RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

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

Présenté par :

M^{ell} : AIT DAHMANE Messad

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{r} : K.MIHOUBI	**M C.A**	**Président**
Mr: A.HEBBOUCHE	**M A.A**	Examinateur
M^{me} : N.HADJ SADOK	**M A.A**	Examinatrice
M^{r}: M.D BENSALAH	**M A.A**	Examinateur
M^{r}: M.BOUGHELIFA	**M A.B**	Examinateur
M^{r}: A.HADJ SADOK	**M C.B**	promoteur

Septembre 2013

REMERCIEMENTS

Au terme de cette étude qu'il me soit permis d'exprimer ma profonde gratitude envers tous ceux qui m'ont apporté leur aide.

Je tien à remercier chaleureusement, Mon promoteur Monsieur ***A.HADJ SADOK****, qui 'a bien voulu m'encadrer durant ce mémoire de fin d'études, et qui a assuré la direction et l'orientation scientifique de ce travail. Je lui exprime mes vifs remerciements et mes sincères gratitudes,*

Je tiens à remercier également le président et les membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je tiens à remercier tout les enseignants de l'ENSH et les travailleurs de la bibliothèque Femme et homme pour leurs disponibilités, leurs générosités et la qualité des services mis à la disposition de l'étudiant.

Je remercie très sincèrement, mes chers amis ***Tarik,Mazigh, Samir,Moumous, Yacine,Lounes,Halim, Latif, Mouloud et Nadjet*** *pour tout leurs soutient et aides dans la réalisation de ce mémoire, et tout les moment passer a leurs cotes qui restèrent graver dans ma mémoire a tout jamais.*

Un grand merci à tous ceux que je connais.

Messad.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail à deux personnes les plus chères de ma vie, à celle qui ma donnée la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère OUIZA et à mon père AKLI, écale de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger .

Que dieu les gardes et les protèges.

A mes adorables sœurs Dahbia, Samia,Katia et Dihia.

A mes frères Amirouche et sa femme Yamina , Massinissa.

Ames amie Tarik,Mazigh,Samir,Ferhat,Lounis,Kamiliaet Tinhinan.

A toute ma famille (AIT DAHMANE);

A tous mes amis de l'ENSH surtout;

ملخص:

تندرج مذكرتنا هذه في دراسة سد ارجانا المتواجد في ولاية جيجل الذي له قدرة استيعاب 382. مليون م^{8}
ويبلغ ارتفاعه 23.08 م
الهدف من هذا السد هو تنظيم مجاري مياه واد ارجانا و تمنجر رغبة من محاولة تحسين الموارد المائية
الصالحة للشرب لهذه المنطقة2
هذا العمل يتضمن دراسة مدققة لما قبل انجاز جهاز مضاد للفيضانات بكمية تقدر بحوالي 88508 م^{8} في
الثانية.

Résumé :

Le barrage d’Irdjana est situé dans la willaya de JIJEL,il a une capacité total de 83.2Mm^3 sous la cote de retenu normal 80.9m.

Ce barrage est destiné à régulariser les eaux des oueds Irdjana et Tamendjar en eau potable de la région.

Notre travail consiste à réaliser l’étude d’avant projet détaille de l’évacuateur de crues0
Le choix s’est porté sur un évacuateur latéral à entonnement latéral permettant d’évacuer un débit de crues de 935.3 m^3/s

Abstract:

The dam of Irdjana which is situated in the willaya of JIJEL, has a total capacity of 83.2Mm^3 under the rating of normal retained 80.9m. This dam is destined to regularize the waters flow of the Irdjana wadis and Tamendjars in drinking water of the region. Our work consists in achieving the survey of the evacuator of rises in the water level retails before project .The choice is carried on a lateral evacuator to lateral entonnement permitting to evacuate a flow rate of floods 935.3m^3/s.

SOMMAIRE

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Synthèse de l'étude de Faisabilité

Introduction..... 2
I.1.Généralités..... 2
I.1.1.Objectif du barrage..... 2
I.1.2.Localisation de l'ouvrage..... 2
I.2.Synthèse des études préliminaires..... 3
I.2.1 .Etudes topographiques..... 3
I.2.2 .Etudes géologiques et géotechniques..... 3
I.2.2.1 .Reconnaissance géologique et géotechnique..... 3
I.2.2.1.1. Les reconnaissances réalisées en phase d'étude de faisabilité..... 3
I.2.2.1.2. Les reconnaissances réalisées en phases d'avant projet détaillé..... 3
I.2.2.2.Résultats des prélèvements (Essais au laboratoire)..... 4
I.2.2.3.Géologie régionale..... 6
I.2.2.4.Caractéristiques hydrogéologiques..... 8
I.2.2.5.Sismicité..... 9
I.2.2.6. Matériaux de constructions..... 11
I.2.2.6.1. Les alluvions..... 11
I.2.2.6.2 .Les matériaux étanches..... 11
I.2.2.6.3 .Réutilisation des matériaux de fouilles..... 11
I.2.2.6.4 .Les enrochements..... 12
I.2.2.6.5. Agrégats à béton..... 12
I.3.Hydrologie..... 13
I.3.1. Données climatologiques..... 13
I.3.1.1 .Température..... 13
I.3.1.2 .Evaporation..... 13
I.3.1.3. Humidité relative..... 13
I.3.1.4. Vent..... 13
I.3.1.5. Précipitation..... 13
I.3.1.6. Débit moyen..... 14
I.3.2. Crues de projet..... 14
I.3.3. Crue d chantier..... 14
I.3.4. Apports solides..... 14
I.3.5. Régularisation..... 14

I.4. Description générale du barrage…… 14
I.4.1. La digue…… 14
I.4.2.L'évacuateur des crues……...
I.4.3. La prise d'eau…… 15
I.4.4. La vidange de fond…… 15
I.4.5. La dérivation provisoire…….. 15
I.4.5.1. La galerie de dérivation…… 15
I.4.5.2. Le batardeau amont…… 15
I.4.5.3. Le batardeau aval…… 15
Conclusion…….. 16

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction……. 17
II.1.Le bassin-versant ……. 17
II.2.Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant……. 17
II.2.1. Caractéristique morphométriques …….. 18
II.2.1.1. Caractéristiques de la disposition dans le plan…….. 18
II.2.1.2.Le reliefs……. 19
II.2.1.3. Les indices de pente du bassin versant …… 21
II.2.2. Caractéristiques du réseau hydrographique …….. 23
II.2.2.1.Le réseau hydrographique …….. 23
II.2.2.2. Densité de drainage …… 24
II.2.2.3.Pente moyenne du cours d'eau principale Ic ……. 24
II.2.2.4.Le temps de concentration tc …… 25
II.2.2.5.Vitesse moyenne de ruissellement …….. 25
II.3. Pluie moyenne annuelle …… 26
II.3.1.Données pluviométriques …….. 26
II.3.2.Répartition de la pluie mensuelle …… 26
II.4.Apport moyen annuel …….. 27
II.4.1.Analogie avec la station de l'Oued Missa…… 27
II.4.2.Caractéristiques de l'écoulement…… 27
II.4.3.Les apports fréquentiels …… 28
II.4.4.Apport solide et Estimation de volume mort …….. 29
II.5. Etude des crues …… 30
II.5.1.Hydrogramme des crues …….. 30
II.5.2.Choix de la crue de projet …… 32
II.5.3.Choix de la crue de chantier …….. 33
II.6.Régularisation …….. 33

II.6.1.Répartition mensuel de l'apport 80% ……. 33
II.6.2.Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »…….. 33
II.6.3.Calcul du volume utile …….. 34
II.6.4.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes …….. 34
II.6.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) ……. 35
II.6.6.Régularisation interannuelle …… 37
II.7.Laminage des crues …… 38
II.7.1.Revanche …… 43
II.7.2.Tassement …… 43
II.7.3. Largeur en crête …… 43
II.8. Calcul du coût total approximatif de la digue et de l'évacuateur de crues ……. 44
II.8.1.Calcul du coût de la digue …… 44
II.8.2.Calcul du coût de l'évacuateur des crues ……. 44
II.8.2.1.Coût du déversoir…… 44
II.8.2.2.Calcul du coût du coursier …….. 45
II.8.2.3.Coût total du barrage…….. 46
Conclusion ……. 47

Chapitre III : Etude des variantes

III.1.Généralités sur la classification des évacuateurs des crues…… 48
III.2.1.1.Evacuateur de crues en puits (tulipe)……..... 48
III.2.1.Les Différents types d'évacuateurs des crues……. 48
III.2.Critères de choix de l'évacuateur des crues…… 48
III.2.1.2.Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral ou frontale …….. 48
III.2.1.3.Evacuateur de crues en siphon……..... 49
III.2.2.Choix de tracé de l'axe de l'évacuateur des crues…….. 49
III.3. Discussion de choix de la variante de l'évacuateur de crue…… 49
III.4.Etude de la première variante (Evacuateur latéral à entonnement frontal)…… 50
III.4.1.Dimensionnement et calcul hydraulique…….. 50
III.4.1.1.Canal d'approche……. 51
III.4.1.2.Le déversoir……. 51
III.4.1.3 .Chenal d'écoulement…… 54
III.4.1.4.Calcul du convergent……. 56

III.4.1.5.Coursier……. 58
III.4.1.6.Bassin de dissipation……. 61
III.4.2.Canal de fuite…….. 62
III.5.Etude de la deuxième variante (évacuateur latéral à entonnement latéral)…… 64

III.5.1.Dimensionnement et calcul hydraulique…….. 64
III.5.1.2.Le déversoir…….... 64
III.5.1.3.L'auge de réception……. 65
III.5.1.4. Le coursier…….. 67
III.5.1.5.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier…… 72
III.5. 2. Choix du bassin de dissipation…… 73
III.5. 3. Canal de restitution……. 74
III.7.Choix de la variante la plus favorable…… 75
Conclusion…… 76

Chapitre IV : Etude génie civil

Introduction……. 77
IV.1.Principes du calcul génie civil (calcul de stabilité)…… 77
IV.1.1.Stabilité au renversement…….. 77
IV.1.2.Stabilité au poinçonnement……. 78
IV.1.3.Stabilité au glissement……... 79
IV.2.Pré-dimensionnement…….. 80
IV.2.1. Ferraillage des éléments…….. 80
IV.2.1.1. Ferraillage du rideau …… 80
IV.2.1.2. Ferraillage du radier…… 84
IV.3. Les résultats de calcul …… 86
IV.3.1.Pré-dimensionnement……. 86
IV.3.2.Calcul de stabilité……. …… 86
IV.3.2.1.Chenal d'écoulement……... 86
IV.3.2.2.Coursier……... 88
IV.3.3. Calcul de ferraillage …… 89
IV.3.3.1. Le chenal d'écoulement …….. 89
IV.3.3.2. Le coursier …….. 91
IV.4. Compositions du béton et contrôle de qualité ……. 91
Conclusion……. 92

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction……. 93
V.1.Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier…… 93
V. 2.Installation du chantier……. 93
V. 3.Ordre d'exécution des travaux……. 94

V.4.Planification…... 94
V.4.1.Définition…….. 94
V.4.2.procédures de travail de planification…….. 94
V.4.3.Techniques de la planification……. 95
V.4.3.1.Méthodes basées sur le réseau…… 95
V.4.3.2.Méthodes basées sur le graphique..…… 96
V.4.4.Choix de la méthode de calcul…… 96
V.4.5.Les paramètres de la méthode C.P.M……. 96
V.4.5.1.Chemin critique (C.C)……. 97
V.4.5.2.Attribution des durées de chaque opération…… 97
V.4.5.3.Les plannings…….…….. 97
V.4.6.Délais de construction et programme des travaux…… 97
V.4.7.Les compositions du projet……... 98
V.4.7.1.Succession des travaux…….. 98
V.8.La gestion du chantier…….. 99
V.8.1.La gestion des hommes……. 99
V.8.2. La gestion de matérielle…… 99
V .9.L'excavation des déblais……. 100
V.9.1.Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue…… 100
V.9.2.Le procédé d'exécution……. 100
V.10.Choix du godet…….. 100
V.11.Bétonnage…….. 100

Chapitre VI : protection et sécurité du travail

Introduction……. 101
VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail…… 101
VI.2.Principes fonctions du service de sécurité……. 103
VI.3. Liste des Actions dangereuses…… 103
VI .3. Cause des accidents de travail…… 104
VI.8. Conditions dangereuses dans le chantier…….. 104
VI.4. Actions dangereuses…….. 104
VI.5. le coût des accidents de travail…… 105
VI.6.Calcul de débit d'air nécessaire la ventilation…….. 106
VI.6.1.Méthode du d'alimentation minimum…… 106
VI.6.2.Méthode du taux de ventilation…….. 106
VI.6.3.Méthode de calcul par les accroissements de chaleur…… 106

CONCLUSION GENERALE

La liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse de faisabilité

Tableau I.01 : Sondages réalisés en phase d'Avant Projet Détaillée…… 4
Tableau I.02 : Récapitulatifs des essais au laboratoire……. 5
Tableau I.03 : Profondeur de la nappe dans les sondages…… 8
Tableau I.04 : Perméabilité des alluvions…… 8
Tableau I.05 : Perméabilité des colluvions……. 9
Tableau I.06: Coefficients d'accélération…… 10
Tableau I.07: Les températures mensuelles calculées à la station d'El Milia……. 13
Tableau I.08: L'évaporation réalisée à Zardezas et à Erraguene…….. 13
Tableau I.09: L'humidité moyenne relative de la station de cap Bougaroun…….. 13
19

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : Résultats de calcul de la courbe hypsométrique du Bassin versan…….
Tableau II.2 : Les altitudes caractéristiques du bassin versant …… 20
Tableau II.3 : Détermination de la pente moyenne ……... 21
Tableau II.4: Détermination de l'indice de pente de Roche Ip de bassin vessant…… 22
Tableau II.5: Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996) …….. 22
Tableau II.6: Le réseau hydrographique……... 23
Tableau II.7: Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant…….. 25
Tableau II.8: Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude.. 26
Tableau II.9: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1981-2011)……. 26
Tableau II.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station…… 27
Tableau II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site. …… 27
Tableau II.12: Résultats du calcul de coefficient de variation…….. 28
Tableau II.13: Les apports de différentes fréquences……... 29
Tableau II.14: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%..... 29
Tableau II.15: Débits fréquentielles calculés de la station ……... 30
Tableau II.16 : Débits fréquentielles calculés du site …….. 30
Tableau II.17 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ) ……. 31
Tableau II.18 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps…… 31
Tableau II.19 : Crue de projet recommandée…… 32
Tableau II.20 : La répartition mensuelle de l'apport 80% et mensuelle des besoins ….. 33
Tableau II.21 : Les valeurs caractéristiques de la courbe……. 33
Tableau II.22 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)……. 35
Tableau II.23 : Les volumes des pertes dans la retenue…… 36
Tableau II.24 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm3)…….. 36
Tableau II.25: Détermination de la période d'étiage…… 38
Tableau II.26 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE) 40

Tableau II.27 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de la charge déversant ... 44
Tableau II.28: Coût de la digue…… 44
Tableau II.29 : Coût de déversoir…….... 45
Tableau II.30 : Coût de coursier…… 45
Tableau II.31 : Coût Total du barrage…….. 46

Chapitre III : Etude des variantes

Tableau III.1: Les types d'évacuateurs de crue …… 49
Tableau III.2: Coordonnées des points du profil amont du déversoir…….. 54
Tableau III.3: Coordonnées des points du profil aval du déversoir……. 54
Tableau III.4: valeurs du coefficient de rugosité (coefficient de Strickler)…….. 55
Tableau III.5 : les valeurs du débit en fonction du h_n…… 56
Tableau III.6: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau……. 59
Tableau III.7 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode des équations Différentielles……..... 60
Tableau III.8: Coordonnées des pour le tracé de la ligne d'eau…… 62
Tableau III.9: les valeurs du débit en fonction du hn…….. 63
Tableau III.10: Coordonnées des points du profil amont du déversoir…… 64
Tableau III.11: Coordonnées des points du profil aval du déversoir…….. 64
Tableau III.12: valeurs du coefficient de rugosité (coefficient de Strickler)……. 67
Tableau III.13: les valeurs du débit en fonction du hn……. 68
Tableau III.14 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau…….. 69
Tableau III.15 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode des équations différentielles……... 70
Tableau III.16: Coordonnées des pour le tracé de la ligne d'eau…… 71
Tableau III.17: Vitesse critique d'aération……. 72
Tableau III.18: les valeurs du débit en fonction du hn……. 74

Chapitre IV : Etude génie civil

Tableau .IV.1*:* Ferraillage du chenal d'écoulement…… 90
Tableau .IV.2 : Ferraillage du coursier…… 91

Chapitre V: Organisation de chantier

Tableau V.1 :Symboles et durée des différentes opérations……. 98
Tableau V.2 : La succession des travaux……... 99
Tableau V.3.: Capacité du godet en fonction de V terrassement…….. 100
Tableau V.4: Capacité du camion……. 100

La liste des figures

Chapitre I : Synthèse de faisabilité

Figure I.01 : Carte de la situation de zone du projet……... 3
Figure I.02 : Localisation des puits de reconnaissance dans les alluvions…….. 4
Figure I.03 : Extrait de la carte géologique générale de l'Algérie (El Milia)…… 7
Figure I.04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99…… 10
Figure I.05 : Localisation de la zone d'emprunt pour le noyau étanche…… 11
Figure I.06 : Localisation des zones d'emprunts pour les enrochements…….. 12

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1: Bassin versant au droit du site…… 17
Figure II.2 : Courbe hypsométrique de bassin versant…….. 20
Figure II.3:Réseau hydrographique de bassin versant au droit du site…….. 24
Figure II.4: Répartition mensuelle des précipitations…… 26
Figure II.5 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY) 32
figure II.6 : Courbes H= f (Q,q)…….. 41
figure II.7: courbes Vd=f (Q,q) ……... 42
Figure II.8:courbe d'optimisation. ……. 46

Chapitre III : Etude des variantes

Figure III.1 : schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal…… 50
Figure III.2: Les paramètres du profil d'un déversoir……. 53
Figure III.3: Schéma d'un convergent…… 57
Figure III.4: Tracé de ligne d'eau dans le coursier…… 60
Figure III.5: Schéma explicatif de la formation de ressaut hydraulique dans le bassin de dissipation 62
Figure III.6: Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral…… 65
Figure III.7:La ligne d'eau dans le coursier…… 71

Chapitre IV : Etude génie civil

Figure IV.1 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues……... 77
Figure IV.2: schéma du diagramme des contraintes crées……. 78
Figure IV.3: schéma représente la position du bèche……. 79
Figure IV.4: diagramme des contraintes…….. 80
Figure IV.5 : Diagramme des contraintes……. 82
Figure IV.6 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier…….. 86
Figure IV.7 : Pré-dimensionnement des différents éléments de l'évacuateur de crue……. 84

Liste des planches :

Planche 1/6 : Vue en plan de l'aménagement de l'Oued d'IRDJANA(W.JEJEL).
Planche 2/6 : Profil en long de l'évacuateur de crue latéral du barrage d'IRDJANA(W.JEJEL).
Planche 3/6 : Profil en long de l'évacuateur de crue Frontal du barrage d'IRDJANA(W.JEJEL).
Planche 4/6 : Profils entraves de la variante choisie (Evacuateur de crue latéral).
Planche 5/6 : Coupes géologiques de l'axe de l'évacuateur des crues de barrage d'IRDJANA
Planche 6/6 : Représentation des aciers.

Introduction générale

Les barrages furent construits afin de répondre à un seul problème: l'approvisionnement en eau potable et pour l'irrigation. Avec le développement des civilisations, les besoins en eau deviennent plus importants, ajoutant aux précédents la nécessité de contrôler les crues, la navigation, la qualité de l'eau, le contrôle des sédiments et d'énergie. Par conséquent des barrages ont été construits pour répondre à ces besoins spécifiques. Un barrage est la pierre angulaire dans le développement et la gestion des ressources hydrauliques.

La plus part des barrages sont à but unique, mais il y a un nombre grandissant de barrages polyvalents. D'après les publications les plus récentes du Registre Mondial des Grands Barrages l'irrigation est de loin la raison la plus courante pour construire un barrage. Parmi les barrages à but unique, 48% sont pour l'irrigation, 17% pour l'hydro-électricité, 13% l'approvisionnement en eau, 10% le contrôle des crues, 5% pour les loisirs et moins de 1% pour la navigation et la pisciculture.

En Algérie, il existe 59 barrages en exploitation avec une capacité totale de stockage de 5.81 milliards de m3, Le plus grand barrage en Algérie est de Beni Haroun situé dans la willaya de Mila avec une capacité de stockage de 960 millions m3 et des barrages en étude, Parmi ces barrages en a le barrage d'Irdjana c' est le barragede de notre étude.

Le barrage d'Irdjana dans la Willaya de JIJEL est en phase d'étude (étude de faisabilité déjà réalisée).

Dans ce mémoire de fin d'étude, on propose d'étudié l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues de barrage d'Irdjana. Pour cella deux variantes sont proposées et étudié. Un latéral à entonnement latéral, et un latéral à entonnement frontal.

Nous allons consacrer une partie de notre travail, pour résumer le rapport de synthèse de faisabilité qui a définit le programme de reconnaissance de la zone d'étude, l'étude topographique, géologique et géotechnique. L'autre partie est consacré à revoir l'étude hydrologique avec des données actualisées obtenues de l'ANBT. On appliquera ces résultats à l'étude du dimensionnement des variantes des deux types d'évacuateurs de crues, afin de choisir définitivement sur la variante à prendre après une étude technico-économique.

Une fois que nous calculons les dimensions des différents composantes, nous passons aux calculs du génie civil : de stabilité et calcul de ferraillage.

CHAPITRE I

SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Introduction

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'Avant Projet Détaillée du barrage. Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued IRDJANA, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued ainsi, il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif des solutions adoptées.

I.1.Généralités

I.1.1.Objectif du barrage

Les besoins en eau potable et en eau destinée à l'irrigation des surfaces agricoles de l'Algérie démontrent, au fil des années, un accroissement important. C'est le cas de la région de Jijel. La satisfaction de ces besoins en eau, en progression continue, ne sera possible que par la mobilisation de nouvelles ressources à savoir la construction des nouveaux barrages, telle que le barrage de Tabellout et celui d'Irdjana.

L'Oued d'Irdjana, l'un des cours d'eau de la wilaya de Jijel est identifié comme étant une ressource potentielle sur lequel sera crée, par la construction d'un barrage, une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

Les eaux du barrage d'Irdjana seront destinées pour l'alimentation en eau potable des centres d'El Ancer, Belhadet, Oued Adjoul Djemàa Beni H'bibi ainsi pour l'irrigation des basses plaine du Kebir.

I.1.2.Localisation de l'ouvrage

Le barrage d'IRDJANA est situé dans la wilaya de JIJEL, à 25 Km environ à vol d'oiseau de la ville de JIJEL, sur l'Oued de même nom à environ 4 Km à l'Ouest d'El Ancer, et à 12 Km au Nord Ouest de la ville d'El Milia Wilaya de JIJEL. L'Oued prend sa source à une altitude de 1200 m et suit son cours du Sud-Est vers le Nord-Ouest jusqu'à sa confluence avec l'Oued Yarmai à une altitude de 400 m, ensuite il prend sa direction vers le Nord-Est et après un parcours de 8 Km il arrive au site du barrage qui à une altitude de 22,5m.

L'accès au site du barrage est possible à partir de la route nationale RN 43 par un chemin goudronné qui sort d'El Ancer et qui accompagne l'Oued IRDJANA le long de la rive droite.

Les coordonnées du site ont été déterminées à partir des cartes d'état major d'El Milia et de Sidi Merouane N°29 et N°25 à l'échelle 1/50000.

X= 391.90 Km

Y= 807.14 Km

Z= 22.5 m.

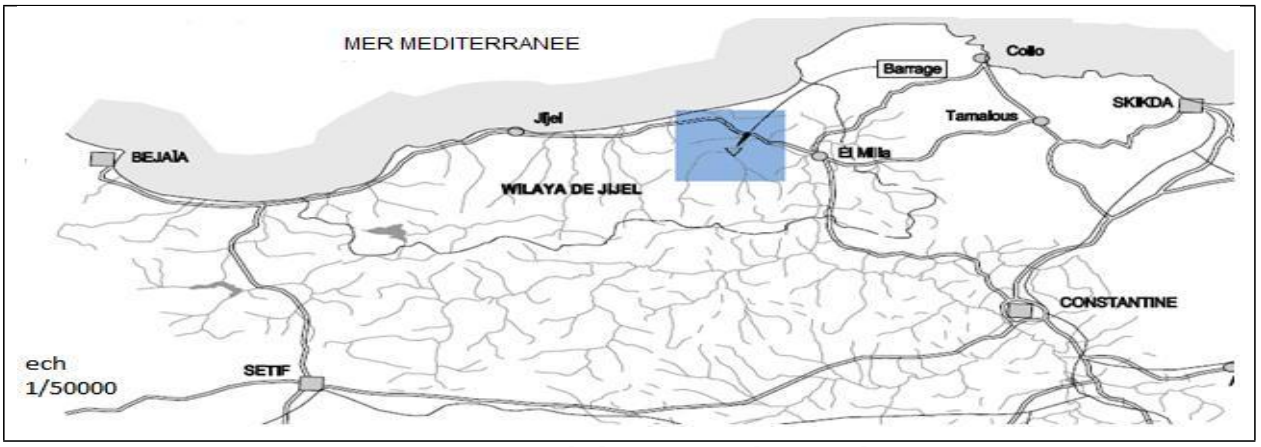


Figure I.01 : Carte de la situation de zone du projet.

I.2 Synthèse des études préliminaires

I.2.1 Etudes topographiques

L'emplacement retenu pour le barrage est situé à l'aval immédiat de la confluence des oueds Irdjana et Tamendjar, dont les cours s'infléchissent de 90° pour former le cours aval de l'oued.
Le barrage s'inscrit dans un tronçon rectiligne de l'oued Irdjana. La vallée présente un fond large de 50 m environ, et des versants dissymétriques : la rive droite a une pente de l'ordre de 1H/1V, tandis que la rive gauche a une pente plus douce de l'ordre de 2H/1V. Le relief de chaque rive est assez escarpé. Le fond de la vallée est une aire plane formée par des dépôts alluvionnaires.

I.2.2 Etudes géologiques et géotechniques

I.2.2.1 Reconnaissance géologique et géotechnique

Au niveau du site d'IRDJANA deux compagnes de reconnaissances géologiques ont été conduites.

a. Les reconnaissances réalisées en phase d'étude de faisabilité

Les reconnaissances comportent :

- 04 sondages carottés (S1-S4), avec essais d'eau (Lefranc et Lugeons).
- 11 puits de reconnaissances (P1-P11) dans les zones d'emprunt de matériaux de construction, les puits ont des profondeurs entre (2-3,5) m. (figure I.02).
- 01 tranchée au niveau de l'actuel axe du batardeau aval, avec une longueur d'environ 7 m pour une profondeur de 2 m.

b. Les reconnaissances réalisées en phases d'avant projet détaillé de site

Les reconnaissances sont les suivantes :

- 20 sondages de reconnaissances carottés (S01 à S15, S17 à S20) avec exécution d'essais in situ (Lefranc, Lugeons) et récupération d'échantillon intacts.(tableau I.01)
- 46 puits de reconnaissances pour la caractérisation des matériaux de construction.

Les sondages ont été réalisés en aval de l'axe retenu pour l'implantation du barrage permettent d'avoir des indications sur l'épaisseur des alluvions de l'oued et du substratum rocheux.

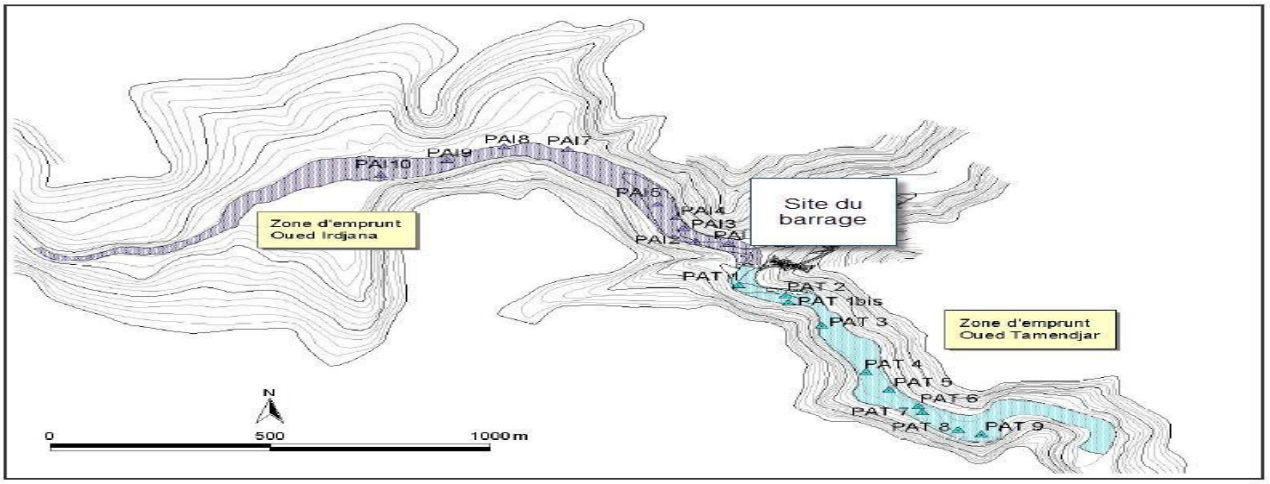


Figure I.02 : Localisation des puits de reconnaissance dans les alluvions. Source ANBT.

I.2.2.2 Résultats des prélèvements (Essais au laboratoire)

Des essais au laboratoire sur les échantillons prélevés des sondages et des puits ont été effectués, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (I.02).

Tableau I.01 : Sondages réalisés en phase d'Avant Projet Détaillée.

