

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE –ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR
DE CRUES DU BARRAGE D'AZIB TIMIZAR (W. BEJAIA)**

PRESENTE PAR:

CHEIFA IMANE

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mr B. BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
Mr M.D. BENSALAH	M.A.A	Examineur
Mme D. DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
Mr A.ZEROUAL	M.A.A	Promoteur

Septembre 2014

DEDICACES

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

- *A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*
- *A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère ;*
- *A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance*
- *A mes sœurs et mes frères, ma richesse sur cette terre.*
- *A tous mes amis.*
- *A tous mes collègues de L'ENSH.*

Cheifa Imane.....2014.

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr ZEROUAL AYOUB** pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail. Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

Je remercie tous le personnel de l'ANBT/DET pour leurs conseils et orientations.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2014, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو قياس ابعاد جهاز صرف الفيضانات الملائم للسماح بمرور الفيضانات من خلال سد ازيب تيميزت على واد فليدون (ولاية بجاية) مع مراقبة اقصى حد يمكن للسد بلوغه وضمان سلامة السكان القاطنين في أسفل السد. العمل يهدف الى تعريف المعالم الجيومورفولوجية والمناخية لحوض واد فليدون، متبوعا بدراسة جيوتقنية وهيدرولوجية لموقع السد. هذا سمح بتقدير تدفق لتصميم ابعاد جهاز صرف الفيضانات. قمنا بدراسة نوعين مختلفين لجهاز صرف الفيضانات وفي النهاية تم اختيار الاقل كلفة.

Résumé :

Le présent travail vise à dimensionner l'évacuateur de crue adéquat pour permettre le passage des crues à travers le barrage d'AzibTimizar sur Oued Flidoun (Wilaya de Béjaia), en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval. Pour ce faire, il fallait définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une étude géotechnique et hydrologique du site du barrage. Ceci nous a permis de dégager le débit de dimensionnement. Deux variantes de l'évacuateur ont été étudiées puis nous avons opté pour la variante la moins chère.

Abstract:

The objective of this study is to determine the spillway size to allow the floods passage through the AzibTimizar dam on the Flidoun River (Béjaia), by controlling the maximum level reached by the flood and to assure the safety of the properties and the people living in the downstream. The work aims to define all the parameters, geomorphologic and climatic of the Flidoun watershed, followed by a geotechnical and hydrological study of the dam site. This has identified the discharge design. Two variants of the spillway were studied at the end the cheapest variant was chosen.

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Présentation du site	
INTRODUCTION	2
I. 1CHOIX DU SITE DU BARRAGE	2
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE DU BARRAGE	3
I.3SITUATION HYDROGRAPHIQUE DU SITE DU BARRAGE	5
I.3.1 oued Mechnouâa.....	5
I.3.2 oued Flidoun.....	6
Conclusion	6
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	
INTRODUCTION	7
II.1 AU NIVEAU DU BASSIN VERSANT	7
II.2 AU NIVEAU DE LA CUVETTE	7
II.2.1 travaux d'étanchéisation.....	7
II.3 AU NIVEAU DE LA ZONE D'IMPLANTATION	7
II.3.1 cas de fondations rocheuses.....	8
II.3.2 cas de fondations meubles.....	8
II.4 E AU NIVEAU DE LA ZONE D'EMPRUNT	9
II. 5 CONTEXE GEOLOGIQUE	9
II.5.1 géologie régionale.....	9
II.5.2 géologie du site.....	11
II.5.3 géologie de la cuvette.....	12
II.6 SISMISITE	12
II.7 ETUDE GEOTECHNIQUE	14
II.7.1 essais in situ.....	14
a) travaux de reconnaissance.....	14
b) perméabilité de la fondation.....	15
c) voile d'étanchéité et galerie d'injection.....	16
II.7.2 essais au laboratoire.....	16
CONCLUSION	17

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION	18
III.1 BASSIN VERSANT	18
III.1.1 caractéristiques géographiques du bassin versant	18
III.1.2 caractéristiques géométriques du bassin versant	18
III.1.3 caractéristiques morphologiques du bassin versant	19
III.1.4 hypsométrie du bassin versant.....	19
III.1.4.1 relief	19
III.1.5 indices.....	20
III.1.6 caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	20
III.1.6.1 réseau hydrographique.....	21
a) densité de drainage	21
b) temps de concentration	21
c) vitesse de ruissellement.....	22
III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES	23
III.2.1 températures.....	24
III.2.2 évaporation	24
III.2.3 pluviométrie	25
III.2.3.1 stations et données disponibles	25
III.2.3.2 répartition de la pluie moyenne dans le bassin	25
III.2.4 précipitations maximales journalières	26
III.3 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES	27
III.3.1 ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	27
III.3.2 ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON).....	28
III.4 PLUIES DE COURTES DUREES DE DIFFERENTES FREQUENCES ET LEURS INTENSITES	29
III.5 ETUDES DES APPORTS	31
III.5.1 avec la série d'observations.....	31
III.5.1.1 analogie de la station d'AZZEFOUN	31
III.5.2 caractéristiques de l'écoulement	33
a) module de l'écoulement	33
b) module de l'écoulement relatif	33
c) lame d'eau écoulée	33
d) coefficient de l'écoulement	33
III.5.3 apports fréquentiels	34
III.5.3.1 ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale.....	34
III.5.3.2 répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%	35
III.6 ETUDES DES CRUES	35
III.6.1 hydrogramme de crue	36
III.6.1.1 Détermination des hydrogrammes de crues (Sokolovski)	36

a) pour le temps de montée	36
b) pour le temps de décrue	36
III.6.2 choix de la crue de projet	38
III.6.3 choix de la crue de chantier.....	41
III.7 APPORTS SOLIDES ET ESTIMATION DU VOLUME MORT	42
III.7.1 apport solide en suspension	42
a) formule de Fournier	42
b) formule de Tixeront	43
III.7.2 Transport solide par charriage.....	44
III.8 REGULARISATION	44
III.8.1 répartition mensuel de l'apport 80%	44
III.8.2 répartition mensuel des besoins	45
III.8.3 courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»	45
III.8.4 calcul du volume utile	46
III.8.5 régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	47
III.8.6 régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	48
a) par évaporation	49
b) par infiltration	49
III.9 LAMINAGE DES CRUES	50
III.9.1 méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)	51
III.9.1.1 laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière	51
III.9.1.2 méthode de Muskingum	52
III.9.1.3 principe de la méthode de solution	52
III.9.1.4 calcul du débit de sortie.....	54
III.9.1.5 calcul du volume stocké	54
III.10 ETUDE D'OPTIMISATION	64
III.10.1 revanche	65
III.10.1.1 calcul de la revanche	65
a) formule de Stevenson Gaillard	65
b) formule de Mallet et Paquart	65
c) formule simplifiée	65
III.10.2 tassement	66
III.10.3 largeur en crête	66
III.11 CALCUL DES COÛTS	67
III.11.1 coût de la digue.....	67
III.11.2 coût de l'évacuateur de crues.....	68
III.11.2.1 coût de déversoir	68
III.11.2.2 coût de coursier.....	68
III.11.2.3 coût de canal d'approche	69
III.11.3 coût total du barrage	69

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES

INTRODUCTION	70
IV.1 CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUES	70
IV.2 CHOIX DE LA RIVE FAVORABLE	71
IV.3 EVACUATEUR LATERAL A ENTONNEMENT FRONTAL	71
IV.3.1 dimensionnement et calcul hydraulique.....	71
IV.3.1.1 canal d'approche	72
IV.3.1.2 déversoir	73
a) longueur de la courbure (L_c)	75
b) longueur de la courbure (L_t)	75
c) calcul hydraulique	76
IV.3.1.3 convergent.....	78
IV.3.1.4 coursier	80
IV.3.1.5 bassin de dissipation	84
IV.3.1.6 Canal de fuite	86
IV.4 EVACUATEUR LATERAL A ENTONNEMENT LATERAL	86
IV.4.1 canal d'approche	87
IV.4.2 déversoir et canal latéral	88
IV.4.3 chenal d'écoulement	93
IV.4.4 coursier.....	93
IV.4.5 bassin de dissipation	97
IV.4.6 canal de fuite	98
IV.5 ETUDE COMPARATIF DES DEUX VARIANTES	99
CONCLUSION	99
INTRODUCTION	100
V.1 ETUDE DE STABILITE	100
V.1.1 stabilité de déversoir.....	100
V.1.1.1calcul des forces	101
a) forces verticales	102
b) forces horizontales.....	103
V.1.1.2 stabilité au renversement	104
V.1.1.3 stabilité au glissement	104
V.1.1.4 stabilité au poinçonnement.....	104
V.1.2 stabilité des murs bajoyers.....	105
V.1.2.1 calcul des forces.....	105
V.1.2.2 stabilité au renversement.....	105
V.1.2.3 stabilité au glissement.....	105
V.1.2.4 stabilité au poinçonnement.....	105

V.2 CALCUL DE FERRAILLAGE	106
V.2.1 ferrailage de rideau de coursier.....	106
a) calcul des moments	106
b) calcul des aciers	107
V.2.2 ferrailage de la semelle de coursier.....	108
V.2.3 ferrailage de radié de déversoir.....	112
CONCLUSION	114

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION	115
VI.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES	115
VI.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE..	115
VI.2.1 installations destinées au personnel.....	115
VI.2.2 installations destinées au stockage des matériaux.....	115
VI.2.3 installations destinées à la réparation des engins.....	116
VI.2.4 installation destinée pour la préfabrication.....	116
VI.3 TRAVAUX DE REALISATION	116
VI.3.1 travaux de terrassements.....	116
VI.3.2 travaux d'excavations.....	116
VI.3.3 travaux secondaires.....	116
VI.4 LES MOYENS DE CHANTIER	116
a) les moyens humains	116
b) les engins de terrassement	117
c) le matériel des bétonnages.....	117
VI.5 PLANIFICATION	117
VI.5.1 attribution des durées de chaque opération.....	118
VI.5.2 délai de construction et programme des travaux.....	118
VI.5.3 symboles des différentes opérations.....	118
VI.5.4 techniques de la planification.....	119
VII.5.4.1 méthodes basées sur le réseau.....	119
VI.5.4.2 planification avec la méthode de tableau.....	121
VI.5.4.3 planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres).....	121
CONCLUSION	122
CONCLUSION GENERALE	123

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.01	Stabilité de l'évacuateur de crues - Paramètres géotechniques de la fondation.....	12
Tableau II.02a	Accélérations des séismes SBE et SMD	13
Tableau II.02b	Coefficients d'accélération	13
Tableau II.03	Campagne géotechnique de la 1 ^{ère} et la 2 ^{ème} phase de l'étude	15
Tableau II.04	Caractéristiques de cisaillement.....	17
Tableau III.01	Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	20
Tableau III.02	Tableau récapitulatif des résultats précédents.....	20
Tableau III.03	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	21
Tableau III.04	Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	22
Tableau III.05	Tableau Récapitulatif des vitesses de ruissellement.....	23
Tableau III.06	Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	23
Tableau III.07	Répartition mensuelle des températures	24
Tableau III.08	Répartition mensuelle de l'évaporation.....	24
Tableau III.09	Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.....	25
Tableau III.10	Station pluviométrique.....	25
Tableau III.11	Répartition des pluies moyennes mensuelles.....	25
Tableau III.12	Pluies maximales journalières prise de la station 020909(Source ANRH).....	26
Tableau III.13	Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans).....	27
Tableau III.14	Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	27
Tableau III.15	Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	28
Tableau III.16	Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal.....	28
Tableau III.17	Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	29
Tableau III.18	Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	30
Tableau III.19	Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	30
Tableau III.20	Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	32
Tableau III.21	Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	32
Tableau III.22	Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports.....	34
Tableau III.23	Comparaison des caractéristiques de la loi normal et de l'échantillon.....	34
Tableau III.24	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	35
Tableau III.25	Débits fréquentiels calculés pour la station.....	36
Tableau III.26	Débits fréquentiels du site.....	36
Tableau III.27	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	37
Tableau III.28	Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	38

Tableau III.29	Choix de la crue de projet.....	40
Tableau III.30	Déférentes valeurs de « α ».....	43
Tableau III.31	Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	44
Tableau III.32	Répartition mensuelle des besoins.....	45
Tableau III.33	Courbe topographiques et volumétriques.....	45
Tableau III.34	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	48
Tableau III.35	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3).....	49
Tableau III.36	Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	53
Tableau III.37	Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	56
Tableau III.38	Calcul de l'hydrogramme laminé.....	57
Tableau III.39	Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	60
Tableau III.40	Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	64
Tableau III.41	Variation de la hauteur du barrage.....	66
Tableau III.42	Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.....	67
Tableau III.43	Coût de la digue.....	67
Tableau III.44	Coût de déversoir.....	68
Tableau III.45	Coût de coursier.....	69
Tableau III.46	Coût du canal d'approche.....	69
Tableau III.47	Coût Totale du barrage.....	70
Tableau III.48	Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	70
Tableau IV.01	Coordonnées du quadrant aval de déversoir.....	76
Tableau IV.02	Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.....	77
Tableau IV.03	Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.....	80
Tableau IV.04	Calcul de ligne d'eau dans la 1er partir du coursier.....	81
Tableau IV.05	Calcul de ligne d'eau dans la 2er partir du coursier.....	82
Tableau IV.06	Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	83
Tableau IV.07	Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.....	84
Tableau IV.08	Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	84
Tableau IV.09	Coordonnées du quadrant aval de déversoir.....	88
Tableau IV.10	Les origines O, rayons de courbure R.....	89
Tableau IV.11	Récapitulatif du canal latéral.....	91
Tableau IV.12	Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	92
Tableau IV.13	Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.....	95
Tableau IV.14	Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	95
Tableau IV.15	Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.....	96
Tableau IV.16	Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	97

Tableau IV.17	Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.....	99
Tableau V.01	Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.....	102
Tableau V.02	Choix des aciers des murs bajoyers, (H=5m).....	111
Tableau V.03	Choix des aciers du radié de déversoir.....	114
Tableau VI.01	Symboles des opérations.....	119
Tableau VI.02	Les paramètres du réseau à nœuds.....	120
Tableau VI.03	Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	121

LISTE DES FIGURES

Figure I.01	Localisation du site de barrage d'Azib Timizar sur la carte de la wilaya de Béjaia.....	3
Figure I.02	Photo de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar	4
Figure I.03	Image satellitaire de l'axe et de l'oued du barrage d'Azib Timizar	4
Figure I.04	Accès au site du barrage d'Azib Timizar (source de renseignement : google map)	5
Figure I.05	Bassin versant du barrage d'Azib Timizar.....	6
Figure II.01	Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech :1/50000)	11
Figure II.02	Carte de micro zonage sismique du territoire national RPA 2003.....	14
Figure III.01	Délimitation du bassin versant d'AzibTimizar.....	18
Figure III.02	Courbe hypsométrique du bassin d'AzibTimizar.....	21
Figure III.03	Répartition mensuelle de la température.....	24
Figure III.04	Répartition mensuelle d'évaporation.....	25
Figure III.05	Répartition mensuelle des précipitations.....	26
Figure III.06	Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	28
Figure III.07	Représentation graphique de la loi log-normal	29
Figure III.08	Carte de situation de la station et du site.....	32
Figure III.09	Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	33
Figure III.10	Représentation graphique de la loi normale des apports.....	34
Figure III.11	Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	35
Figure III.12	Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY).....	37
Figure III.13	Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 10000 ans.....	40
Figure III.14	Hydrogramme de la crue du chantier.....	41
Figure III.15	Courbe hauteur-surface-volume.....	46
Figure III.16	Laminage à travers un barrage	52
Figure III.17	Evacuateur à surface libre	54
Figure III.18	Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	55
Figure III.19	Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	56
Figure III.20	Courbe caractéristique du barrage.....	57
Figure III.21	Hydrogrammes de sorties	64
Figure IV.01	Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal	72
Figure IV.02	Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction (KHATSURIA. R. M, 2005).....	73
Figure IV.03	Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005).....	74
Figure IV.04	Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005).....	74
Figure IV. 5a	Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR (Cox, R. G, 1973).....	75
Figure IV. 5b	Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR (Cox, R. G, 1973).....	76
Figure IV.06	Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (USACE).....	78
Figure IV.07	Representation des distances Δz et Δs	78
Figure IV.08	Graphique de la ligne d'eau dans la 1ere partie de coursier	82
Figure IV.09	Graphique de la ligne d'eau dans la 2er partie de coursier	82
Figure IV.10	Schéma de bassin de dissipation USBR type II	85
Figure IV.11	Description de l'évacuateur de crue latéral	87
Figure IV.12	Profil déversoir type Creager (H= 3m).....	89
Figure IV.13	Détail du quadrant amont	89

Figure IV.14	Déversoir a parement amont surplombant.....	90
Figure IV.15	Tranches des calcul de la largeur déversante.....	91
Figure IV.16	Profil en longe du canal latéral apports.....	92
Figure IV.17	Graphique de la ligne d'eau dans le coursier barrage.....	95
Figure IV.18	Schéma de bassin de dissipation USBR type III	97
Figure V.01	Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.....	100
Figure V.02	Prédimensionnement du déversoir	101
Figure V.03	Calcul ferrailage de coursier	106
Figure V.04	Différentes contraintes de la semelle	109
Figure V.05	Diagramme résultantes des contraintes du radié.....	110

Introduction générale

La région du Béjaïa située au Nord de l'Algérie englobe des richesses importantes notamment sur les plans agricoles, culturels et touristiques. Cette région a enregistré une des plus importantes pluviométries dans le pays, la deuxième à l'échelle nationale avec quelque 1000 mm par an, ne doit pas, pour autant, à sa soif, du moins pour la haute vallée où le relief complexe participe au déficit en infrastructures.

