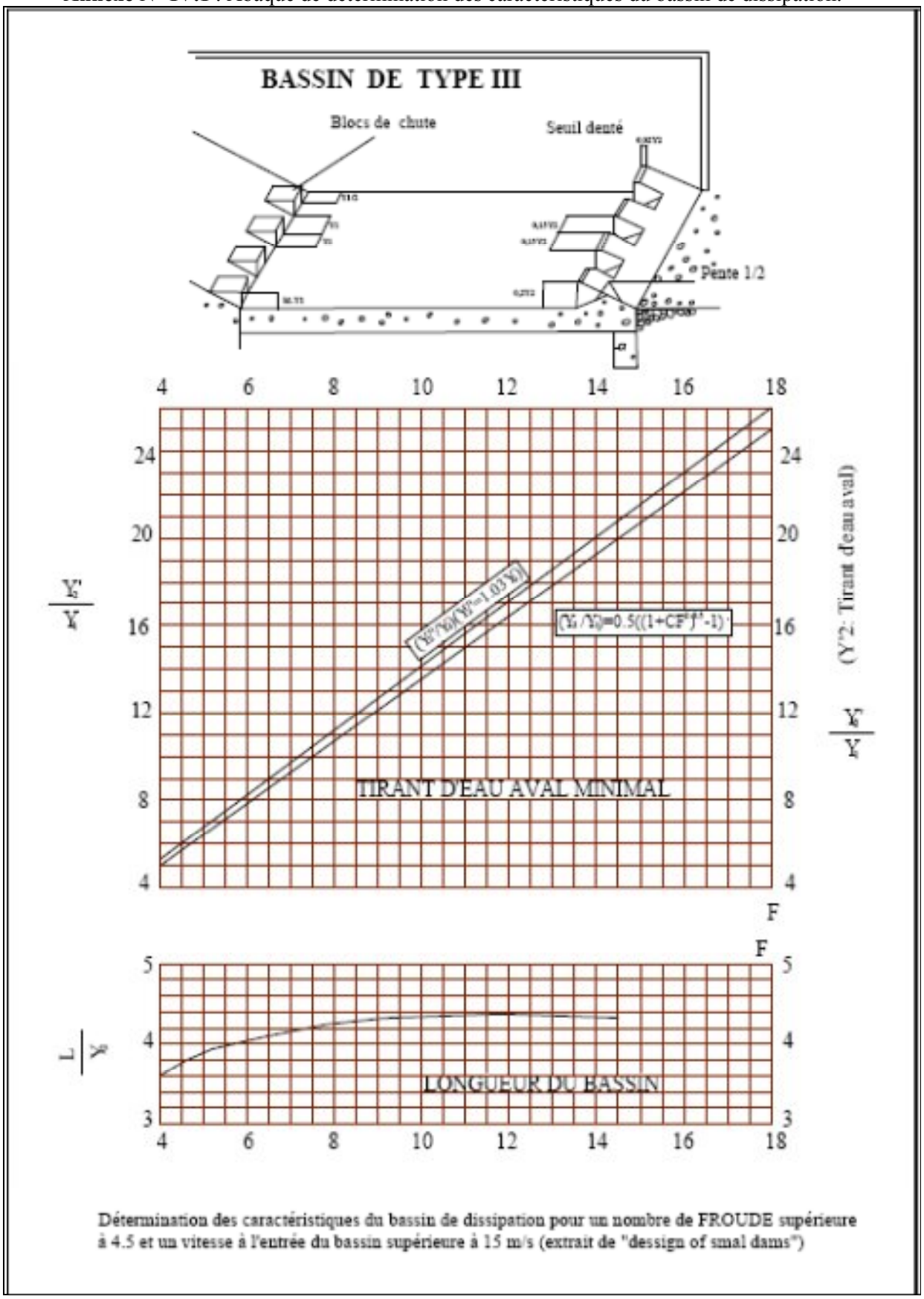
[12] M.K. MIHOUBI (cours ouvrages 4ème année ENSH- 2009/2010)

[13] BACHIR CHERIF. (Cours béton 3éme et 4éme ENSH).