Code sondage	Prof (m)	Essais Lefranc (n)	Essais Lugeons (n)	Ouvrage de référence	Instrumentation en tubage
S01	**32,0**	**5**	**3**	**Barrage**	--
S02	**47,7**	**10**	**2**	-- -- --	--
S03	**25,5**	**4**	**2**	-- -- --	--
S04	**22,0**	**3**	**3**	-- -- --	--
S05	**27,0**	**5**	**3**	-- -- --	--
S06	**50,0**	**2**	**14**	-- -- --	**P (filtres : 0-50cm)**
S07	**51,0**	--	**14**	-- -- --	--
S08	**50,0**	--	**10**	-- -- --	--
S09	**50,0**	**3**	**15**	**Evacuateur de crue**	**P (filtres : 0-50cm)**
S10	**60,0**	**4**	**9**	-- -- --	--
S11	**60,0**	**5**	**7**	-- -- --	--
S12	**34,5**	**6**	**2**	-- -- --	**P (filtres : 0-50cm)**
S13	**31,5**	**6**	**2**	**Barrage**	--
S14	**37,5**	**7**	**1**	-- -- --	--
S15	**33,0**	**9**	**2**	-- -- --	--
S17	**37,5**	**5**	**1**	-- -- --	--
S18	**36,0**	**3**	**3**	**Tunnel de dérivation**	**P (filtres : 0-50cm)**

Tableau I.02 : Récapitulatifs des essais au laboratoire.

Essai		Matériaux / Propriétés		CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DU BARRAGE D'IRDJANA				
				Alluvions	**Colluvions**	**Substratum rocheux**	**Argiles**	**Enrochement**
Granulométrie		cailloux Ø > 63	mm	22,5				
		Gravier 2 < Ø < 63	m m	61			1,4	
		Sable 0,1< Ø <2	mm	14			1,7	
		Limon 0,02 < Ø <0,1	mm	3			50,5	
		Argile Ø < 0,02	mm				46,4	
Identification physique		Densité de saturation $_{sat}$	(t/m^3)	24	24		20	26,4
		Densité humide $_h$	(t/m^3)	20	20	27	16	
		Teneur en eau (W)	%				20,7	
		Degré de saturation (Sr)	%					
		Densité relative (Dr)		55	48			
Cisaillement	**Normal**	Cohésion (C)	bar	0,01	0	0,13	5	6
		Angle de frottement ( )	°	34	35	25	20	
	Triaxial	Cohésion (C)	bar	0	0		16.5	
		Angle de frottement ( )	°	35	31		0	
Essais Oedometrie		Coeff. de tassement C_t					0,26	
		Coeff. de gonflement C_g					0,07	
Proctor normal		Densité sèche $_{d\ max}$	(t/m^3)				15,6	
		Teneur en eau optW_{opt}	%				20,1	
Essais de perméabilité		Perméabilité	m/s	$10^{-3}/10^{-5}$	$10^{-4}/10^{-7}$	(50-100) 10^{-5}	7 10^{-7}	
Limites d'Atterberg		Limite de liquidité Wl	%				49,23	
		Indice de plasticité Ip	%				25,92	

I.2.2.3 Géologie régionale

La région d'intérêt pour le barrage d'Irdjana est celle de la partie nord du pays, où se situe les montagnes de l'Atlas, formées par deux chaines, celle du nord de L'Atlas Tellien (Littorale) et celle du sud de L'Atlas saharien, chacune Séparée dans la région ouest par le '' Haut-Plateau ''.

A partir de la carte géologique au 1/50000 de l'Algérie « El milia », au niveau du site du barrage, trois complexes principaux de roches et terrains peuvent être considérés :

- Un complexe du quaternaire qui comprend des dépôts récents et actuels constitués par des alluvions, des dépôts colluviaux, des cônes de déjection, des dépôts de glissement.
- Un complexe de l'Eocène supérieur (Numidien), formé essentiellement de sédiments tels que les argiles et grès.
- Une séquence primaire (l'âge pouvant être du Carbonifère-Permien), formée de roches métamorphiques et comprenant des schistes graphitiques, micaschistes graphiques, micaschistes et quartzites.

La carte géologique est représentée dans la figure I.03.

a)-Géologie du site du barrage

Du point de vue géologique l'axe du barrage s'appuie dans la partie centrales sur des dépôts alluvionnaire dont l'épaisseur reconnue atteint 36 m, Ces dépôts sont constitués des graviers grossiers avec sable, on trouve, à l'intérieur des galets ayant des dimensions variables entre 20 à 30 cm et 50 à 60 cm. sur les versants l'épaisseur des dépôts colluviaux atteint au maximum 13 m environ (rive droite), au-dessous des dépôts colluviaux, le substratum rocheux est caractérisé par une couche d'altération ôu les micaschistes et schistes micacés sont très fracturés et altérés, le pendages des micaschistes est conforme au versant droit et donc anti-conforme au versant gauche, ce qui pourrait induire des phénomènes de glissement localisés sur le versant droit (rive droite).

b)-Géologie de la cuvette

La zone de la cuvette est caractérisée par la présence de schistes graphitiques, phyllades et micaschistes du primaire, dans la zone en amant de la confluence le long de l'oued Irdjana, on rencontre des niveaux de brèches mono géniques, et ce qui concerne l'étanchéité de la cuvette, suite au essais de perméabilité exécutés et aux observations tirées des levés géologiques, il faut souligner la présence de bandes altérées et de fractures (surtout en rive droite) le long desquelles peut se produire une importante infiltration des eaux. En général les morphologies qui ont été repérées (niches d'arrachement et dépôts d'accumulation), témoignent d'une évolution récente des glissements en rive droite et en rive gauche.

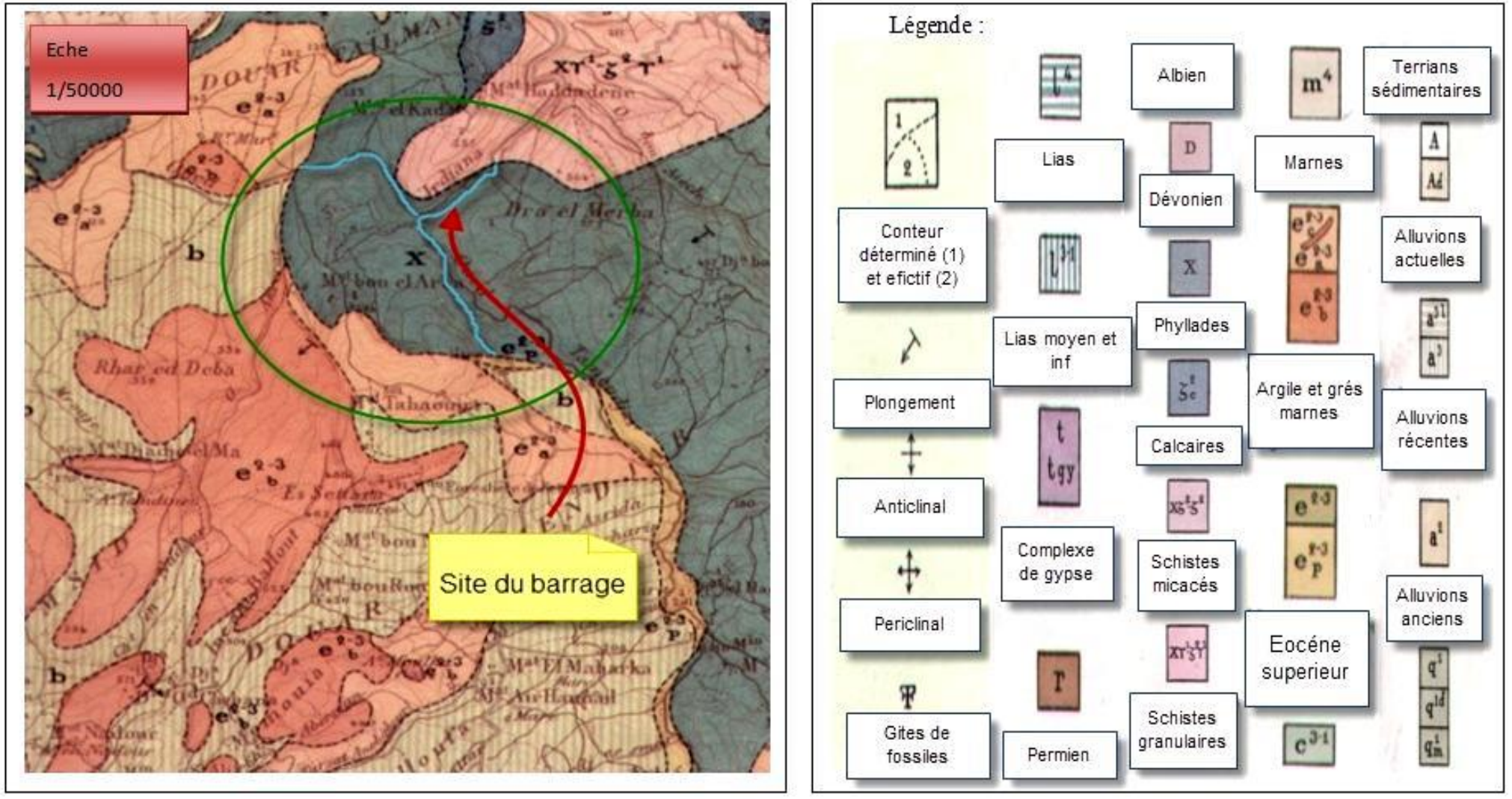


Figure I.03 : Extrait de la carte géologique générale de l'Algérie (El Milia)

I.2.2.4 Caractéristiques hydrogéologiques

a) Etude des eaux souterraines

Les eaux souterraines suivent la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses de sol. Du point de vue hydrogéologique, on distingue la nappe régnant dans la formation alluviale, et les nappes de versant. La formation alluviale, perméable est alimentée directement par l'oued et ses affleurant. Dans les versants, la nappe est rencontrée à des profondeurs variables, de 10 à 25 m environ sous le terrain naturel.
Après la réalisation des sondages, sept sondages (7) ont été équipés en piézomètre consistant en un tube crépine, il s'agit en particulier des sondages S06, S09, S12, S18, S19, et S20, localisés sur les deux versants à proximité de l'axe du barrage. Les profondeurs de la nappe dans les différents sondages sont représentées par le tableau I.03.

Tableau I.03 : Profondeur de la nappe dans les sondages.

Sondages	Profondeur de la nappe à partir Du niveau terrain (m)	Date de mesure	**Sondages**	Profondeur de la nappe à partir Du niveau terrain (m)	Date de mesure
S01	0,5	Janvier 2002	S10	17	Juillet 2002
S02	1,2	Janvier 2002	S11	12	Août 2003
S03	0,3	Janvier 2002	S12	10	Avril 2003
S04	0,3	Février 2002	S13	1,9	Juillet 2002
S05	0,7	Février 2002	S14	2,6	Août 2002
S06	23,5	Mai 2002	S17	2,5	Octobre 2002
S07	13	Juin 2002	S18	2,5	Octobre 2002
S08	25	Juillet 2002	S19	2,5	Octobre 2002
S09	15	Juillet 2002	S20	2,5	Octobre 2002

b) Essais de perméabilité

La perméabilité des alluvions a été mesurée par 62 essais Lefranc et pour la perméabilité des colluvions, 25 essais ont été réalisés. Les résultats sont résumés par le tableau I.04.

La perméabilité du substratum a été mesurée par un total de 99 essais Lugeons, dont 44 en rive gauche, 19 en fond d'oued et 36 en rive droite. (Tableau I.05)

Tableau I.04 : Perméabilité des alluvions

Perméabilité	Amont du barrage	Aval du barrage
Min (m/mn)	10^{-6}	2.10^{-5}
Max (m/mn)	3.10^{-3}	10^{-3}

Tableau I.05 : Perméabilité des colluvions.

Perméabilité	K (m/mn)
Min (m/mn)	2.10^{-7}
Max (m/mn)	3.10^{-4}

c) Interprétation des résultats des essais de perméabilité

Les résultats des essais d'eau réalisés sur l'ensemble des sondages montrent que sur environ 30 % des essais, des résurgences ont été constatées au deuxième et au troisième palier de pression (c'est à dire dans les 25 premiers mètres). le substratum rocheux se caractérise par une perméabilité faible à moyenne, avec des passages de forte perméabilité. Ces fuites sont favorisées par la forte perméabilité de la formation alluviale ainsi par l'existence d'une faille sur rive droite.

Il semble cependant que les failles n'affectent que la partie superficielle comme le montre les résultats de l'étude sismique, et les faibles débits d'absorption dans les couches profondes.

De fortes absorptions sont néanmoins constatées dans le sondage 7 dans la tranche comprise entre 53.5 m et 58.5 m. La rive droite (sondages 5,6, et 7) affectée par une faille perpendiculaire à l'axe de la digues doit bénéficier d'un traitement particulier à cause des fortes absorptions constatées.

I.2.2.5 Sismicité

Du point de vue sismologique, la région du site s'inscrit dans le cadre du déplacement de la plaque africaine par rapport à la plaque eurasienne (Ibérique), avec un mouvement de chevauchement qui se traduit par des raccourcissements de l'ordre de 5 mm / an (ANBT). La région de Jijel a connu de forts séismes historiques liés à des failles actives, un séisme survenu en août 1856 a en particulier provoqué de sévères destructions à la ville de Jijel.

L'analyse sismotectonique a mis en évidence la présence d'une faille sismogène, dite Kherrata Jijel dont l'extrémité connue est située à une distance de 15 Km du barrage.

Le coefficient d'accélération de zone notée « a » est donné par R.P.A 99 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie. L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « dommage » à déterminer avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années).

Le site du barrage IRDJANA est situé dans la zone «II-a» (zone caractérisée par une intense activité sismique d'après le R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercali).

Le barrage IRDJANA constitue un ouvrage de grande importance pour la communauté et ceci lui permet d'être classé dans le groupe d'usage 1B selon le règlement R.P.A.

Tableau I.06: Coefficients d'accélération.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Source ANBT

L'ouvrage qui nous concerne est donc situé dans la zone sismique II-a. (figure I.04) et la période de retour est 50 ans.

Par conséquent son coefficient d'accélération est de 0,20 (Tableau 1.06).

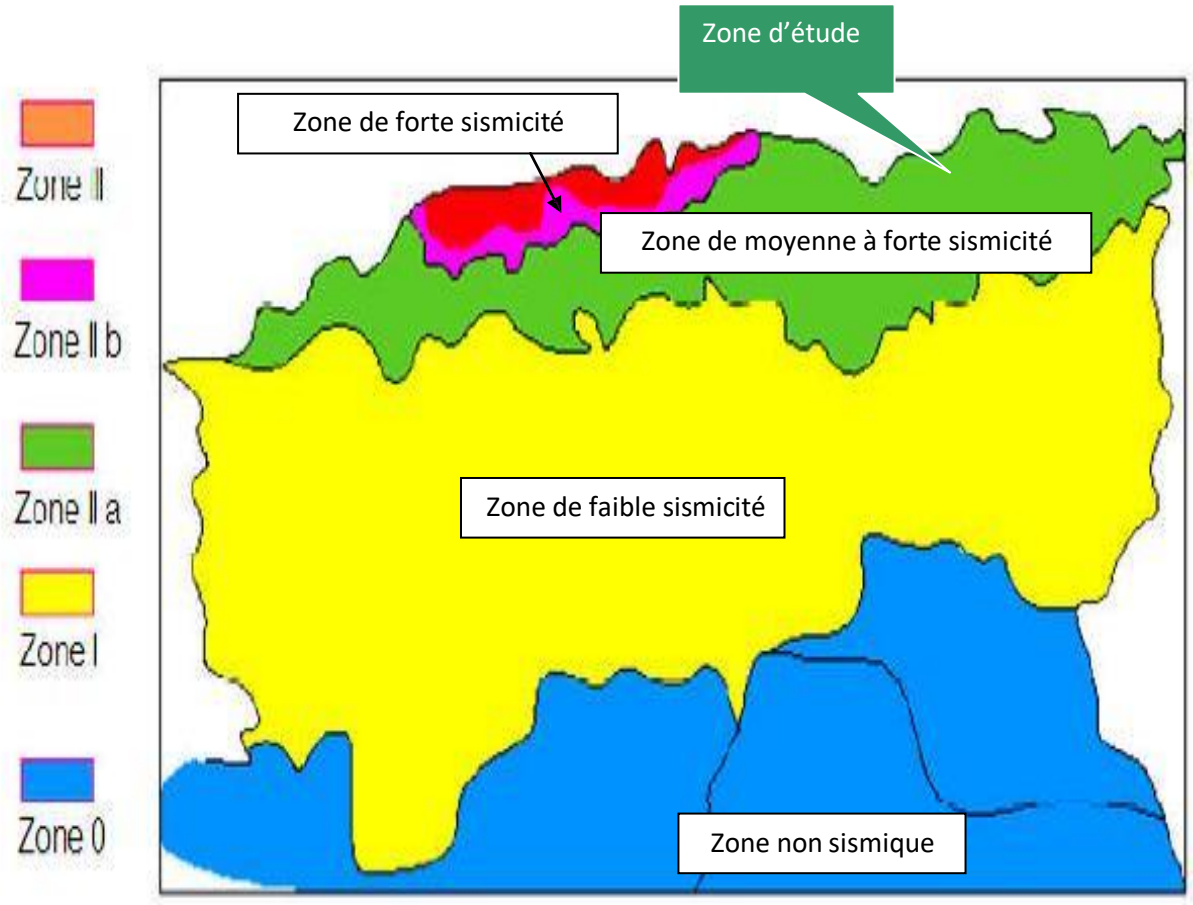


Figure I.04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

I.2.2.6 Matériaux de constructions

La disponibilité en matériaux nécessaires à la construction des ouvrages est comme suit :

a. Les alluvions

Les alluvions ont été reconnues, en amont de l'axe du barrage le long de l'oued d'IRDJANA et de l'oued de TAMENDJAR, il s'agit de gravier avec sable et cailloux avec un pourcentage réduit de fines, sur la base des essais décrets, ces dépôts constituent un excellent matériau pour les recharges et après traitement, pour les filtres et drains.La surface totale reconnue est de l'ordre de 30 ha, On peut sur cette base estimer la quantité exploitable à 0,9 Mm^3.

Il faut considérer qu'un pourcentage compris entre 30 et 50%, sera au-dessous du niveau de la nappe, soit une quantité de 0,45 Mm^3. Les quantités supplémentaires sont disponibles en aval du barrage, il s'agit en particulier de la zone d'emprunt située à El Anser.

b.Les matériaux étanches

Les matériaux reconnus sont des matériaux fins caractérisés par un pourcentage de fines proche de 100% et un pourcentage d'argile proche de 50% , proviennent d'une zone d'emprunt située en rive gauche de l'Oued IRDJANA, à environ 2 Km en amant du barrage.

La surface reconnue couvre environ 26,5 ha, ce qui correspond à un volume exploitable est supérieur à 1 Mm^3, largement surabondante pour les besoins du barrage.

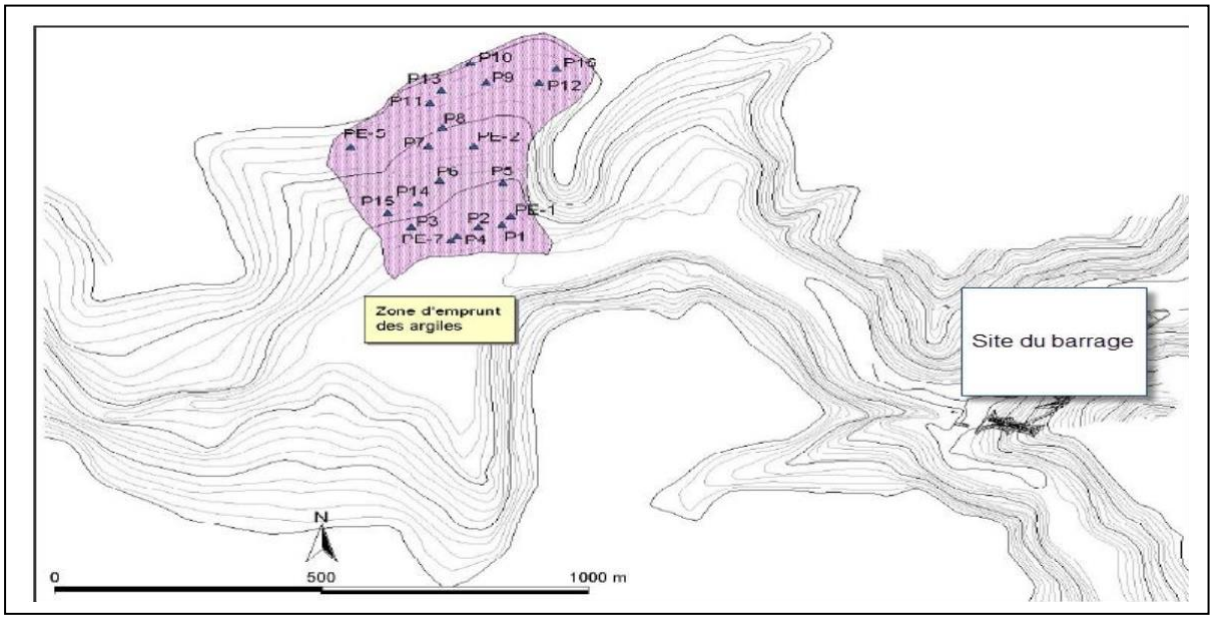


Figure I.05 : Localisation de la zone d'emprunt pour le noyau étanche. Source ANBT

c. Les enrochements

Trois sites ont été identifiés pour l'ouverture de carrières d'enrochements : (figure I.06)

- Zone située en rive droite de Oued Irdjana, à environ 4-5 Km en amant du l'axe du barrage. La surface exploitable est de 400 m^2, Le volume exploitable est de 5000 m^3.
- Zone située le long de la Route Nationale 43, à environ 5 Km avant le village El Ancer, La surface exploitable est de 2000 m^2, Le volume exploitable est de 40000 m^3.
- Zone de quartzites en aval du barrage, rive droite d'Oued Irdjana. La Surface exploitable est de 100-150 m^2, Le volume exploitable est de 1000 à 1500 m^3.

d. Agrégats à béton

Les agrégats pourront provenir des alluvions des oueds IRDJANA et TAMENDJAR ou de carrières en exploitation dans la région, selon leur nature et leur résistance.

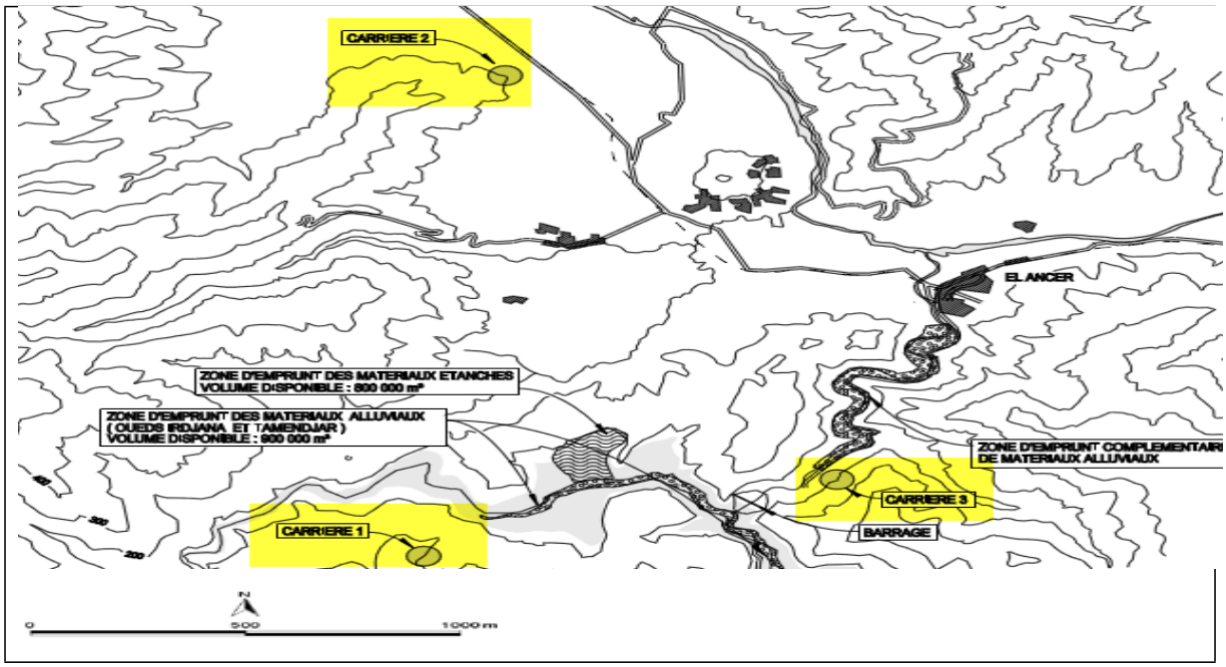


Figure I.06 : Localisation des zones d'emprunts pour les enrochements. Source ANBT.

I.3 Hydrologie

I.3.1 Données climatologiques

I.3.1.1 Température, évaporation et humidité relative

Les tableaux I.07, I.08 et I .09 regroupent respectivement les données de température, évaporation et humidité relative.

Tableau I.07: Les températures mensuelles calculées à la station d'El Milia.

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**
$\mathbf{T_{Moy}}$	24	20	16	13	11	12	14	16	19	22	25	26
$\mathbf{T_{Max}}$	29	25	20	17	15	16	18	21	24	28	31	32
$\mathbf{T_{Min}}$	19	15	11	9	7	8	9	11	14	17	19	20

La température moyenne de la région est de 18 °C. Source ANBT.

Tableau I.08: L'évaporation calculée à partir des mesures réalisées à Zardezas et à Erraguene.

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**
E (mm)	111	62	48	43	40	45	62	72	90	126	171	161
E (%)	10,77	6,01	4,66	4,17	3,88	4,37	6,01	6,98	8,73	12,22	16,59	15,62

L'évaporation totale annuelle est de 1031 mm. Source ANBT.

Tableau I.09: L'humidité moyenne relative évaluée à partir de la station de cap Bougaroun.

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**
Hum(%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

L'humidité moyenne sur l'année est de 65,25%. Source ANRH.

I.3.1.2 Vent

Un vent de 150 km/h, d'après la station d'aéroport de Jijel est pris en compte pour le dimensionnement des protections de talus et de la revanche.

I.3.1.3 Précipitation

Le bassin versant est équipée d'une station pluviométrique (code 10-07-08 de l'ANRH). On dispose à cette station des cumuls mensuels de pluies pour les années 1968-1987 (à l'exception de l'année 1985), soit 16 années complètes. Cette chronique disponible conduit à une pluviométrie annuelle moyenne au droit de la station de 1400 mm.

Cette valeur est en bonne concordance avec la carte générale des isohyètes de l'ANRH. La pluviométrie moyenne sur le bassin versant, tenant compte de l'altitude moyenne de celui-ci, est évaluée à 1312,50 mm.

I.3.1.4 Débit moyen

Le bassin versant n'est pas équipé de station hydrométrique permettant une mesure directe des débits. L'estimation du débit moyen et d'une chronique d'apports mensuels ont été basée sur :

- Une analyse de la pluviométrie sur le bassin versant, à partir de la station existante dont les données ont été étendues par corrélation avec des stations avoisinantes situées hors du bassin versant.
- Une modélisation pluie-débit calée sur les bassins voisins (modèle mixte combinant un ruissellement direct et un modèle à un réservoir).

Le débit moyen est estimé à 3,92 m^3/s, correspondant à un apport annuel de 125 Mm^3.

I.3.2 Crues de projet

On distingue pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues et de la digue :

- La crue de projet de période de retour T=10000 ans, établie sur la base d'une pluie décamillénale journalière de 309 mm.
- La crue de sûreté, établie pour une pluie journalière supérieure à la pluie T=10000 ans et fixée à 500 mm.

La crue de période de retour 10000 ans a un débit de pointe de 2440 m^3/s. La crue de sûreté a un débit de pointe de 4490 m^3/s.

I.3.3 Crue de chantier

La crue de chantier, compte tenu du type de barrage, a une période de retour de 20 ans. Son débit de pointe est de 220 m^3/s.

I.3.4 Apports solides

Les apports solides au droit du site du barrage sont évalués à 260 000 tonnes par an, soit un volume annuel de 1 70 000 m^3 calculé sur la base d'un poids volumique après consolidation de15 KN/m3.La tranche morte correspond à une durée d'apports solides de 50 ans.

Le volume cumulé sur cette période est de 7,50 Mm^3. La cote correspondante (en supposant les dépôts horizontaux) est de 30 m NGA.

I.3.5 Régularisation

Au cours des réunions de l'A.N.B.T le 8 Avril 2002, il a été précisé que le barrage était destiné uniquement à la fourniture d'eau potable et les informations suivantes ont été fournies :

- Compte tenu de la destination du barrage, la modulation de la demande est la suivante:
  - Septembre à Avril inclus : 8 % du total annuel.
  - Mai à Août inclus: 9 % du total annuel.
- le déficit acceptable est égal à 2 %.

I.4 Description générale du barrage

Le barrage d'IRDJANA est composé des ouvrages principaux suivants :

I.4.1 La digue

Le choix est porté sur une digue en alluvions à noyau central d'argile, de 60 m de hauteur sur terrain naturel.

I.4.2 L'évacuateur de crue

Le choix est porté sur Un évacuateur de crues situé en rive droite, de type évacuateur latéral à entonnement frontal prolongé par un coursier et une cuiller de restitution,

I.4.3 La prise d'eau

La variante de l'ouvrage retenue est celle d'une tour de prise. La tour située en rive droite, regroupe les fonctions de prise d'eau et de vidange. La tour est une structure circulaire en béton armé. Son diamètre intérieur est de 8,70 m; l'épaisseur courante des murs est de 0,80m. L'accès à la tour est assuré depuis la rive droite par une passerelle à la cote de 82,50 m. Cette passerelle est prévue en béton armé. Quatre niveaux de prise sont prévus aux cotes (70, 65, 58 et 43,50 m). Le débit d'équipement de chaque prise est fixé à 4,20 m^3/s. Chaque prise se compose d'une conduite métallique de 1200 mm de diamètre équipée de l'amont vers l'aval d'une grille, d'une vanne plate de garde et d'une vanne papillon de réglage. Chaque niveau de prise correspond un niveau individualisé de la tour, accessible depuis la partie supérieure.