L'important développement des activités économiques, d'une part, et la poussée démographique conjuguée à l'amélioration des conditions de vie des habitants, d'autre part, ont engendré une forte croissance de la demande en eau potable et industrielle de la région.

L'alimentation en eau potable de la région est actuellement assurée à hauteur de 20% par les eaux souterraines, le complément est fourni par les eaux de surface du bassin collecteur de Soummam, régularisées par le Barrage de Tichi Haf, le transfert étant assuré par des adductions pour quelques communes de la région. L'étude des besoins en eau de la Wilaya de Béjaïa a montré que les ressources mobilisées sont encore insuffisantes. Pour faire face aux besoins futurs, le plan directeur d'aménagement intégré des ressources en eau de la direction de l'hydraulique de la Wilaya a recommandé la réalisation du barrage d'Azib Timizarsitué sur l'Oued Flidoun au lieu-dit Azib Timizar (Beni ksila).

Ce barrage, avec une retenue de 16 Hm³, permettra de régler le problème d'alimentation en eau potable de la zone côtière Ouest à savoir Toudja, Beni Ksila, Taourirt ighil, Tifra et Adekar et, partant, de renforcer l'alimentation en eau potable et industrielle de l'agglomération de la ville de Bejaia et ses environs.

Pour des raisons techniques et de sécurité des agglomérations, ce barrage nécessite l'installation d'un organe d'évacuation et de contrôle dit évacuateur de crue, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité. Ce dernier représente une partie considérable du coût globale du barrage. Ce coût serait important si la crue choisie est à grande période de retour, par conséquent les dimensions de l'évacuateur de crues seraient importantes. Il est possible de réduire les dimensions globales de l'évacuateur de crues ; ceci est réalisable en adoptant une forme non rectiligne de la crête du déversoir.

Le présent travail vise à dimensionner l'évacuateur de crue adéquat pour permettre le transit des crues à travers le barrage d'Azib Timizar en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage. Le travail a consisté à définir l'ensemble des paramètres, géomorphologique, et climatique du bassin versant de l'Oued Flidoun, suivi d'une étude géotechnique et hydrologique du site du barrage. Ceci a permis de dégager les débits de différentes périodes de retour et choisir le débit de dimensionnement de l'évacuateur de crue par la méthode de Muskingum. Deux variantes de l'évacuateur ont été étudié à la fin la variante la moins chère a été retenue.

Introduction

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, qu'on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.1 Choix du site du barrage

Le barrage Azib Timizar sur l'oued Flidoun est situé exactement à la frontière de trois communes : Adekar, Taourirt Ighil et Beni Ksila dans la Wilaya de Béjaia (Fig I.1). Il est implanté juste à l'aval de la confluence de l'Oued Flidoun avec l'oued Mechnouâa, important affluent en rive gauche. L'ouvrage a pour but la régularisation interannuelle des débits du cours d'eau et l'utilisation de cet apport pour la fourniture d'eau potable aux localités avoisinantes et l'irrigation de petits périmètres situés en aval d'une superficie totale de 900 Ha.

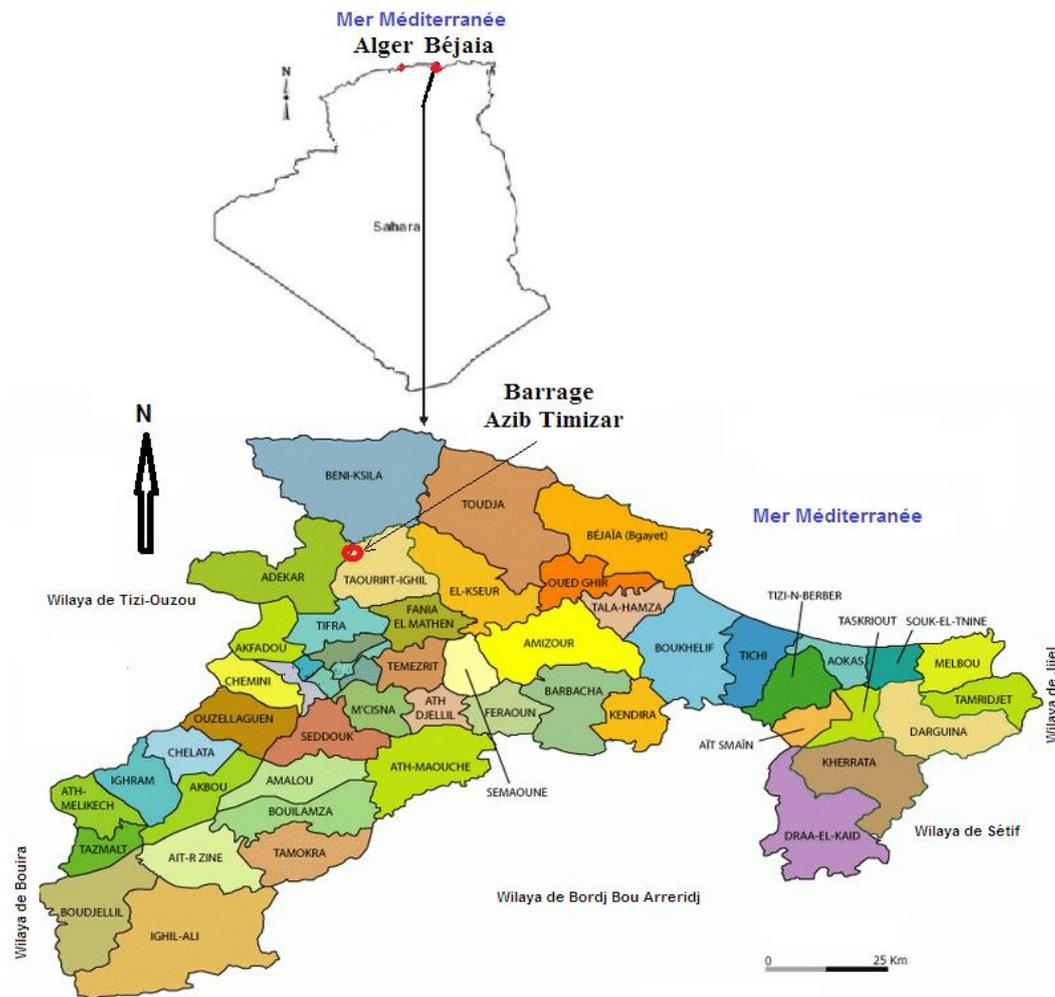


Figure I.1 Localisation du site de barrage d'Azib Timizar sur la carte de la Wilaya de Béjaia

I.2 Situation géographique du site du barrage

L'axe du barrage est localisé sur la carte topographique au 1/25000e de Djebba (Feuille NJ-31-V-23 Est). Les coordonnées UTM (Fuseau 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

X = 652 450m

Y = 4 069 250m

Et les coordonnées Géographiques sont les suivantes :

Latitude (Degrés) : 36.756765

Longitude (Degrés) : 4.707884

La côte de l'Oued au niveau du site est à 285 m NGA environ. Les figures suivantes représentent la photo de l'axe et l'Oued du barrage d'Azib Timizar.



Figure I.2 Photo de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar (photo prise , 2014)



Figure I.3 Image satellitaire de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar(photo prise , 2014)

L'accès au site du futur barrage se fait soit de la partie Sud, soit de la partie Nord respectivement (Fig I.4) :

- Depuis la RN 12 (Bejaia-Tizi Ouzou) à environ 1,5 km à l'Est d'Adekar, en prenant la route W34 reliant Adekar au village d'Ait Maamar en passant par Tizi – El Karn et Ait Idir.
- Depuis la RN 24 (Bejaia-Alger) à environ 6 km à l'Est de Beni Ksila, en prenant la route W43 vers Ighzer Abbas en passant par les villages d'Ait Mendil, Djebbla, et Souk EsSebt

Des levés topographiques du site au 1 /1000^e et de la cuvette au 1/5000^e ont été exécutés par le bureau d'étude topographique suisse geographic catalogue(GEOCAT) en Aout 2005. Le rattachement a été fait au nivellement général de l'Algérie (NGA) et aux coordonnées UTM Nord Algérie fuseau31.



Figure I.4 Accès au site du barrage d'Azib Timizar (Source de renseignement : Google map).

I.3 Situation hydrographique du site du barrage d'Azib Timizar

Le bassin versant d'Azib Timizar appartient au bassin principal 'Algérois-Hodna-Soummam', à la limite Nord – Est de ce dernier (Fig.I.5). Le Bassin versant d'Azib Timizar peut être divisé en deux sous-bassins :

- Sous - bassin Oued Mechnouâa : représente toute la partie Nord-Ouest du BV; il est drainé par l'Oued Mechnouâa, qui prend ses ressources à partir du col de Taghdine (984 m) sur la partie Sud de la forêt de Takssbet (Commune de Zekri – W. de Tizi Ouzou).
- Sous - bassin Oued Flidoun : concerne surtout la partie Sud Est du BV ; il est drainé par l'Oued Flidoun, il prend ses sources de Djebel Toukra (1465 m), et représente les limite Nord de la grande forêt d'Akfadou (commune d'Akfadou- W. de Bejaia).

I.3.1 Oued Mechnouâa

C'est à partir du col de Taghdine (984 m), que les torrents qui forment l'Oued Mechnouâa prennent leur source , le torrent (Ighzer) Izoughmanene qui coule (2,5 Km) du

Sud vers le Nord traversant la forêt de Taksbet et change sa direction vers l'Est, avant de confluer dans l'Oued Zegarmoule. Ce dernier prend sa source de la partie Est du col de Taghdine (984 m) pas loin de la RN 12, en passant par le village Thighzerthe et en traversant la forêt de Mzala en direction du Nord. Le torrent Izoughmanene reçoit Ighzer Zegarmoule, puis son parcours vers l'Est et reçoit d'autres torrents : côté Nord les ravins de Dj Taksbet et côté Sud Ighzer Bou M'chick.

Le torrent Izoughmanene change de nom et devient Oued Ikhatabene : c'est un cours d'eau plus large, avec une forme sinueuse remarquable, reçoit le torrent Alma Madkour qui prend source à côté du village d'Ighil Bouali Ali. Oued Ikhatabene suit son parcours en direction de l'Est, et devient l'Oued Mechnoua qui reçoit certains ravins du Sud et du Nord avant de confluer dans l'Oued Flidoun.

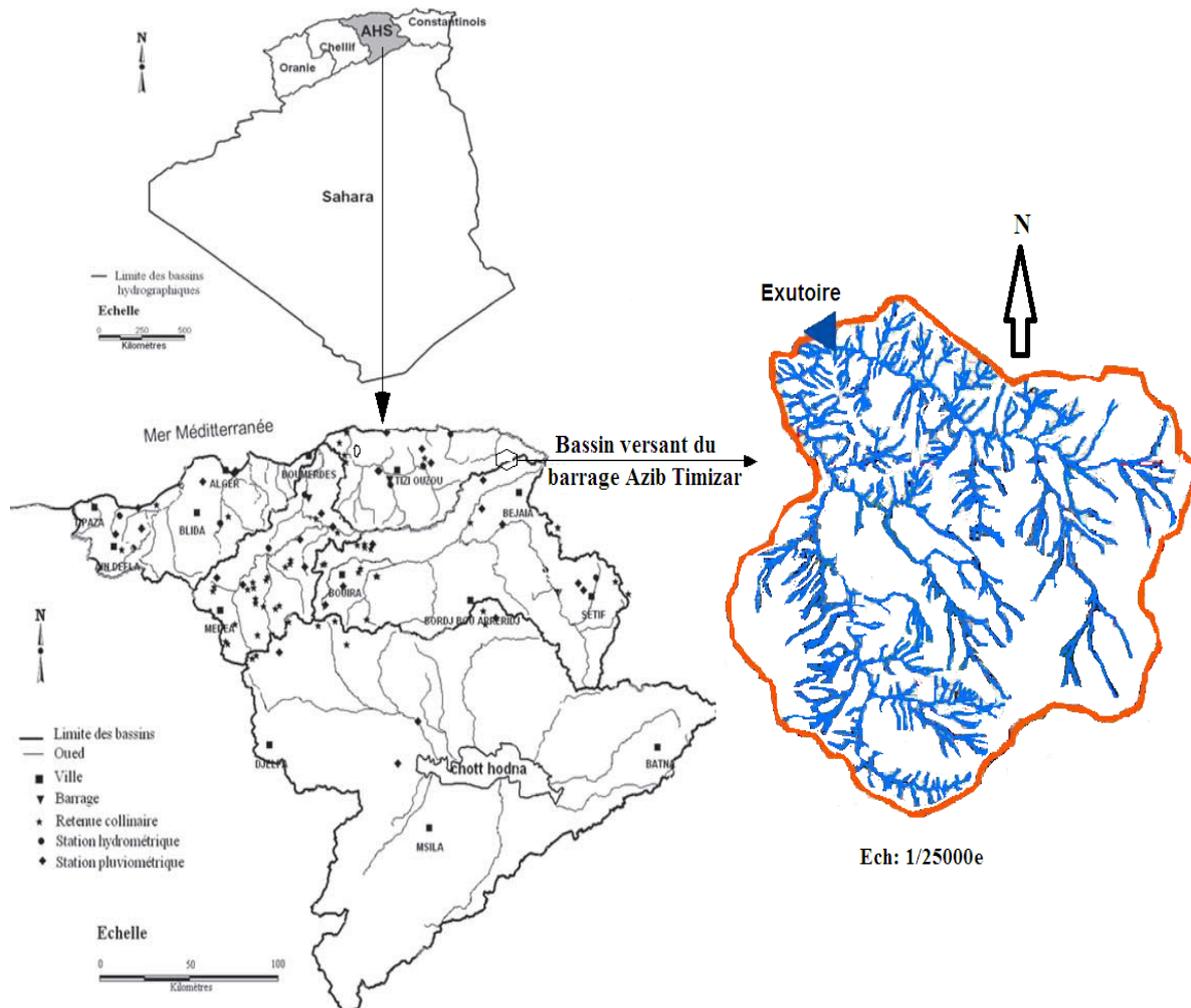


Figure I.5 Bassin versant du barrage d'Azib Timizar

I.3.2 Oued Flidoun

C'est de la forêt d'Akfadou (Dj Toukra 1465 m) au Sud- Sud-Ouest du BV que viennent les 1^{er} ravins qui alimentent l'Oued Flidoun ; ces ravins coulent en direction du Nord - Est avant de se transformer en torrent Ighzer Toussel pas loin de village de Kerbouche. Du côté Sud on trouve Ighzer Bounahale qui prend sa source des monts de la commune d'Adekar,

traverse les collines avant de confluer dans Ighzer Toussel, le nouveau torrent suit son parcours vers le sud reçoit certains ravin et devient Acif Flidoun. Ce dernier reçoit finalement l'Oued Mechnoua, exactement au niveau du site proposé pour l'implantation du futur barrage. A partir de l'axe du barrage, l'Oued Flidoun s'élargit peu à peu avec une sinuosité marquée, il reçoit d'autres cours d'eau avant de devenir l'Oued Daas qui se jette sur la mer à environ 30 Km à l'Ouest de la ville de Bejaia.

Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté le site du barrage d'Azib Timizar géographiquement et hydro-graphiquement qui nous permet de faire une connaissance des conditions géologiques , géotechniques et hydrologiques du site .

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols. Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité et la stabilité mécanique des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone **d'emprunt**.

II.1 Au niveau du bassin versant

Les études géologiques et géotechniques doivent fournir les indications sur son aptitude à l'écoulement.

II.2 Au niveau de la cuvette

L'étude de l'étanchéité de la cuvette sera surtout basée sur la détermination du degré de perméabilité des terrains. Si leur imperméabilité est insuffisante, il est nécessaire de faire des essais in situ pour tous les types de sols et, comme des analyses granulométriques et des mesures en laboratoire pour les sols des fonds de cuvette afin de déterminer leur degré de perméabilité. Ces essais permettent de déterminer les coefficients de perméabilité pour évaluer l'ampleur des fuites possibles vis-à-vis des débits d'alimentation de la cuvette et à définir les travaux d'étanchéisations à envisager. Ces fuites sont dues à des assises perméables ou des accidents tectoniques (failles, fracture) de la retenue.