[14] BENLAOUKLI B (cours organisation de chantier 5ème année ENSH- 2011)

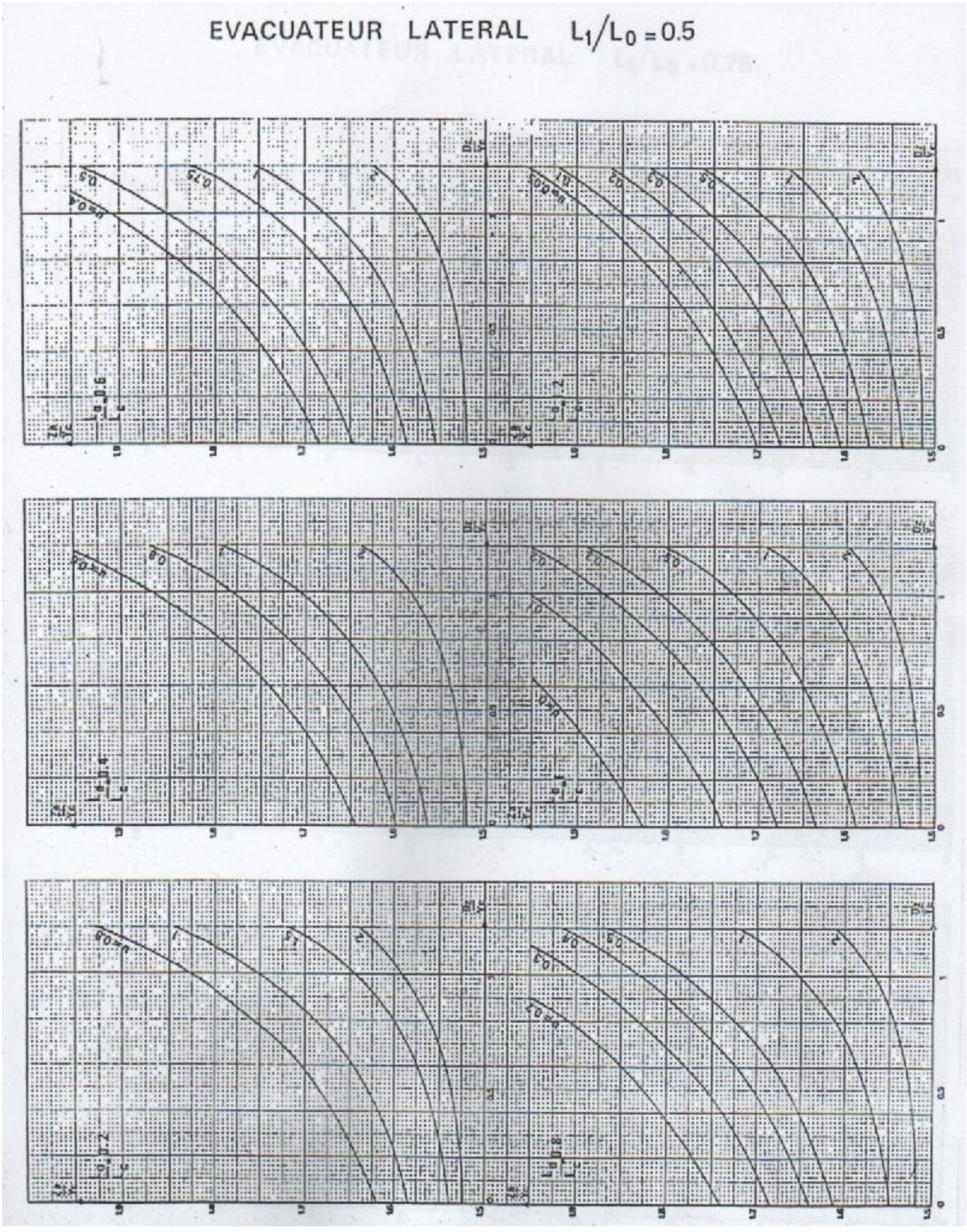
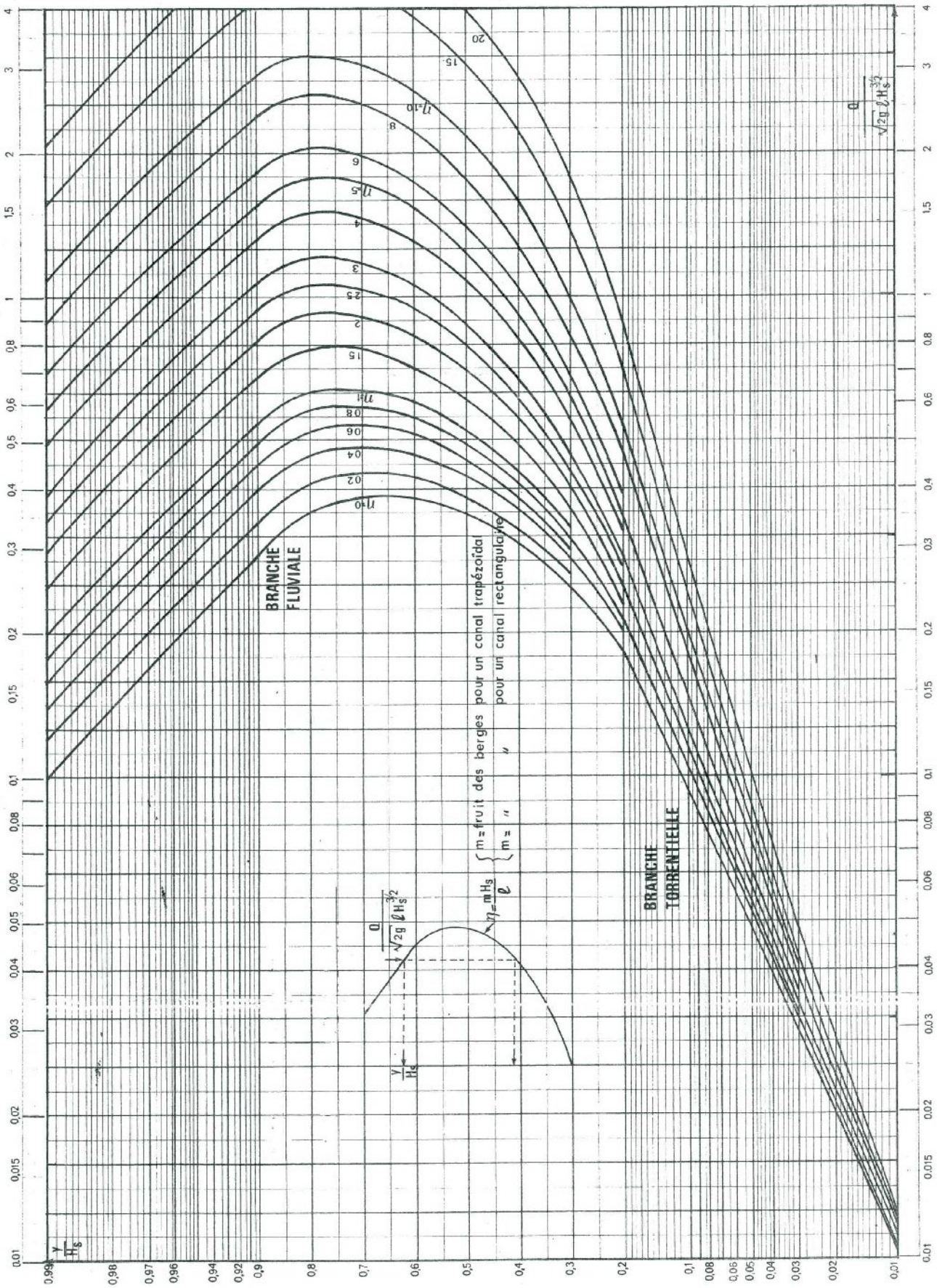
ANNEXES

Annexe N° IV.1 : Abaque de détermination des caractéristiques du bassin de dissipation.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "dessign of smal dams")

Annexe N°IV.02: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral.



Annexe N° IV.3: Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.