I.4.4 La vidange de fond

La variante de l'ouvrage de vidange retenue est celle d'une conduite en charge. La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque. Les ouvrages et organes composant la vidange de fond sont les suivants :

- Dans la partie amont la vanne batardeau, la vanne de garde et la vanne de réglage, ainsi que divers équipements hydromécaniques.
- La galerie proprement dite.
- La cuiller de restitution à l'extrémité de la galerie.

I.4.5 La dérivation provisoire

I.4.5.1 La galerie de dérivation

La maîtrise d'eaux pendant le chantier est assurée par une galerie de dérivation en fer à cheval de diamètre intérieur de 5,0m et le débit maximal évacué de 220 m^3/s. En plan, elle se compose d'un entonnement, d'un tronçon courbe de 95 m de rayon et de 129,31 m de longueur, d'un tronçon rectiligne de 247,08 m de longueur et d'une cuiller de restitution à l'oued. La galerie située en rive droite. Elle est divisée en deux parties par un plancher dont le radier est situé 3 m au-dessus du radier de la galerie. La partie inférieure est utilisée pour l'évacuation des débits de vidange. La partie supérieure est utilisée pour la conduite de prise d'eau.

I.4.5.2 Le batardeau amont

Le batardeau amont étant incorporé dans le barrage et ne constituant pas un coût supplémentaire, il est réalisé en alluvions et a des pentes amont et aval égales à 2H/1V. Sa crête est calée à la cote 42,50 m, ce qui assure une revanche de l'ordre de 1,0 m par rapport au niveau

atteint par la crue de dimensionnement des ouvrages de dérivation. L'étanchéité est assurée par une géomembrane posée sur le parement amont et protégée par des enrochements posés sur un matériau de transition granulaire. L'étanchéité est complétée par la réalisation d'une paroi moulée descendue au substratum rocheux et raccordée à la membrane d'étanchéité au pied amont du batardeau.

I.4.5.3 Le batardeau aval

Le batardeau aval protège le chantier contre le niveau aval, il est indépendant de la digue. Sa constitution est similaire à celle du batardeau amont (massif en alluvions et étanchéité par géomembrane). Cette étanchéité devra être supprimée en fin de chantier.

Conclusion

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

Les analyses préliminaires, l'analyse géologique et géotechnique, la topographie du site, les études hydrologiques et de régularisation, ainsi que les considérations techniques montrent que le barrage d'Irdjana est faisable**.**

CHAPITR II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestre, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interaction avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines.

Les études hydrologie sont donc très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de se protéger.

II.1.Le bassin-versant

Un bassin-versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eau ou en matières solides transportées par l'eau forment, au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tout l'écoulement qui prend naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

II.2. Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant

Les caractéristiques hydro-morpho métriques jouent un rôle prépondérant dans la répartition des eaux à l'échelle d'un bassin versant. Pour le besoin de l'étude on a délimité notre bassin versant Comme le montre la figure suivante :

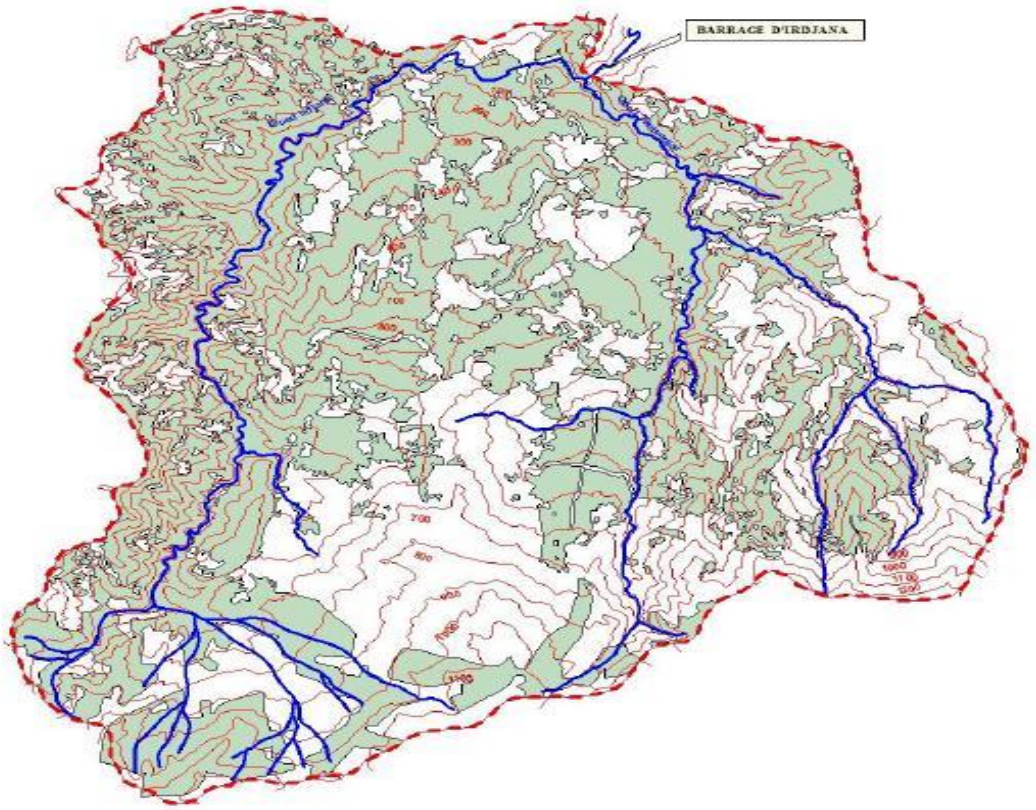


Figure II.1: Bassin versant au droit du site.

II.2.1. Caractéristique morphométriques

II.2.1.1. Caractéristiques de la disposition dans le plan

a- Surface A

La superficie du bassin versant est mesurée par le logiciel AUTOCAD sur la carte topographique au 1/25000 EL Milia (site de barrage) : A= 235 km2.

Le bassin versant se compose de deux sous bassins similaires, l'un drainant l'oued Irdjana d'une superficie de130 km2 et l'autre drainant l'oued Tamendjar d'une superficie de 105km2.

b -Le périmètre P

Le périmètre correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est obtenu par le logiciel AUTOCAD sur la même carte et à la même échelle : P= 67 km

c- longueur du plus long thalweg (lt)

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que : l_t =23 Km

d- Indice de compacité de Gravelieus « Kc » [1]

La caractéristique de forme la plus utilisée, il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant même surface (appelée aussi coefficient de capacité).

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{..... (II.1)}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant en km²

A: Surface du bassin versant en km

AN : Kc=1,22

Si $K_C = 1$ => bassin ramassé

Si $K_C > 1$ => bassin allongé

Kc=1.22 >1.128 , c'est-à-dire que notre bassin est ramassé

e- Coefficient d'allongement [1]

$$Ca = \frac{l_t^{\,2}}{A} \quad \text{..... (II.2)}$$

l_t : la longueur du talweg principal (l_t = 23 Km) ;

A : la superficie du bassin versant (A = 235 Km2) ;

AN : Ca = 2,25

f- Le rectangle équivalent [1]

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, Il permet de comparer les bassins Entre eux du point de vue de l'écoulement. Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent : **[1]**

$$L_r = \frac{Kc \cdot \sqrt{A}}{1,128}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1,128}{Kc}\right)^2}\right) \quad \text{(II.3 a)}$$

- La largeur du rectangle équivalent : **[1]**

$$l_r = \frac{Kc \cdot \sqrt{A}}{1,128}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1,128}{Kc}\right)^2}\right) \quad \text{(II.3 .b)}$$

La longueur et la larguer du rectangle sont { **Lr =23.15 km** ; **l r= 10.01km**

II.2.1.2.Le reliefs

a- Répartition et courbe hypsométrique

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son-altitude. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométriques donnent le portrait le plus précis de l'élévation du bassin, les variations d'élévation à l'intérieur d'un bassin ainsi que l'élévation moyenne sont des données essentielles à l'étude de la température et des précipitations.

Pour le calcul de la hauteur moyenne et la représentation de la courbe hypsométrique, on tiendra compte des résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Résultats de calcul de la courbe hypsométrique du Bassin versant

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Surface partielle		Surface cumulée		Ai Hi
		Ai(km2)	Ai(%)	Ac(km2)	Ac(%)	
1200-1100	1150	4,493	1,912	4,493	1,912	5166,95
1100-1000	1050	10,94	4,655	15,433	6,567	11487
1000-900	950	10,55	4,489	25,983	11,057	10022,5
900-800	850	13,13	5,587	39,113	16,644	11160,5
800-700	750	20,09	8,549	59,203	25,193	15067,5
700-600	650	30,25	12,872	89,453	38,065	19662,5
600-500	550	30,88	13,140	120,333	51,206	16984
500-400	450	35,92	15,285	156,253	66,491	16164
400-300	350	33,62	14,306	189,873	80,797	11767
300-200	250	25,835	10,994	215,708	91,791	6458,75
200-100	150	15,934	6,780	231,642	98,571	2390,1
100-24	62	3,358	1,429	235	100,000	208,196

La courbe hypsométrique correspondante est représentée dans la figure II.2 :

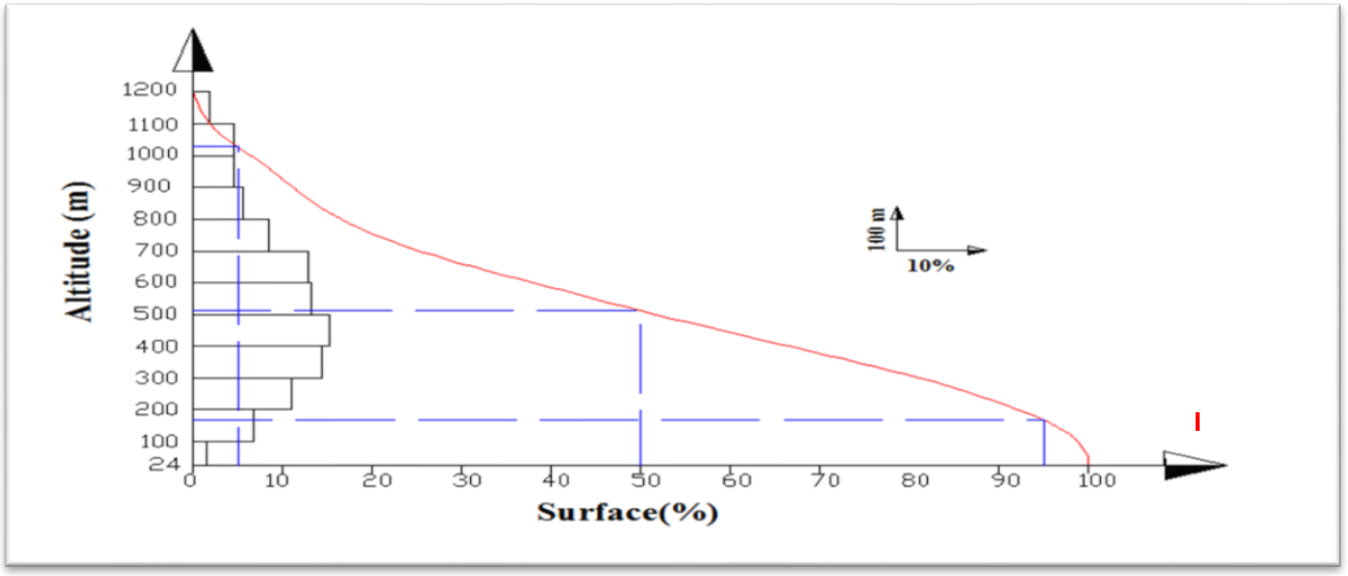


Figure II.2 : Courbe hypsométrique de bassin versant

b- Les altitudes caractéristiques [1]

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques (1/25000). L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Les altitudes H50% (médian), H90% et H5% sont déterminées à partir de la courbe hypsométrique.

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

$$Hmoy = \frac{\sum A_i H_i}{A} \quad \text{.....(II.4.a)}$$

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \quad \text{..... (II.4.b)}$$

Avec : Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m
Ai : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2
A: surface totale du bassin versant en km^2

Les altitudes caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les altitudes caractéristiques du bassin versant

Altitudes caractéristiques	**Valeurs (m)**
Altitude maximal (Hmax)	1200
Altitude moyenne (Hmoy)	538.46
Altitude médiane ($H_{50\%}$)	511.8
Altitude minimal (Hmin)	24
Altitude 5% ($H_{5\%}$)	1029.35
Altitude 95% ($H_{95\%}$)	165.2

II.2.1.3. Les indices de pente du bassin versant

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

a- La pente moyenne Im [1]

L'idée première qui vient à l'esprit est de caractériser les pentes par leur valeur moyenne I pondérée par les surfaces. Elles sont données par la formule suivante :

$$Im=\frac{D(0.5l_1+l_2+l_3+.....+0.5l_n)}{A} \quad \text{..... (II.5)}$$

Avec :

D : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

l_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,……, n (km)

A : Surface du bassin versant (Km^2)

Les résultats des mesures sont consignés dans le tableau II.3

Tableau II.3 : Détermination de la pente moyenne

courbe de niveau N°	dénivelée (m)	longueur (km)
1200	100	6,36
1100	100	21,43
1000	100	34,61
900	100	35,78
800	100	45,65
700	100	72
600	100	101,2
500	100	103,98
400	100	113,55
300	100	112,65
200	100	75,87
100	100	36,65

Le résultat du calcul de la pente moyenne en appliquant la formule II.5 : **Im= 31.41 %**

b - Indice de pente de Roche Ip [1]

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau Hi et Hi-1.

L'indice de pente de Roche Ip est donné par la formule suivante :

$$Ip=\frac{l}{\sqrt{L_r}}\sum_{i}^{n}\sqrt{A_i(H_i-H_{i-1})} \quad \text{..... (II.6)}$$

Avec :

L_r : Longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

Les calculs de l'indice de pente de Roche sont récapitulés dans les tableaux Tableau II.4

Tableau II.4: Détermination de l'indice de pente de Roche Ip de bassin vessant

Altitude (m)	$H_i - H_{i-1}$	Surface partielle		$[A_i (H_i - H_{i-1})]^{1/2}$
		Ai(km^2)	Ai(%)	
1200-1100	100	4,49	1,91	21,20
1100-1000	100	10,94	4,66	33,08
1000-900	100	10,55	4,49	32,48
900-800	100	13,13	5,59	36,24
800-700	100	20,09	8,55	44,82
700-600	100	30,25	12,87	55,00
600-500	100	30,88	13,14	55,57
500-400	100	35,92	15,29	59,93
400-300	100	33,62	14,31	57,98
300-200	100	25,84	10,99	50,83
200-100	100	15,93	6,78	39,92
100-24	76	3,36	1,43	15,98

Le résultat du calcul de l'**Indice de pente de Roche Ip est** : **2.16%**

c-Indice de pente globale Ig [1]

Il est définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant.

$$Ig = \frac{D}{\sqrt{L}} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{\sqrt{L}} \quad \text{..... (II.7)}$$

D : étant la dénivelée H5 % - H95 %, définie sur la courbe hypsométrique en (m) ;
L : étant la longueur du rectangle équivalent en (km) ;

AN : Ig = 37.33 m/km

- Classes du relief

La valeur de Ig peut être utilisée directement comme paramètre de certaines abaques. Ou bien on en déduit des classes du relief (Bonnard et Gardel, 1996) tableau II.5.

Tableau II.5: Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996)

Classe de relief	Ig (m/km)	Type de bassin
R2	2<Ig<5	les bassins de plaine
R3	5<Ig<10	des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.
R4	10<Ig<20	Ondulation de terrain
R5	20<Ig<50	Régions de collines
R6	Ig>50	Région de montagnes

À partir du tableau II.5 et la valeur de Ig (Ig=37.33m/km) de notre bassin versant, on peut dire que notre bassin est de classe Régions de collines (20<Ig<50).

d - Dénivelée spécifique Ds [1]

La dénivelée spécifique est obtenue par la formule suivante (ORASTOM) :

$$D_S = D\sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \quad \text{..... (II.8)}$$

Aves :

D : (D= H5% - H95 %) en (m)
Lr : longueur de rectangle équivalent en (m)
lr : largeur de rectangle équivalent en (m)

D $_S$=568,24m

II.2.2. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est constitué de l 'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. L'étude du chevelu hydrographique servant surtout à comparer des bassins entre eux, il suffit, dans la plupart des cas, de fixer une définition du thalweg élémentaire et de l'appliquer pour l'étude de tous les bassins. Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

Pour notre cas les caractéristiques du réseau hydrographique sont obtenues à partir de la carte d'état major (El Milia 1/25000).

II.2.2.1.Le réseau hydrographique

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Les caractéristiques du réseau hydrographique principal sont représentées dans le tableau II.6 :

Tableau II.6: Le réseau hydrographique

Oueds	Longueur (Km)	Pente moyenne (m/Km)	Pente maximum (m/Km)
Irdjana (Oued principal)	23	16,5	280
Safsaf	4,5	156	
El kelaa	7	103	
Taroubia	3,8	145	
Akrerat	10,2	103	
Tamendjar (Oued principal)	17	53	160
Ferraha	6,1	157	
Bou djamil	6,7	134	
El roumane	5,9	158	
Khrafcha	7,1	110	

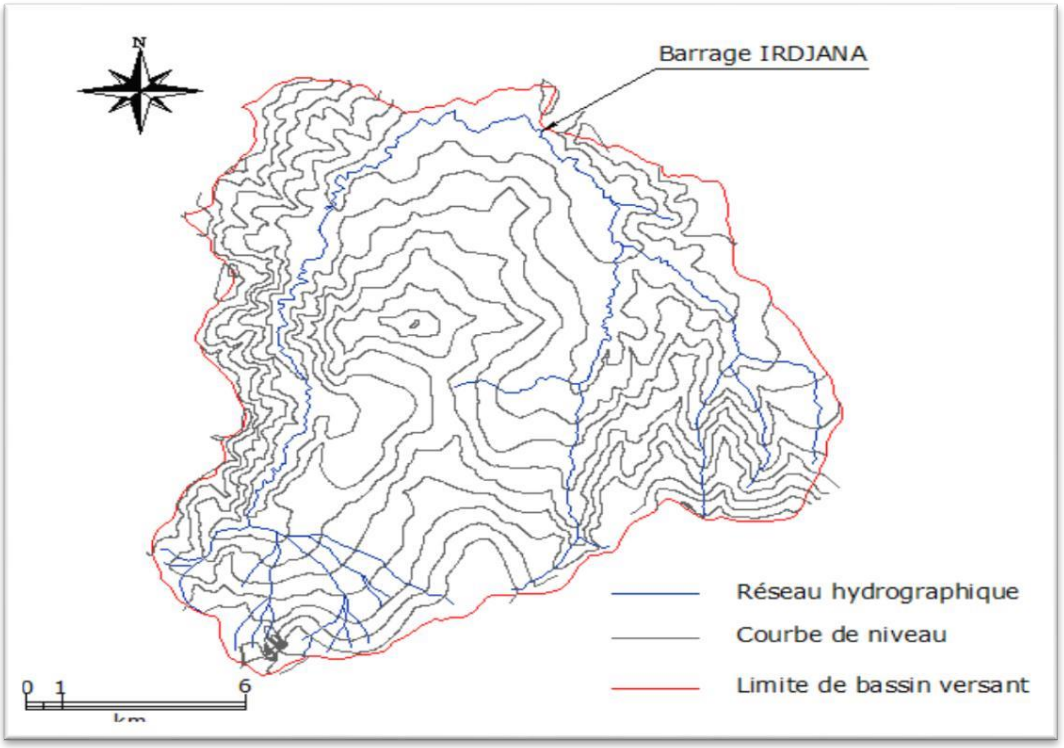


Figure II.3:Réseau hydrographique de bassin versant au droit du site.

II.2.2.2. Densité de drainage [1]

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité de chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en (Km/Km^2).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S} \quad \text{.....(II.09)}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^{n}$ Li : Somme de tous les cours d'eau d'ordre i en (Km); $\sum_{i=1}^{n}$ Li= 92.3 Km.

S : surface du bassin versant (Km^2)

AN: D_d = 0,39 Km/Km^2

II.2.2.3.Pente moyenne du cours d'eau principale Ic [1]

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (m/km) \quad \text{.....(II.14)}$$

Avec :

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/km) ;

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) ;

ΔL : Distance entre ces deux points (km).

I_C=5.11 %

II.2.2.4.Le temps de concentration tc [1]

C'est le temps que met la particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

La formule de GIANDOTTI **(Sud Italie 1937)**

$$Tc = \frac{4\sqrt{A} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{Hlmoy - H\min}} \quad \text{.........................(II.17)}$$

Avec :

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km) : Lp =23 Km ;

A : La superficie du bassin versant (Km^2) ;

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;

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

L'application de la formule de ***GIANDOTTI*** donne le **Tc =6 Heures**

II.2.2.5 .Vitesse moyenne de ruissellement [1]

Elle est donnée par la formule de "SOKOLOVSKY":

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad \text{............... (II.18)}$$

Avec : Vr : vitesse moyenne de ruissellement en (Km/h)

L_p : Longueur du talweg principal (km).

T_c : Temps de concentration (h).

La vitesse moyenne de ruissellement, Vr, pour le bassin versant du l'Oued d'Irdjana est de 3.83 (km/h).

Les caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant

Caractéristiques		**Unité**	**Valeurs**
Surface	(A)	km²	235
Périmètre	(P)	Km	67
Longueur de plus long talweg	(lt)	Km	23
Indice de compacité de Gravelieus	(Kc)	/	1.22
Longueur de rectangle équivalent	(Lr)	Km	23.15
Largeur de rectangle équivalent	(lr)	Km	10.01
Altitude max	(Hmax)	M	1200
Altitude moy	(Hmoy)	M	538.46
Altitude médiane	(H50%)	M	511.8
Altitude min	(Hmin)	M	24
Altitude 5%	(H5%)	M	1029.35
Altitude 95%	(H90%)	M	165.2
Pente moyenne du bassin versant	(Im)	%	31.41
Indice de pente globale	(Ig)	m/km	37.33
Dénivelé spécifique	(Ds)	M	568.24
Pente moyenne de cours d'eau principale	(Ic)	%	5.11
Temps de concentration	(tc)	H	6

II.3. Pluie moyenne annuelle

II.3.1.Données pluviométriques

Nous disposons de données d'observation directes disponibles aux alentours du bassin versant de l'oued d'Irdjana.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ouled Messaouda	100708	A.N.R.H	802,2	384,2	58,5	1981-2010	30 ans
Elmilia	100706	A.N.R.H	819,3	389,7	100	1981-2011	30 ans

Source : ANRH

La station d'Ouled Messaouda est la plus proche de bassin versant, avec une période d'observation allant de 1981jusqu'au 2011 soit 30 ans (voir annexe N° I.1). Ainsi, la série ne contient pas des comblements.

II.3.2.Répartition de la pluie mensuelle

Le tableau II.9 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leurs répartitions dans l'année :

Tableau II.9: Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1981-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
P(mm)	60,7	49,3	150,8	249	232,3	167,8	142	114	99,9	22,4	10	14,9	1314
P(%)	4,62	3,76	11,48	18,94	17,68	12,77	10,8	8,69	7,6	1,71	0,76	1,14	100

Source : ANRH

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure II.4.

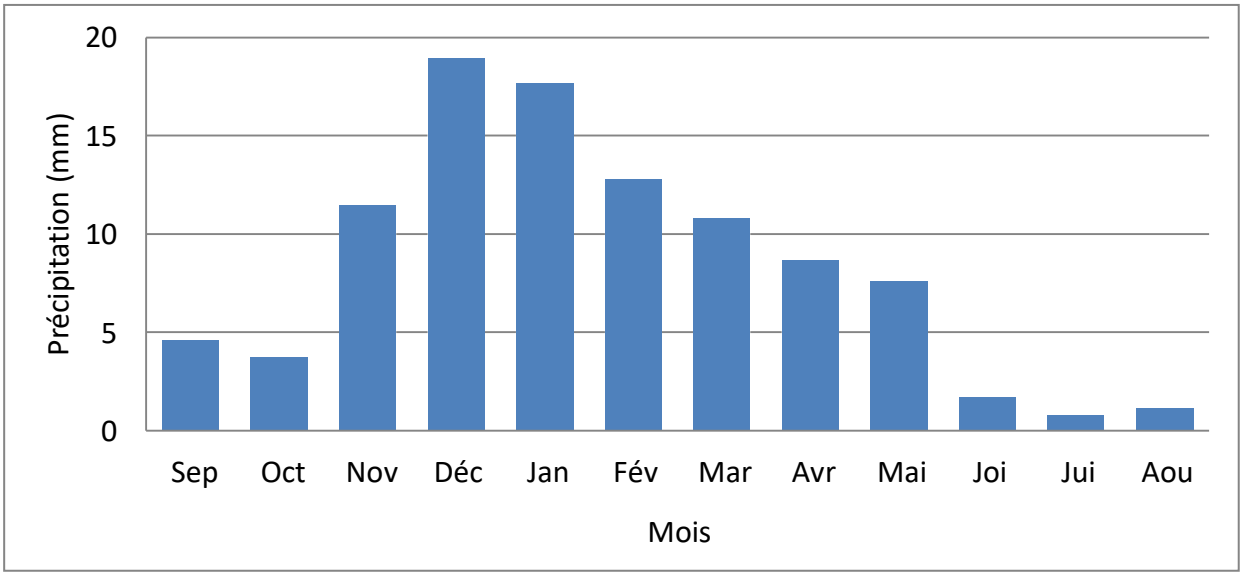


Figure II.4: Répartition mensuelle des précipitations.

II.4.Apport moyen annuel

II.4.1.Analogie avec la station de l'Oued Missa

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

a- La Station Hydrométrique

La série des apports liquides de la station de l'Oued Missa est représentée dans l'annexe N°II.2.

L'apport moyen annuel de la station est de 172,9 Mm3

La répartition mensuelle de l'apport moyen de la station est représentée dans le tableau II.10.

Tableau II.10: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
A(Mm^3)	1,61	6,15	9,79	27,69	27,1	31,95	38,64	19,38	6,38	1,96	1,21	0,97	172,83
A(%)	0,93	3,56	5,66	16,02	15,68	18,49	22,36	11,21	3,69	1,13	0,70	0,56	100

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

——

Avec :

Asta : Apport moyenne annuelle de la station (030408).

: Surface du bassin versant du site est de 235 Km2.

Sbv: Surface du bassin versant où se trouve la station (030408) est de 316 Km2.

AN :A_{Sit} = 128,53 Mm^3

Tableau II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
A(Mm^3)	1,20	4,57	7,28	20,59	20,15	23,76	28,74	14,41	4,74	1,46	0,90	0,73	128,53
A(%)	0,93	3,56	5,66	16,02	15,68	18,49	22,36	11,21	3,69	1,13	0,70	0,57	100

II.4.2.Caractéristiques de l'écoulement [1]

a)-Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (litres) ;

T : Temps d'une année en secondes, T = $3,1536*10^7$ s ;

A.N : $M_e = \frac{128.53*10^9}{3.1536*10^7} = 4075.66 l/s$ **M_e= 4075.66l/s**

b)- Module de l'écoulement relatif ou spécifique :

Il est donné par : $M_0 = \frac{M_e}{S}$

Avec :

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : $M_0 = \frac{4075.66}{235} = 17.34 l/s.km^2$ **M_0=17.34 l/s.km^2**

c)- Lame d'eau écoulée :

Elle est donnée par : $l_e = \frac{A_0}{S}$

Avec :

S : Superficie du bassin ;

A_0 :apport moyen annuel ;

A.N : $l_e = \frac{128.53*10^6}{235*10^6} = 0.547m = 547mm$ **l_e=547 mm**

d)- Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement :

Il es donné par : $C_e = \frac{l_e}{P_{moy}}$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

L_e : Lame d'eau écoulée (mm) ;

A.N : $C_e = \frac{547}{798.193} = 0.69$ **C_e=0.69**

II.4.3.Les apports fréquentiels

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

Avec :A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

Cv : Coefficient de variation

Le calcul du coefficient de variation est effectué à partir des formules empiriques, représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.12: Résultats du calcul de coefficient de variation.

Formules	**Cv**
SOKOLOVSKY	0,27
ANTONOV	0,35
KRISTEKLY MENKEL	0,28
OURKGUIPROVODKHOZ	0,49
Moyenne	0,35

On opte pour la formule d'ANTONOV, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que Cv = 0,35.

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.13: Les apports des différentes fréquences

Période de retour	1.25	10	50	100	1000
Fréquences P(%)	80	10	2	1	0,1
Variable de Gauss	-0,85	1,34	2,485	2,82	4,1
Apports Fréquentiels (Mm3)	77,28	182,03	284,90	324,79	535,90

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : A 80% = 77.28 Mm3

Tableau II.14: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**
Apport 80%(Mm3)	0.72	2.57	4.37	12.38	12.12	14.29	17.28	8.66	2.85	0.87	0.54	0.44
Apport 80%(%)	0,93	3,56	5,66	16,02	15,68	18,49	22,36	11,21	3,69	1,13	0,70	0,57

II.4.4.Apport solide et Estimation de volume mort

L'étude des apports solides est importante car elle doit aboutir à la détermination du volume mort où garde l'envasement du futur barrage d'Irdjana. Cependant, les données relatives aux apports solides dans le bassin versant d'Irdjana sont inexistantes du fait de l'absence de stations de mesure, donc plusieurs formules empiriques sont très souvent utilisées du fait de l'absence de ces mesures sur les transports solides.

a-Estimation de l'apport solide [2]

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Le volume mort est évalué par plusieurs formules, et dans notre étude on optera pour la formule de **TIXERONT**.