II.2.1 Travaux d'étanchéisation

Ces travaux sont nécessaires dans le cas où le fonds de la cuvette a un coefficient de perméabilité supérieur à 10^{-4} cm/s (10^{-6} cm/s) sur une épaisseur de 0.50m au minimum. Divers de travaux d'étanchéisation peuvent être adoptés :

a) pour la couche superficielle, formée de matériaux à granulométrie assez étendue avec au moins 3 à 4% d'éléments fins de diamètre inférieur à 0.05m, on peut faire des travaux de scarification et de compactage pour diminuer la perméabilité à des valeurs acceptables.

b) Pour la cuvette présentant des parties affleurées de sable et gravier, un apport d'argile compacte de 0.50m d'épaisseur est nécessaire.

On peut s'attendre à un phénomène d'auto colmatage, dû aux apports des sédiments des fonds de la cuvette après quelques années d'exploitation.

En bref, dans le cas de barrage en terre, la cuvette doit être aussi imperméable que possible et ne doit présenter aucun caractère de perméabilité en grand.

II.3 Au niveau de la zone d'implantation

Pour les barrages en terre, comme pour les barrages en béton, la connaissance exacte des matériaux sur les quels sera construit l'ouvrage est absolument indispensable. Pour cela, on doit apporter le plus de soins possibles à l'étude des fondations car elle a une influence sur le choix du type et du profil du barrage à adopter et de prévoir les dispositifs spéciaux appropriés tels que : tapis filtrants, ...

Un des avantages bien connus des barrages en terre est leur facilité d'adaptation aux différents types de sols de fondations, il suffit alors vérifier par quelques sondages la nature des fondations afin de vérifier qu'elles ne comportent pas trop près de la surface, de couches compressibles.

Pour les petites retenues, on utilisera le sondage à la tarière. Dès que la hauteur des ouvrages dépasse 5 à 6m, il est nécessaire de prévoir la visite sur place d'un géologue qui peut fournir une définition précise de la structure des terrains formant la fondation de l'ouvrage.

En ce qui concerne les infiltrations à travers les fondations d'un barrage en terre, elles peuvent entraîner un danger de sous pressions et de renards. Ce sont les sols formés d'alluvions perméables qui sont favorables à la formation des renards. Il y a donc risque de destruction totale de l'ouvrage.

Ainsi, pour les sols de fondation, l'interprétation des données issues sur des études géologiques et géotechniques est très importante.

Pour l'étude des fondations, deux points sont à considérer :

- Stabilité (détermination des caractéristiques mécaniques) ;
- Etanchéité (calcul du coefficient de perméabilité).

II.3.1 Cas de fondations rocheuses

Pour les fondations rocheuses, il est nécessaire de déterminer l'épaisseur des couches altérées et de détecter les fissures ou les failles. Pour ce type de fondations, le barrage en béton est généralement le plus choisi, mais en cas d'un barrage en terre, la liaison terre roche nécessite des études appropriées est à surveiller de près.

II.3.2 Cas de fondations meubles

L'étude des fondations meubles se portera sur les points suivants :

- Définition de la structure des couches de terrains de fondation ;
- Détermination de leurs caractéristiques mécaniques et hydrodynamique.

Les barrages fondés sur les alluvions sont en général des barrages en enrochements.

Les barrages en terre sont souvent implantés dans des vallées recouvertes d'une importance couches d'alluvions.

La connaissance des caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des couches de fondation permet de voir si les assises sont capables de supporter les efforts de cisaillement qui s'y développent du fait du poids de la digue et si elles ont une imperméabilité suffisante pour éviter des fuites importantes et, ne présentent pas trop de tassement.

La détermination des caractéristiques mécaniques et hydrodynamique sera faite en laboratoire sur échantillons non remaniés, prélevés jusqu'à une profondeur à peu près égale au $\frac{1}{4}$ ou $\frac{1}{3}$ de la hauteur du barrage dans des tranchées ou dans des puits creusés suivant l'axe de la digue, à défaut on doit recourir à des sondages (existences de la nappe aquifère).

II.4 Au niveau de la zone d'emprunt

La définition des zones d'emprunt constitue un élément essentiel du projet, d'où dépendront les caractéristiques de l'ouvrage.

On a vu que l'un des critères importants du choix du site est la proximité de matériaux convenables, en qualité et en quantité suffisante. Le coût de l'ouvrage augmente considérablement avec la distance de transport des matériaux acceptable est même dans le cas de petits barrages. La limite supérieure de 1 km.

Le but de l'étude géotechnique de la zones d'emprunt consiste à :

- Déterminer les matériaux aptes à la zone construction parmi les nombreux échantillons prélevés dans les zones d'emprunt localisées ;
- Etudier les propriétés physiques et mécaniques des matériaux disponibles.

Les échantillons prélevés nécessairement remaniés (ce qui n'a aucune importance puisqu'il s'agit de matériaux devant être extraits et compactés) sont soumis à des essais de laboratoire de mécanique des sols portant sur :

1. L'identification et classification des sols ;
2. Le compactage (Essais de compactage ou essai PROCTOR) ;
3. La perméabilité.

II.5 Contexte géologique

II.5.1 Géologie régionale

La carte géologique de la wilaya de Béjaia (Fig.II.1) montre un pays très accidenté à régions nationales bien distinctes, en relation étroite avec la constitution lithologique des terrains. La partie centrale est occupée par la ligne orographique directrice Arbalou-Gouraya, prolongement de la chaîne Djurdjura-Akfadou, relief remarquable qui domine tout le pays de Toudja à Bougie. L'imposant massif calcaire du Djebel Arbalou (1317m), avec ses falaises aux parois abruptes et sauvages difficilement accessibles, s'abaisse progressivement et se poursuit, presque sans interruption vers le N.N.E., par une série squelettique de crêtes ou pitons. Kef-ou- Barrés (585m), Tadrant (585m), Issoumar et Iril-N'Nabout (344m).

A partir de ce point, la chaîne calcaire subit une remarquable torsion presque perpendiculaire, avec incurvation accentuée vers l'E.S.E., pour dessiner les reliefs de l'Adrar –ou Farnou (448m), et du Gouraya de Bougie (660m). avec ensellement au M'Sid-el-Bab, et en noyade aux Aiguades (Cap-Bouack, Cap-Noir, Cap-Carbon). De part et d'autre de cette ligne de crête, empruntée en partie par la route de Bougie –Toudja, se montre un pays mamelonné, dénudé ou entrecoupé de ravins profonds à pentes abruptes, de parcours et d'accès difficiles, drainé au nord par les oueds Mard. Saket et les Irzers Oumadène et Zieberbour, tandis qu'au Sud, l'Oued Soummam a pour principal affluent l'oued R'hir, et reçoit les eaux des ravins à régime torrentiel de sa rive droite. Les régions planes, très restreintes sont limitées aux terrasses de l'oued Soummam et à la plaine de Bougie. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on trouve par conséquent les formations suivant (Fig.II.1) :

Alluvions actuelles (A) : Cônes torrentiels, dépôts limoneux des crues de l'oued Soummam.

Dunes marines (A_d) : non consolidées.

Alluvions marécageuses (a³) : des oueds et de la plaine de bougie.

Alluvions récentes (a²) : basses terrasses des oueds et dépôts limoneux de la plaine de bougie.

Cône de déjections et d'éboulis (q_d).

Alluvions anciennes (q¹) (niveau inférieur) : dépôts caillouteux ou limoneux de terrasses d'oueds, de 10 à 20 m. d'altitude, éboulis de pentes et terres de remplissage de fond de cuvette (Gouraya).

Terrasse marine (q_m^1) (niveau inférieur Monastirien), 10-12 m, variable par affaissements. Sables et grés plus ou moins grossiers, généralement bruns ou rouges, avec *Strombus bubonius*, témoin de faune chaude.

Alluvions anciennes (q) (niveau moyen) : terrasses caillouteuses ou limoneuses, d'altitudes relatives de 30-40 m, dominant les vallées avec lesquelles elles sont en rapport.

Terrasse marine (q''') (niveau moyen Tyrrhénien) : Plages ayant remanié les éboulis de pentes, à l'ouest et au nord du Gouraya.

Alluvions anciennes (q) (niveau supérieur), témoins de terrasses d'altitudes relatives au-dessus de 50 m.

Eboulis à peine consolidés (a) de calcaires liasiques ou de grés numidiens, cachant parfois le substratum.

Eboulis de pentes consolidés (q_a^2) : conglomérats durs, cimentés, éléments parfois volumineux, repris par l'hydrographie actuelle remaniés par les différentes plages marines du Quaternaire.

Les massifs côtiers de la région de Beni Ksila-Toudja sont constitués de terrains allochtones crétacés de type flyschs, recouverts dans leur partie septentrionale par le Numidien argiloreux, lui-même allochtone. Ces flyschs essentiellement massyliens sont en position nordkabylo par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. Des massifs élevés (Djebel Arbalou, Yemma Gouraya) constitués de terrains calcaires, jurassiques, relativement peu déplacés, affleurent au nord, dans ce complexe allochtone. L'accident le plus important de la région est la faille de Toudja, de direction NE-SW, qui cisaille la terminaison orientale du Djebel Arbalou et la terminaison nord-occidentale de l'anticlinal de Gouraya.

La zone autour du site du barrage est située à la confluence de l'oued Flidoun et de l'oued Machnouâa à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétacé-Oligocène avec une tectonique très complexe.

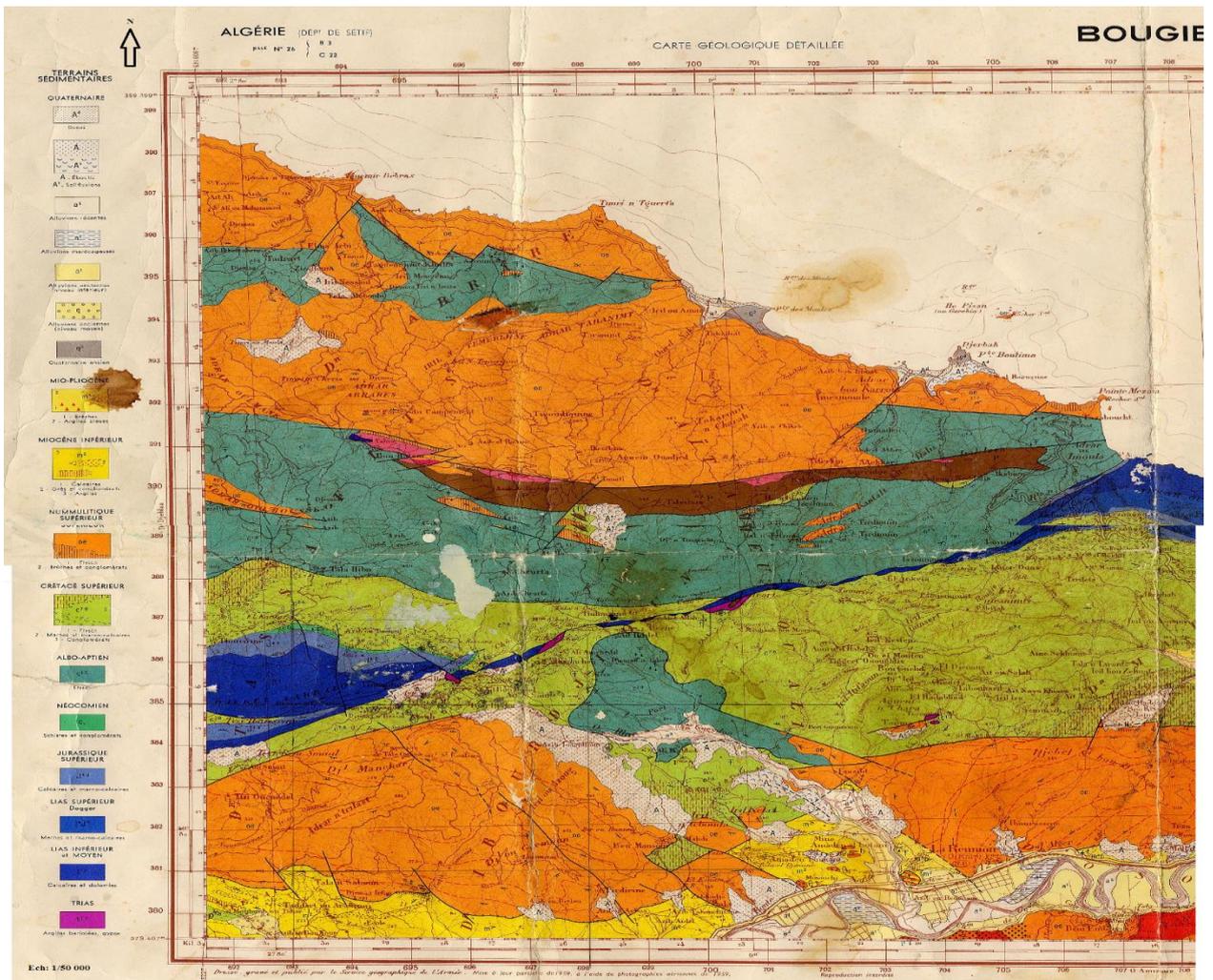


Figure II.1 Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech :1/50 000)

II.5.2 Géologie du site

Pour notre étude, on s'intéresse la coupe géologique de la rive droite (emplacement de l'évacuateur de crue).

La coupe géologique le long de l'axe de l'évacuateur de crues en rive droite (Planche 01), montre, de part et d'autre de l'axe du barrage, une couverture colluviale de l'ordre de 3m à 12m, surmontant l'unité supérieure de flysch, d'épaisseur variant entre 3-4m et 18-19m à peu près, en contact anormal au-dessus de l'unité inférieure du flysch, qui affleure un peu plus loin en amont et en aval du barrage.

Le seuil frontal et le coursier de l'évacuateur sont fondés pour la majorité dans l'unité supérieure du flysch massylien qui est altérée. La couverture colluviale le long du seuil et du coursier atteint un maximum de 12 m. Cette couverture colluviale diminue progressivement vers l'aval. Le bassin de dissipation est fondé dans l'unité inférieure du flysch massylien.

Les propriétés mécaniques de la fondation sont obtenues à partir de l'interprétation des essais de laboratoire effectués durant les deux phases d'investigation de l'étude. Tableau suivant résume les paramètres géotechniques retenus pour les calculs :

Tableau II.1 Stabilité de l'évacuateur de crues - Paramètres géotechniques de la fondation

Matériaux	Alluvions	Colluvions	Flysch Supérieur	Flysch Inférieur
Densité apparente (KN/m ³)	21,0	21,7	26,4	26,1
Cohésion non drainée (kPa)	0	50	105	142
Angle de Frottement non-drainé (°)	30	10	15,5	19,2

Les analyses de stabilité ont été effectuées à l'aide du logiciel « SLOPE/W » de GeoStudio par le bureau d'étude Dar al Handasah. Les analyses de stabilité pour les différentes sections de l'évacuateur de crues, le long du seuil, du coursier, et du bassin de dissipation, ont montré la nécessité d'adopter des pentes de 1H : 1V dans le coursier dans le cas extrême et pour une charge deversante 6m.

II.5.3 Géologie de la cuvette

Le réseau hydrographique est représenté par l'oued Flidou, à écoulement sud-ouest / nord avec un affluent important en rive gauche, à écoulement est-ouest et appelé oued Machnouâa. La nature grésopélique qui forme la majeure partie des versants est assez érodable ; ce qui a favorisé une accumulation systématique de colluvions argilo-graveleuses, de quelques mètres d'épaisseur, au bas de ces versants. La formation la plus exposée à l'érosion est l'unité supérieure du flysch, du fait de sa faible résistance héritée de la tectonique complexe.

Cependant, malgré la raideur des pentes, les versants sont assez réguliers, hormis quelques arrachements qui se produisent sur les berges immédiates des deux cours d'eau.

De plus, la complexité géologique de la cuvette du barrage est accentuée par la présence d'une végétation dense et des recouvrements superficiels qui masquent une grande partie des flyschs sub-affleurants.

II.6 Sismicité

La pratique courante pour l'analyse sismique des barrages, basée sur les indications données dans le Bulletin ICOLD N° 120 (International Commission on Large Dams), est d'établir la sécurité du barrage pour deux tremblements de terre d'étude représentatifs qui sont les suivants :

- SBE – Le Séisme de Base d'Exploitation (OBE en anglais)
- SMD – Le Séisme Maximal de Dimensionnement (MCE en anglais)

Le rapport géologique « Géologie du barrage d'Azib Timizar et de la cuvette », daté d'Août 2006, fournit une étude détaillée de l'analyse sismique réalisée pour le site du barrage.

En se basant sur les données géologiques, tectoniques et sismiques analysées dans cette étude, il peut être conclu que la zone où est situé le barrage a une activité sismique modérée.

L'accélération horizontale de pointe du sol recommandée pour un SBE (ou Séisme de Base d'Exploitation) est 0,125g, lequel a typiquement une période de retour de plus de 200 ans.

L'accélération horizontale de pointe du sol recommandée pour un SMD (ou Séisme Maximal de Dimensionnement) est 0,20g, basée sur une approche déterministe et une hypothèse qu'un tremblement de terre ayant une intensité de 5,4 peut avoir lieu à 5 km au Nord du site.

Le coefficient d'accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 2003 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).

Tableau II.2a Accélération des séismes SBE et SMD

Approche	Accélération horizontale	Hypothèse
Probabiliste – SBE	0,125g	Période de retour de plus de 200 ans
Déterministe - SMD	0,20g	Un tremblement de terre ayant une intensité de (Ms) 5,4 peut avoir lieu à 5 km au Nord du site

De même, notre barrage AzibTimizar- Wilaya deBéjaia est situé dans la zone «II» (Fig. II.02), zone caractérisée par une intense activité sismique d'après R.P.A (Règles Parasismique Algérienne). Ce barrage constitue un Ouvrages de grande importance pour la communauté et ceci lui permet d'être classée dans le groupe d'usage 1Bet appartenant à la zone sismique II-a.selon le règlement R.P.A(Tableau II.2b).

Tableau II.2b Coefficients d'accélération sismique selon le R.P.A 2003

Groupe	Zone I	ZoneII-a	ZoneII-b	ZoneIII	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

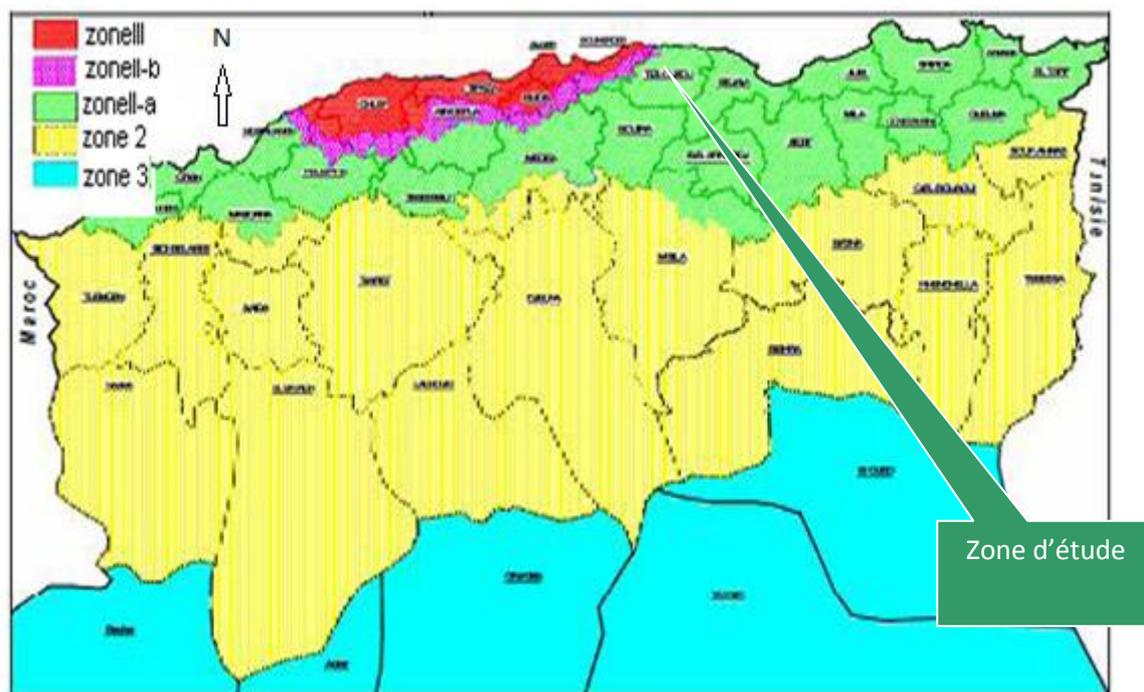


Figure II.02 Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 2003

II.7 Etude géotechnique

L'étude géotechnique basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées in-situ et au laboratoire, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondages) suivi des prélèvements des échantillons de sol de différente zones d'emprunt afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géo-mécanique de la fondation par ces essais.

II.7.1 Essais in situ

a) Travaux de reconnaissance effectués

Dans le cadre de l'étude de faisabilité, une première investigation géotechnique a été réalisée. Dans le cadre de l'étude de faisabilité, une première investigation géotechnique a été réalisée dans le secteur du site du barrage projeté, par la société GEOTECNA PROGETTI SA entre novembre 1999 et mars 2000. L'implantation des sondages réalisés coïncide plus précisément avec l'emplacement de la variante aval de l'axe du barrage.

L'investigation géotechnique de la Première Phase de l'étude a été réalisée par la société géotechnique minière (SGEOMIN) entre mai et juillet 2005.

L'investigation géotechnique de la Deuxième Phase a été réalisée par la société de SONDAGE INJECTION ET FORAGE (SIFOR) entre octobre et décembre 2006.

Tableau II.3 Campagne géotechnique de la 1ère et la 2ème phase de l'étude

Campagne géotechnique de la première phase de l'étude	Campagne géotechnique de la deuxième phase de l'étude
<ul style="list-style-type: none"> ➤ 7 forages de reconnaissances (sondages carottés) ➤ 3 puits ➤ 2 tranchées ➤ 55 essais de perméabilité, de type Lefranc ou Lugeon ➤ Des piézomètres au droit des sondages 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 6 sondages carottés de reconnaissance ➤ 3 sondages pressiométriques ➤ Des tubes piézométriques ont été installés dans les sondages de reconnaissance ➤ 41 essais de perméabilité Lugeon ou Lefranc

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage AzibTimizarde la willaya de Bejaia.

b) Perméabilité de la fondation :

Le substratum pélitique a été investigué avec des essais de perméabilité à plusieurs profondeurs des sondages, au cours de l'investigation de la phase 1 et de la phase 2 de l'étude.

-Essais Lugeon

Les résultats des essais Lugeon effectués dans les flyschs se résument comme suit :

- Pour la rive gauche, à part une seule exception à 34-39 m approximativement, les valeurs Lugeon tombent toutes à moins de 5 unités Lugeon à partir d'une profondeur de 31 m. On peut donc considérer que la rive gauche est de faible perméabilité à partir de 31 m approximativement. Toutefois, le voile d'injection pourrait être prolongé jusqu'à 40 m de profondeur en rive gauche, pour être du côté de la sécurité.
- La rive droite peut être considérée de faible perméabilité (perméabilité Lugeon inférieure à 5) à partir d'une profondeur approximative de 31 m, à part les passages gréseux, calcareux, sableux, terreux, ou bien très fragmentés. Ces passages semblent être fréquents dans cette rive, même à de profondeurs élevées, et donc il vaut mieux prévoir un voile d'étanchéité relativement plus profond que dans les autres endroits (rive gauche et fond de l'oued). Une profondeur de 50 m pourrait être suggérée.
- Au fond de l'oued, le substratum de faible perméabilité commence à 23 m approximativement, à part une exception légèrement supérieure à 5 unités Lugeon autour de 32-36,8 m de profondeur. Ainsi, comme pour la rive gauche, le voile d'injection pourrait être prolongé jusqu'à 35-38 m de profondeur, pour être du côté de la sécurité.

-Essais Lefranc

Pour les colluvions, onze essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 3m jusqu'à 9m. Les perméabilités obtenues varient de $4,86 \times 10^{-4}$ cm/s à $7,84 \times 10^{-2}$ cm/s, avec

une moyenne de 0,01 cm/s, et la perméabilité augmente avec la profondeur, dénotant la perméabilité à caractère variable des colluvions.

Pour les alluvions, huit essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 3m jusqu'à 15m. Les perméabilités obtenues varient entre $4,86 \times 10^{-4}$ cm/s et 2,70 cm/s, avec une moyenne de 0,41 cm/s. La perméabilité a tendance à diminuer avec la profondeur, avec une grande variabilité dans les horizons supérieurs.

Pour l'unité supérieure de flysch, six essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 9m jusqu'à 12m. Les perméabilités obtenues varient entre $5,72 \times 10^{-4}$ cm/s et $1,65 \times 10^{-3}$ cm/s, avec une moyenne de $8,50 \times 10^{-4}$ cm/s. L'unité supérieure du flysch est donc caractérisée par une perméabilité moyenne. La perméabilité est variable avec la profondeur et ne paraît pas diminuer avec celle-ci.

Pour l'unité inférieure de flysch, huit essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 6m jusqu'à 32m. Les perméabilités obtenues varient entre $7,48 \times 10^{-4}$ cm/s et 0,46 cm/s, cette dernière valeur étant accidentelle, avec une moyenne de $1,31 \times 10^{-2}$ cm/s si on exclut la valeur accidentelle. Donc l'unité inférieure du flysch est caractérisée par une perméabilité moyenne et variable avec la profondeur.

-Essais de Percolation :

Trois essais de percolation ont été effectués dans l'unité supérieure du flysch, deux en rive gauche (puits PT6 et PT7), et un essai en rive droite (puits PT4).

Les taux de percolation obtenus sont proches et varient entre 0,187006 m³/m²/hr et 0,207527 m³/m²/hr, avec une moyenne de 0,195796 m³/m²/hr. Ce qui est équivalent à une perméabilité moyenne exprimée en cm/s égale à $5,44 \times 10^{-3}$ cm/s. Ces valeurs indiquent que l'unité supérieure du flysch est modérément perméable.

c)Voile d'Étanchéité et Galerie d'Injection :

Les colluvions superficielles seront excavées jusqu'à une profondeur de 3 m sous l'emprise du barrage. Sous le noyau, une parafouille-clé est excavée pour traverser la couche de colluvions restante et finalement encastrer la galerie d'injection dans le flysch. Afin d'intercepter les horizons perméables en profondeur, un écran d'étanchéité est prévu dans la fondation jusqu'au niveau caractérisé de faible perméabilité en vue de réduire le volume d'infiltration sous le barrage en phase d'exploitation. De plus, une injection de consolidation (injections de peau) devrait être entreprise de part et d'autre de la galerie d'injection, afin de consolider le flysch altéré en contact avec le noyau du barrage constitué de remblai argileux, et améliorer en même temps son étanchéité.

Le batardeau amont aura aussi besoin d'un écran d'étanchéité pour protéger les travaux principaux et pour réduire les infiltrations d'eau à travers les colluvions / alluvions pour la construction de l'écran d'étanchéité principal. Concernant les travaux d'excavation de la galerie d'injection, les pentes de l'excavation seront protégées par du béton projeté, et le fond de l'excavation par une couche de béton de propreté. Les blocs instables nécessiteront une stabilisation par des boulons.

II.7.2 Essais au laboratoire

Les échantillons de carottes prélevées des sondages ont été soumis à des essais de laboratoire (essais d'identification, physiques, mécaniques et chimiques).

Caractéristiques physique :

Couverture colluviale et alluviale :

Couverture colluviale :

- Les limites de liquidité des colluvions sont comprises entre 27,4 et 48,6%, avec une moyenne de 38,7%.
- Les indices de plasticité des colluvions varient entre 10,7 et 25,4%, avec une moyenne de 17,8%.
- L'indice de consistance varie entre 0,7% et 1,9%, avec une moyenne de 1,5%.
- La teneur en eau des colluvions varie entre 1,63 et 18,80%, avec une moyenne de 8,93%.
- La densité apparente déterminée pour un échantillon est de 2,17 g/cm³.
- La densité sèche déterminée pour un échantillon est de 2,03 g/cm³.

Couverture alluviale :

La teneur en eau des alluvions varie entre 0,22% et 10,44%, avec une moyenne de 3,77%.

- La densité apparente varie entre 2,44 et 2,65 g/cm³, avec une moyenne de 2,55 g/cm³.
- La densité sèche varie entre 2,43 et 2,65 g/cm³, avec une moyenne de 2,54 g/cm³.
- La résistance à la compression simple des blocs d'alluvions varie entre 296 et 358 bars, avec une moyenne de 327 bars,
- La teneur en carbonates de calcium d'un échantillon d'alluvions est de 5%.

Caractéristiques mécanique :

Essai de cisaillement

Les caractéristiques de cisaillement obtenues dans la boîte de Casagrande sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.4 Caractéristiques de cisaillement (ζ et C , 2010)

	Première phase de l'étude	Deuxième phase de l'étude
Angle de frottement (c°)	6,6	22
Cohésion (bar)	2,3	1,3

Conclusion :

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage Azib timizar de la willaya de Bejaia.

Introduction

L'étude du bassin versant du barrage AzibTimizar permet de caractériser la zone du point de vue écoulement des eaux de pluie en fonction de la géomorphologie et du type du réseau hydrographique du bassin versant. Il faut tout d'abord délimiter la surface du bassin versant sur une carte et en suite déterminer le réseau hydrographique et les différents types des sols. La superficie est déterminée à partir de la délimitation du bassin versant sur les cartes ou sur les photos aériennes par planimétrie. Cette délimitation se fait en suivant la ligne de partage des eaux. La forme du bassin à une influence sur l'écoulement. En effet un bassin étroit aura un temps de réponse supérieure par rapport à un autre bassin plus large. L'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Flidou permet aussi de déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.1 Bassin versant

III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (Fuseau 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

X = 652 450m

Y = 4 069 250m

La délimitation du bassin versant sur la carte topographique au 1/25000e de Djebba est donnée dans la figure suivante :

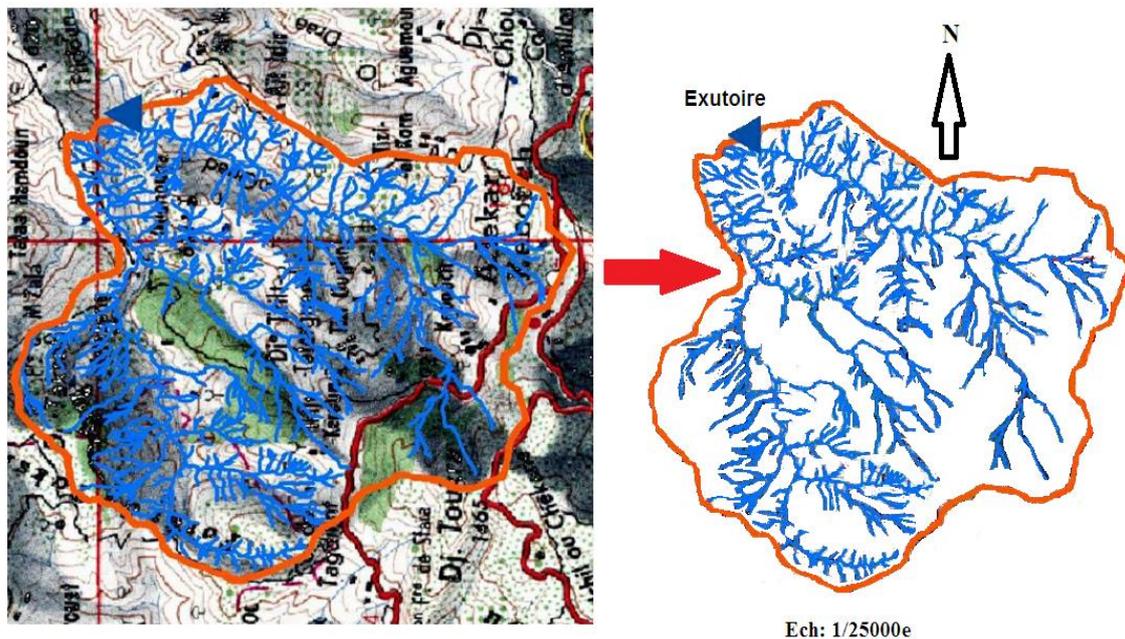


Figure III.01 Délimitation du bassin versant d'Azib Timizar

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

- a. Surface du bassin versant : $S = 62 \text{ km}^2$.
- b. Périmètre du bassin versant : $P = 31.5 \text{ Km}$,
- c. Longueur du thalweg principal : $L_{cp} = 12.4 \text{ km}$
- d. Altitude du bassin versant :
 - Altitude maximale **1465 m**.

- L'altitude moyenne du bassin est de **698,50 m.**
- e. Pente moyenne de l'Oued : **$I_0=9,51\%$**

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

III.1.3.1 Indice de compacité Gravelius

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots (III.01)$$

D'où: $p_c = 2 \pi R_c$; $S = \pi R_c^2$.