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens pour des durées comprises entre 02 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$Ts = \alpha * L_e^{0.15}$$

Avec :

T_s : Transport solide en (t/Km2/ans).

L_e : Lame d'eau écoulée.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350.

A.N : $T_a = 350*547^{0.15} = 901(t/km^2/an)$ **T_a=901t/km^2/ans**

Le volume mort est estimé à : (m3)

Avec : Q_S : Le débit solide (t/an)

Et Qs = Ta * S ; avec : ΔS: Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.3 t/m3)

S : Superficie du bassin versant.

T : Délai de service (T = 50 ans).

AN: Qs = 211 751.46 t/an ; Vm= 8.96 Mm^3

II.5. Etude de crues

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel (le graphe de l'ajustement à la loi de Gumbel est représenté dans l'Annexe N°II.6).

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe N°II.3.

Tableau II.15: Débits fréquentielles calculés de la station

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Q_{max} (m^3/s)	154	320	512	678	879	1210	1550

Donc pour le site on a :

Tableau II.16 : Débits fréquentielles calculés du site

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Q_{max} (m^3/s)	96	150	205	435	603	750	1152

II.5.1.Hydrogramme de crue [1]

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

- Volume de la crue;
- Durée de la crue;
- 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 le temps de montée : $Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m}\right)^2$
- Pour la décrue : $Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3$

Avec : $Q_{max\,(\%)}$: Débit maximum de fréquence donnée ;

Q_t: Débit instantané au moment (t) ; t_m ,t_d: Temps de montée et de décrue ;

$t_d = \delta t_m$ (Sokolovsky) ; δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue.

Tableau II.17 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ) :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Pour $S \leq 50Km^2$	2
Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable	2– 2.5
Pour bassin versant boisé, sol perméable	3 – 4

Dans notre cas δ =4 t_m=6h t_d=24h

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5; 10; 20 ; 100; 1000 ; 10000) Ans, sont donnés dans le tableau (II.18)

Tableau II.18 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps	Débits de crues pour déférentes périodes de retour				
	10	**50**	**100**	**1000**	**10000**
(h)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
0	0	0	0	0	0
1	4,17	12,08	16,75	20,83	32,00
2	16,67	48,33	67,00	83,33	128,00
3	37,50	108,75	150,75	187,50	288,00
4	66,67	193,33	268,00	333,33	512,00
5	104,17	302,08	418,75	520,83	800,00
6	**150,00**	**435,00**	**603,00**	**750,00**	**1154,00**
7	132,02	382,86	530,72	660,10	1013,92
8	115,54	335,06	464,46	577,69	887,33
9	100,49	291,42	403,96	502,44	771,75
10	86,81	251,74	348,96	434,03	666,67
11	74,42	215,83	299,19	372,12	571,58
12	63,28	183,52	254,39	316,41	486,00
13	53,31	154,60	214,30	266,55	409,42
14	44,44	128,89	178,67	222,22	341,33
15	36,62	106,20	147,22	183,11	281,25
16	29,77	86,35	119,69	148,87	228,67
17	23,84	69,13	95,83	119,19	183,08
18	18,75	54,38	75,38	93,75	144,00
19	14,44	41,88	58,06	72,21	110,92
20	10,85	31,47	43,62	54,25	83,33
21	7,91	22,94	31,80	39,55	60,75
22	5,56	16,11	22,33	27,78	42,67
23	3,72	10,79	14,96	18,61	28,58
24	2,34	6,80	9,42	11,72	18,00
25	1,36	3,93	5,45	6,78	10,42
26	0,69	2,01	2,79	3,47	5,33
27	0,29	0,85	1,18	1,46	2,25
28	0,09	0,25	0,35	0,43	0,67
29	0,01	0,03	0,04	0,05	0,08
30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

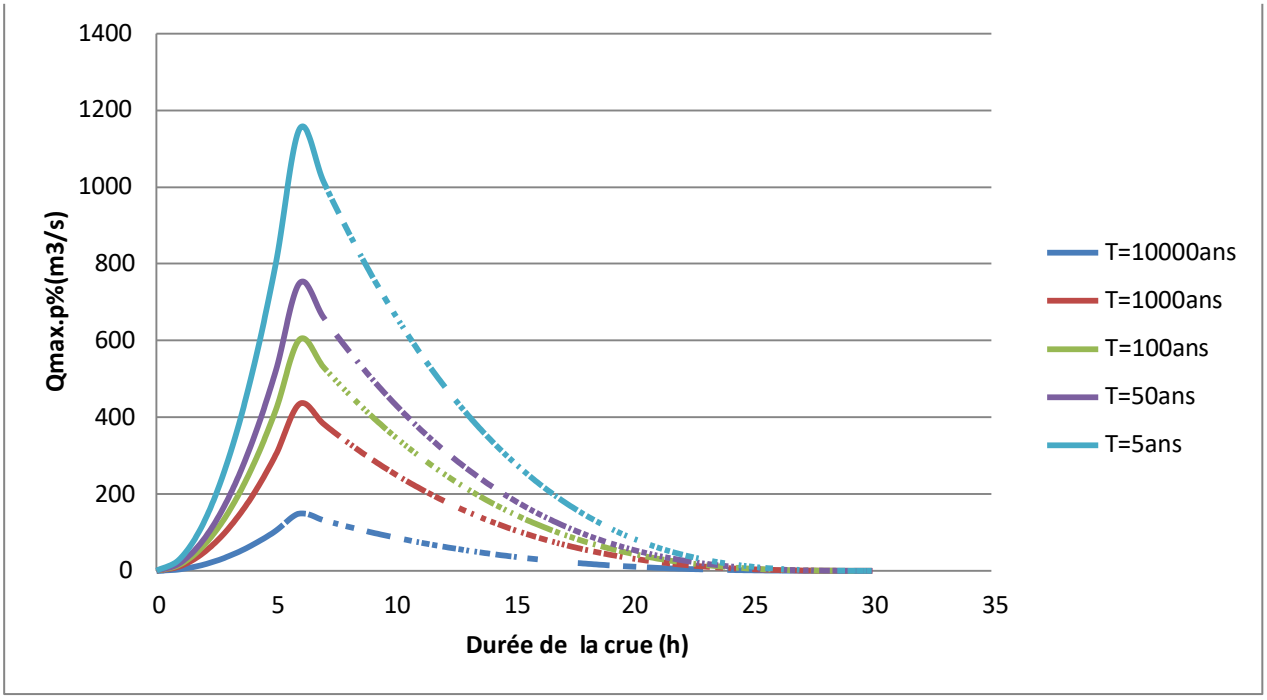


Figure II.5 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

II.5.2.Choix de la crue de projet [3]

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

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

Tableau II.27 : Crue de projet recommandée

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

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 10000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

$Q_{0.01\%} = 1154\ m^3/s$.

II.5.3.Choix de la crue de chantier [3]

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses. Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. Donc vu toutes ces exigences on va choisir la crue de 20 ans pour la conception des ouvrages de dérivation et de prises d'eau, Q20ans= 205 m3/s

II.6.Régularisation [4]

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

Différents types de régularisation utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.
- Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :
- L'apport (A80% en Mm3).
- La consommation totale (Mm3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.6.1.Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau II.20 : La répartition mensuelle de l'apport 80% et mensuelle des besoins :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Apport 80%(Mm3)	0.72	2.57	4.37	12.38	12.12	14.29	17.28	8.66	2.85	0.87	0.54	0.44
$U_{80\%}(Mm^3)$	2,56	2,56	2,56	2,56	2,56	2,56	2,56	2,56	2,88	2,88	2,88	2,88

II.6.2.Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

Les courbes cote – surface - capacité ont été déterminées à partir du fond topographique de la cuvette au 1/5000

Tableau II.21 : Les valeurs caractéristiques de la courbe.

Cote de retenue	Surface (ha)	Capacité (Mm^3)
30	27	1,6
40	69	7,3
50	116	14,9
60	161	28,80
70	228	48,00
80	312	74,90
90	403	111,00
100	504	157,00

La courbe capacité hauteurs est représentée dans l'annexe N°II.4.

II.6.3.Calcul du volume utile [4]

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

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

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

Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Décembre jusqu'au mois de Novembre.

Les calculs se font comme suit : Vrf = Vri + (W-U).

Avec :

Vrf : Volume de remplissage final ;

Vri : Volume de remplissage initial ;

S : Volume excédentaire à évacuer ;

II.6.4.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes [4]

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

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation :

1ère Consigne d'exploitation

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excèdent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

2ème Consigne d'exploitation

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau II.22.

Tableau II.22 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	$A_{80\%}- U_{80\%}$	1ère consigne			2eme consigne		
				V_{rf}	V_{ri}	S	Vrf	Vri	S
Déc	12,38	5,60	**6,78**		8,96	-	-	8,96	-
Jan	12,12	5,60	**6,52**	15,74	15,74	-	15,74	8,96	6,78
Fév	14,29	5,60	**8,69**	22,26	22,26	-	15,48	15,17	0,31
Mars	17,28	5,60	**11,68**	30,95	30,95	-	23,86	23,86	-
Avr	8,66	5,60	**3,06**	42,63	38,6	4,03	35,54	35,54	-
Mai	2,85	6,30	**-3,45**	41,66	38,6	3,06	38,6	38,6	-
Juin	0,87	6,30	**-5,43**	35,15	35,15	-	35,15	35,15	-
Juillet	0,54	6,30	**-5,76**	29,72	29,72	-	29,72	29,72	-
Aout	0,44	6,30	**-5,86**	23,96	23,96	-	23,96	23,96	-
Sep	0,72	5,60	**-4,88**	18,1	18,1	-	18,1	18,1	-
Oct	2,57	5,60	**-3,03**	13,22	13,22	-	13,22	13,22	-
Nov	4,37	5,60	**-1,23**	10,19	10,19	-	10,19	10,19	-
				8,96	8,96	-	8,96	8,96	-
				S		**7,09**			**7,09**

Vs =36,73 M m^3.
Vd =29.64 Mm^3. } **Donc** : la retenue fonctionne à un seul temps.

Vs>Vd **D'ou** : Vu = Vd **Alors :** **Vu =29,64Mm^3**

Le volume de la retenue normale sera : $\mathbf{V_{NNR}}$= Vu+ Vm

D'où : $\mathbf{V_{NNR}=38,60\ Mm^3}$

II.6.5.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) [4]

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

A- Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par

Vep = Es. Smoy

Vep : volume perdu a cause de l'évaporation.

Es : Evaporation mensuelle (m).

Smoy : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (Vmoy).

B-Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par:

$$V_{inf}=\frac{\delta \times Vmoy}{100}$$

Avec :

δ: Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, (0,5 < δ < 3 ; on prend : δ=1,5)

Tableau II.23 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (ha)	Es (mm)	V_{evp} (Mm^3)	V_{inf} (Mm^3)	Perte (Mm^3)
Nov	15,11	115,00	48,00	0,06	0,23	0,28
Déc	31,80	180,00	43,00	0,08	0,48	0,55
Jan	43,39	220,00	40,00	0,09	0,65	0,74
Fév	43,39	220,00	45,00	0,10	0,65	0,75
Mar	43,39	220,00	62,00	0,14	0,65	0,79
Avr	43,39	220,00	72,00	0,16	0,65	0,81
Mai	43,39	220,00	90,00	0,20	0,65	0,85
Jui	43,39	220,00	126,00	0,28	0,65	0,93
Jui	39,15	190,00	171,00	0,32	0,59	0,91
Aoû	29,82	175,00	161,00	0,28	0,45	0,73
Sep	14,32	110,00	111,00	0,12	0,21	0,34
Oct	11,69	105,00	62,00	0,07	0,18	0,24

Tableau II.24 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm^3).

Mois	A 80%	U80%	PI	A 80%- U80%-PI
Dec	12,38	5,6	0,55	6,23
Jan	12,12	5,6	0,74	5,78
Fév	14,29	5,6	0,75	7,94
Mars	17,28	5,6	0,79	10,89
Avr	8,66	5,6	0,81	2,25
Mai	2,85	6,3	0,85	-4,3
Juin	0,87	6,3	0,93	-6,36
Juill	0,54	6,3	0,91	-6,67
Aout	0,44	6,3	0,73	-6,59
Sep	0,72	5,6	0,34	-5,22
Oct	2,57	5,6	0,24	-3,27
Nov	4,37	5,6	0,28	-1,51

Du tableau II.24: on a

- Vs = 33,09 Mm^3
- Vd = 33,92 Mm^3

Vd > Vs **Donc** : la retenue ne peu pas avoir une régularisation annuelle.

II.6.6.Régularisation interannuelle [4]

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, dans notre étude on va travailler avec la méthode de KRISTLY-MENKEL.

Cette méthode est basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant les années sèches. Donc il faut disposer d'une sérié des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit Ki= Q_i/Q_0 et un coefficient de régularisation (α).

On a : $\mathbf{Vu_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur})\ \mathbf{W_0} = \mathbf{Vs} + \mathbf{Vint}$

Avec : W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composante pluri-annuelle du volume utile.

- **La composante saisonnière β_s :**

$\beta_s = \alpha\ (T_{ét} - W_{ét})$

$$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}$$

Avec : α : Coefficient de régularisation.

$T_{ét}$: Période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{ét}$: Nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_0.

$$W_{ét} = \frac{\sum_{1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_{1}^{12} W_{pm}}$$

Avec : $W_{ét}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_{1}^{N_{ét}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_{1}^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

- **La composante pluri-annuelle est :**

$\beta_{Plur} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}).n]$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$K_{p\%}^{(n)} = Fp_{\%}\ C_v^{(n)} + 1$

Avec : Cv : Coefficient de variation

$Fp_{\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et Cs

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

- **Pour la composante saisonnière :**

Tableau II.25: Détermination de la période d'étiage.

Mois	Sep	Oct	nov	Dec	Jan	fev	Mar	avr	mai	juin	juil	aout
$A_{80\%}$ (Mm3)	0,72	2,57	4,37	12,38	12,12	14,29	17,28	8,66	2,85	0,87	0,54	0,44
Q (m3/s)	0,28	0,96	1,69	4,62	4,53	5,91	6,45	3,34	1,06	0,34	0,20	0,16
Ki	**0,11**	**0,39**	**0,68**	1,88	1,84	2,40	2,62	1,36	**0,43**	**0,14**	**0,08**	**0,07**

D'après le tableau précédent : $N_{ét} = 7$ d'où : $T_{ét} = \frac{}{} = 0,583$

$W_{ét} = \frac{}{} = 0,16$ **$W_{ét} = 0,16\ Mm^3$**

Pour un coefficient de régularisation α=0.9 on aura :

$\beta_s = 0,9*(0,583 - 0,16) = 0,423$ **$\beta_s = 0,423$**

$V_s = 0,423 * 77,09 = 32,61$ **$V_s = 32,61\ Mm^3$**

- **Pour la composante pluri-annuelle :**

D'après le tableau de calcul dans l'annexe II.5 on trouve : **$\beta_{plur} = 0,54$**

$V_{plur} = \beta_{plur} * Wo = 0,54*77,09 = 41,63 Mm^3$ **$V_{plur} = 41,63 Mm^3$**

Donc : $Vu_{int} = 32,61 + 41,63 = 74,24 Mm^3$ **$Vu_{int} = 74,24 Mm^3$**

$V_{NNR} = V_m + Vu_{int} = 8,96+74,24 = 83,2 Mm^3$ **$V_{NNR} = 83,2\ Mm^3$**

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :
NIVEAU NNR = 80,9 m.NGA

Avec une hauteur de **56,9 m.NGA**

II.7.Laminage des crues [4]

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

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

Avec:

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l' instant **'t'**est:

$$Q - q = S.(dh / dt)$$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

Cette méthode est un procède grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

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

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire.

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner différentes valeurs des lames d'eau hd (entre 0 et 7m avec un pas de 0,5m) ;
- Définir la cote NPHE=NNR+hd ;
- Déterminer le volume VNPHE à l'aide de la courbe capacité-hauteur ;
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : Vf = VPHE-VNNR ;
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire

Vc : volume de la crue. Vc =63,136 Mm3 ;

- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.

—

- Construire le graphe hd= f(qmax,p%).
- Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame hd en se donnant différentes largeurs de déversoir b.
- Construire les courbes relation capacité d'évacuation du déversoir qmax=qmax(b, hd).
- L'intersection de la courbe qmax=qmax(hd) avec les courbes qmax=qmax(b, hd), donne les valeurs inconnues suivantes : qmax et hd relatives à chaque largeur de déversoir b.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$\sqrt{\quad} \quad /$$

Avec :

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir. m=0.48

g : accélération de la pesanteur. $g=9.81 m/s^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau II.35 et la mise en graphe est en figure II.6 et figure II.7

tableau II.26 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Hd (m)	NPHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	qmax,p%	qmax,p% = m.b√2g . hd ^(3/2) (m3/s)							
					b (m)							
					20	30	40	50	60	70	80	90
0	80,9	77,79	0	1154	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	81,4	79,4	1,61	1124,19	15,35	23,02	30,69	38,37	46,04	57,004074	66,40	77,52
1	81,9	81,5	3,71	1085,3	43,41	65,11	86,82	108,52	130,23	161,23187	187,81	219,26
1,5	82,4	82,71	4,92	1062,89	79,75	119,62	159,49	199,37	239,24	296,20185	345,03	402,80
2	82,9	84,4	6,61	1031,59	122,78	184,17	245,56	306,95	368,33	456,03259	531,20	620,15
2,5	83,4	86,11	8,32	999,93	171,59	257,38	343,17	428,97	514,76	637,32492	742,38	866,69
3	83,9	87,85	10,06	967,7	225,56	338,34	451,12	563,89	676,67	837,78536	975,88	1139,30
3,5	84,4	89,6	11,81	935,3	284,24	426,35	568,47	710,59	852,71	1055,7302	1229,75	1435,68
4	84,9	91,38	13,59	902,33	347,27	520,9	694,54	868,17	1041,81	1289,8549	1502,47	1754,06
4,5	85,4	93,19	15,4	868,81	414,38	621,56	828,75	1035,94	1243,13	1539,11	1792,81	2093,02
5	85,9	94,98	17,19	835,67	485,32	727,98	970,65	1213,31	1455,97	1802,6271	2099,76	2451,37
5,5	86,4	96,87	19,08	800,67	559,91	839,87	1119,82	1399,78	1679,74	2079,6724	2422,48	2828,13
6	86,9	98,75	20,96	765,85	637,97	956,96	1275,95	1594,93	1913,92	2369,6148	2760,21	3222,42
6,5	87,4	100,65	22,86	730,67	719,36	1079,04	1438,72	1798,4	2158,08	2671,9044	3112,33	3633,50
7	87,9	102,59	24,8	694,74	803,94	1205,91	1607,88	2009,85	2411,81	2986,056	3478,26	4060,71

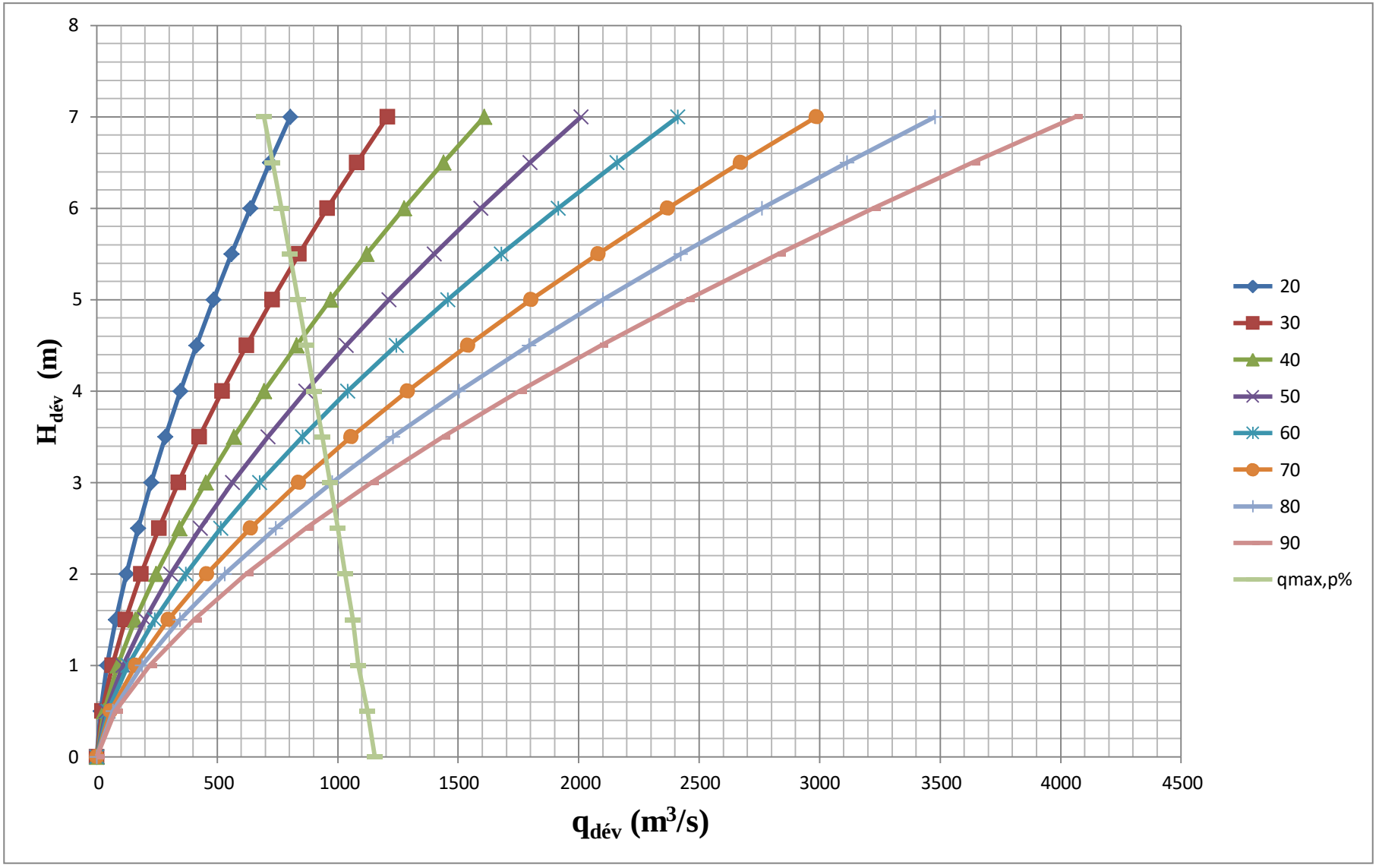


figure II.6 : Courbes H= f (Q,q)

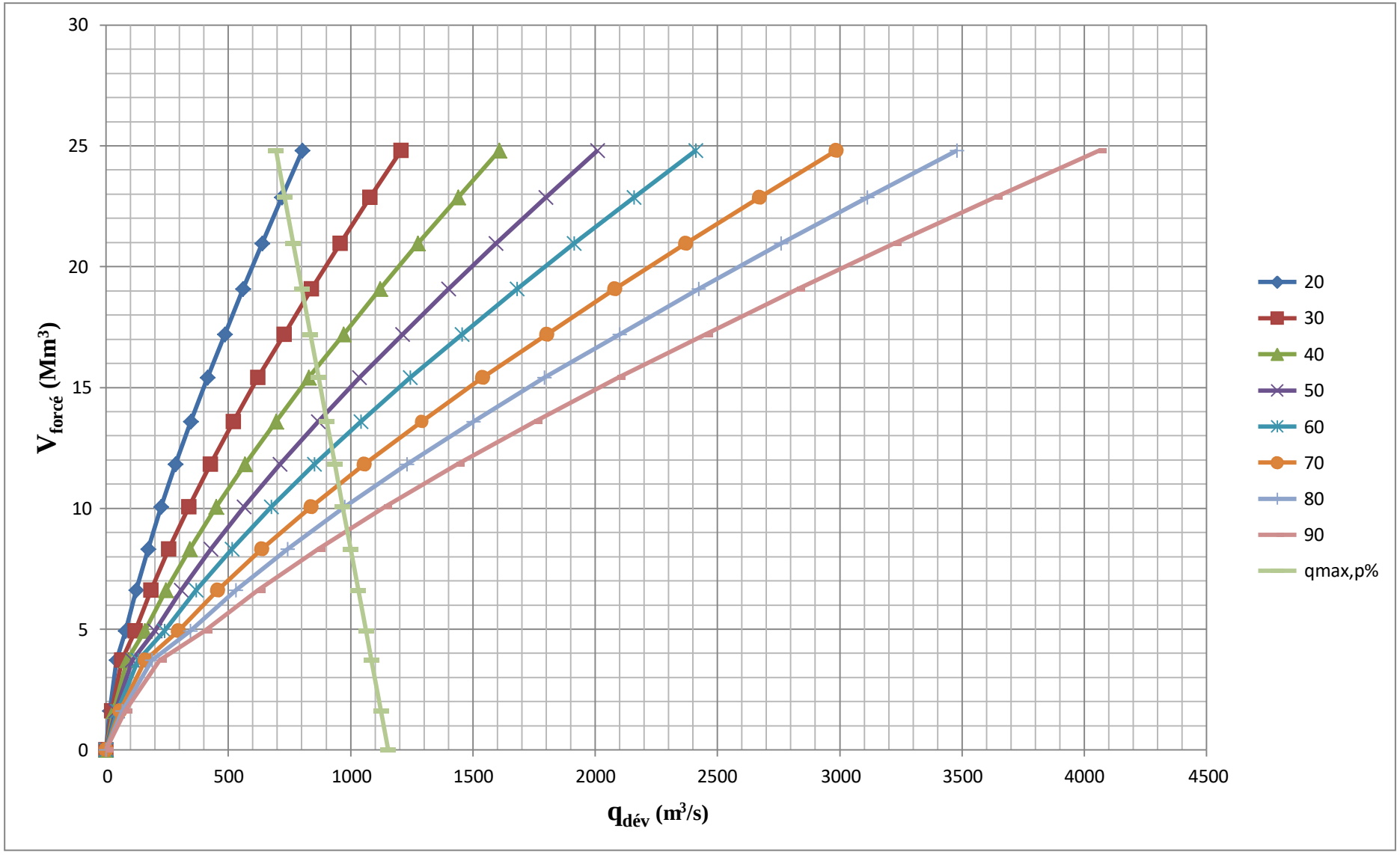


figure II.7: courbes V_d=f (Q,q)

II.7.1. Revanche [4]

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

R= 0,75H + —

La hauteur des vagues H est estimé par la formule suivante :

Formule de Molitor

$$H = 0,75 + 0,032 (U.F)^{0,50} – 0,27 F^{0,25}$$

Avec

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 150 Km/h ;

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch [F =4,4km].

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard : V =1,5 + 2H

AN : H = 1,18m ; V =3,86m/s ; R= 1,6 m (est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage).

II.7.2.Tassement [4]

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$T= 0,015 H_b$ **T=0,90 m**

D'où :

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

II.7.3.Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

Formule de T.KNAPPEN	$\mathbf{B_{kp} =1,65\ H^{0,5}}$
Formule de E.F.PREECE	$\mathbf{B_{pr} =1,1H_b^{0,5} + 1}$
Formule SIMPLIFIEE	$\mathbf{B_{sm} =3,6\ H_b^{1/3} – 3}$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés dans le tableau II.27 :

H_b= NNR – C_f + $h_{dév}$ + R + T

Avec:

: Cote au niveau normale de la retenue;

C_f : Cote du fond (lit de l'oued);

$h_{dév}$: Hauteur déversante maximale;

R : Revanche pour la digue;

t : tassement de la digue;

Tableau II.27 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de la charge déversant en [m]

B (m)	$q_{dév}$ (m^3/s)	H_d (m)	NPHE (m)	R (m)	T (m)	H_b (m)	B_{kp} (m)	B_{pr} (m)	B_{sm} (m)	B_{moy} (m)
20	730,67	6,5	63,4	1,6	0,9	66,5	13,46	9,97	11,59	11,67
30	800,67	5,5	62,4	1,6	0,9	65,5	13,35	9,90	11,51	11,59
40	868,81	4,5	61,4	1,6	0,9	64,5	13,25	9,83	11,44	11,51
50	902,33	4	60,9	1,6	0,9	64	13,20	9,80	11,40	11,47
60	935,3	3,5	60,4	1,6	0,9	63,5	13,15	9,77	11,36	11,43
70	950	3,2	60,1	1,6	0,9	63,2	13,12	9,74	11,34	11,40
80	967,7	3	59,9	1,6	0,9	63	13,10	9,73	11,32	11,38
90	999,93	2,5	59,4	1,6	0,9	62,5	13,04	9,70	11,29	11,34

On opte pour une valeur en crête de : **B_{cr} = 11.5 m.**

II.8.Calcul du coût total approximatif de la digue et de l'évacuateur de crues

II.8.1.Calcul du coût de la digue

Le coût de la Digue est donné ci-dessous dans le tableau II.28 :

Tableau II.28: Coût de la digue.

B (m)	**H_B (m)**	**V_{digue} (m^3)**	**Coûts (DA)**
20	63,4	1 904 250,00	874 912 500,00
30	62,4	1 866 165,00	839 774 250,00
40	61,4	1 828 841,70	810 978 765,00
50	60,9	1 792 264,87	790 519 189,70
60	60,4	1 756 419,57	760 388 805,91
70	60,1	1 721 291,18	748 581 029,79
80	59,9	1 686 865,35	742 089 409,19
90	59,4	1 653 128,05	737 907 621,01

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 450 DA

II.8.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues

II.8.2.1.Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile WES, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression…), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

En fixant le mètre cube de béton à 30 000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de:

Tableau II.29 : Coût de déversoir.

b (m)	h (m)	S (m²)	V (m3)	Coûts (DA)
20	6,5	60,43	1 208,60	36 258 000,00
30	5,5	58,62	1 758,51	52 755 390,00
40	4,5	56,86	2 274,34	68 230 304,40
50	4	55,15	2 757,64	82 729 244,09
60	3,5	53,50	3 209,89	96 296 840,11
70	3,2	51,89	3 632,53	108 975 924,06
80	3	50,34	4 026,92	120 807 595,82
90	2,5	48,83	4 394,38	131 831 288,94

II.8.2.2.Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 300m, (selon le plan topographique).