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ Donc : } K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{0,28.p}{\sqrt{S}} = \frac{0,28.31,5}{\sqrt{62}} = 1,12$$

Avec :

K_c : Indice de compacité (sans dimension)

S : Surface du bassin versant [Km^2]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

P_c : Périmètre du cercle [Km]

D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire ;

$K_c = 1,12$ Lorsque le bassin est ramassé

$K_c > 1,12$ Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons : Comme : **$K_c = 1,12$** Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est ramassé.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \dots\dots\dots (III.02)$$

Avec:

L_{cp} : La longueur du talweg principal ;

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc : $K_p = \frac{12,4^2}{62} = 2,48$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente

III.1.4 Hypsométrie du bassin versant

III.1.4.1 Relief

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir de la carte à l'échelle (1/25.000 NJ-31-V-7 Est). Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte topographique. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.02.

Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation	Elévation moyenne	Surface entre courbe		Surface cumulées		Hi.Si
		Si(Km ²)	Si(%)	Si(Km ²)	Si(%)	
1465-1400	1432,5	0,125	0,20	0,125	0,2	179,06
1400-1300	1350	1,052	1,71	1,18	1,91	1420,2
1300-1200	1250	1,25	2,02	2,43	3,93	1562,5
1200-1100	1150	1,83	2,95	4,26	6,88	2104,5
1100-1000	1050	2,6	4,19	6,86	11,07	2730
1000-900	950	5,52	8,9	12,38	19,97	5244
900-800	850	7	11,29	19,38	31,26	5950
800-700	750	7.68	12,38	27,06	43,64	5760
700-600	650	10,17	16,41	37,23	60,05	6610,5
600-500	550	11.6	18,71	48,82	78,76	6380
500-400	450	8,4	13,54	57,22	92,3	3780
400-300	350	4.6	7,42	61,82	99,72	1610
300-285	292 ,5	0,173	0,28	62	100	50,6

D'après la courbe hypsométrique du bassin, nous pouvons tirer et calculer les différentes altitudes. Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées.

Tableau III.02 Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	698,5
Hmédiane	690
H95%	300
H5%	1465
Hmax	1340
Hmin	285

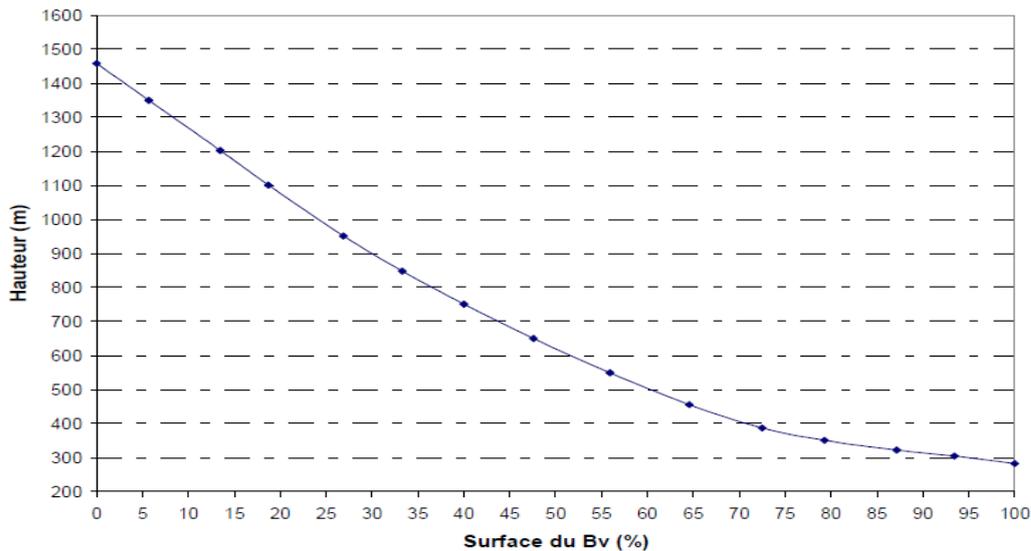


Figure III.02 Courbe hypsométrique du bassin d'Azib Timizar

III.1.5 Indices

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

- a) Indice de la pente globale : $I_g = 5.47 \%$.
- b) Pente moyenne du bassin versant : $I_m = 5.7 \%$
- d) Dénivelée spécifique : $D_s = 43,07m$

Le tableau suivant permet de classer notre relief suivant O.R.S.T.O.M (office de la recherche scientifique et technique outre mer) : (Touaibia, 2003)

Tableau III.03 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est assez faible ($25 < 43.07 < 50$).

III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.1.6.1 Réseau hydrographique

- a) Densité de drainage : $D_d = 2.05 \text{ Km/Km}^2$
- b) Temps de concentration : L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

➤ **Formule de VENTURA**

Est donnée par :

$$T_c = 73.3 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp}} \times 100} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal.

S : Surface du bassin versant.

D'où : $T_c = 194.818 \text{ min} = 3,25 \text{ h}$

➤ **Formule de KIRPICH**

Est donnée par :

$$T_c = 0.19395 * \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.5}} \right)^{0.77} \dots\dots\dots (III.4)$$

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal.

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal.

D'où : $T_c = 68.081 \text{ min} = 1,13 \text{ h}$

➤ **Formule ESPAGNOLE**

Est donnée par :

$$T_c = 0.126 * 60 * \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots (III.5)$$

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal.

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal.

D'où : $T_c = 80.107 \text{ min} = 1,33 \text{ h}$

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau III.04 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	T_c : temps de concentration trouvé (heurs)
Formule de VENTURA	3,25
Formule de KIRPICH	1,13
Formule ESPAGNOLE	1,33
La moyenne	1,9

On prend la valeur la plus proche à la moyenne Donc, **$T_c = 1,33 \text{ h}$** qui égale à 1h et 20min

c) **Vitesse de ruissellement** : On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$Vr = \frac{L_{cp}}{Tc} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

Vr est calculé pour les différents temps de concentration, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.05 Tableau Récapitulatif des vitesses de ruissellement

formules	T_c (h)	L_{cp} (km)	Vr (m /s)
ESPAGNOLE	1,33	12,4	2,59

Conclusion : Avec une vitesse d'écoulement de 2,59 m/s, une densité de drainage de 2,05 Km/Km² et une pente de plus de 12%, on peut conclure que les pointes de crues seront assez importantes.

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III.06 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unités	Valeur	
Superficie	S	km ²	62	
Périmètre	P	km	31.5	
Longueur du thalweg principal	L	km	12,4	
Indice de compacité	KC	/	1,12	
Coefficient d'allongement	KP	/	2,48	
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	km	19,01
	Largeur	lr	Km	3,26
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1465
	Moyenne	Hmoy	m	698,5
	Médiane	Hmed	m	610
	Minimale	Hmin	m	285
Indice de pente globale	Ig	%	5,47	
Indice de pente moyenne	Im	%	5,7	
Densité de drainage	Dd	Km/Km ²	2,05	
Temps de concentration	Tc	h	1,33	
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	2,59	

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.2.1 Températures

La température moyenne mensuelle est de 17,2°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 12°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 18 ans est illustrée par le tableau suivant :

Tableau III.07 Répartition mensuelle des températures

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août
T. mensuel (°C)	23°	19°	15°	12°	11°	11°	13°	14.5°	17°	21°	24°	26°

Source A.N.R.H

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois d’Août (26°) et la température minimale au mois de janvier et février (11°). La température annuelle moyenne est de 17.2°

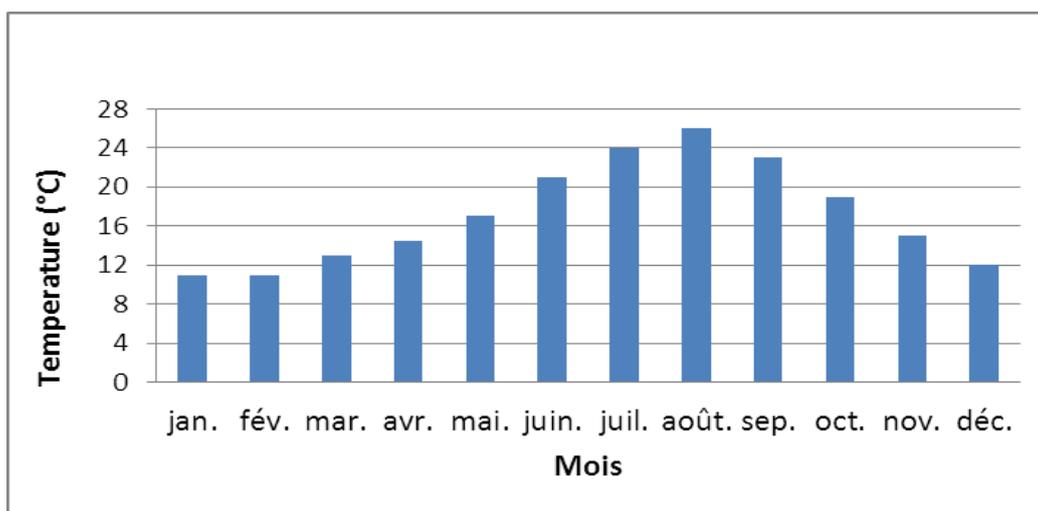


Figure III.03 Répartition mensuelle de la température.

III.2.2Evaporation

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière d'avril à juillet. L'évaporation moyenne annuelle au site du réservoir varie entre 1200 à 1300 mm, basée sur la carte d'évaporation de l'ANRH. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1250 mm.

Tableau III.08 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct.	Nov	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Annuel
Evaporation (mm)	130	86	55	42	43	54	71	94	126	168	201	180	1250

Source A.N.R.H

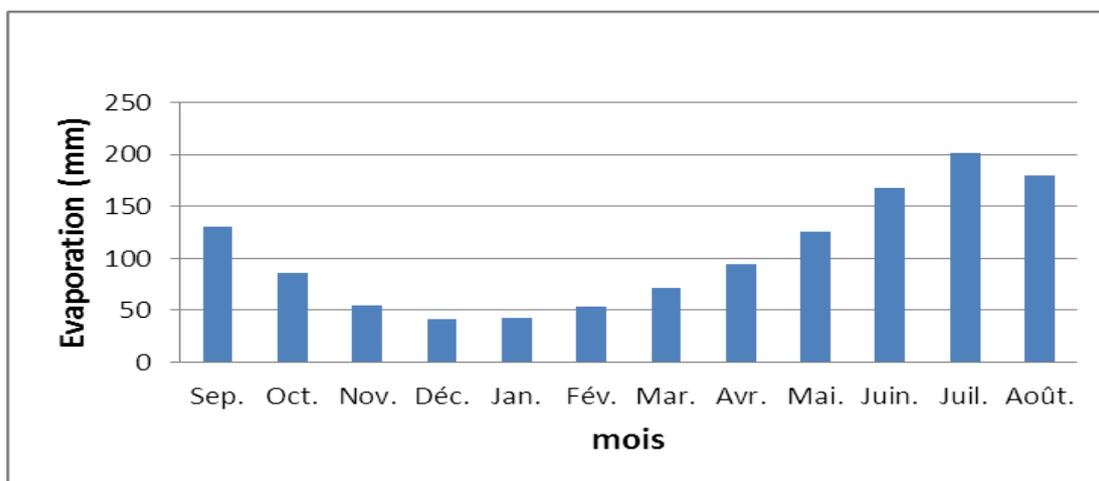


Figure III.04 Répartition mensuelle d'évaporation.

III.2.3 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

III.2.3.1 Stations et données disponibles

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

Tableau III.09 Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Station	Code de la station	Altitude	Années de fonctionnement
TAGMA	020909	950	1971-2013
PONT D9	020629	77	1975-2006
YAKOURENE	020902	820	1975-2006

Source : A.N.R.H

La station de TAGMA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1971-2013 soit 42 ans.

Tableau III.10 Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Tagma	020909	A.N.R.H	660.25	382.95	950	1971-2013	42

Source : A.N.R.H

III.2.3.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Tableau III.11 Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
P _m (mm)	54,8	99,7	155,2	198,9	167,7	157,4	142,5	131,9	81,7	14,3	7,1	11,2	1222,3
Pluie (%)	4,48	8,16	12,69	16,28	13,72	12,88	11,66	10,79	6,69	1,17	0,58	0,91	100

Source : ANRH

Notons une pointe au mois de janvier

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

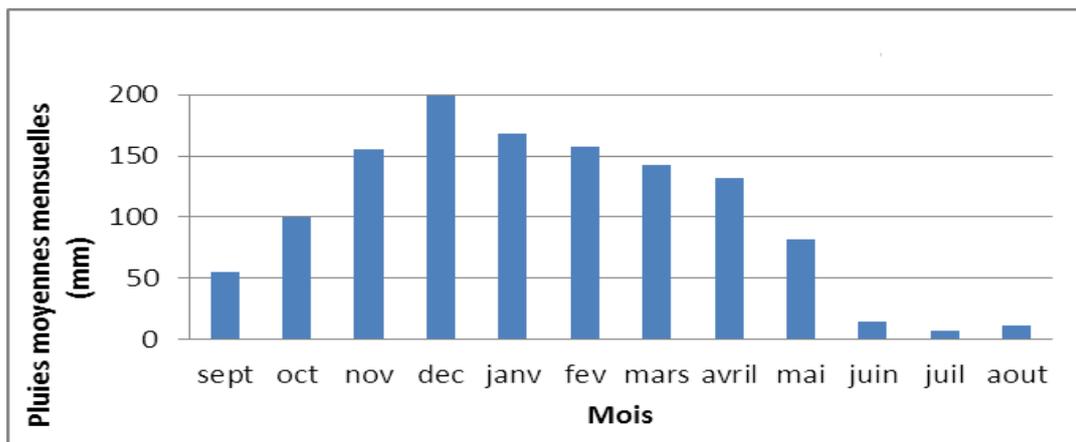


Figure III.05 Répartition mensuelle des précipitations

III.2.4 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 020909a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A) Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III.12 Pluies maximales journalières prise de la station 020909(Source ANRH)

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1971	57	1985	90	1999	108
1972	98	1986	146	2000	56
1973	109	1987	56	2001	85
1974	182	1988	55	2002	111
1975	66	1989	47	2003	95
1976	106	1990	76	2004	103
1977	53	1991	56	2005	47
1978	87	1992	65	2006	82
1979	43	1993	67	2007	169
1980	115	1994	60.8	2008	103
1981	76.8	1995	56	2009	103
1982	114	1996	105	2010	54
1983	49	1997	107	2011	163
1984	88	1998	129	2012	79

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans)

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} Xi}{n}$	88.8
Ecart type « σ_x »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} (Xi - nx)}{n - 1}$	34.5
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{Xc}$	0.388

L'exposant climatique pour notre région (b=0.42) est donné par l'ARNH d'Alger.

III.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

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

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida, comme le montre la (figure III-06).

Tableau III.14 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	321	40.7	401 - 241
2000.0	0.9995	278	33.7	344 - 211
1000.0	0.9990	259	30.8	319 - 199
200.0	0.9950	216	23.8	262 - 169
100.0	0.9900	197	20.9	238 - 156
50.0	0.9800	178	17.9	213 - 143
20.0	0.9500	153	14.0	181 - 126
10.0	0.9000	134	11.1	156 - 112
5.0	0.8000	114	8.22	130 - 97.5

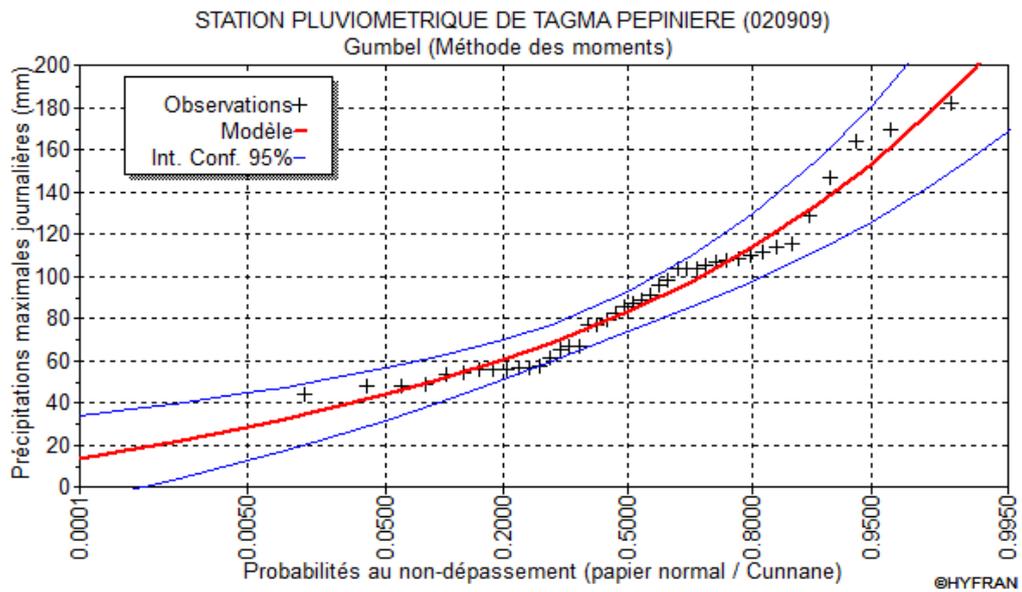


Figure III.06 Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	43.8
Maximum	Aucun	182
Moyenne	88.8	88.8
Ecart-type	34.5	34.5
Médiane	83.2	86.1
Coefficient de variation (Cv)	0.388	0.388
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.909
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.19

III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la (figure III-07).