A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{bét} = S_{bét} \times L_{bét}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 30000 DA/m^3.

La largeur du coursier est donnée par : $b_{courier} = (Q_{e,max})^{0,4}$

Le Tableau II.30, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau II.30 : Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m^3/s)	Largeur de coursier (m)	surface de béton (m^2)	volume de béton (m^3)	coût total (DA)
20	730,67	14,0	13,99	279,79	8 393 819,80
30	800,67	14,5	13,25	397,51	11 925 201,63
40	868,81	15,0	12,49	499,64	14 989 202,73
50	902,33	15,2	12,11	605,26	18 157 945,09
60	935,3	15,4	11,72	702,92	21 087 461,99
70	950	15,5	11,46	802,45	24 073 420,92
80	967,7	15,6	11,32	905,69	27 170 573,53
90	999,93	15,8	10,92	983,18	29 495 459,00

II.8.2.3.Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous dans le tableau II.31 :

Tableau II.31 : Coût Total du barrage.

Largeur déversante (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)		Coût total (DA)
		Déversoir	coursier	
20	874 912 500,00	36 258 000,00	8 393 819,80	919564319,8
30	839 774 250,00	52 755 390,00	11 925 201,63	904454841,6
40	810 978 765,00	68 230 304,40	14 989 202,73	894198272,1
50	790 519 189,70	82 729 244,09	18 157 945,09	891406378,9
60	760 388 805,91	96 296 840,11	21 087 461,99	877773108
70	748 581 029,79	108 975 924,06	24 073 420,92	881630374,8
80	742 089 409,19	120 807 595,82	27 170 573,53	890067578,5
90	737 907 621,01	131 831 288,94	29 495 459,00	899234368,9

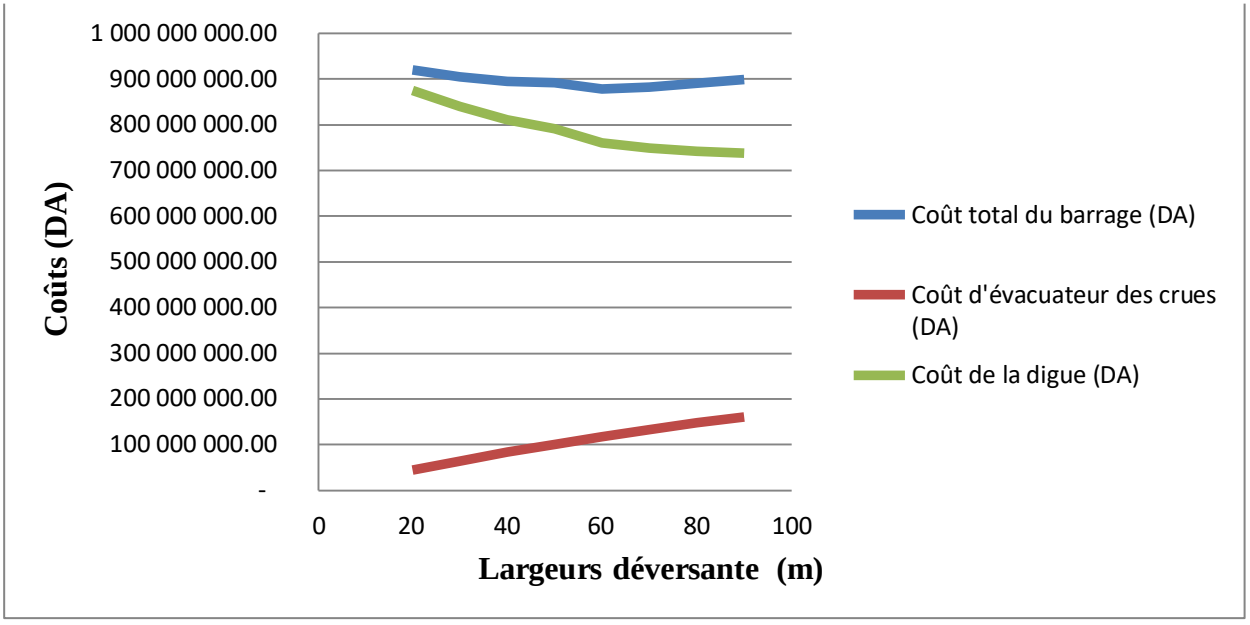


Figure II.13 courbe d'optimisation.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation Figure II.13 de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal. La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =60 m » Qui correspond
H_d = 3,5 m.

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons déterminé tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité « b =50 m » faite par le bureau d'étude *PROMON engenharia SA* (BRISILIEN) cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

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

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

CHAPITR III

ETUDE DES VARIANTES

III.1.Généralités sur la classification des évacuateurs de crues

L'évacuateur de crues est un ouvrage essentiel au barrage. Il a pour rôle d'éviter la submersion de la digue en évacuant les plus fortes crues.

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

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

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

III.2.Critères de choix de l'évacuateur de crue

Prés de la moitié des cas de destruction des barrages en terre provient des submersions dues à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération topographie, géologie, fonctionnement et réalisation.

III.2.1.Les Différents types d'évacuateurs de crue

III.2.1.1.Evacuateur de crues en puits (tulipe)

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

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

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

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretient).
- Dissipation au pied de la digue.

III.2.1.2.Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral ou frontale

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

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

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

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut élever.
- La difficulté de modification.

III.2.1.3.Evacuateur de crues en siphon

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

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

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

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai (notre cas) sont énumérés dans le suivant.

Tableau III.1: Les types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de crue	Commentaires
Déversoir latéral.	-
Déversoir frontal.	Pour un barrage de taille réduite, un coursier d'évacuateur demanderait une très grande excavation dans le flanc gauche ainsi qu'un grand coursier.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe.	Réduira la largeur du coursier d'évacuateur.
Evacuateur en puits.	Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

III.2.2.Choix de tracé de l'axe de l'évacuateur de crue

Pour un tracé judicieux, le tracé de l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible.
- Suffisamment éloigné de pied aval de barrage.
- Rectiligne si possible.

III.3. Discussion de choix de la variante de l'évacuateur de crue

- ✓ **L'évacuateur de crue en tulipe** avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se

produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles(arrachement des arbre du site boisé). la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive .

- ✓ **L'évacuateur de crue latéral** s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, de plus, la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

Sur la base des caractéristiques topographiques et géologiques de notre site, l'évacuateur de crue latérale sur la rive droite est le plus répondu aux différents critères de choix de l'évacuateur de crue.

Nous allons donc étudier deux variantes de l'évacuateur de crue latéral :

- 1ére variante : Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal ;
- 2éme variante : Evacuateur latéral à entonnement frontal.

III.4.Etude de la première variante (Evacuateur latéral à entonnement frontal)

III.4.1.Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal (Figure III.1) est constitué généralement des éléments suivants :

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

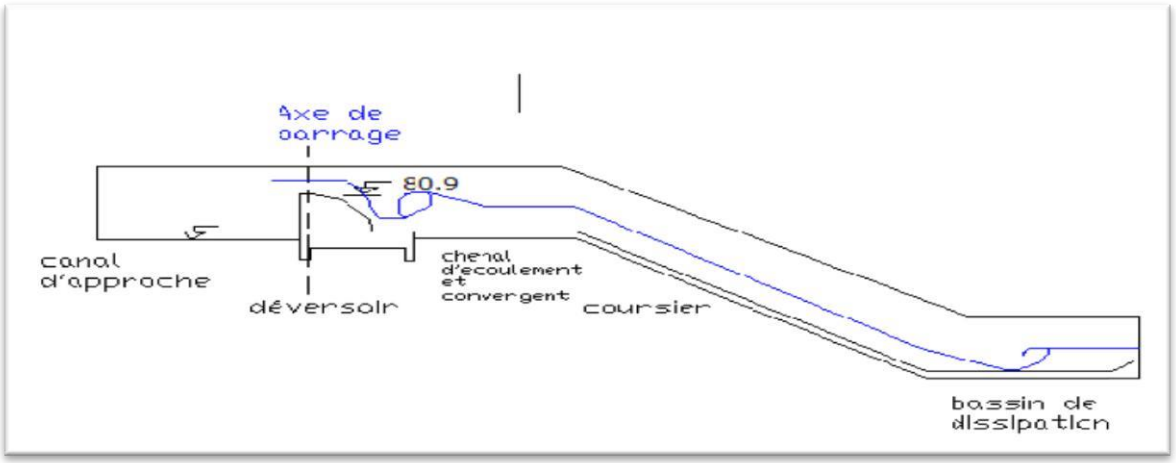


Figure III.1 : schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

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

- Le débit maximum à évacuer : $Q_{év}$ = 935,3 m^3/s.
- Largeur déversant : b = 60 m.

- Charge hydraulique au dessus du déversoir: H = 3,5 m
- Côte de la retenue normale : NNR = 80,9 m

III.4.1.1.Canal d'approche

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

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

é

Avec : V_a : La vitesse d'approche en m/s
$Q_{év}$: Le débit maximal à évacué ($Q_{év=}$*935.3* m^3/s) ;
S_c : La section du canal d'approche (sections rectangulaire) : S_c =( ) ;
H_0 : la charge d'eau sur le déversoir H_0=3.5 m.
P : la hauteur de pelle (P=0.5H_0, *P=1.75m)* ;

Application numérique :

On trouve: V_a=2.97m/s.

Avec pour le béton.

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

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

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

R_e= 0,6 + 0,05V_a $(H_0)^{1/3}$ **R_e= 0,83m**

D'où la hauteur de mur est:

H_m =H_0+P+ Re

H_m=3, 5+1.75+0,83=6.08 m **H_m=6.10m**

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à l'axe est de 8 m

III.4.1.2.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 déversant. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical. Il existe plusieurs profil du seuil déversant tel que WES et CREAGER, nous prendrons le premier type, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES (pratique) avec parement supérieur incliné (3:2) qui va garantir un coefficient de débit m_0 = 0,48.

Calcul de la hauteur du déversoir

$$P = 0.50H_0 \text{ ---------- (1)}$$

Avec : Ho est la charge au dessus du déversoir (m).

$$H_0 = \left(\frac{Q_d}{m_0 B_d \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ ---------- (2)}$$

- ✓ **Calcul de la section de déversement (déversoir)**

On choisit un profil exponentiel de type **WES**

a. Calcul des paramètres et des coordonnées des points A et B

K = 0.51---------- (3)
N = 1.83 ---------- (4)
Xa = - 0.124 Ho --------- (5)
Ya = 0.017 Ho---------- (6)
Xb = - 0.07 Ho---------- (7)
Yb = 0.209 Ho ---------- (8)
Xc = - 0.220 Ho ---------- (9)
Yc = 0.0780 Ho ---------- (10)
R_1 = 0.460 Ho ---------- (11)
R_2 = 0.199 Ho ---------- (12)

K et N: coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du coefficient de débit m_0.

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

$$Y = 0.51H_0 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.83} \text{ ---------- (13)}$$

Avec : x = Distance horizontale en m.
Y = Distance verticale en m. ($Y \geq P^*$)
P* = Hauteur du parement inférieur.

c. Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Pour $\frac{P^*}{H_0} \leq 19$

On utilise la formule (14).

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25\frac{P^*}{H_0} - 0.0004\left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \text{ ---------- (14)}$$

Pour $\frac{P^*}{H_0} \succ 19$ on utilise la formule (15)

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9\left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \text{ ---------- (15)}$$

d. Calcul de la hauteur du parement en aval. P *

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0 \quad \text{----------(16)}$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29 B_d^2}} \quad \text{---------- (17)}$$

Où : Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).
Q_d = Débit du projet (m^3/s).
B_d = Longueur de la lame déversant (m).
H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

e. Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir

- On suppose que l'axe des ordonnées "**Y**" est l'axe de la digue et que l'axe des abscisses "**X**" se trouve à la hauteur "**P**" du fond de l'évacuateur de crues.
- On place les points **A**, **B**, et **C**, dont les ordonnées ont été précédemment calculées (X_A,Y_A); (X_B,Y_B); (X_C,Y_C).
- On trace deux arcs, en donnant pour centre le point **B**, depuis **C** jusqu'à **A** et un autre en donnant pour centre le point **B** qui est l'intersection de la ligne qui passe par **A** et **B** avec l'axe "**Y**", depuis **A** jusqu'à **0**.
- On détermine ensuite le profil aval du déversoir par la formule (13) jusqu'à ce que la valeur de "$\mathbf{P}^*$" coïncide avec l'ordonnée "**Y**". Le parement "P^*" est déterminé par la formule (16).
- On trace dans l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir un arc de raccordement calculé par les formules (14) et (15) .On doit chercher le point **E** avec un compas par itération.
- On trace la pente du parement supérieur depuis le point **C** jusqu'au fond avec la pente (3 :2).

Ensuite, apparaissent trois tableaux pour la détermination des coordonnées des points **A**, **B** et **C**; le rayon de raccordement **Rrac** et les ordonnées **Xi** et **Yi** du profil du déversoir.

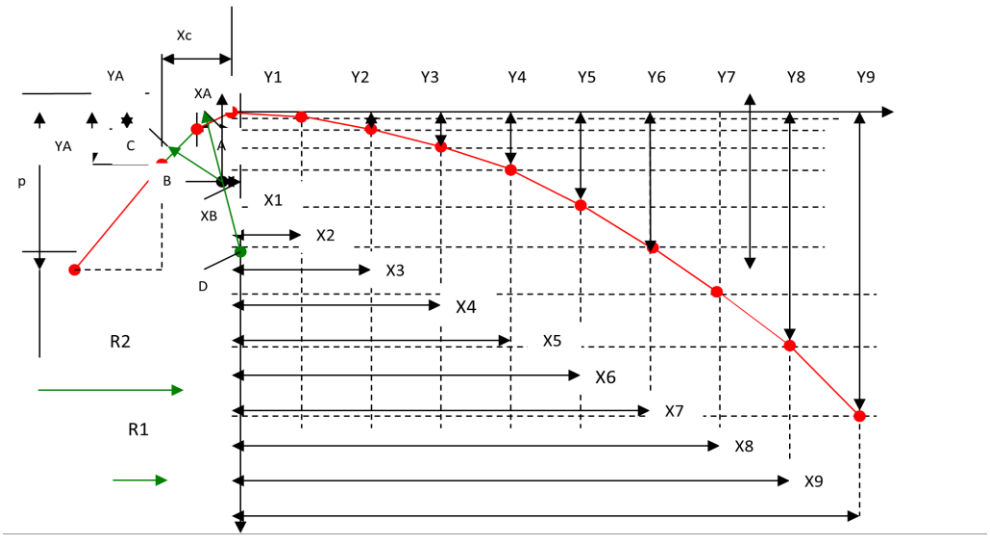


Figure III.2: Les paramètres du profil d'un déversoir

- ✓ **Calcul d'une section de déversement (déversoir) frontal de type WES.**

Données initiales:

Q_d = 935,3 m3/s
H_0 = 3,5 m
B_d = 60,00 m

Il est nécessaire de garantir un coefficient de débit m_0 = 0.48.

a) Calcul de la hauteur du parement amont "P"

P = 0,5 * H_0 = 0.5 * 3.5 = 1,75 m.

b) Calcul du profil du déversoir Type WES

Tableau III.2: Coordonnées des points du profil amont du déversoir

Parametres	K	N	Xa	Ya	Xb	Yb	Xc	Yc	R_1	R_2
Valeur	0.51	1.83	-0,434	0,0595	-0,245	0,732	-0,77	0,273	1,61	0,696

c) Calcul du profil en aval du déversoir.

Tableau III.3: Coordonnées des points du profil aval du déversoir

X(m)	0,00	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	5,50	5,75	5,80	5,90
Y(m)	0,00	0,18	0,38	0,64	0,96	1,35	2,28	3,43	4,08	4,43	4,50	4,64

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (13), on prend les valeurs de "X" pour obtenir les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval P* calculé.

d) Calcul de P*

Ce paramètre est déterminé par les formules (16) et (17).
Y1 = 1,40 m, Y = 4,64 (voir le tableau III.3).
P* = 4,6 m.
P* = 4,6 < Y = 4,64, alors le calcul est bon.

e) Calcul du rayon de raccordement

P*/Ho = 1,31 < 19, donc on utilise la formule (15). On obtient Rac = 4.64 m

Le dessin de profil de déversoir WES est représenté dans l'annexe III.1.

III.4.1.3 .Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur a la pente critique) pour que le régime soit fluviale.

La section de chenal d'écoulement en général il est rectangulaire, sa longueur est rarement importante, car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie, dans notre cas elle n'est pas importante elle est de 10 m, avec une pente de 0,1%.

Pour la détermination de la profondeur critique on a opté pour un canal de forme rectangulaire.

A. La profondeur critique

$$\sqrt{-\quad (—)}$$

Avec : Q : Débit maximum à évacuer en m^3/s ;

B_d: Largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$\sqrt{—\quad (——)}$$

h_c=2 ,92 m

B. La pente critique

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

/ /

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m^2 ;

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

Tableau III.4: valeurs du coefficient de rugosité (coefficient de Strickler)

Nature des parois	**K**
Parois très lisse (métal-ciment très lisse)	100
Mortier lisse	85
Béton lisse avec joints	75
Maçonnerie ordinaire	70
Terre, béton rugueux, maçonnerie vieille	60
Terre très irrégulière	50
Chenal rempli de cailloux	40

On prend : / /

Pour une section rectangulaire :

$$[\frac{(\quad(\quad))^{/}}{(\quad)^{/}}]$$

Application numérique :

$$[\frac{(\quad)^{/}}{(\quad)^{/}}]$$

I_{cr}= 0,0014 m/m

/ / La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

C. La profondeur normale ( ):

La profondeur normale 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 :

$$\sqrt{\quad}$$

Avec :

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

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en ⁄ et ⁄ ;

n : n=– Coefficient de rugosité de Manning n= – en ⁄ ;

On prend pour le béton : / ;

R : Rayon hydraulique en m et – ——— ;

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 :

– / ( ) / ( ) /

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

Tableau III.5 : les valeurs du débit en fonction du h_n

hn(m)	2	2,5	3	3,1	3,15	3,17	3,17332
Q(m3/s)	443,85	637,19	854,70	900,89	924,31	933,74	935,30

D'où :

La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée, donc l'écoulement il est de types fluvial.

D. Calcul de mur du chenal

À la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

La vitesse au niveau de la section de contrôle est : – —— ———

La revanche est calculée par l'expression suivante:

$R = 0,6 + 0,05 \times V \times (h_c)^{1/3}$ R = 0,98 m

D'où la hauteur du mur H du chenal est égale a: H=hc+R= 3.9 m

III.4.1.4.Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

( ) —

a) La longueur du convergent

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

( )

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.

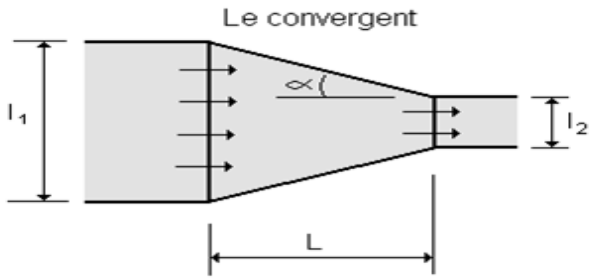


Figure III.3: Schéma d'un convergent

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

√—

(———)

Avec :

: Hauteur des parements des eaux en aval (m)

: Accélération de la gravité ( ).

Application numérique :

———————

———————

√———————

( ) d'ou

On revient à la condition : ( ) —

( ) ( ) ( )

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

√

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur .

h : le tirant d'eau en m.

Application numérique :

— ———

√

— ——

D'où : ( ) — donc la condition est vérifiée.

b) La profondeur à la fin du convergent

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

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

√— (——)

c) La vitesse à la sortie du convergent

—— ———

III.4.1.5.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.

A. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Il existe plusieurs méthodologies pour le calcul de la ligne d'eau, mais la plus précises et la plus laborieuse qui peut être appliquée dans ces ouvrages et qui apparaît dans la plus part des livres spécialisés; est la méthode des équations différentielles pour un régime graduellement varie formule suivante.

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}}{\sqrt{1 - i^2} - \frac{Q^2 b}{g A^3}}$$

Avec :

dh : variation de la hauteur d'eau, (m) ;

dl : distance entre sections, (m).

h : Hauteur d'eau dans différentes sections, (m). Dans la première section ,*h*, est égal à la hauteur de l'eau à la sortie de la transition (*hc*); dans les sections restantes, on suppose des valeurs de, *h* ,inférieures à , *hc* ;

A_m : Surface mouillée de la section analysée, (m2) ;

P_m : Périmètre mouillé, (m) ;

R_h : Rayon hydraulique, (m) ;

La valeur de l'expression $\sqrt{1-i^2}$ est égale à l'unité, puisque pour toute pente le résultat est toujours très proche de l'unité.

dL: Distance entre deux sections consécutives(m) ;

Δh: Différence de la hauteur d'eau supposée dans deux sections consécutives(m) ;

$$\Delta h = h_i - h_{i+1}$$

Li: Longueur du début du coursier jusqu'à la section analysée(m) ;

$$L_i = \sum dL$$

V (m/s) : Vitesse dans chaque section. $V = \frac{Q}{A}$;

$\frac{n^2Q^2}{R^{4/3}A^2}$: Pente pour un régime normal.

$i - \frac{nQ^2}{R^{4/3}A^2}$: Différence entre la pente du fond du coursier et la pente de la surface d'eau pour un régime normal.

Les données nécessaires pour le calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau

(/)	n	(/)	( )	( )	( )	( )
935,3	0,013	0,28	0,864	4.43	253.5	32

Le calcul de la ligne d'eau est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode des équations différentielles

h	Am	Pm	Rh	$\frac{bQ^2}{gA_m^3}$	$A=1-\frac{bQ^2}{gA_m^3}$	$\frac{n^2Q^2}{R^{4/3}A_m^2}$	$B=i-\frac{nQ^2}{R^{4/3}A_m^2}$	$\frac{B}{A}$	dL	Li	V
m	m2	m	M						m	m	m/s
4.43	141.760	40.860	3.469	1.00	-0.002	0.0014	0.2786	-	0.00	0.00	6.60
3.93	125.760	39.860	3.155	1.43	-0.435	0.0020	0.2780	-0.63950	0.78	0.8	7.44
3.43	109.760	38.860	2.824	2.16	-1.158	0.0031	0.2769	-0.23914	2.09	2.9	8.52
2.93	93.760	37.860	2.476	3.46	-2.462	0.0050	0.2750	-0.11169	4.48	7.3	9.98
2.43	77.760	36.860	2.110	6.07	-5.069	0.0090	0.2710	-0.05346	9.35	16.7	12.03
1.93	61.760	35.860	1.722	12.11	-11.113	0.0188	0.2612	-0.02351	21.27	38.0	15.14
1.43	45.760	34.860	1.313	29.78	-28.780	0.0491	0.2309	-0.00802	62.33	100.3	20.44
1.23	39.360	34.460	1.142	46.80	-45.797	0.0799	0.2001	-0.00437	22.89	139.7	23.76
1.1	35.200	34.200	1.029	65.43	-64.427	0.1148	0.1652	-0.00256	50.70	190.4	25.57
1.05	33.600	34.100	0.985	75.23	-74.225	0.1336	0.1464	-0.00197	25.34	215.8	25.84
1	32.000	34.000	0.941	87.08	-86.083	0.1565	0.1235	-0.00143	34.86	250.6	26.04
0.996	31.872	33.992	0.938	88.14	-87.136	0.1586	0.1214	-0.00139	2.87	253.5	26.25

D'après le tableau la valeur de la hauteur d'eau en aval de coursier est de :h_{aval} =0.996m.
La vitesse à la fin de coursier est: V=26.25m/s.

Le Froude en aval de coursier, $\frac{}{\sqrt{\quad}}$: Fr=8.40

➢ **Tracé de la ligne d'eau**

A partir de tableau suivant on trace la ligne d'eau

Tableau III.8: Coordonnées des pour le tracé de la ligne d'eau

y coursier	y ligne d'eau	x=li
76.24	80.67	0.00
76.11	80.04	0.78
75.78	79.21	2.87
75.06	77.99	7.35
73.57	76.00	16.70
70.16	72.09	37.97
60.19	61.62	100.30
57.55	58.88	116.83
53.89	55.12	139.72
45.77	46.87	190.42
41.72	42.77	215.77
36.14	37.14	250.62
35.68	36.68	253.50

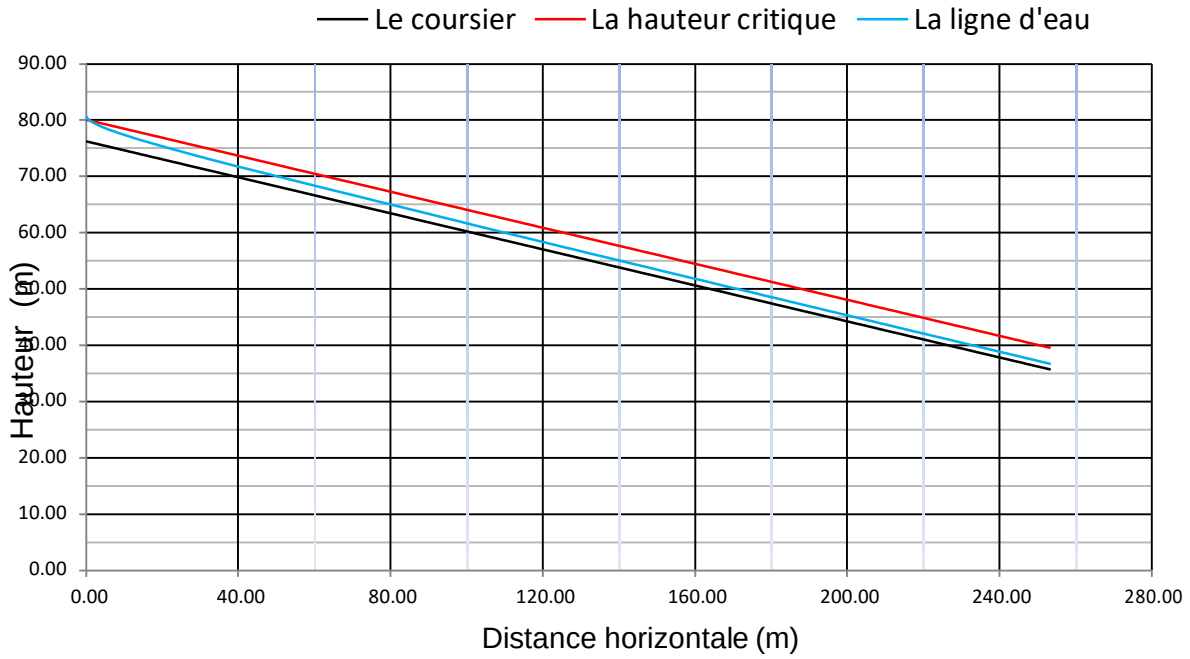


Figure III.4: Tracé de ligne d'eau dans le coursier

➢ **Les murs bajoyers**

La hauteur des murs bajoyers H_{mb} se détermine par la formule suivante:

$H_{mb} = h+R$

Avec: $R = 0,6+0,05\times V\times(h)^{1/3}$

III.4.1.6.Bassin de dissipation

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

Parmi les dispositifs de dissipation d'énergie, le bassin à ressaut présente un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépend directement du nombre de Froude :

$\frac{}{\sqrt{=}}$, Avec : Y: Tirent d'eau ;

V : vitesse d'eau.

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

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

- $1 \leq FR \leq 1,7$ ressaut ondulé.
- $1,7 \leq FR \leq 2,5$ ressauts faibles de petites apparaissent en surface.
- $2,5 \leq FR \leq 4,5$ ressauts oscillant.
- $4,5 \leq FR \leq 9$ ressaut stable (Stationnaire).
- $FR \geq 9$ ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas : $4,5 \leq FR=8,40 \leq 9$ et la vitesse a la sortie de coursier est supérieure a 15m/s, donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

A partir l'abaque de l'annexe III.2, On a :

– –(√)

⇒

- **Longueur du bassin**

De l'abaque de l'Annexe III.3 on a :

– D'où : d'ou

On prend La longueur de Bassin L= 48m

Avec :

: Tirant d'eau avant le ressaut.

: Tirant d'eau après le ressaut.

: Longueur du ressaut.

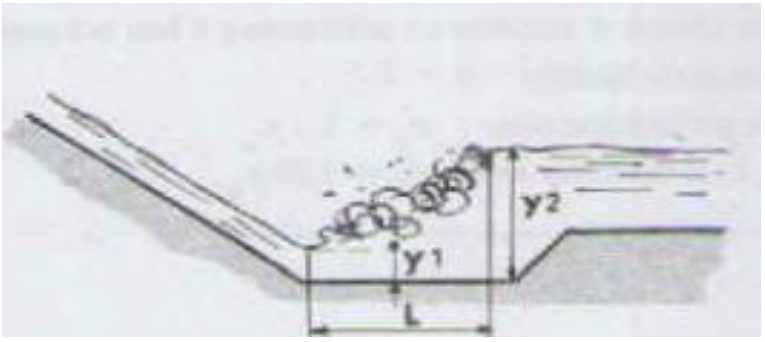


Figure III.5: Schéma explicatif de la formation de ressaut hydraulique dans le bassin de dissipation

- Dimensionnement des blocs de chute :

Pour facilité la réalisation on prend : =1m

Avec :

: Hauteur du bloc de chute,

: Épaisseur du bloc de chute,

: Espacement entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute — (Annexe N°III.2)

- Dimensionnement du seuil denté :

, on prend : ;

, on prend : ;

, on prend : ;

Avec :

: La hauteur du seuil denté,

: L'épaisseur du seuil denté,

: L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés —— .