Tableau III.16 Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	336	55.3	444 - 227
2000.0	0.9995	286	42.4	369 - 202
1000.0	0.9990	265	37.3	338 - 192
200.0	0.9950	218	26.6	270 - 166
100.0	0.9900	199	22.4	243 - 155
50.0	0.9800	179	18.5	216 - 143
20.0	0.9500	154	13.8	181 - 127
10.0	0.9000	134	10.6	155 - 113
5.0	0.8000	114	7.70	129 - 98.6

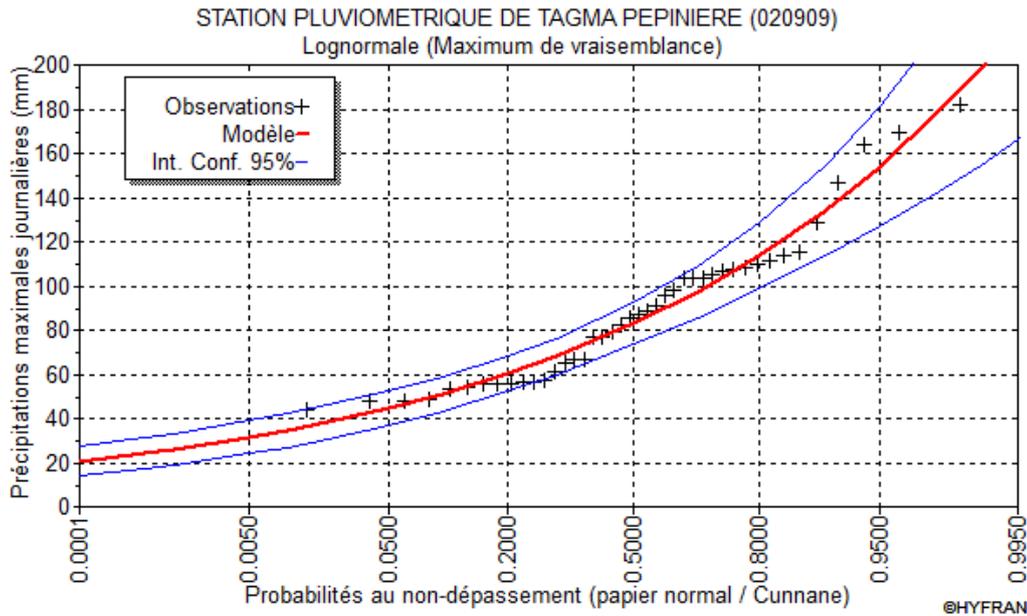


Figure III.07 Représentation graphique de la loi Lognormal

Tableau III.17 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	43.8
Maximum	Aucun	182
Moyenne	88.9	88.8
Ecart-type	34.7	34.5
Médiane	82.9	86.1
Coefficient de variation (Cv)	0.39	0.38
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.23	0.909
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.80	3.19

Conclusion : D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de log-normal (droite de Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que les deux lois sont significatif.

III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.07)$$

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j}$ % (mm).

$P_{max,j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,42$

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.08)$$

I₀: Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.18 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
P _{maxj p(%)}	336	265	199	179	154	134	114

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.19 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

T (h)	Fréquence							
	0,01%		0,1%		1%		2%	
	P _{max t} (mm)	I 0(mm/h)	P _{max t} (mm)	I0 (mm/h)	P _{max t} (mm)	I0 (mm/h)	P _{max t} (mm)	I0 (mm/h)
0,5	66,10	132,21	52,13	104,27	39,15	78,30	35,22	70,43
1	88,44	88,44	69,75	69,75	52,38	52,38	47,12	47,12
1,33	99,69	74,96	78,63	59,12	59,04	44,39	53,11	39,93
2	118,33	59,16	93,32	46,66	70,08	35,04	63,04	31,52
3	140,29	46,76	110,65	36,88	83,09	27,70	74,74	24,91
4	158,31	39,58	124,86	31,21	93,76	23,44	84,34	21,08
5	173,87	34,77	137,13	27,43	102,97	20,59	92,63	18,53
6	187,70	31,28	148,04	24,67	111,17	18,53	100,00	16,67
7	200,26	28,61	157,94	22,56	118,61	16,94	106,69	15,24
8	211,81	26,48	167,05	20,88	125,45	15,68	112,84	14,10
9	222,55	24,73	175,53	19,50	131,81	14,65	118,56	13,17
10	232,62	23,26	183,47	18,35	137,77	13,78	123,93	12,39
11	242,12	22,01	190,96	17,36	143,40	13,04	128,99	11,73
12	251,13	20,93	198,07	16,51	148,74	12,39	133,79	11,15
13	259,72	19,98	204,84	15,76	153,82	11,83	138,36	10,64
14	267,93	19,14	211,32	15,09	158,69	11,33	142,74	10,20
15	275,81	18,39	217,53	14,50	163,35	10,89	146,93	9,80
16	283,39	17,71	223,51	13,97	167,84	10,49	150,97	9,44
17	290,70	17,10	229,27	13,49	172,17	10,13	154,86	9,11
18	297,76	16,54	234,84	13,05	176,35	9,80	158,63	8,81
19	304,60	16,03	240,23	12,64	180,40	9,49	162,27	8,54
20	311,23	15,56	245,47	12,27	184,33	9,22	165,80	8,29
21	317,67	15,13	250,55	11,93	188,15	8,96	169,24	8,06
22	323,94	14,72	255,49	11,61	191,86	8,72	172,58	7,84
23	330,05	14,35	260,31	11,32	195,47	8,50	175,83	7,64
24	336,00	14,00	265,00	11,04	199,00	8,29	179,00	7,46

Tableau III.19 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite et fin)

T (h)	Fréquence					
	5%		10%		20%	
	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)
0,5	30,30	60,59	26,36	52,72	22,43	44,86
1	40,54	40,54	35,27	35,27	30,01	30,01
1,33	45,69	34,36	39,76	29,89	33,82	25,43
2	54,23	27,12	47,19	23,59	40,15	20,07
3	64,30	21,43	55,95	18,65	47,60	15,87
4	72,56	18,14	63,14	15,78	53,71	13,43
5	79,69	15,94	69,34	13,87	58,99	11,80
6	86,03	14,34	74,86	12,48	63,69	10,61
7	91,79	13,11	79,87	11,41	67,94	9,71
8	97,08	12,14	84,47	10,56	71,86	8,98
9	102,00	11,33	88,76	9,86	75,51	8,39
10	106,62	10,66	92,77	9,28	78,93	7,89
11	110,97	10,09	96,56	8,78	82,15	7,47
12	115,10	9,59	100,15	8,35	85,21	7,10
13	119,04	9,16	103,58	7,97	88,12	6,78
14	122,80	8,77	106,85	7,63	90,91	6,49
15	126,41	8,43	110,00	7,33	93,58	6,24
16	129,89	8,12	113,02	7,06	96,15	6,01
17	133,24	7,84	115,93	6,82	98,63	5,80
18	136,47	7,58	118,75	6,60	101,03	5,61
19	139,61	7,35	121,48	6,39	103,35	5,44
20	142,65	7,13	124,12	6,21	105,60	5,28
21	145,60	6,93	126,69	6,03	107,78	5,13
22	148,47	6,75	129,19	5,87	109,91	5,00
23	151,27	6,58	131,63	5,72	111,98	4,87
24	154,00	6,42	134,00	5,58	114,00	4,75

III.5 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

III.5.1 Avec la série d'observations

III.5.1.1 Analogie de la station d'AZZEFOUN

La station d'AZZEFOUN020808 est la plus proche de notre bassin, nous donne les apports du bassin versant d'AZZEFOUN de surface égale à 35Km².

L'apport moyen annuel de la station est de : 11.8Mm³

S_{station} : surface totale du bassin versant où se trouve la station 020808 (35Km²)

S_{site} : surface de notre bassin versant (62Km²)



Figure III.08 Carte de situation de la station et du site (extrait de la carte hydro climatologique échelle 1/500000) (ANRH-1990)

Tableau III.20 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0,001	0,455	0,951	1,840	2,139	2,210	1,620	1,653	0,860	0,074	0,001	0,000	11,806
Apport (%)	0,01	3,85	8,06	15,59	18,12	18,72	13,72	14,00	7,29	0,62	0,01	0,00	100,00

Source A.N.R.H

Dans ces conditions, nous optons pour la méthode analogique, à l'aide de la relation suivante, pour tirer les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station d'AZZEFOUN020808.

$$A_{site} = \frac{S_{bv\ site}}{S_{bv\ station}} \times A_{station} \dots\dots\dots (III.09)$$

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

A_{st} : Apport moyen annuel de la station d'AZZAFOUNE020808.

S_{bv^{site}} : Surface du bassin versant du site qui est de 62 Km²

S_{bv^{station}} : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 35Km²

L'apport moyen annuel du site est de : 20,91Mm³

Tableau III.21 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avar	Mais	Jui	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0,0020	0,8058	1,6851	3,259	3,788	3,915	2,869	2,928	1,52	0,13	0,0015	0,0	20,9
Apport (%)	0,01	3,85	8,06	15,59	18,12	18,72	13,72	14,00	7,29	0,62	0,01	0,0	100

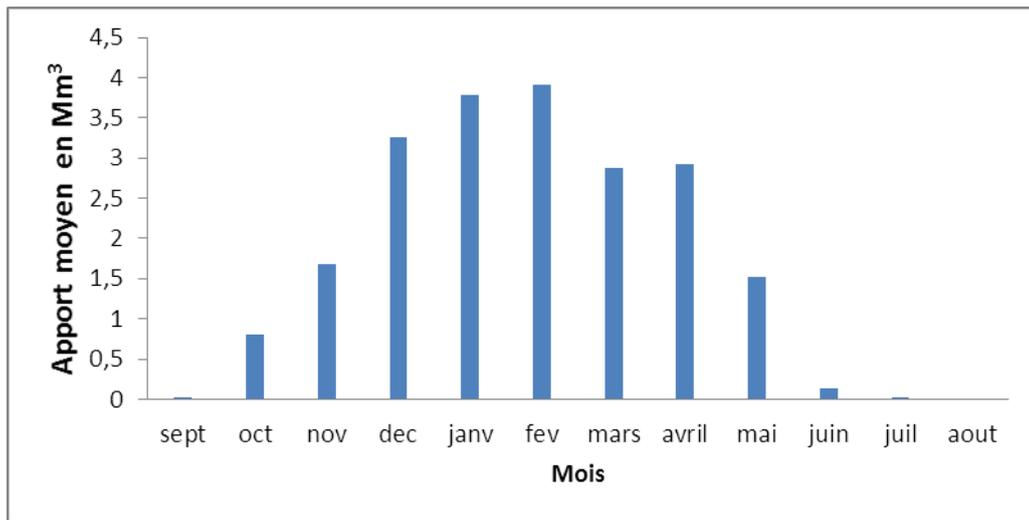


Figure III.09 Répartition mensuelle de l'apport moyen

D'après la série d'observations de la station hydrométrique d'AZZEFOUN020808 et en appliquant la méthode d'analogie (III.29) nous aurons un apport moyen interannuel de :

$$A_0 = 20.91 \text{ Mm}^3$$

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.10)

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes.

$$Me = 663,05 \text{ l/s}$$

B) -Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = Me / S$ (III.11)

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 10,69 \text{ l/s/Km}^2$$

C) -Lame d'eau écoulee

$Le = A_0/S$ (III.12)

$$Le = 337 \text{ mm}$$

D) -Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (III.13)

$$Ce = 0.27$$

III.5.3 Apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l’ajustement de la série des apports de la station D’AZZEFOUN et en appliquant la relation d’analogie on détermine les fréquentiel de notre site d’étude.

III.5.3.1 Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale

Les résultats de l’ajustement sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III.22 Résultats de l’ajustement rapporté à la loi normal des apports

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	44.4	5.01	54.3 - 34.6
2000.0	0.9995	40.7	4.51	49.5 - 31.9
1000.0	0.9990	38.9	4.28	47.3 - 30.6
200.0	0.9950	34.4	3.69	41.7 - 27.2
100.0	0.9900	32.3	3.42	39.0 - 25.6
50.0	0.9800	29.9	3.13	36.0 - 23.7
20.0	0.9500	26.3	2.72	31.6 - 21.0
10.0	0.9000	23.1	2.38	27.8 - 18.4
5.0	0.8000	19.3	2.05	23.3 - 15.3

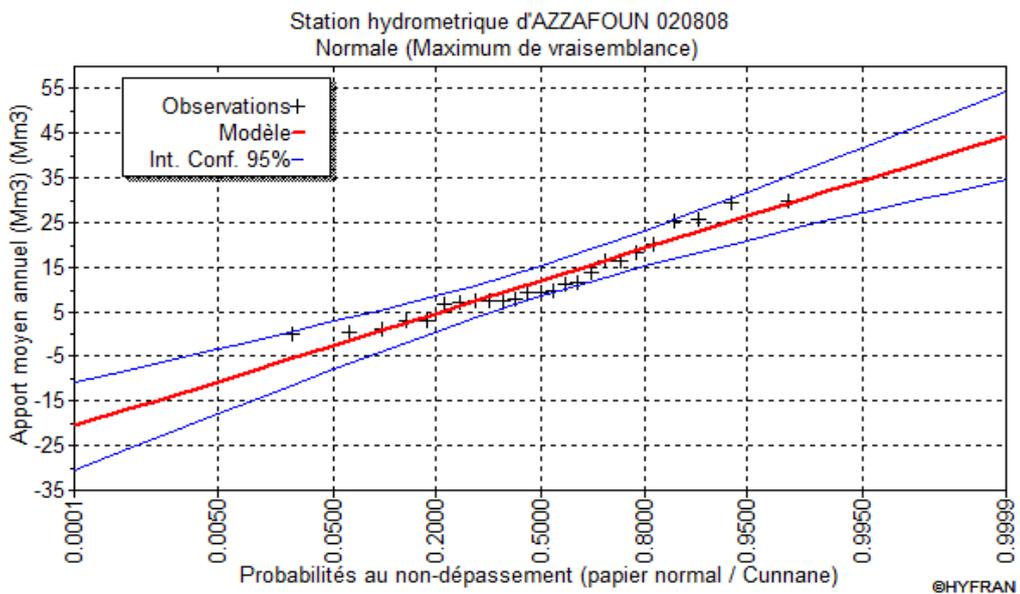


Figure III.10 Représentation graphique de la loi normale des apports

Tableau III.23 Comparaison des caractéristiques de la loi normal et de l’échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi normale	Caractéristiques de l’échantillon
Minimum	Aucun	0.060
Maximum	Aucun	29.7
Moyenne	11.9	11.9
Ecart-type	8.75	8.75
Médiane	11.9	9.16

D'après la loi d'analogie on a : $A_{80\%} = 34.18 \text{Mm}^3$

III.5.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 34.18 \text{Mm}^3$

Tableau III.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil	Août	Total
A(80%)%	0.01	3.85	8.06	15.5	18.1	18.72	13.72	14.00	7.29	0.62	0.01	0.0	100
Apport A (80%) (Mm3)	0,00	1,32	2,75	5,33	6,19	6,40	4,69	4,79	2,49	0,21	0,00	0,00	34,18

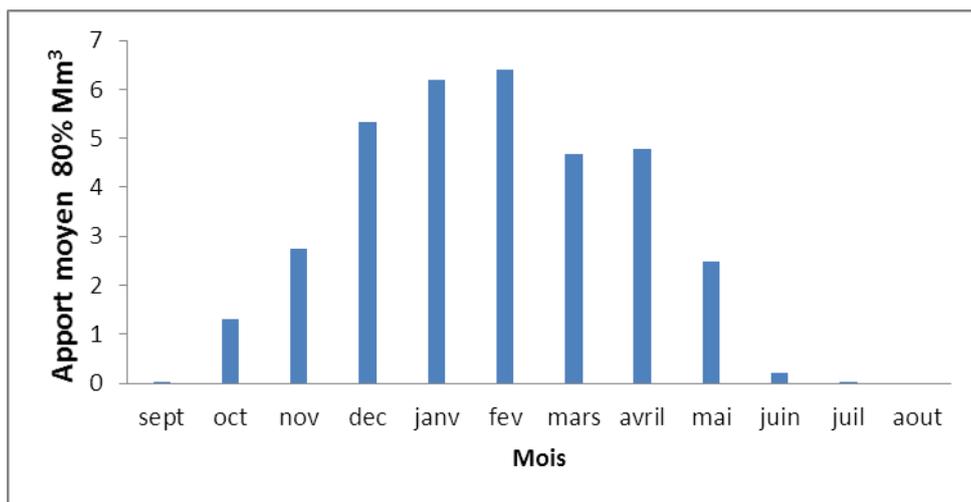


Figure III.11 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

III.6 Etude des crues

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

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série des débits maximum à la loi log- normal.