➢ **Les murs bajoyers de bassin de dissipation**

/

III.4.2.Canal de fuite

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un fruit de talus, m=1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, la hauteur critique dans le canal est donnée par :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0{,}015\sigma_{cr}^{2}\right)K .$$

$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$, et $\sigma = \frac{K.m}{b}$, avec : *m = 1, et K = 4,43* . *Donc* : $\sigma = 0{,}14$

D'où : h_{cr} =4,23

Pente critique : $I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}}$.

$S_{cr} = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$, ***S_{cr} = 153.22 m²***

$P_{cr} = b + h_{cr}\sqrt{1+m^2}$, ***P_{cr} = 37.98 m***

d'où ; $R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$, ***R_{cr} = 4.03 m.***

$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{\frac{1}{6}}$ avec :n=0.023 ,C_{cr} = *54.86*

D'où : ***I_{cr} = 0,31%***

- **La profondeur normale**

On a : / /

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

Tableau III.9: les valeurs du débit en fonction du h_n

h	P	S	R	Q
1	33.4	33.0	1.0	42.7
2	34.8	4.6	0.1	1.5
4	37.7	16.1	0.4	11.9
8	43.3	2028.6	46.8	34380.5
12	49.0	144.0	2.9	385.5
14	51.8	196.0	3.8	620.8
16	54.6	256.0	4.7	935.1
16.00	54.63	256.04	4.69	935.30

D'où la hauteur normale est

Vitesse dans le canal :

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.
La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : ( ) .
Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

III.5.Etude de la deuxième variante (évacuateur latéral à entonnement latéral)

III.5.1.Dimensionnement et calcul hydraulique :

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

- Déversoir ;
- Une auge de réception ;
- Coursier ;
- Bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

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

- Le débit maximum à évacuer : $Q_{év}$ = 935,3 m^3/s.
- Largeur déversant : b = 60 m.
- Charge hydraulique au dessus du déversoir: H = 3,5 m
- Côte de la retenue normale : NNR = 80,9 m
- Côte au point A : C_A = 68.4 m

III.5.1.2.Le déversoir

Le déversoir il est la section de contrôle, il à pour but de collecter les eaux de la retenue, il est dimensionner et conçus de manière a garantir la stabilité et d'évacuer le débit de pointe de en fonction l'hydrogramme de crue.

On adopte un déversoir à profil WES précédemment analysé et utilisé dans le déversoir latéral a entonnement frontal, dont le coefficient de débit est de m=0.48.

✓ **Calcul d'une section de déversement (déversoir) latéral de type WES.**

Données initiales:

Q_d = 935,3 m3/s
H_0 = 3,5 m
B_d = 60,00 m

Il est nécessaire de garantir un coefficient de débit m_0 = 0.48.

a) Calcul de la hauteur du parement amont "P"

P = 0,5 * H_0 = 0.5 * 3.5 = 1,75 m.

b) Calcul du profil du déversoir Type WES

Tableau III.10: Coordonnées des points du profil amont du déversoir

Parametres	K	N	Xa	Ya	Xb	Yb	Xc	Yc	R_1	R_2
Valeur	0.51	1.83	-0,434	0,0595	-0,245	0,732	-0,77	0,273	1,61	0,696

c) Calcul du profil en aval du déversoir

Tableau III.11: Coordonnées des points du profil aval du déversoir

X(m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	10,14
Y(m)	0,00	0,18	0,64	1,35	2,28	3,43	4,79	6,35	8,10	10,05	12,19	12,50

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (13), on prend les valeurs de "X" pour obtenir les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval P*(P*≤12.5 m pied aval).

d) Calcul de P*

Ce paramètre dépend seulement du calcul de fond de pied de déversoir (pointA)

Y1 = 1,40 m, Y = 12.5m (voir le tableau).

P* ≤12.5 m

P* = 12.5 ≤Y = 12.5, alors le calcul est bon.

e) Calcul du rayon de raccordement

P*/Ho = 3.75< 19, donc on utilise la formule (15). On obtient Rac = 6.56 m

Le dessin de profil de déversoir WES est représenté dans l'annexe III.2

III.5.1.3.L'auge de réception

L'auge de réception fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur a la pente critique) pour que le régime soit fluviale.

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on a besoins de la figure suivante :

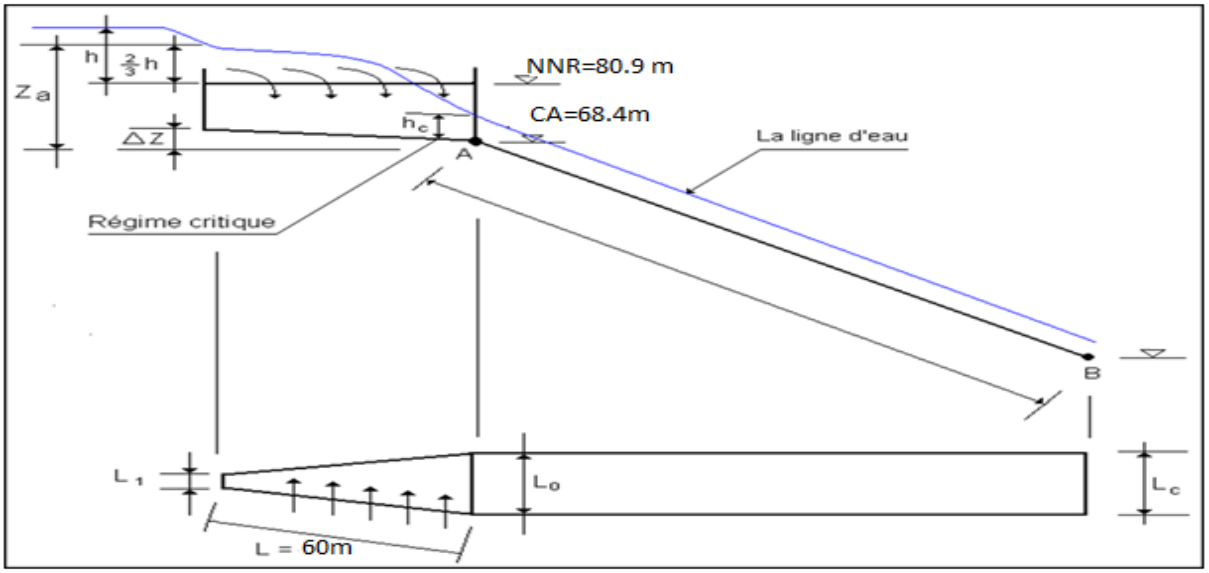


Figure III.6: Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral

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

Et on calcul les rapports :

— et — —

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

Avec : la profondeur critique, au point A (voir fig.III.6).

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

—— …… (II.1)

On détermine la profondeur critique pour un canal de forme rectangulaire :

Pour une section rectangulaire (m=0), on a :

{

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (II.1), on aura :

( )
( )

Application numérique :

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

—

—— ——
( )

Application numérique :

——
( )

Calcul les paramètres :

– –

—— ——
/ /

- **Calcul de U :**

—— —— (Section rectangulaire)

- ✓ **Calcul de**

On impose de façon que la condition soit vérifiée.

Avec :

: La cote du plan d'eau.

: La cote du point A.

– –

- ✓ Calcul de :

— —— } À partir de l'abaque (annexe III.3) on tire le rapport: —

On remarque que la valeur de, — , est hors la courbe l'abaque (annexe III.3).Donc on va prendre la valeur maximale de — , qu'est de l'ordre de 1.95 qui correspond a — Pour notre cas on va prendre la valeur extrême de —.

D'où : ,

III.5.1.4. Le coursier

B. La profondeur critique

√– (—)

Avec : Q : Débit maximum à évacuer en m^3/s ;
B_d: Largeur du déversoir en m.

Application numérique :

√— (——) **h_c=3.819 m**

C. La pente critique

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

/ /

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;
I : pente de fond de radier de coursier en m/m ;
S : section mouillée en m^2 ;
K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

Tableau III.12: valeurs du coefficient de rugosité (coefficient de Strickler)

Nature des parois	K
Parois très lisse (métal-ciment très lisse)	100
Mortier lisse	85
Béton lisse avec joints	75
Maçonnerie ordinaire	70
Terre, béton rugueux, maçonnerie vieille	60
Terre très irrégulière	50
Chenal rempli de cailloux	40

On prend le béton lisse avec joint : / /

Pour une section rectangulaire :

[(( ))/ /]

Application numérique :

[( )/ /] **I_{cr}= 0,0013 m/m**

/ / Donc le régime d'écoulement dans le coursier est torrentiel.

D. La profondeur normale ( )

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

√

Avec :

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

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en / et / ;

n : n=– Coefficient de rugosité de Manning n= – en / ;

On prend pour le béton : / ;

R : Rayon hydraulique en m et – ;

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du coursier en m.

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

– / ( ) / ( ) /

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

Tableau III.13: les valeurs du débit en fonction du h_n

hn(m)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,86	0,864
Q(m3/s)	26,35	83,37	163,32	262,94	380,15	513,46	661,74	824,03	910,18	927,80	935,30

D'où :

La condition pour la hauteur normale dans le de coursier est vérifiée, donc l'écoulement, il est de types torrentielle.

E. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Il existe plusieurs méthodologies pour le calcul de la ligne d'eau, mais la plus précises et la plus laborieuse qui peut être appliquée dans ces ouvrages et qui apparaît dans la plus part des livres spécialisés; est la méthode des équations différentielles pour un régime graduellement varie formule suivante.

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}}{\sqrt{1 - i^2} - \frac{Q^2 b}{g A^3}}$$

Avec :

dh : variation de la hauteur d'eau, (m) ;

dl : distance entre sections, (m).

h : Hauteur d'eau dans différentes sections, (m). Dans la première section ,*h*, est égal à la hauteur de l'eau à la sortie de la transition (*hc*); dans les sections restantes, on suppose des valeurs de, *h* ,inférieures à , *hc* ;

A_m : Surface mouillée de la section analysée, (m2) ;

P_m : Périmètre mouillé, (m) ;

R_h : Rayon hydraulique, (m) ;

La valeur de l'expression $\sqrt{1-i^2}$ est égale à l'unité, puisque pour toute pente le résultat est toujours très proche de l'unité.

dL: Distance entre deux sections consécutives(m) ;

Δh: Différence de la hauteur d'eau supposée dans deux sections consécutives(m) ;

$$\Delta h = h_i - h_{i+1}$$

Li: Longueur du début du coursier jusqu'à la section analysée(m) ;

$$L_i = \sum dL$$

V (m/s) : Vitesse dans chaque section. $V = \frac{Q}{A}$;

$\frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}$: Pente pour un régime normal.

$i - \frac{nQ^2}{R^{4/3} A^2}$: Différence entre la pente du fond du coursier et la pente de la surface d'eau pour un régime normal.

Les données nécessaires pour le calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau

(/)	n	(/)	( )	( )	( )	( )
935,3	0,013	0,156	0,864	3,819	242.5	40

Le calcul de la ligne d'eau est récapitulé dans le tableau **III.15**.

Tableau III.15 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode des équations différentielles

h	Am	Pm	Rh	$\frac{bQ^2}{gA_m^3}$	$A=1-\frac{bQ^2}{gA_m^3}$	$\frac{n^2Q^2}{R^{4/3}A_m^2}$	$B=i-\frac{nQ^2}{R^{4/3}A_m^2}$	$\frac{B}{A}$	dL	Li	V
m	m2	m	m						m	m	m/s
3,819	152,760	47,638	3,207	1,00	-0,001	0,0013	0,1577	-	0,00	0,00	6,12
3,319	132,760	46,638	2,847	1,52	-0,524	0,0021	0,1569	-0,29925	1,67	1,7	7,05
2,819	112,760	45,638	2,471	2,49	-1,488	0,0035	0,1555	-0,10452	4,78	6,5	8,29
2,319	92,760	44,638	2,078	4,47	-3,469	0,0065	0,1525	-0,04397	11,37	17,8	10,08
1,819	72,760	43,638	1,667	9,26	-8,260	0,0141	0,1449	-0,01754	28,51	46,3	12,85
1,619	64,760	43,238	1,498	13,13	-12,133	0,0206	0,1384	-0,01141	17,53	63,9	14,44
1,419	56,760	42,838	1,325	19,51	-18,506	0,0315	0,1275	-0,00689	29,04	92,9	16,48
1,319	52,760	42,638	1,237	24,29	-23,287	0,0400	0,1190	-0,00511	19,57	112,5	17,73
1,219	48,760	42,438	1,149	30,77	-29,768	0,0517	0,1073	-0,00361	27,74	140,2	19,18
1,119	44,760	42,238	1,060	39,78	-38,776	0,0683	0,0907	-0,00234	42,75	183,0	20,90
1,079	43,160	42,158	1,024	44,37	-43,366	0,0769	0,0821	-0,00189	21,13	204,1	21,67
1,059	42,360	42,118	1,006	46,93	-45,927	0,0818	0,0772	-0,00168	11,89	216,0	22,08
1,039	41,560	42,078	0,988	49,69	-48,690	0,0870	0,0720	-0,00148	13,53	229,5	22,50
1,024	40,960	42,048	0,974	51,91	-50,905	0,0913	0,0677	-0,00133	11,27	240,8	22,83
1,023	40,920	42,046	0,973	52,06	-51,058	0,0915	0,0675	-0,00132	0,76	241,5	22,86
1,022	40,880	42,044	0,972	52,21	-51,211	0,0918	0,0672	-0,00131	0,76	242,3	22,88
1,022	40,876	42,044	0,972	52,23	-51,226	0,0919	0,0671	-0,00131	0,08	242,4	22,88
1,023	40,872	42,044	0,972	52,24	-51,241	0,0919	0,0671	-0,00131	0,08	242,5	22,88

D'après le tableau la valeur de la hauteur d'eau en aval de coursier est de :h_{aval} =1.0218m.

La vitesse à la fin de coursier est: V=22.88 m/s. $\frac{}{\sqrt{=}}$: Fr=7.22.

➢ **Tracé de la ligne d'eau**

A partir de tableau suivant on trace la ligne d'eau

Tableau III.16: Coordonnées des pour le tracé de la ligne d'eau

y coursier(m)	y ligne d'eau(m)	x=li(m)
68,40	72,22	0,00
68,13	71,45	1,67
67,37	70,19	6,45
65,55	67,87	17,83
60,99	62,81	46,33
58,18	59,80	63,86
53,54	54,95	92,90
50,41	51,72	112,47
45,97	47,19	140,20
39,13	40,25	182,95
35,75	36,83	204,09
33,84	34,90	215,98
31,68	32,72	229,51
29,88	30,90	240,78
29,75	30,78	241,54
29,63	30,65	242,30
29,62	30,64	242,37
29,61	30,63	242,45

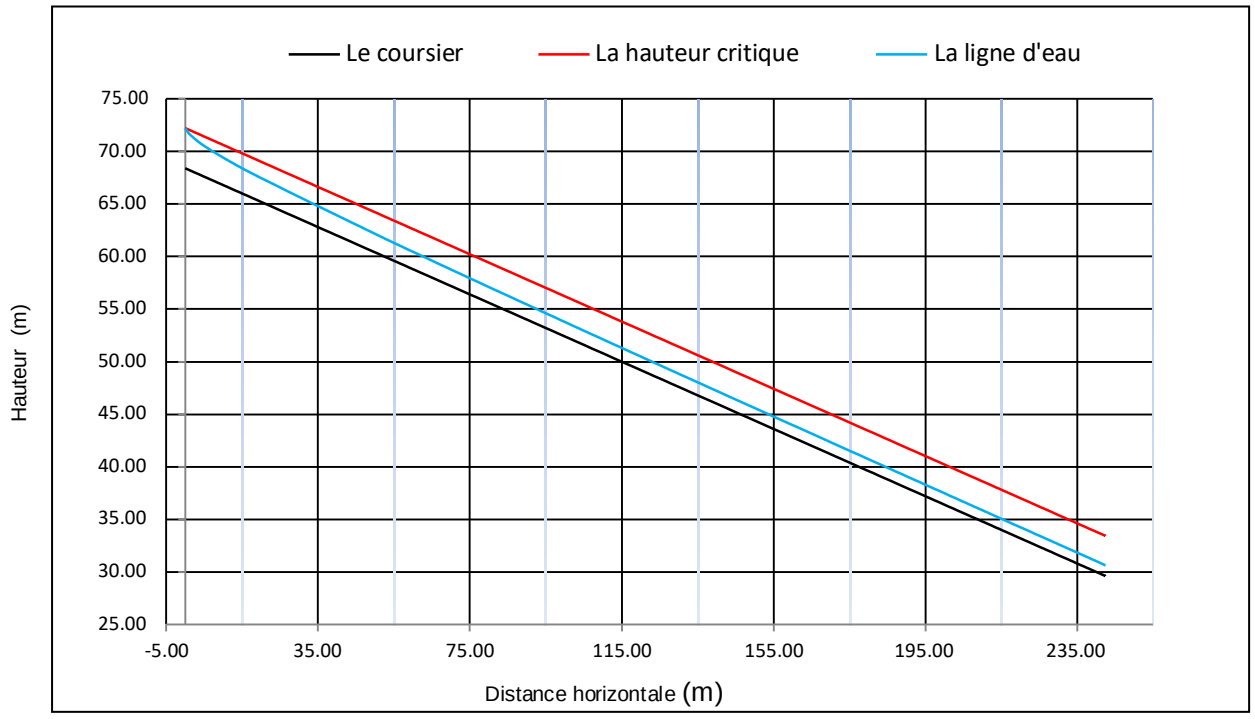


Figure III.7: La ligne d'eau dans le coursier

F. Les murs bajoyers de coursier

/

III.5.1.5.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

a) Le phénomène d'entrainement de l'air naturel

C'est la saturation en bulles d'air suite à quoi on observe dans certaines zones de l'ouvrage non pas un mouvement d'un liquide mais un mélange d'eau et d'air, ce mélange peut se développer aussi bien à la surface du liquide soit à l'intérieur de la masse d'eau, les paramètres des écoulements aérés doivent être déterminés suivant trois conséquences principales :

1. l'aération influe considérablement sur la profondeur d'eau, ce qu'il faut prendre en considération dans le dimensionnement des murs bajoyers.
2. la formation du phénomène d'aération d'écoulement est l'origine de la déformation des propriétés élastiques de l'eau.
3. l'aération modifie les caractéristiques de turbulence de l'écoulement ce qui influe sur la fiabilité de la dissipation d'énergie de l'écoulement sur l'ouvrage de dissipation.

Le phénomène commence a partir d'une section ou v>v cr.

V cr est donné par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$V_{cr} = 3.63\sqrt{gR\cos\theta}\sqrt{1+\sqrt{\frac{0.0011}{R^2}}}\left(1+\frac{8.71n}{R^{1/6}}\right)$$

θ : Angle d'inclinaison de coursier

Tableau III.17: Vitesse critique d'aération

Abscisse	Y(m)	V(m/s)	R(m)	Vcr(m/s)	Obs.
0,00	3,819	6,12	3,207	33,81	pas d'aération
6,45	2,8190	8,29	2,47	29,56	pas d'aération
17,83	2,3190	10,08	2,08	27,04	pas d'aération
46,33	1,8190	12,85	1,67	24,14	pas d'aération
63,86	1,6190	14,44	1,50	22,84	pas d'aération
92,90	1,4190	16,48	1,32	21,45	pas d'aération
112,47	1,3190	17,73	1,24	20,70	pas d'aération
140,20	1,2190	19,18	1,15	19,93	pas d'aération
182,95	1,1190	20,90	1,06	19,11	aération
204,09	1,0790	21,67	1,02	18,77	aération
215,98	1,0590	22,08	1,01	18,60	aération
242,53	1,0217	22,88	0,97	18,28	aération

On remarque qu'à partir de l'abscisse 182.95m, la condition de non apparition de phénomene d'entraînement d'air n'est pas vérifie.

b) Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les conditions d'absence des vagues roulantes sont

- ( )

Avec :

: Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier,

: Nombre de Froude Fr=7.22.

Les deux conditions ne sont pas vérifiées. C'est-à-dire, il y aura un risque d'apparition des vagues roulante, mais il n'y aura pas un risque de débordement car le mur bajoyer dans le coursier est dimensionné avec un facteur de sécurité important.

III.5. 2. Choix du bassin de dissipation

Pour notre cas : 4,5 ≤FR=7.22≤ 9 et la vitesse a la sortie de coursier est supérieure a 15m/s, donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

A partir l'abaque de l'annexe III.3, On a :

⇒

- **Longueur du bassin**

, On prend :

- **Calcul des dimensions des blocs de chute**

Pour facilité la réalisation on prend : =1.1m

Le nombre des blocs de chute

- **Dimensionnement du seuil denté**

, on prend : ;

, on prend : ;

, on prend : ;

Le nombre des seuils dentés .

- **Les murs bajoyers de bassin de dissipation**

/

III.5. 3. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un fruit de talus, m=1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, la hauteur critique dans le canal est donnée par :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0{,}015\sigma_{cr}^{2}\right)K .$$

$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$, et $\sigma = \frac{K.m}{b}$, avec : *m = 1, et K = 4,43* . *Donc* : $\sigma = 0{,}14$

D'où : h_{cr} =4,23

Pente critique : $I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}}$.

$S_{cr} = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$, ***S_{cr} = 159.07 m²***

$P_{cr} = b + h_{cr}\sqrt{1+m^2}$, ***P_{cr} = 45.15 m***

d'où ; $R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$, ***R_{cr} = 3.52 m.***

$C_{cr} = \frac{1}{n}R_{cr}^{\frac{1}{6}}$,*C cr = 53.63*

D'où : ***I cr = 0.34%***

La profondeur normale : On a / /

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

Tableau III.18: les valeurs du débit en fonction du h_n

H	P	S	R	Q
1	41.4	41.0	1.0	53.1
2	42.8	4.6	0.1	1.3
4	45.7	16.1	0.4	10.4
8	51.3	2028.6	39.5	30707.2
12	57.0	144.0	2.5	348.5
14	59.8	196.0	3.3	564.1
16	62.6	256.0	4.1	853.7
16.45	63.27	270.65	4.28	930.30

D'où la hauteur normale est

Vitesse dans le canal : – ———

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.
La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : ( ) .
Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

III.7.Choix de la variante la plus favorable

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive droite, c'est-à-dire qu'ont les mêmes conditions topographiques et géologiques.

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

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

Comparaison

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

Les différentes dimensions		L'évacuateur latéral à entonnement frontal	L'évacuateur latéral à entonnement latéral
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant	60 m	60 m
	Charge déversant	3,5 m	3,5 m
Chenal d'écoulement			
	Largeur	60 m	20-40 m
	Longueur	26 m	60 m
Longueur du convergent		62,4 m	-
Coursier			
	Largeur	32 m	40 m
	Longueur	253.5 m	195.8 m
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type III
	Longueur	48m	42 m
	Largeur	32 m	40 m
	Bassin de dissipation	11.45 m	11.10 m

- **Estimation de volume des excavations des deux variantes**

Le but de cette évaluation des travaux des excavations est de nous bien guidé dans le choix de la variante la plus favorable.

Les volumes des excavations pour la première variante est de 518000 m3.

Les volumes des excavations pour la deuxièmes variante est de 610300 m3.

- **Choix de la variante**

Notre choix c'est porté sur la deuxième variante (évacuateur latéral a entonnement frontal), qui présente plus d'avantages et qu'est le plus adéquate a la topographie de terrain (pente accentué) ce qui influe directement sur dimensionnement hydraulique.de plus, les volumes des excavations de la première variante sont inférieur e a la deuxième variante.

Conclusion

Le barrage d'IRDJANA est en terre, généralement les barrages en terre sont protégés par un évacuateur des crues latéral (dans ce chapitre, nous avons calculé deux types d'évacuateurs des crues possible sur la rive droite : un évacuateur latéral à entonnement latéral et un évacuateur latéral à entonnement frontal).

Après avoir choisi la variante de l'évacuateur latéral à entonnement latéral.il reste à étudier sa stabilité qui est l'objet de chapitre suivant.

CHAPITR IV

ETUDE GENIE CIVIL

Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons étudier la stabilité de notre ouvrage « l'évacuateur de crues » afin qu'il résiste aux différents charges qu'il va subir : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,…etc.

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

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

IV.1.Principes du calcul génie civil (calcul de stabilité)

Le calcul de stabilité consiste à vérifier que ces trois stabilités soient vérifiées:

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

IV.1.1.Stabilité au renversement

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

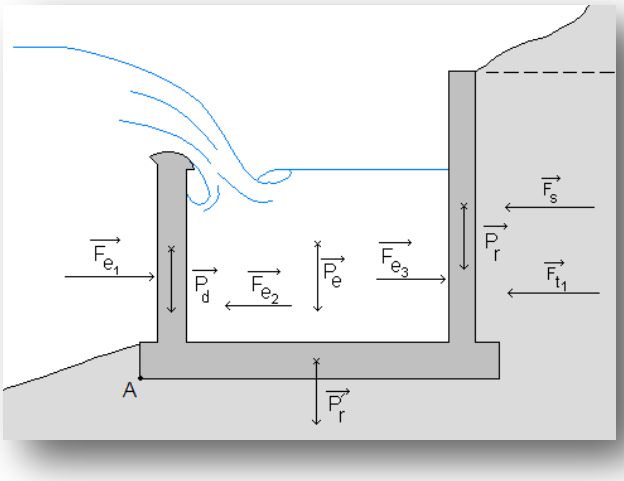


Figure IV.1 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

- **Les forces verticales**

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

: Poids propre du radier.

- **Les forces horizontales**

: Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.

: Poussée de l'eau sur le rideau.

: Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions. Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.

: Force due à la sur charge.

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

Avec :

3 : coefficient de sécurité donnée par le règlement (cours de béton)

: Moment stabilisateur.

: Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

IV.1.2.Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

- : est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :
  - Pénétromètre dynamique.
  - Pénétromètre statique.
  - Pression-mètre.

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

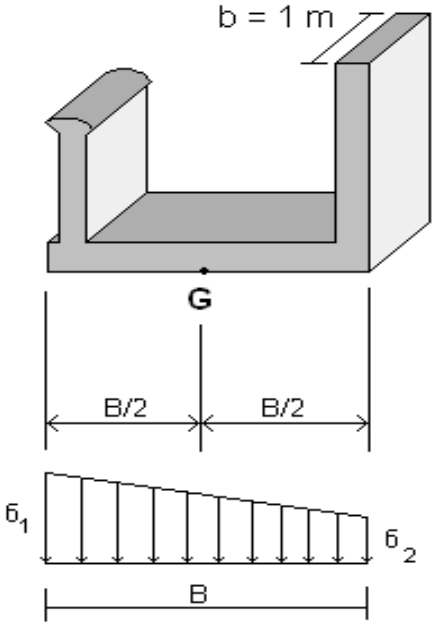


Figure IV.2: schéma du diagramme des contraintes crées.

On a :

$$\begin{cases} - \quad \frac{\quad}{\quad} \\ - \quad \frac{\quad}{\quad} \end{cases}$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

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

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

B : Largeur du radier.

: Surface de la base du radier.

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

$$\begin{cases} \\ \end{cases}$$

IV.1.3.Stabilité au glissement

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

$$\frac{\Sigma \quad}{\Sigma}$$

Avec :

: un coefficient de glissement sol/béton : .

$\sum$: la somme des forces horizontales.

$\sum$: la somme des forces verticales.

Remarque

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

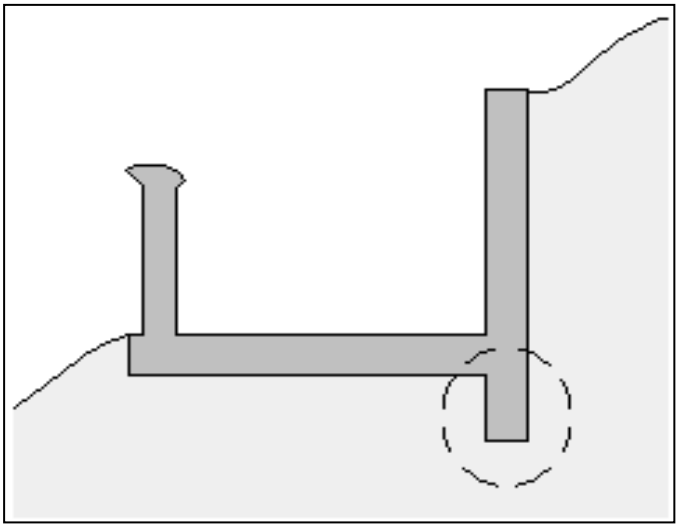


Figure IV.3: schéma représente la position du bèche

IV.2.Pré-dimensionnement

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

IV.2.1. Ferraillage des éléments

IV.2.1.1. Ferraillage du rideau

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

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

Le premier cas :

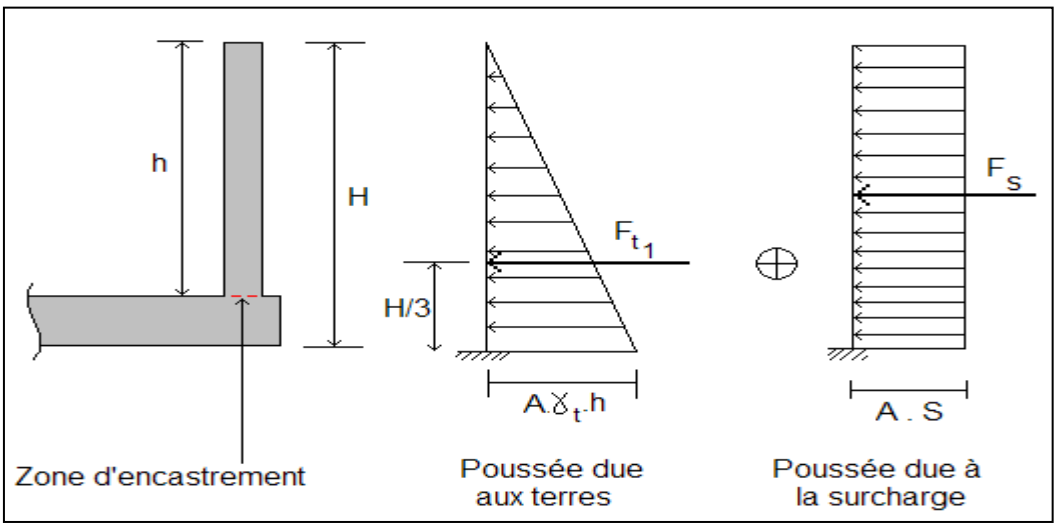


Figure IV.4: diagramme des contraintes

$$A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ : L'angle de frottement interne.

γ_t : Poids volumique des terres (t/m^3)

S : Surcharge.

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

Soient :

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

$$F_t = 1.35\ A\ \gamma_t h\ \frac{h}{2} = 1.35\ A\ \gamma_t\ \frac{h^2}{2}$$

F_t Est appliquée à $\frac{h}{3}$ de la base de la radier.

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

$$F_s = 1.5\ A \times S \times h$$

F_s : Est appliquée à $\frac{h}{2}$ de la base du radier.

F_h : la force hydrostatique de l'eau.

F_h est appliquée à $\frac{h}{3}$ de la base de la radier.

$F_h = A\ \delta_W h$

$M = 1.35\ A\ \delta_W h\ \ h/3$

$M = 1.35A\ \delta_W h^2/3$

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_S \times \frac{h}{2} + F_h.\ h/3$$

M est le moment de $F_s\ et\ F_t$ et F_h par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

$$M = 1.35\ A\ \gamma_t + 1.5\ A\ S\ \frac{h^2}{2}$$

Le deuxième cas :

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

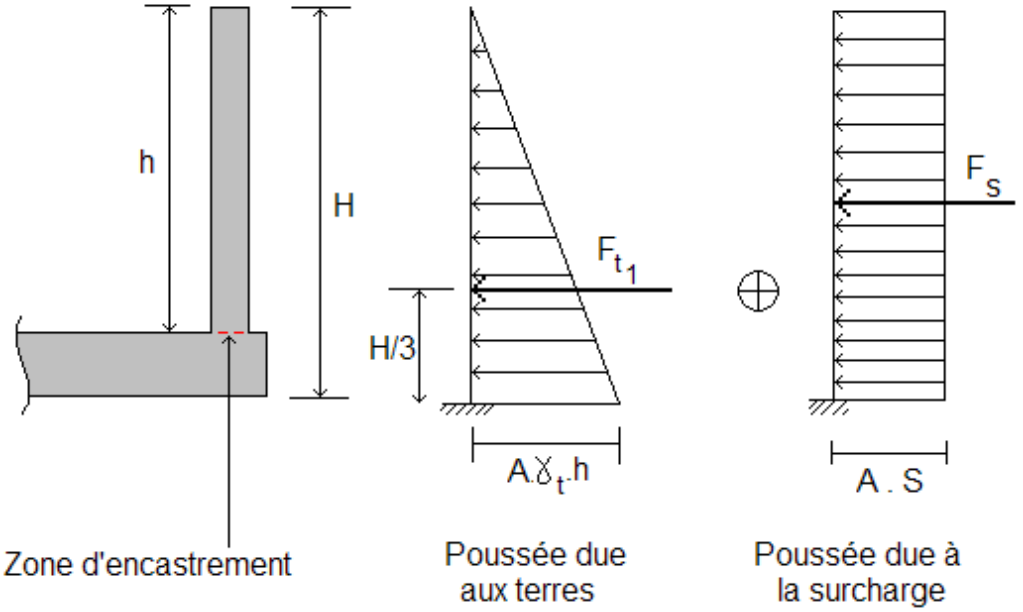


Figure 5 : Diagramme des contraintes.

$$A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ : L'angle de frottement interne.

γ_t : Poids volumique des terres (t/m^3)

S : Surcharge.

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

Soient :

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

$$F_t = 1.35\ A\ \gamma_t h\ \frac{h}{2} = 1.35\ A\ \gamma_t\ \frac{h^2}{2}$$

F_t Est appliquée à $\frac{h}{3}$ de la base de la radier.

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

$$F_s = 1.5\ A \times S \times h$$

F_s : Est appliquée à $\frac{h}{2}$ de la base du radier.

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_S \times \frac{h}{2}$$

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

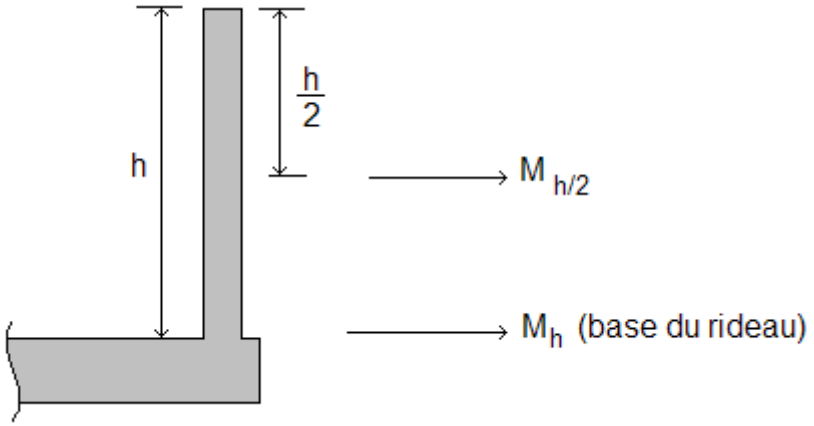
$$M = 1.35\ A\ \gamma_t + 1.5\ A\ S\ \frac{h^2}{2}$$

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

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

Remarque :

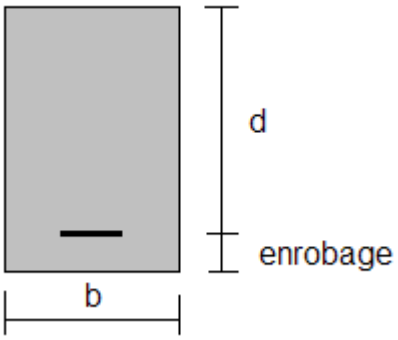
Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base du rideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposerons que la partie du rideau qui se trouve au dessus de $\frac{h}{2}$ est encastrée dans la partie qui se trouve au dessus ($M_{h/2}$).



Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142\ bars$: Contrainte admissible du béton en Compression.



$$\propto = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}$$

$$\beta = 1 - 0.4\,\alpha$$

$$A = \frac{M}{\beta\ d\ \sigma_S}\ ;en\ cm^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_S}\ ;en\ bars.$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés $= 4000\ bars$ pour les aciers tors.

γ_S : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ Dans les calculs pour les cas courants.} \\ \gamma_S = 1 \text{ Calculs dans les cas accidentels.} \end{cases}$

- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \dfrac{f_e}{\gamma_S \times E_S} \quad \text{Et} \quad E_S = 2.1 \times 10^6 \\ \alpha_l = \dfrac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} \\ \mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \end{cases}$$

Si $\mu < \mu_l \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

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

IV.2.1.2. Ferraillage du radier

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

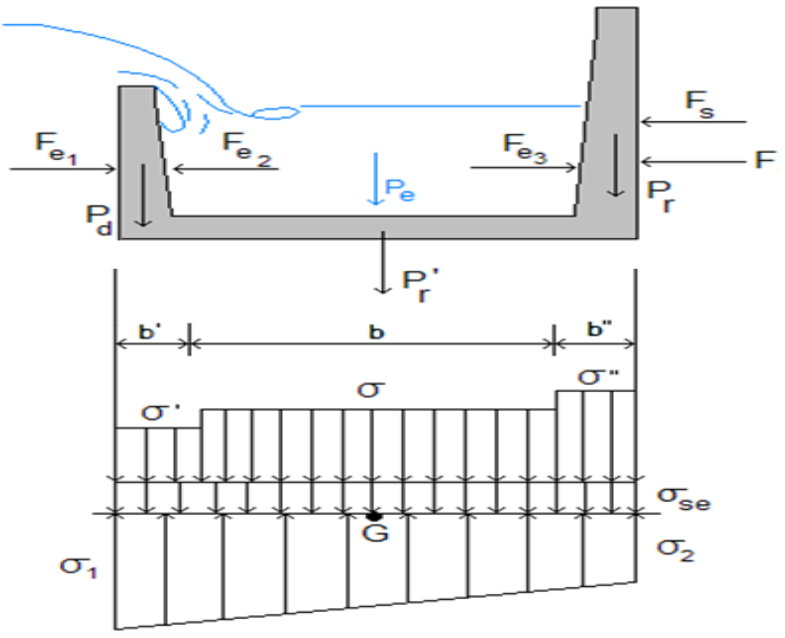


Figure.6 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.

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

$$\begin{cases} \sigma = \frac{1.5\ P_e}{100 \times b} \\ \sigma' = \frac{1.35\ P_d}{100 \times b'} \\ \sigma'' = \frac{1.35\ P_r}{100 \times b''} \end{cases}$$

G : Centre de gravité de la semelle.

σ_{se} : C'est la contrainte due au poids propre du radier.

M'_G : Moment des forces verticales et horizontales / G.

$$N = 1.35(P_d + P_r) + 1.5\ P_e$$

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

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{100\ B} + \frac{\sigma \times M'_G}{100\ B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\ B} - \frac{\sigma \times M'_G}{100\ B^2} \end{cases}$$

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

On calcul les aciers minimum :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \times S$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A = \max\left[A_{min}, A_{calculé}\right]$$

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

Les blocs de chute sont considérés comme des consoles encastrées dans le radier du coursier. Les charges exercées sur un bloc de chute sont : le poids propre du bloc et la force hydrodynamique de l'eau. La section d'encastrement est subit à la traction du coté poussée de

l'eau et à la compression de l'autres coté. D'où on aura une seule nappe des armatures verticales pour consolider les fibres qui ont en traction.

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

IV.3. Les résultats de calcul

IV.3.1.Pré-dimensionnement

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

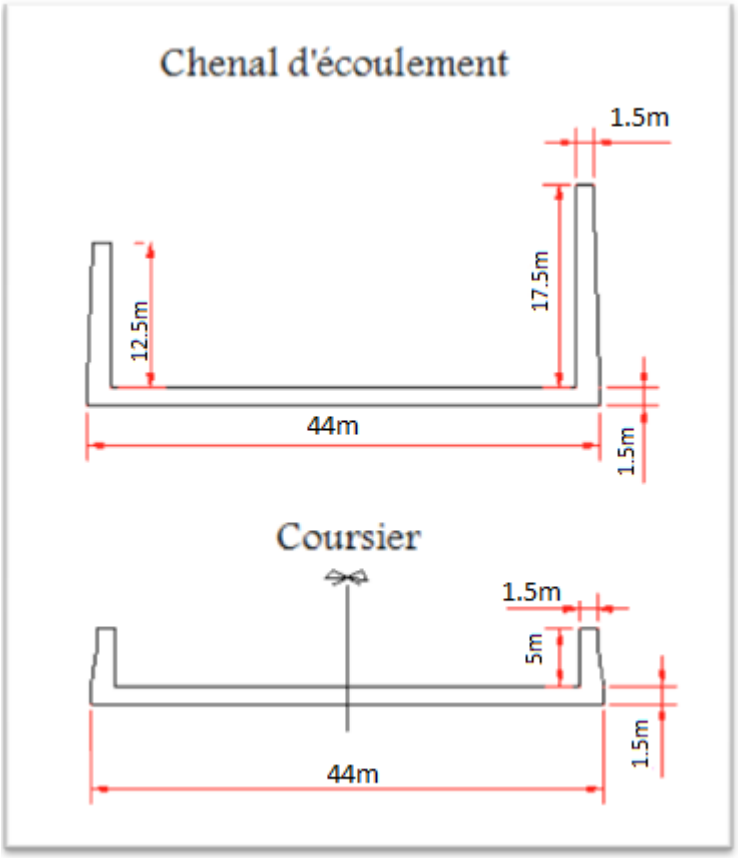


Figure IV.7 : Pré-dimensionnement des différents éléments de l'évacuateur de crue

IV.3.2.Calcul de stabilité

IV.3.2.1.Chenal d'écoulement

a) Cas ou le chenal d'écoulement est en fonctionnement

Les forces verticales Les forces horizontales

= 500 T

= 46,44 T = 78,125 T

= 63 T = 78,125 T

= 158,4 T = 275,625 T

= 5,83 T

- **Stabilité au renversement**

— é

- **Stabilité au poinçonnement**

—

—

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

Le chenal d'écoulement est stable au poinçonnement.

- **Stabilité au glissement**

∑

∑

$$\frac{\sum}{\sum}$$

é

b) Le cas ou le chenal d'écoulement est vide

Les forces verticales Les forces horizontales

= 46,44 T

= 63 T = 275,625 T

= 158,4 T = 5,83 T

- **Stabilité au renversement**

— é

- **Stabilité au poinçonnement**

—

—

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

Le chenal d'écoulement est stable au poinçonnement.

- **Stabilité au glissement**

∑
∑

$$\frac{\sum}{\sum}$$

é

IV.3.2.2.Coursier

a) Cas ou le coursier est en en fonctionnement

Les forces verticales	Les forces horizontales
= 152,8 T	
= 19,44 T	= 22,5 T
= 19,44T	= 7,3 T
= 158,4T	= 2,03 T

- **Stabilité au renversement :**

—

- **Stabilité au poinçonnement :**

—

Le coursier est stable au poinçonnement.

- **Stabilité au glissement**

∑

∑
Σ
Σ

b) Cas ou le coursier est Vide

Les forces verticales	Les forces horizontales
= 19,44 T	= 22,5 T
= 19,44T	
= 158,4T	= 2,03 T

- **Stabilité au renversement :**

—

- **Stabilité au poinçonnement**

—

Le coursier est stable au poinçonnement.

- **Stabilité au glissement**

∑
∑
Σ
Σ

IV.3.3. Calcul de ferraillage

IV.3.3.1. Le chenal d'écoulement

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.1: Ferraillage du chenal d'écoulement.

		Radier	Mur bajoyer	Déversoir
Les aciers tendus (cm^2)		17.01	22.5	18.5
	Le diamètre (mm)	16	16	14
	Le nombre des barres / m	8	7	7
	L'espacement (cm)	11	16.5	16.5
Les aciers comprimés (cm^2)		12.87	Pas d'aciers comprimés	6.05
	Le diamètre (mm)	14		10
	Le nombre des barres / m	9		5
	L'espacement (cm)	11		20
Les aciers de répartition				
	Le diamètre (mm)	10	10	10
	L'espacement (cm)	20	20	20

IV.3.3.2. Le coursier

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.2 : Ferraillage du coursier.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus (cm^2)		18.72	12.53	12.53
	Le diamètre (mm)	20	16	16
	Le nombre des barres / m	6	7	7
	L'espacement (cm)	17	14.5	14.5
Les aciers comprimés (cm^2)		14.62	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre (mm)	16		
	Le nombre des barres / m	8		
	L'espacement (cm)	12.5		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre (mm)	10	10	10
	L'espacement (cm)	20	20	20

IV.4. Compositions du béton et contrôle de qualité

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

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

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

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

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

- **Béton :**

- Essai d'écrasement (Résistante à la compression).

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

➢ **Graviers :**

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

➢ **Sable** :

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

➢ **Eau :**

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

➢ **Ciment :**

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

Recommandations

- La résistance admissible du béton ne doit pas dépassée 250 bars pour la compression et 21 bars pour la traction.
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type accélérateur de prise pour éviter la diminution du pourcentage de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.
- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage, en plus, un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.
- Le temps dans lequel le béton reste dans un malaxeur utilisé pour le transport ne doit pas dépasser 30 min.
- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 20 cm d'épaisseur dosé à 200 Kg de ciment/m^3. Le but de cette couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité du chenal d'écoulement et du coursier de l'évacuateur de crue, et d'après la vérification faite, on constate que notre ouvrage est stable à différentes actions de mouvement : Stabilité au renversement, au glissement et la stabilité au poinçonnement.

CHAPITR V

ORGANISATION DU CHANTIER

V NNGIntroduction

L'organisation de chantier à pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

V.1.Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

- **Le maître de l'ouvrage :** C'est l'initiateur du projet ou le client lui-même. Il exprime son besoin en terme de fonctions, ce qui donne lieu l'élaboration d'un programme. Il fixe un budget prévisionnel.
- **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.

- **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.

V. 2.Installation du chantier

- **Installations destinées au personnel :** Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.
- **Installations destinées au stockage des matériaux :** Pour les ciments nous utilisons soit des silos, 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.
  Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (baraquements, hangars…).

- **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.
- **Installations pour la préfabrication** : Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes …etc.

V. 3.Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

V.4.Planification

V.4.1.Définition

C'est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. 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.

V.4.2.procédures de travail de planification

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, … etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, … etc.).
- Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
- Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
- Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.

- Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \quad \text{..... (V.1).}$$

Avec : T : Temps de travail.
Q : Quantité de travail.
N : Nombre d'équipe.
R : Rendement.

- Conception du réseau.

V.4.3.Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

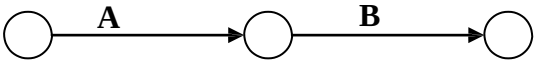
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

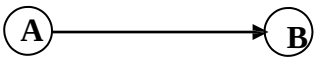
V.4.3.1.méthodes basées sur le réseau

a) **Définition du réseau :** Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds. L'opération **A** précède l'opération **B**



- **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

b) **Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

- Construction du réseau.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau

- **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 par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **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.

- **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir :

a) Commencement de l'opération (A) et (B) ;
b) Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
c) Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

V.4.3.2.Méthodes basées sur le graphique

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic) : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) Méthode à barres : Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

V.4.4.Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

V.4.5.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.

$$\text{Et :} \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

V.4.5.1.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 les deux conditions suivantes :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \sum \mathbf{TR_{C.C}} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

V.4.5.2.Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q.N}}{\mathbf{n}}$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

V.4.5.3.Les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

a) **Plan de travail au plus tôt :** Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.
b) **Plan de travail au plus tard :** Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).
c) **Plan de travail intermédiaire :** Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

V.4.6.Délais de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux repose sur une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la

meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V.4.7.Les compositions du projet

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau V.1 : Symboles et durée des différentes opérations

Opérations	Symbole	Durée	
		En Mois	En jours
Mobilisation & installation de chantier	A	4	120
Excavations phase 1	B	1	30
Bétonnage de conduite de dérivation	C	4	120
Batardeau	D	1.5	45
Dérivation de l'oued	E	0	0
Excavations phase 2	F	8	240
Forages et injections	G	3	90
Remblais	H	24	720
Bétonnage de tour de prise et évacuateur de crue	I	7	210
Equipements hydromécaniques et électriques	J	3	90
Equipements d'auscultation	K	2	60
Mise en eau du barrage	L	0	0
Démobilisation	M	3	90

V.4.7.1.Succession des travaux

Pour construire le réseau a nœud, il faut déterminer la succession des travaux.

C.à.d. définir pour chaque opération les opérations qui lui précède et qui lui succède (Tableau V.2).

Tableau V.2 : La succession des travaux

Opérations	précède	Succède
A	B	-
B	C ; G	A
C	D	B
D	E ; F ; H ; K	C
E	M	D
F	I	D
G	M	B
H	L	D
I	J	F
J	L	I
K	L	D
L	M	J ; H ; K
M	-	G ; L ; E

D'après le réseau à nœud le temps de réalisation est de **37,5** mois et on a deux chemins critiques sont **(A ↔B↔ C↔D↔ H↔L↔M).**

Le réseau à nœud est donné dans l'annexe N° V-1: et le diagramme de Gant est dans l'annexe N° V-2.

V.8.La gestion du chantier

Pour exécutes les travaux de réalisations avec la bonne manière et à temps, il faut bien gérer le chantier, et qui dit chantier dit tout un ensemble des ressources humains et matérielles.

Gréer, c'est s'occupée du quotidien de l'avancement du travail, des problèmes techniques, de la disponibilité du personnelles et matériaux, des plannings et des coûts.

C'est aussi s'occupée des embouchures, des départs, des absences, des congés, et des conflits.

On conclusion la gestion du chantier se divise en deux grandes parties :

1- la gestion des hommes. 2- la gestion du matérielles.

V.8.1.La gestion des hommes

C'est savoir mettre l'homme qu'il faut à la place qu'il faut, c.-à-d. Savoir la compétence de chacun, de les recruter non pas en fonction du besoin immédiat mais surtout en fonction de leurs personnalités et de leurs capacités à travailler en équipe.

V.8.2. La gestion du matérielles

C'est savoir l'état actuel de chaque engin, les pannes, et définir le type d'engin nécessaire pour chaque opération sans oublier les conditions du travail dont on va les mettes.

Et aussi s'assurer la disponibilité des pièces de recharges, la maintenance quotidienne de chaque engin afin d'éviter toute retard exceptionnelle et obtenir des meilleurs rendements des engins.

V .9.L'excavation des déblais

V.9.1.Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :

Le choix du procède d'exécution dépend de la nature du sol qui est forme généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est à dire pelle-retro.

V.9.2.Le procédé d'exécution

II ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latéral, vue la largeur du coursier, de 44 m donc on choisit la deuxième précéder qui est latéral Puisque la hauteur du creusage importante on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m.

V.10.Choix du godet

Tableau V.3.: Capacité du godet en fonction de V terrassement

Volume de terrassement	10000	15000	20000	25000
Capacité du godet (m3)	0,25 – 0,35	0,5 – 0,65	1– 1,25	1,25

Puisque le volume d'excavation est de518000 m3 ,donc on choisit une pelle de capacité égale à 1,25 m3.

Choix de la capacité du camion benne utilisé pour le transport de matériels, le choix est opte selon le tableau suivant :

Tableau V.4: Capacité du camion

Distance de parcours (km)	Capacité du godet m3						
	0.4	0.65	1	1.25	1.6	2.5	4.6
0.5	4.5	4.5	7	7	10	10	10
1	7	7	10	10	10	16	27
2	7	10	10	12	18	18	27
4	10	10	12	18	28	27	40

Puisque la distance est courte ; la capacité du camion et de 7 tonnes.

V.11.Bétonnage

Contrôle de bétonnage : le contrôle du béton des ouvrages a pour but de garantir la bonne qualité du béton ; le contrôle portera sur les points suivants :

- Contrôle, des dosages des constituants afin d'éviter la perte de résistance de béton.
- Contrôle de temps de prise des conditions de transport et mise en place du béton et sa vibration.

CHAPITR VI

PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Introduction

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle.

Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale.

De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent. Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est incontestable.

Mais faire œuvre de prévention ne peut être le seul fait de la direction, du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise. Il importe de donner à l'ensemble du personnel un véritable « esprit de sécurité » qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voila en fait tout le secret.

VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure VI. 1.

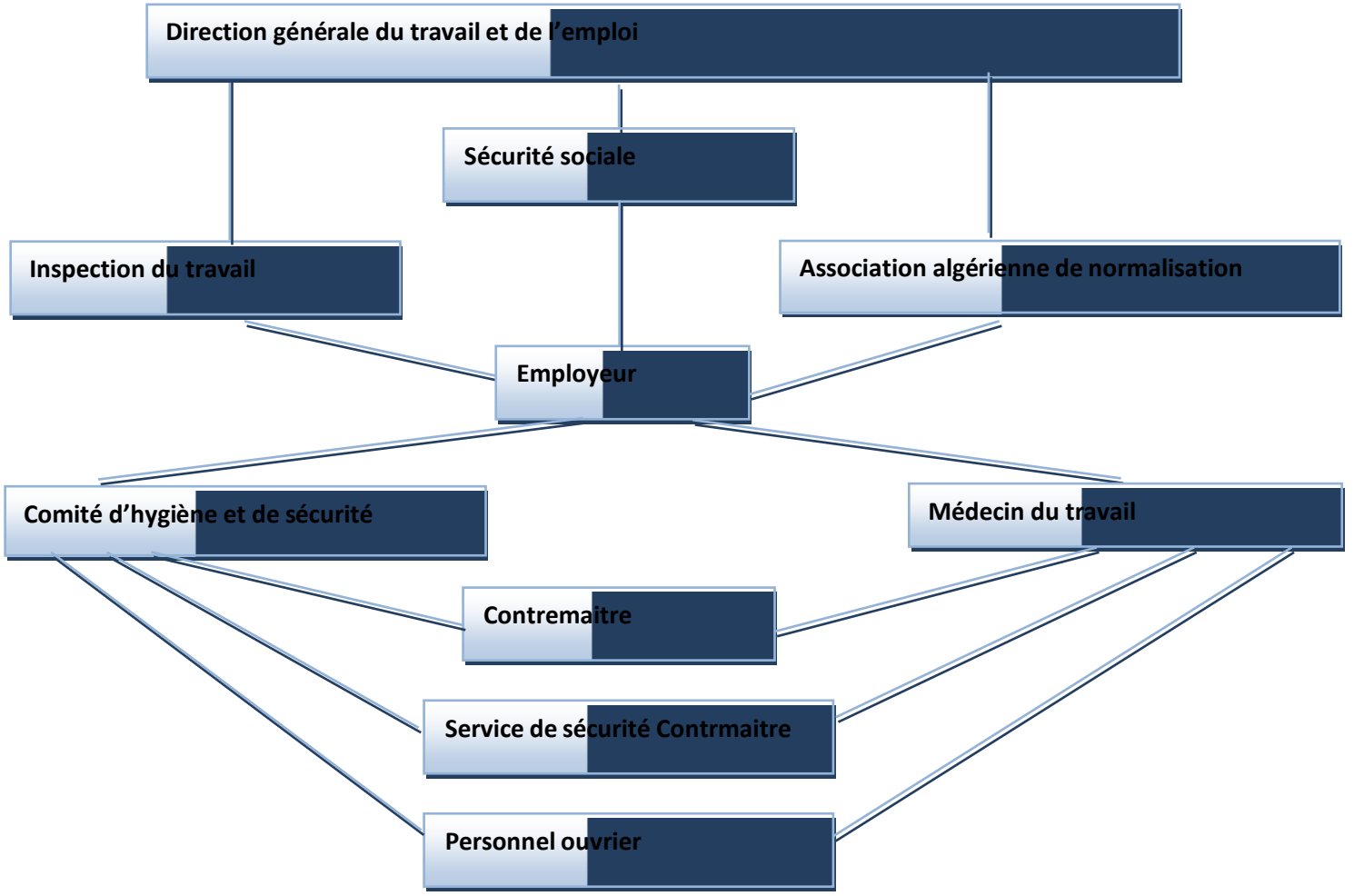


Figure VI.01 : Organigramme de la prévention.

VI.2.Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

e) Fonction humaines :

- Etude physiologique du travail.
- Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personne.

f) Social : -Renseignement, conseils

VI.3. Liste des Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Adopter une position non sure
- Travaille dans une altitude inappropriée
- Mauvaise utilisation d'un outillage

VI .4. Cause des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant aux autres pour provoquer et aggraver l'accident

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines : Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VI.5. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.
- Mauvaise disposition des lieux

VI.6. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Adopter une position non sure
- Travaille dans une altitude inappropriée
- Mauvaise utilisation d'un outillage

VI.7. le coût des accidents de travail

II convient de préciser ce que l'on entend par «coût global des accidents», car, si de nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, ou encore le coût «subjectif» (préjudice subi par la victime et sa famille considéré relativement à la valeur intangible de la vie humaine et de la santé) et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.).

En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent en jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. La liste ci-après nous donne les principaux paramètres qui entrent en jeu dans le calcul du coût de l'accident de travail :

- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.
- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail:
    - Par curiosité.
    - Par amitié pour la victime.
    - Pour porter secours à la victime.
    - Pour d'autres raisons.
- Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres:
    - Pour venir en aide à la victime;
    - Pour rechercher les causes de l'accident;
    - Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié;
    - Pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant;
    - Pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.
- Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.
- Coûts qu'entraîne la désorganisation de la production, les retards de livraison, la perte des bonus d'assurance, le paiement des dommages intérêts.
- Coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestations.
- Coût de la baisse de productivité de la victime à son retour au travail relativement au salaire (le salarié est payé intégralement même si les services qu'il peut fournir avant d'être complètement rétabli n'atteignent peut-être que la moitié de leur valeur normale)

- Manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement (moins bien utilisé).
- Coût dû à l'agitation causée par l'accident ou à rabattement qui peut lui succéder.
- Coût afférent aux frais généraux (les frais de loyer, de chauffage, d'éclairage, etc. continuent à courir alors que la victime n'est plus productive).

VI.8.Calcul de débit d'air nécessaire la ventilation

VI.8.1.Méthode du d'alimentation minimum

On suppose, dans cette méthode très simpliste, que chaque ouvrier consomme 30m3 d'air frais ; d'où le débit global est : Q =Am.N

Tel que Am : Taux minimum d'aire frais = 30 m3 ;

N : Nombre de personne se trouve au niveau d'endroit entier

VI.8.2.Méthode du taux de ventilation

Elle tient compte du volume de l'espace à aérer. D'où : Q = K.V

tel que : K : Coefficient du taux de renouvellement ;

V : Volume de l'ouvrage a aérai .