Tableau III.25 Débits fréquentiels calculés pour la station

Période de retour (ans)	10000	1000	100	50	20	10	5
Qmax (m³/s)	1030	701	403	317	245	175	107

Le tableau suivant nous donne les débits fréquentiels pour le site.

Tableau III.26 Débits fréquentiel du site

Période de retour (ans)	10000	1000	100	50	20	10	5
Qmax (m³/s)	1825	1243	714	562	434	310	190

III.6.1 Hydrogramme de crue

III.6.1.1 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

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

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

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.14)$$

T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.15)$$

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s) ;

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

t_d : Temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s)

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

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

- $t_d = \delta \cdot t_m$;

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

Tableau III.27 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

On prend $\delta=2,5$

$t_d = 2,5 \cdot 1,33 = 3,32$ heures.

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

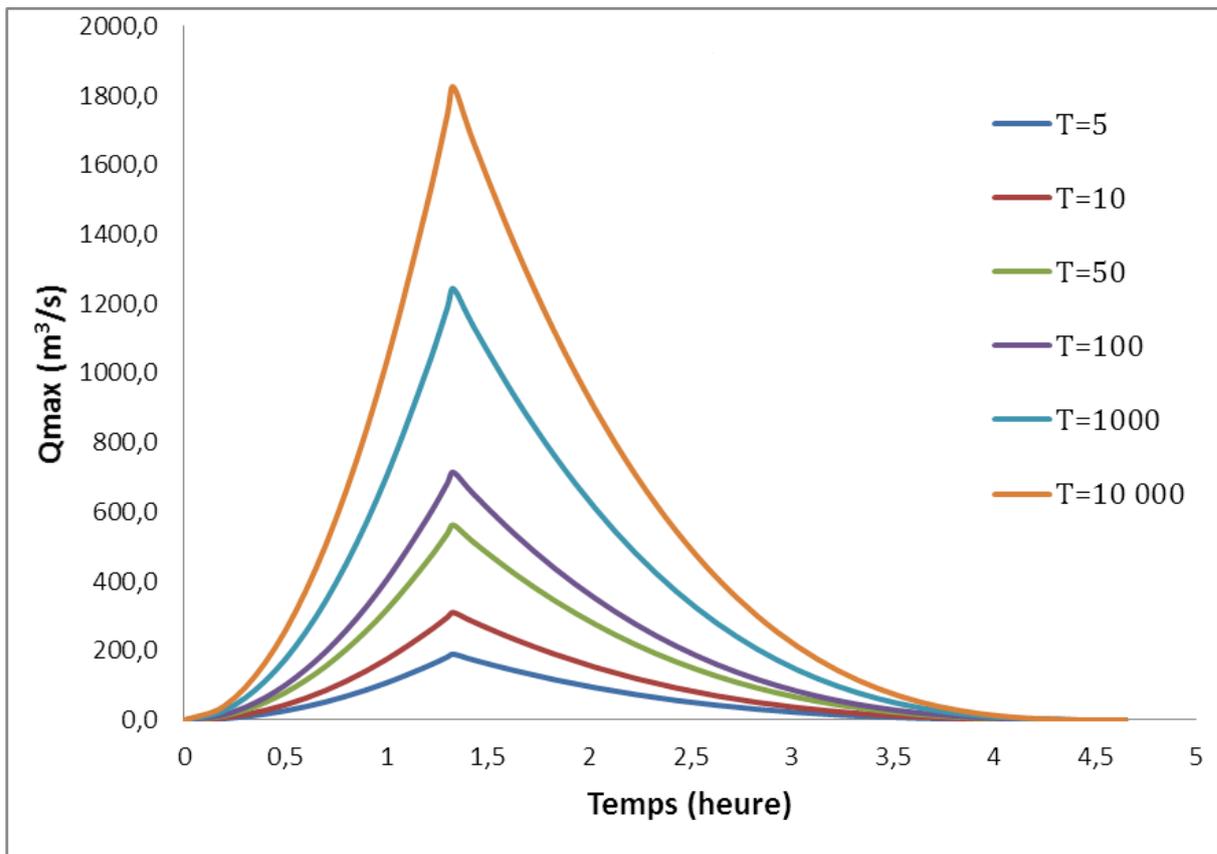


Figure III.12 Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

Tableau III.28 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	5	10	50	100	1000	10 000
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	4,3	7,0	12,7	16,1	28,1	41,3
0,4	17,2	28,0	50,8	64,6	112,4	165,1
0,6	38,7	63,1	114,4	145,3	253,0	371,4
0,8	68,7	112,2	203,3	258,3	449,7	660,3
1	107,4	175,3	317,7	403,6	702,7	1031,7
1,2	154,7	252,4	457,5	581,2	1011,9	1485,7
1,3	181,5	296,2	536,9	682,2	1187,6	1743,6
1,33	190,0	310,0	562,0	714,0	1243,0	1825,0
1,43	173,34	282,82	512,73	651,41	1134,03	1665,01
1,63	143,01	233,33	423,00	537,41	935,57	1373,63
1,83	116,44	189,97	344,40	437,55	761,74	1118,40
2,03	93,38	152,35	276,20	350,90	610,89	896,92
2,23	73,58	120,06	217,65	276,52	481,40	706,80
2,43	56,81	92,68	168,03	213,47	371,63	545,64
2,63	42,80	69,82	126,58	160,82	279,97	411,06
2,83	31,30	51,07	92,58	117,62	204,77	300,65
3,03	22,07	36,02	65,29	82,95	144,41	212,03
3,23	14,87	24,26	43,97	55,87	97,26	142,80
3,43	9,43	15,38	27,89	35,43	61,68	90,56
3,63	5,51	8,99	16,30	20,71	36,05	52,92
3,83	2,86	4,67	8,47	10,76	18,73	27,50
4,03	1,24	2,02	3,66	4,65	8,10	11,89
4,23	0,38	0,63	1,14	1,45	2,52	3,69
4,43	0,06	0,09	0,16	0,21	0,36	0,53
4,63	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

III.6.2 Choix de la crue de projet

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

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- l'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- la précision.
- la bonne estimation.

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

Crue de projet recommandée

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

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

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

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

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : Représente les risques.

1/ Lorsque (I_g =1), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque (I_g =2), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquentennale.

3/Lorsque (I_g =3), le risque est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

Tableau III.29 Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)+revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 1000ans. Donc, pour un débit qui vaut $Q = 1243 \text{ m}^3/\text{s}$

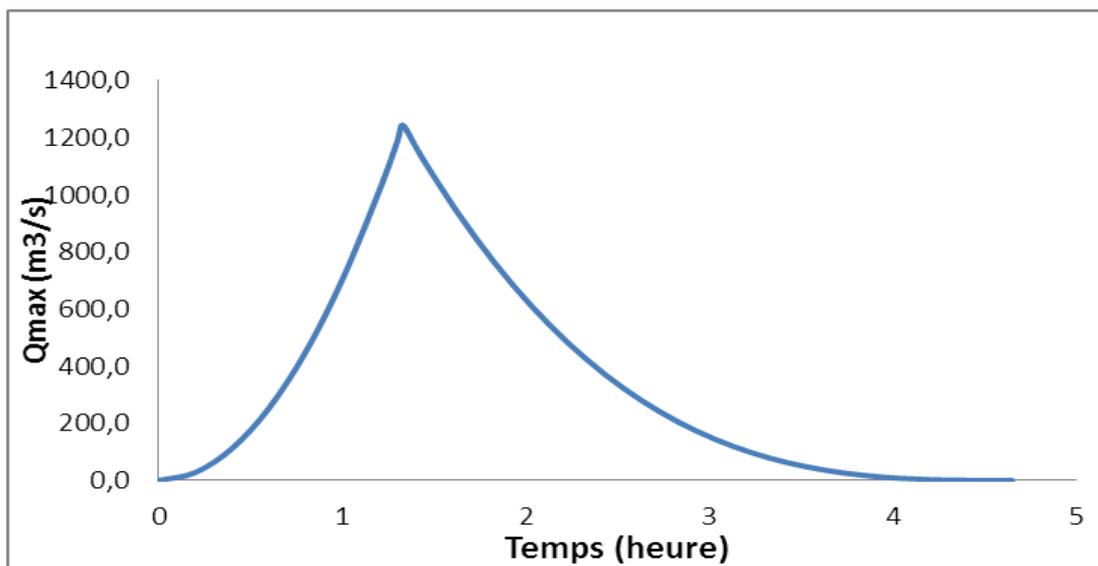


Figure III.13 Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans

III.6.3 Choix de la crue de chantier

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

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, elles seront provoquées par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie. Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclut dans la digue, on peut lui attribué une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

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

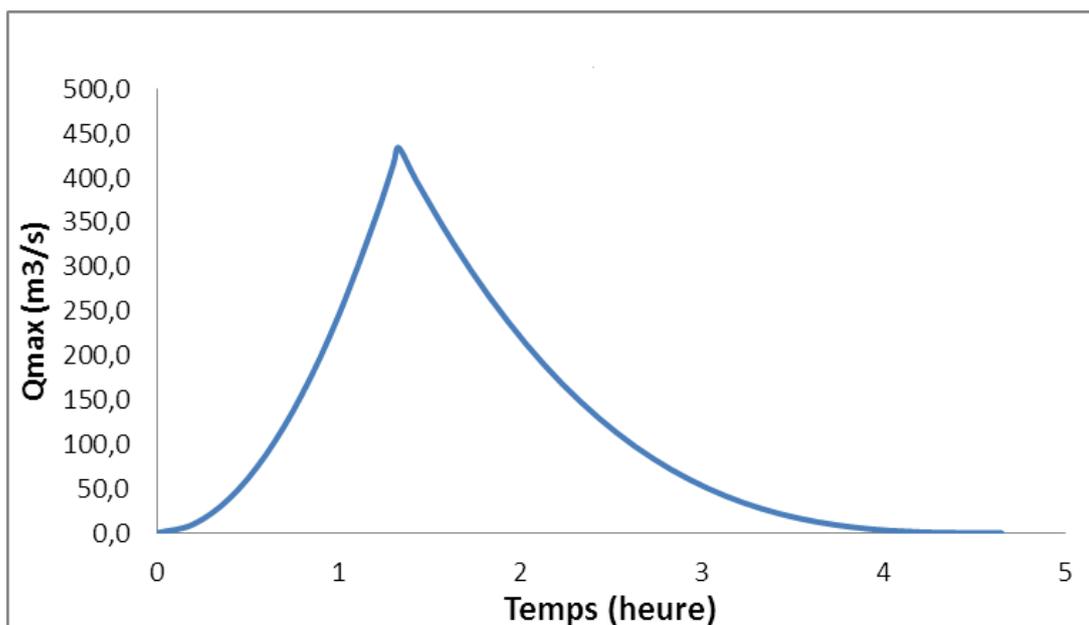


Figure III.14 Hydrogramme de la crue du chantier ($Q=434m^3/s$, $T=20ans$)

III.7 Apports solides et estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.7.1 Apport solide en suspension

A) Formule de Fournier

$$Es = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km2 /an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

Pa: Pluie moyenne annuelle.

h= 45%(Hmax - Hmin) [m].

S: Surface du bassin versant.

AN:

h= 531 m , Pm=198.9 mm , Pa=1222.3 mm

D'où : **Es = 749 t/Km²/an**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4t/m^3$ (ANRH ,2013)

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$Vm = \frac{Es \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.17)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=50ans

AN : Vm=1.66 Mm³

B) Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,4 t/m³].

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

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.30 Déférentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

AN :

$$V_m = 1,05 \frac{51952 \cdot 50}{1.4}$$

$$V_m = 1.94 \text{ Mm}^3$$

Résultat et commentaire

La station d'Azeffoun ne dispose que de 11années d'observation (1976 à 87), avec un taux moyen de 560 (t/km²/an) Cette période d'observation est considérée comme courte,et n'est pas suffisante pour évaluer le volume de transport solide (en suspension) car elle ne permet pas

d'analyser l'évolution du cours d'eau et son comportement. De plus les chiffres donnés semblent faibles par rapport à la configuration de la région.

L'étude hydrologique a eu recours à des méthodes empiriques comme la formule de TIXERONT et la formule de FOURNIER. Le volume mort a été estimé à 1.94 millions de m³, pour une période d'exploitation de 50 ans, avec un poids spécifique de 1,4 t/m³.

III.7.2 Transport solide par charriage En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 0.29 Mm³

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de la retenue sera estimé à **2.23Mm³**

III.8 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued de Flidou a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. 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.

III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III.31 Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil	Aoû	Total
A(80%)%	0.01	3.85	8.06	15.59	18.12	18.72	13.72	14.00	7.29	0.62	0.01	0.0	100
Apport A (80%) (Mm ³)	0,00	1,32	2,75	5,33	6,19	6,40	4,69	4,79	2,49	0,21	0,00	0,00	34.18

III.8.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau III.32 Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mar	Avar	Mai	Juin	Juil	Août	Total
Besoins total(Mm ³)	3	3	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	3.4	3.4	3.4	3.5	25.1
Besoins (%) total	11.95	11.95	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	13.54	13.54	13.54	13.94	100

III.8.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot DH \dots\dots\dots (III.19)$$

Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m²;

S i+1 : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m²;

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

$$DV1 = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot DH \dots\dots\dots (III.20)$$

Le tableau III.33 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III.33 Courbe topographiques et volumétriques :

Côte (m)	V (hm ³)	S (km ³)
285	0.0	0.00
290	0.049	0.0297
295	0.315	0.0806
300	0.866	0.1429
305	1.829	0.2472
310	3.289	0.3389
315	5.231	0.4403
320	7.779	0.5823
325	11.103	0.7508
330	15.35	0.9519
335	20.578	1.1423
340	26.755	1.3308
345	33.893	1.5268
350	42.021	1.7265

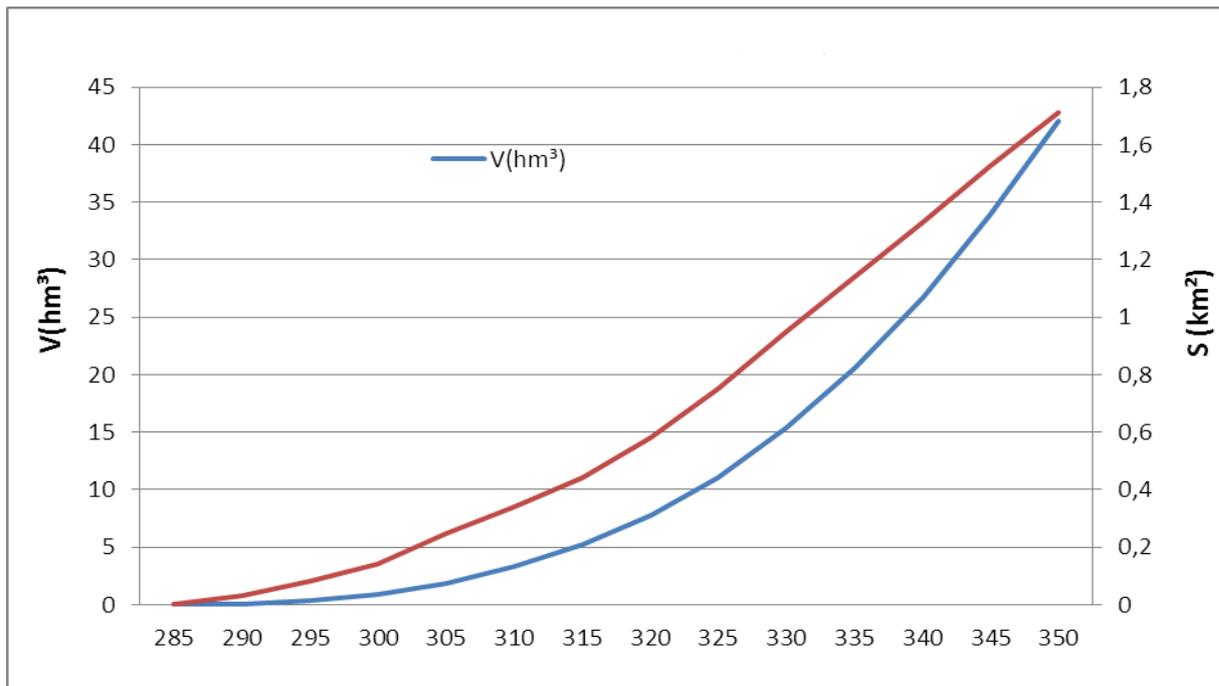


Figure III.15 Courbe hauteur-surface-volume

III.8.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode dubilan d'eau".