VI.8.3 Méthode de calcul par les accroissements de chaleur

Elle tient compte de tous les facteurs influençant sur l'aération des ouvrages comme :

- accroissement de chaleur dû au réchauffement des murs
- accroissement de chaleur dû au soleil traversant les fenêtres
- accroissement de chaleur dû au réchauffement des toits
- accroissement de chaleur dû a tous appareils électriques
- accroissement de chaleur dû au travailleur a l'intérieur

Sa formule est donc : $$\mathbf{Q = \frac{\sum =}{0{,}288(t_i - t_e)}\ L}$$

Avec :

- [(ti-te)< 3°C]
- ∑L : Somme des accroissements de chaleur ;
- ti : Température intérieure (°C) ;
- te : Température extérieure (°C).

a)Accroissement de chaleur dû au réchauffement des murs

Lmur = βm . S

Avec : βm: Coefficient d'accroissement de chaleur des murs, dépendant du matériau de construction du mur, son épaisseur et son exposition au soleil ;

S : Surface du mur (m2).

b) Accroissement de chaleur dû au soleil traversant les fenêtres : Lf =βf.S

Avec : βf : Coefficient d'accroissement de chaleur des fenêtres ;
S : Surface des fenêtres (m2).

c)Accroissement de chaleur dû au réchauffement des toits : Lt = γt.S

Avec :

γt : Coefficient d'accroissement de chaleur de la toiture ;

S : Surface de la toiture (m2).

d) Accroissement de chaleur dû au travailleur a l'intérieur : Lp = N. δ

Avec :

δ : Coefficient d'accroissement de chaleur dû au travailleur a l'intérieur;
N : nombre de travailleur.

e)Accroissement de chaleur dû a tout appareils électriques : LAp= ∑ m . n

Avec :

m : nombre de moteur électrique
n : puissance de moteur électrique

Conclusion Général

La willaya de JIJEL est une région pluvieuse et le projet de barrage sur l'oued d'Irdjana fait partie des projets visant à améliorer la mobilisation des eaux de surface, ce qui favorise le développement du secteur d'alimentation en eau potable. Ce qui facilite le pompage vers les réservoirs d'alimentation en eau potable.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue de barrage d'Irdjana, nous avons fait : un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité faite au par avant, une étude hydrologique du bassin versant, une étude de choix de la variante de l'évacuateur de crues tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier et sécurité de travail.

A partir de cette étude, on peut tirer les conclusions suivantes :

Le choix est porté sur une digue en alluvions à noyau central d'argile, de 56.9 m de hauteur sur terrain naturel (la quantité des matériaux dans le site est suffisante pour réalise ce barrage), ce qui implique que l'évacuateur de crues projeté est celui latéral situé dans la rive droite.

L'évacuateur de crue assurera la sécurité de l'agglomération en aval, car il donne des bonnes conditions hydrauliques même si on utilisant le model réduit.

L'étude génie civil, montre que l'évacuateur est stable pour les différentes sollicitations ainsi pour les deux cas soit notre évacuateur plein ou vide.

ANNEXES

Annexe N°II.1 : Pluies Maximales Journalières (mm) la station (100708)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
1981-1982	3	52	48	64,5	58,5	96	28	16,5	11	2,5	0	6	96
1982-1983	11,5	46	88	51,5	16	28	45	8	9	0,5	0,5	11	88
1983-1984	29	47	35	38	43	58	94	46	83,5	5	1	5	94
1984-1985	81,5	80,5	28,5	141	70,5	52	152	23	14,5	1	0,5	1	152
1985-1986	54	13	30	35	48,5	56	54,5	20,5	4	12	6,5	0,5	56
1986-1987	24	26	64,5	48	43,5	67,5	51	19	31,5	0	4	4	67,5
1987-1988	30,5	25,5	42,5	17	57,5	40,5	45	31,5	27,5	7	5,5	0	57,5
1988-1989	40	4	41,5	78	40	80	60,5	71	1	9	0	3	80
1989-1990	22	64	96	26	26	0	23,5	51	60	6,5	1	0	96
1990-1991	0	60,5	72	153	40,5	27	48	21	54,5	4	0	2	153
1991-1992	9,5	72	24,5	21	23,5	25	32	85,5	58,5	23	9	0	85,5
1992-1993	5	34	17,5	84	24	32	27	30	19	2	0	2	84
1993-1994	13	51	39	104	41	72	0	17	33	0	0,1	0,5	104
1994-1995	10,5	33	6,5	51	47	16	59	20	7,5	6,5	0	7	59
1995-1996	27	49	19	48	30	64	44	24	34	34	2	8	64
1996-1997	15	61	36,5	86	28,5	10,5	15	98,5	18	15,5	0	2	98,5
1997-1998	17,5	96	74,5	50	14	44,5	24,5	129	67	0,5	0	43,5	129
1998-1999	26	20	128,5	39	47	20	37,5	31,5	5	3,5	0	2	128,5
1999-2000	11	13	39	101,5	19,5	21	18,5	14,5	67,5	13,5	1	3	101,5
2000-2001	5	42,5	41	37,5	117,5	25	10	22,5	26,5	0,5	0	0	117,5
2001-2002	14	8	17	66	6,5	41,5	13	64	26	0	27	65	66
2002-2003	17,5	47	93	88,5	120,5	24	16	65	16	0	0	0	120,5
2003-2004	32	21	48	120	45	24	8	35	35	50	0	0	120
2004-2005	50	17	123	68	39	17	20	54	12	0	2	6	123
2005-2006	8	2,5	22	77	62	56	24	15	25	1	5	13	77
2006-2007	22	18	10,3	94	5,5	16,5	50	44	9	24	0	4	94
2007-2008	23	69	29	78	26	24	100	16	25	1	8	0	100
2008-2009	25	16	64	49	128	27	34,5	78,5	21	0	0	5	128
2009-2010	160	54	14	92	83	24	36	28	54	11	0	2	160
2010-2011	48	64,5	128,5	22	13,5	100	28	56,5	20	16	0	0	128,5

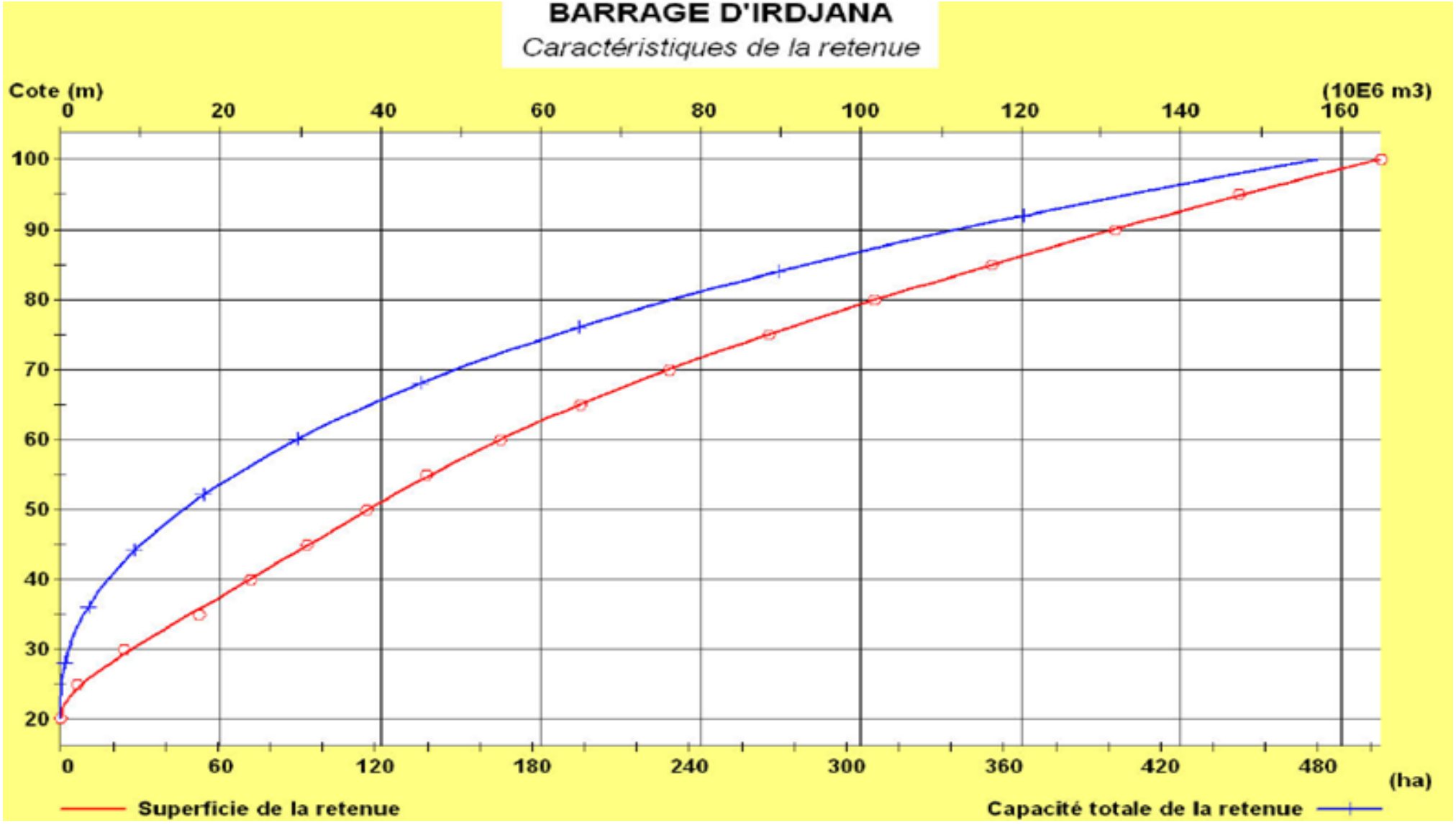
Annexe N°II.2 : Série des Apports (Mm^3) de la station (030408)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972-1973	1,62	6,16	0,82	27,86	65,10	61,24	96,48	41,81	6,22	5,77	1,61	0,95	315,65
1973-1974	12,80	2,99	2,41	16,16	12,13	34,43	47,58	30,71	7,01	2,16	1,45	1,05	170,88
1974-1975	1,18	7,35	15,09	11,51	6,96	29,97	25,25	8,03	8,34	1,69	0,79	0,92	117,08
1975-1976	0,84	0,65	10,00	13,56	9,08	45,59	57,09	15,14	13,01	3,86	1,90	1,30	209,02
1976-1977	1,99	11,20	25,47	33,67	21,47	7,80	4,23	19,42	6,40	1,95	1,21	0,97	135,78
1977-1978	0,78	0,98	2,92	0,84	17,03	27,79	13,15	35,35	3,94	1,91	3,09	3,46	111,24
1978-1979	2,39	2,71	5,06	11,15	6,14	33,67	36,82	50,73	5,72	1,91	1,21	0,84	158,35
1979-1980	1,61	2,36	23,34	13,08	25,08	11,35	70,96	23,46	25,19	4,26	1,39	0,74	202,83
1980-1981	0,55	3,86	9,67	90,96	34,41	29,04	19,92	12,52	2,25	0,58	0,55	0,97	205,26
1981-1982	0,57	0,77	1,16	12,80	39,41	49,58	47,17	4,98	2,79	0,55	0,55	0,55	160,88
1982-1983	0,09	1,13	11,84	10,73	26,56	117,88	42,59	20,04	6,63	1,68	1,65	0,88	241,70
1983-1984	0,98	0,62	2,23	7,95	45,55	24,53	26,02	5,12	2,08	0,69	0,25	0,44	116,48
1984-1985	0,60	53,70	12,48	123,33	127,97	45,74	143,48	19,07	2,81	2,11	0,61	0,55	532,45
1985-1986	0,33	4,73	17,32	35,33	27,56	62,24	9,71	10,12	1,31	0,19	0,90	1,00	170,74
1986-1987	1,42	4,10	3,14	2,16	8,47	2,01	2,76	2,74	4,18	2,04	1,07	0,80	34,88
1987-1988	0,94	3,54	3,45	2,68	15,00	5,56	32,22	2,71	2,52	1,37	1,55	0,32	71,85
1988-1989	1,27	1,03	1,59	40,97	15,47	19,12	32,33	16,32	6,40	0,69	0,53	0,72	136,44
1989-1990	1,06	4,55	3,42	2,59	7,90	5,00	6,27	50,28	7,17	2,86	2,15	1,46	94,72
1990-1991	0,74	1,34	27,44	56,70	16,17	22,45	21,01	9,89	10,87	2,51	1,59	1,34	172,05
1991-1992	0,53	9,26	16,99	39,78	14,53	4,05	37,89	9,21	2,74	0,37	0,15	0,06	135,55

Annexe N°II.3 : Série des Débits Maximums (m^3/S) de la station (030408)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972-1973	50	40,9	0,804	80,41	224,9	81,63	206,5	166	4,596	116	0,832	0,74	973,31
1973-1974	562,96	27,00	10,43	72,40	87,31	248,93	371,20	210,00	12,96	1,12	0,75	0,43	1605,47
1974-1975	10,20	154,00	79,43	120,00	64,00	395,80	148,00	4,87	250,90	0,97	0,38	2,78	1231,31
1975-1976	1,78	0,38	64,55	55,95	18,36	531,50	258,80	70,00	261,00	6,31	35,40	7,86	1311,88
1976-1977	48,25	157,00	157,00	327,60	125,60	30,66	5,77	73,44	47,77	8,47	3,59	1,12	986,27
1977-1978	0,30	0,88	22,22	0,45	98,50	108,40	76,00	182,50	2,07	1,05	20,40	2,50	515,27
1978-1979	2,50	14,64	47,90	44,00	36,75	167,50	163,00	209,80	4,85	1,05	0,54	0,40	692,93
1979-1980	15,00	12,60	81,25	129,20	131,60	147,00	455,00	72,00	53,60	4,36	0,65	0,28	1102,54
1980-1981	0,25	17,38	86,00	359,20	34,20	48,00	257,20	96,80	1,59	0,31	0,21	1,12	902,26
1981-1982	0,23	7,00	8,32	59,00	170,50	68,00	163,00	9,64	27,04	0,28	0,20	0,20	513,42
1982-1983	0,15	108,90	83,00	102,30	13,60	3,40	141,80	9,20	20,80	0,21	0,14	0,05	483,55
1983-1984	7,44	0,89	46,00	11,84	29,08	496,00	59,00	22,00	4,36	0,65	0,65	0,51	678,42
1984-1985	0,23	141,80	7,00	770,00	452,50	44,00	552,50	19,00	2,10	14,68	0,25	0,20	2004,27
1985-1986	0,38	50,00	50,00	107,80	71,00	22,60	136,60	6,15	6,60	2,81	3,16	0,14	457,25
1986-1987	5,70	0,54	4,58	160,00	72,00	89,10	160,00	84,00	25,00	0,78	0,43	1,62	603,76
1987-1988	0,48	50,00	22,60	7,28	19,00	13,04	11,52	193,30	147,00	6,60	2,03	0,64	473,50
1988-1989	0,37	10,38	3,54	0,95	35,08	1,37	2,32	2,81	12,28	1,04	54,00	0,43	124,57
1989-1990	7,44	0,25	2,10	22,60	190,00	47,00	50,00	3,40	1,42	0,37	0,23	0,20	325,02
1990-1991	0,31	0,95	253,40	223,00	19,00	38,36	78,00	27,04	92,40	1,89	1,04	0,64	736,03
1991-1992	0,20	23,80	110,00	99,00	46,00	88,00	23,80	19,00	2,10	0,37	0,43	0,42	413,12

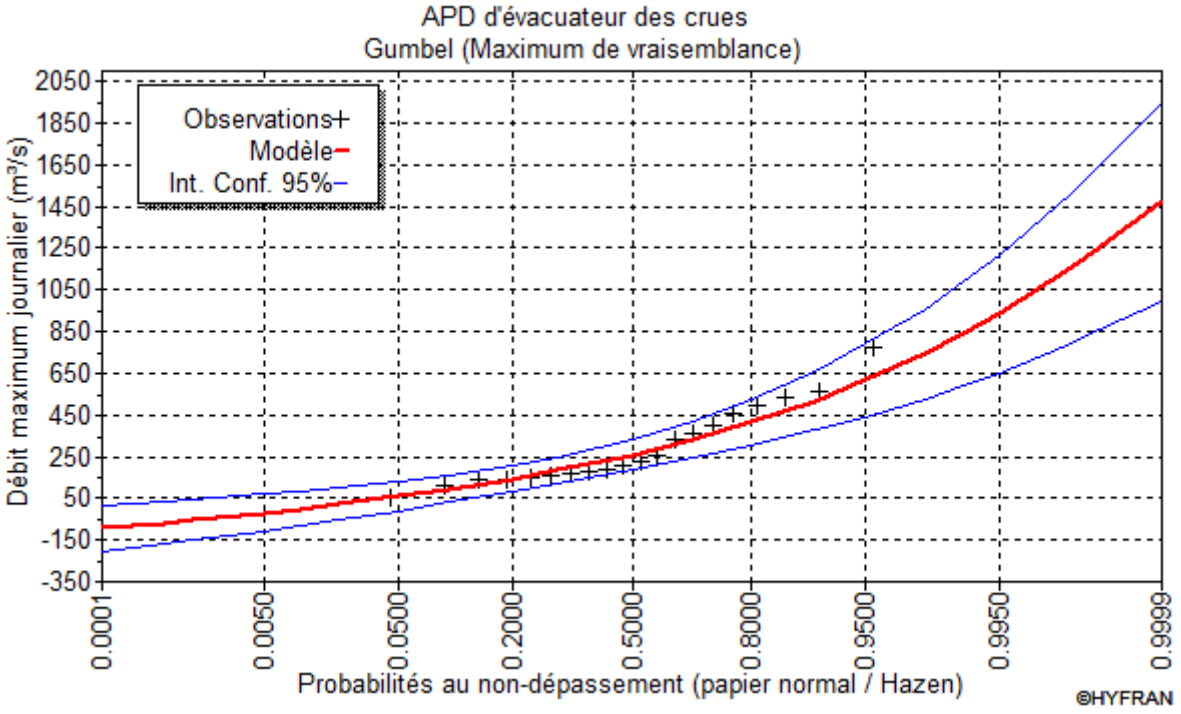
Annexe N°II.4 : Courbe-Capacité-Hauteur



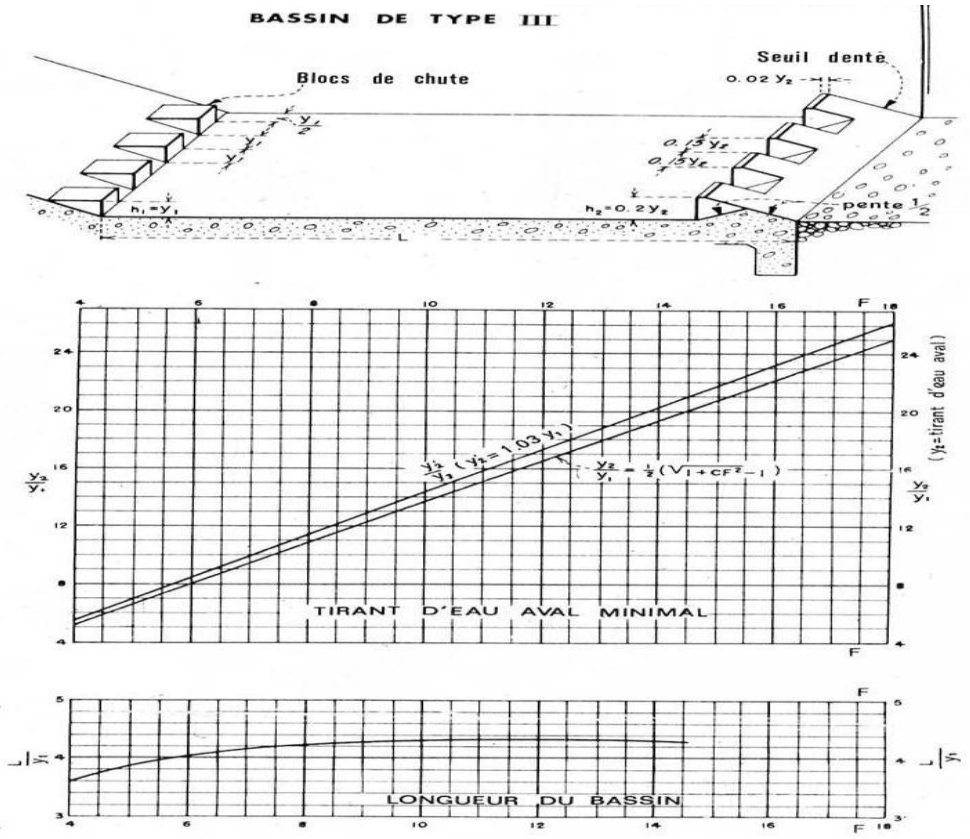
Annexe N°II.5 : Calcul de la composante interannuelle Bint :

n	RACINE n	Cv(n)	Cs(n)	Fp%	Kp%	Zp%
1	1,00	0,76	1,050	-0,85	0,3566	0,540
2	1,41	0,54	0,742	-0,85	0,5450	0,502
3	1,73	0,44	0,606	-0,85	0,6285	0,470
4	2,00	0,38	0,525	-0,85	0,6783	0,443
5	2,24	0,34	0,470	-0,85	0,7122	0,420
6	2,45	0,31	0,429	-0,85	0,7373	0,399
7	2,65	0,29	0,397	-0,85	0,7568	0,379
8	2,83	0,27	0,371	-0,85	0,7725	0,361
9	3,00	0,25	0,350	-0,85	0,7855	0,343
10	3,16	0,24	0,332	-0,85	0,7965	0,327
11	3,32	0,23	0,317	-0,85	0,8060	0,312
12	3,46	0,22	0,303	-0,85	0,8143	0,297
13	3,61	0,21	0,291	-0,85	0,8215	0,283
14	3,74	0,20	0,281	-0,85	0,8280	0,269
15	3,87	0,20	0,271	-0,85	0,8339	0,256
16	4,00	0,19	0,263	-0,85	0,8391	0,243
17	4,12	0,18	0,255	-0,85	0,8439	0,231
18	4,24	0,18	0,247	-0,85	0,8483	0,219
19	4,36	0,17	0,241	-0,85	0,8524	0,208
20	4,47	0,17	0,235	-0,85	0,8561	0,196

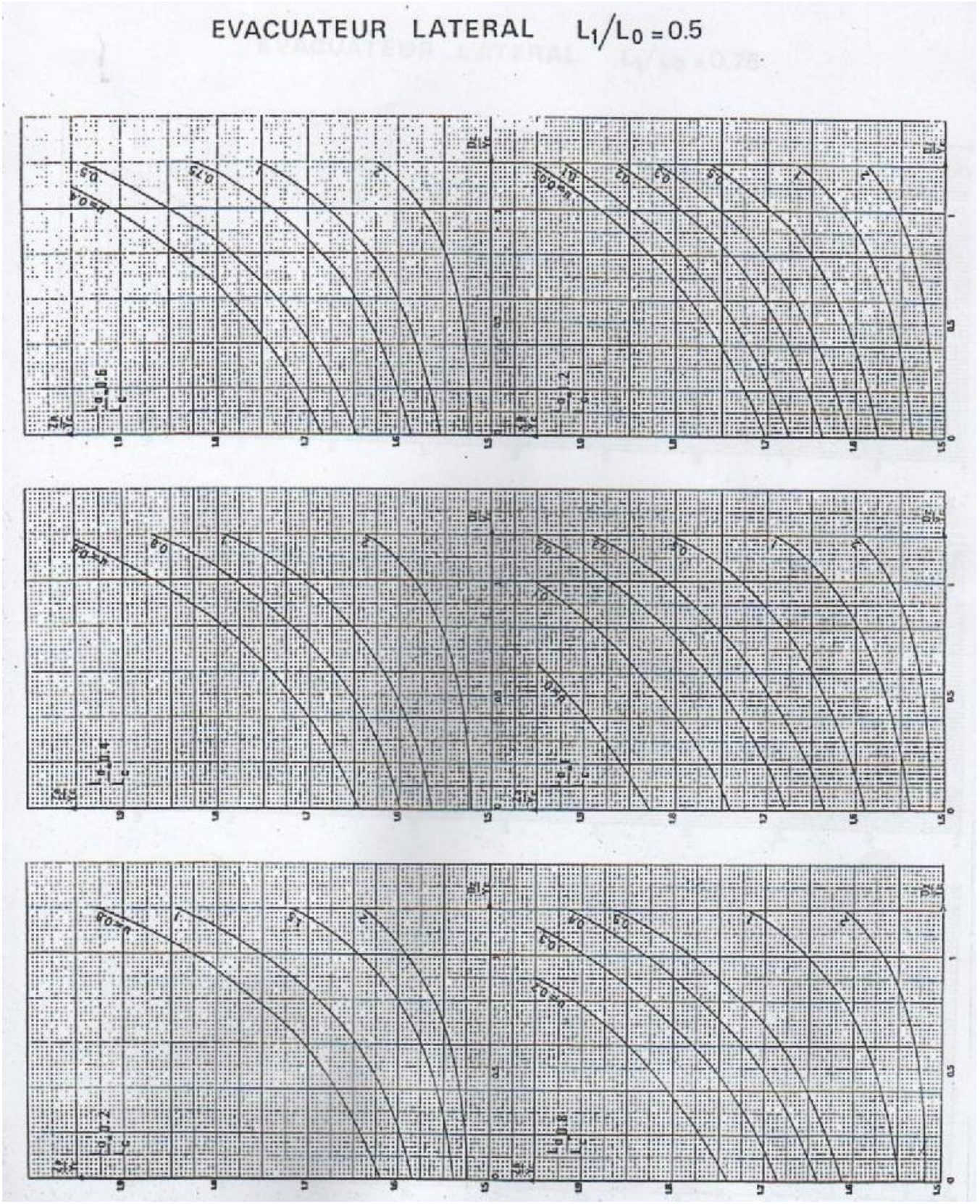
Annexe N°II.6 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.



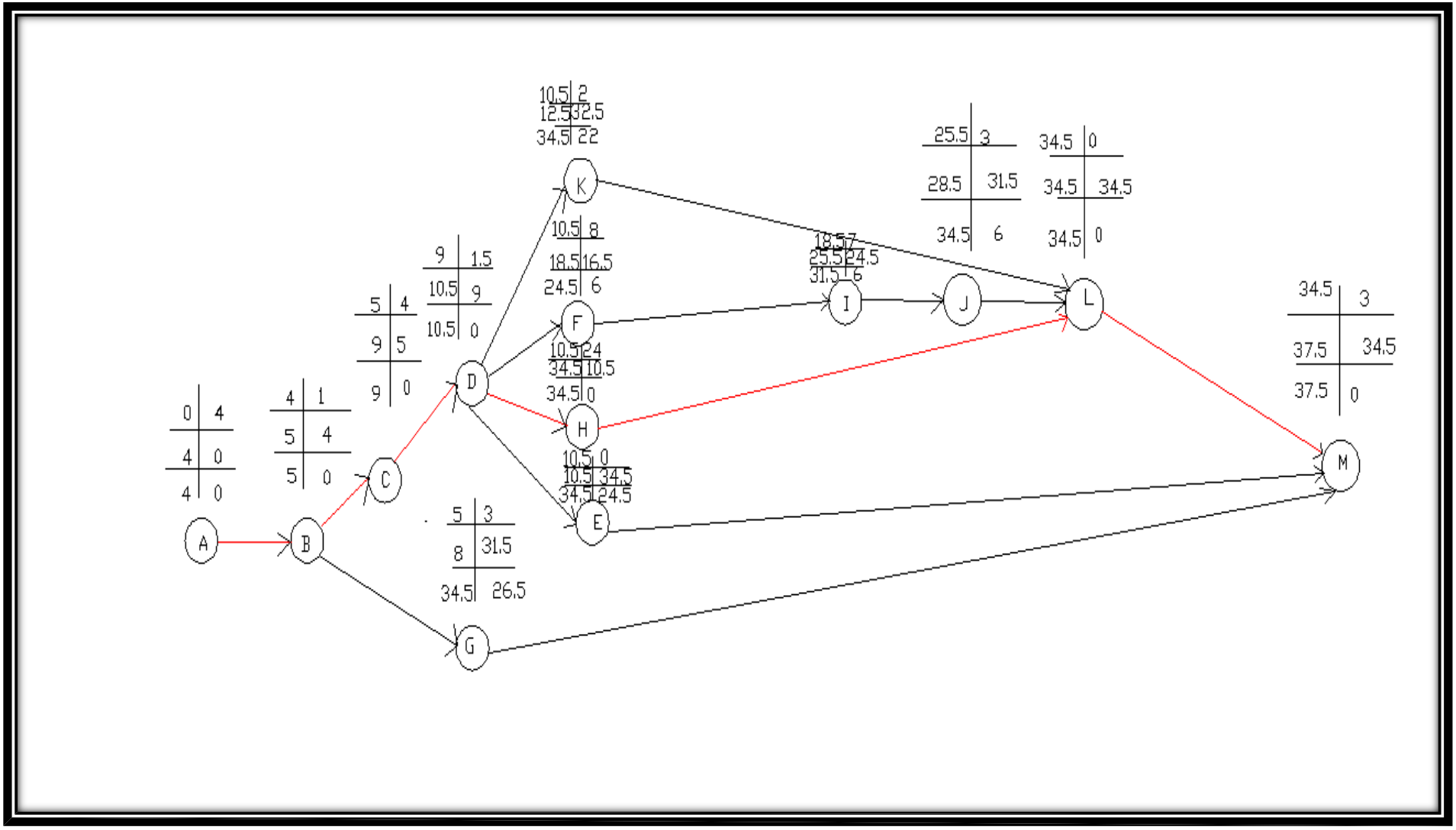
Annexe N°III.2:Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR).



Annexe N°III.3: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral. (/).



Annexe N°V1 : Réseau à nœud



Annexe N°V.2: Diagramme de Gant

N° de la tâche	Nom de la tâche	T_R (mois)	1ière année												2ème année												3ème année												4ieme			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
1	A	4																																								
2	B	1																																								
3	C	4																																								
4	D	1.5																																								
5	E	0																																								
6	F	8																																								
7	G	3																																								
8	H	24																																								
9	I	7																																								
10	J	3																																								
11	K	2																																								
12	L	0																																								
13	M	3																																								

Références bibliographiques.

[1]:TOUAÏBIA.B, Manuel pratique d'hydrologie ;Presses Madani Frères ; Grouaou- Blida. Mars 2004.p 5 -134

[02]: B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI , introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.p 14-23

[3]: CIGB , Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin(1984) 82, P125.

[4]:TOUÏBIA.B,les retenues ;polycopie de régularisation des débits ; ENSH-Blida.janvier2001.P 58.

[5]: HASSANE.M, Extrait de cours d'ouvrages hydrotechniques ; Blida, (2006). p2-30.

[6]: POCHAT.R(1980), Evacuateurs de crues ; (1980). p11-39.