Procédé de calcul

- Détermination de la période de 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 de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III.34 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A(80%)	U20%	A-U	1 ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nouv	2,75	0,90	1,85	4,08	2,23		0,38	2,23	1,85
Dec	5,33	0,90	4,43		4,08		-2,20	2,23	4,43
Jan	6,19	0,90	5,29	8,51	8,51		-0,56	2,23	2,79
Fev	6,40	0,90	5,50	13,80	13,80		4,73	4,73	
Mars	4,69	0,90	3,79	19,30	17,91	1,39	10,23	10,23	
Avril	4,79	0,90	3,89	21,70	17,91	3,79	14,02	14,02	
Mai	2,49	3,40	-0,91	21,80	17,91	3,89	17,91	17,91	
Juin	0,21	3,40	-3,19	17,00	17,00		17,00	17,00	
juil	0,00	3,40	-3,40	13,81	13,81		13,81	13,81	
auot	0,00	3,50	-3,50	10,41	10,41		10,41	10,41	
sept	0,00	3,00	-3,00	6,91	6,91		6,91	6,91	
oct	1,32	3,00	-1,68	3,91	3,91		3,91	3,91	
				2,23	2,23		2,23	2,23	
						9,07			9,07

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 24.75 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 15.68 \text{ M m}^3$$

Donc: le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 15.68 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 2.23 + 15.68 = 17.91 \text{ Mm}^3$$

III.8.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \dots \dots \dots (III.21)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots (III.22)$$

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

B- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.23)$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

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

Tableau III.35 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

Mois	A(80%)	U20%	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nouv	2,75	0,90	0,080	1,77	4	2,23			2,23	
Dec	5,33	0,90	0,007	4,42		4		0,46	2,23	1,77
Jan	6,19	0,90	0,005	5,29	8,42	8,42		-2,19	2,23	4,42
Fev	6,40	0,90	0,005	5,50	13,71	13,71		-0,21	2,23	2,44
Mars	4,69	0,90	0,005	3,79	19,21	18,22	0,99	5,08	5,08	
Avril	4,79	0,90	0,040	3,85	22,01	18,22	3,79	10,58	10,58	
Mai	2,49	3,40	0,080	-0,99	22,07	18,22	3,85	14,37	14,37	
Juin	0,21	3,40	0,070	-3,26	17,23	17,23		18,22	18,22	
juil	0,00	3,40	0,070	-3,47	13,97	13,97		17,23	17,23	
auot	0,00	3,50	0,070	-3,57	10,50	10,50		13,97	13,97	
sept	0,00	3,00	0,009	-3,01	6,93	6,93		10,50	10,50	
oct	1,32	3,00	0,009	-1,69	3,92	3,92		6,93	6,93	
					2,23	2,23		3,92	3,92	
							8,63	2,23	2,23	8,63

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 24.61 \text{ M m}^3.$$

$$V_d = 15.99 \text{ M m}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 15.99 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 15.99 + 2.23 = 18.22 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 18.22 \text{ Mm}^3}$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u$$

$$E = (15.99 - 15.68) / 15.68 = 1.97 \%$$

$$1\% < 1.97\% < 2\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 15.99 Mm^3 .

Il correspond à un niveau $NNR = 332.65 \text{ m}$

III.9 Laminage des crues

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

$$Q dt = q dt + S dh \dots\dots\dots (III.24)$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.25)$$

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

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

III.9.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

III.9.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (III.26)$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots \dots \dots (III.27)$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation(III.26) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2m³/s en une heure, ce terme vaut (1 m³/s - 2m³/s) / 3600s = 0,000277m³/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 26 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \dots \dots \dots (III.28)$$

L'équation de continuité (III.26) peut être mise sous la forme suivante :

$$I - Q = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots (III.29)$$

Ou : I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .

Q (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S .

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation (III.29) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.9.1.2 méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 29 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \dots \dots \dots (III.30)$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_1 - S_2 = \frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t \dots \dots \dots (III.31)$$

La résolution du problème consiste à déterminer Q_1 et Q_2 connaissant I_1 et I_2 . L'équation 32 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.9.1.3 Principe de la méthode de solution

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

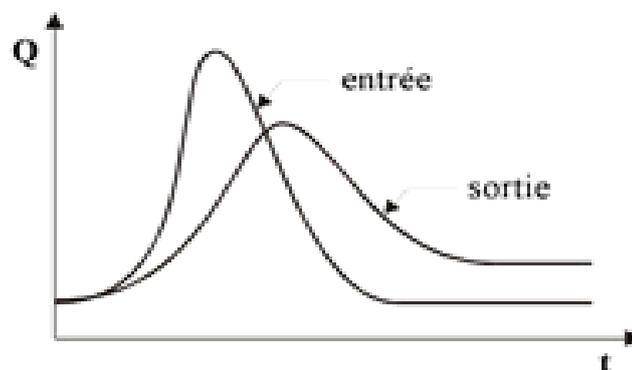


Figure III.16 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + Q_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + Q_1 - 2Q_1 \dots\dots\dots\text{III .32)}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2 /\Delta t + Q_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants . S_1 et Q_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie Q_2 à partir de la quantité connue $[2S_2 /\Delta t + Q_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + Q = f(Q)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.36 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1 /\Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2 /\Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3 /\Delta t + O_3$
...
$h_n S_n O_n$			$2S_n /\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O .$$

III.9.1.4 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.17). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

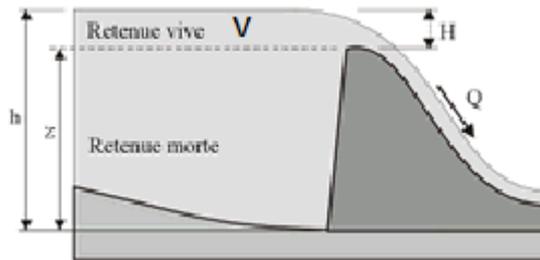


Figure III.17 Evacuateur à surface libre

$$Q=CBH^{3/2} = CB (H - z)^{3/2} \dots\dots\dots(III .33)$$

ou :C :c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B :est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q=mA \sqrt{2gH} \dots\dots\dots(III.34)$$

Ou : m : est une constante de débit

A :est la section d'écoulement

H : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.9.1.5 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$V=AH \dots\dots\dots(III.35)$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\dots+a_nh^n \dots\dots\dots(III.36)$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir $b=15m$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots(III.37)$$

Pour $b=15m$ et $m = 0.49$: $Q = 32.55 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure3.18) avec un coefficient de corrélation $r = 0.996$ entre les altitudes 330m NGA et 350m NGA.

$$V(Mm^3) = 1.4293 \times H - 458.74$$

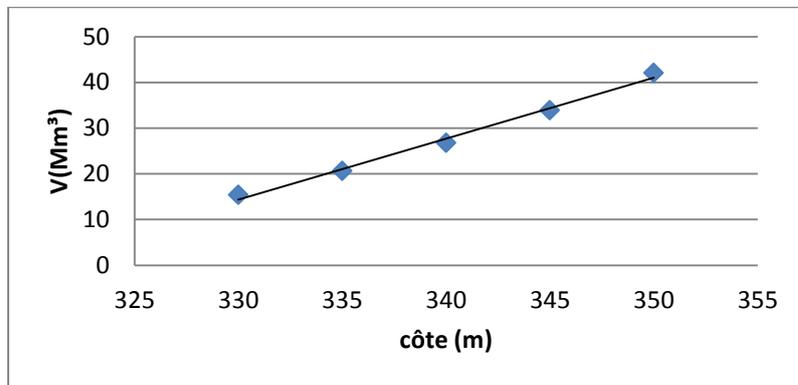


Figure III.18 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure3.19) avec un coefficient de corrélation $r = 0.999$ entre les altitudes 335m NGA et 350m NGA.

$$S(Km^2) = 0.0383 \times H - 11.704$$

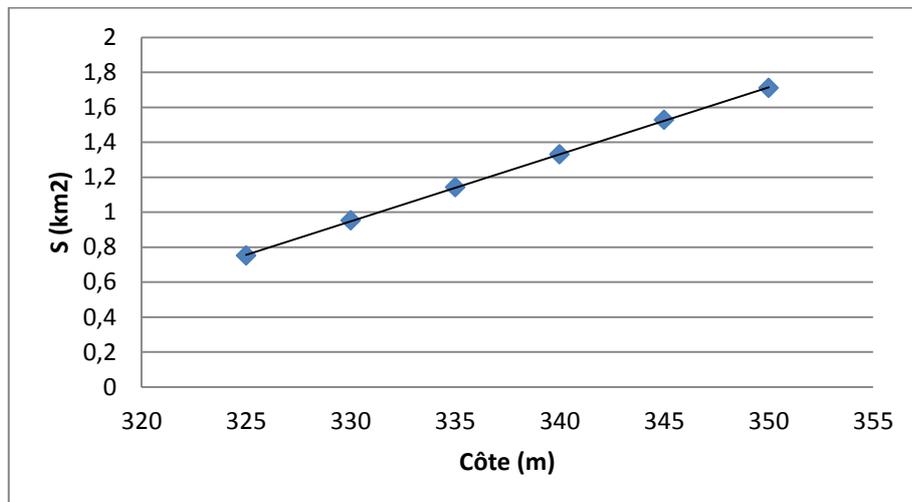


Figure III.19 Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0\text{m}$, le volume stocké $V_s = 0\text{m}^3$. La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 1243 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $1243 = 32.55 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 11.34 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.37

Tableau III.37 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H (m)	CÔTE(NGA)	A (Km ²)	Q (m ³ /S)	S (m3)	2S/Δt+Q
0,00	332,65	1,04	0,00	0,00	0,00
0,50	333,15	1,06	11,51	527822,50	1477,68
1,00	333,65	1,07	32,55	1074795,00	3018,09
1,50	334,15	1,09	59,80	1640917,50	4617,90
2,00	334,65	1,11	92,07	2226190,00	6275,93
2,50	335,15	1,13	128,67	2830612,50	7991,48
3,00	335,65	1,15	169,13	3454185,00	9764,09
3,50	336,15	1,17	213,13	4096907,50	11593,43
4,00	336,65	1,19	260,40	4758780,00	13479,23
4,50	337,15	1,21	310,72	5439802,50	15421,28
5,00	337,65	1,23	363,92	6139975,00	17419,41
5,50	338,15	1,25	419,85	6859297,50	19473,46
6,00	338,65	1,27	478,39	7597770,00	21583,30
6,50	339,15	1,29	539,41	8355392,50	23748,84
7,00	339,65	1,30	602,83	9132165,00	25969,96
7,50	340,15	1,32	668,56	9928087,50	28246,58
8,00	340,65	1,34	736,52	10743160,00	30578,63
8,50	341,15	1,36	806,64	11577382,50	32966,04
9,00	341,65	1,38	878,85	12430755,00	35408,73
9,50	342,15	1,40	953,10	13303277,50	37906,64
10,00	342,65	1,42	1029,32	14194950,00	40459,74
10,50	343,15	1,44	1107,48	15105772,50	43067,96
11,00	343,65	1,46	1187,52	16035745,00	45731,25

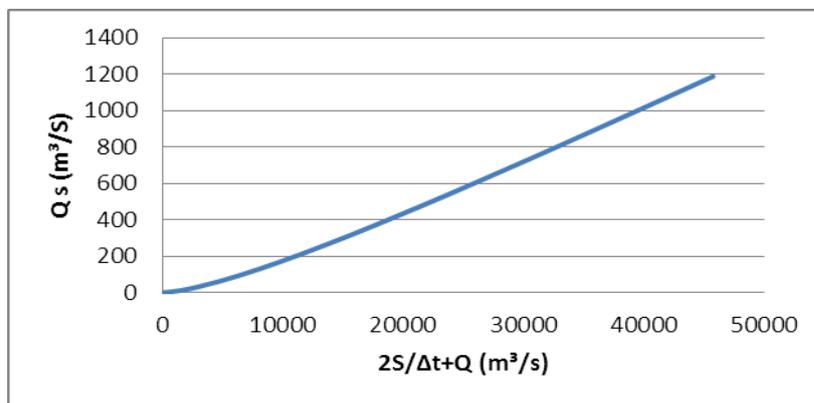


Figure III.20 Courbe caractéristique du barrage

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$2 \frac{S_2}{\Delta t} + Q_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + Q_1 - 2Q_1$ On détermine l'hydrogramme laminée (tableau III.38).

Tableau III.38 Calcul de l'hydrogramme laminé.

Temps(h)	I	I1+I2	2S/Δt+Q	(2S/Δt+Q)-2Q	Qs
0,00	0,00	28,11	0,00	0,00	0,00
0,20	28,11	140,54	28,11	27,12	0,49
0,40	112,43	365,40	167,66	161,74	2,96
0,60	252,97	702,70	527,15	508,48	9,33
0,80	449,73	1152,42	1211,18	1167,96	21,61
1,00	702,70	1714,58	2320,38	2236,55	41,92
1,20	1011,88	2199,44	3951,13	3805,80	72,66
1,30	1187,56	2430,56	6005,24	5779,43	112,90
1,33	1243,00	2377,03	8209,99	7894,04	157,98
1,43	1134,03	2069,60	10271,07	9867,33	201,87
1,63	935,57	1697,31	11936,93	11459,76	238,59
1,83	761,74	1372,62	13157,06	12624,69	266,19
2,03	610,89	1092,28	13997,31	13426,24	285,54
2,23	481,40	853,03	14518,52	13923,16	297,68
2,43	371,63	651,60	14776,19	14168,73	303,73
2,63	279,97	484,74	14820,33	14210,80	304,77
2,83	204,77	349,18	14695,54	14091,88	301,83
3,03	144,41	241,67	14441,06	13849,32	295,87
3,23	97,26	158,94	14090,99	13515,56	287,71
3,43	61,68	97,72	13674,50	13118,36	278,07
3,63	36,05	54,77	13216,08	12681,01	267,54
3,83	18,73	26,82	12735,79	12222,61	256,59
4,03	8,10	10,61	12249,43	11758,23	245,60
4,23	2,52	2,88	11768,84	11299,18	234,83
4,43	0,36	0,36	11302,05	10853,13	224,46
4,63	0,00	0,00	10853,49	10424,33	214,58
4,83	0,00	0,00	10424,33	10013,92	205,20
5,03	0,00	0,00	10013,93	9621,32	196,30
5,23	0,00	0,00	9621,32	9245,63	187,85
5,43	0,00	0,00	9245,63	8885,99	179,82
5,63	0,00	0,00	8885,99	8541,62	172,19
5,83	0,00	0,00	8541,62	8211,77	164,92
6,03	0,00	0,00	8211,77	7895,74	158,01
6,23	0,00	0,00	7895,74	7592,88	151,43
6,43	0,00	0,00	7592,88	7302,55	145,16
6,63	0,00	0,00	7302,55	7024,17	139,19
6,83	0,00	0,00	7024,17	6757,18	133,49

Tableau III.38 Calcul de l'hydrogramme laminé (suite et fin).

Temps(h)	I	I1+I2	2S/ $\Delta t+Q$	(2S/ $\Delta t+Q$)-2Q	Qs
7,03	0,00	0,00	6757,18	6501,06	128,06
7,23	0,00	0,00	6501,06	6255,32	122,87
7,43	0,00	0,00	6255,32	6019,48	117,92
7,63	0,00	0,00	6019,48	5793,10	113,19
7,83	0,00	0,00	5793,10	5575,76	108,67
8,03	0,00	0,00	5575,76	5367,06	104,35
8,23	0,00	0,00	5367,06	5166,62	100,22
8,43	0,00	0,00	5166,62	4974,08	96,27
8,63	0,00	0,00	4974,08	4789,09	92,49
8,83	0,00	0,00	4789,09	4611,34	88,88
9,03	0,00	0,00	4611,34	4440,52	85,41
9,23	0,00	0,00	4440,52	4276,33	82,10
9,43	0,00	0,00	4276,33	4118,49	78,92
9,63	0,00	0,00	4118,49	3966,73	75,88
9,83	0,00	0,00	3966,73	3820,81	72,96
10,03	0,00	0,00	3820,81	3680,48	70,17
10,23	0,00	0,00	3680,48	3545,51	67,49
10,43	0,00	0,00	3545,51	3415,68	64,92
10,63	0,00	0,00	3415,68	3290,78	62,45
10,83	0,00	0,00	3290,78	3170,61	60,08
11,03	0,00	0,00	3170,61	3054,99	57,81
11,23	0,00	0,00	3054,99	2943,72	55,63
11,43	0,00	0,00	2943,72	2836,63	53,54
11,63	0,00	0,00	2836,63	2733,57	51,53
11,83	0,00	0,00	2733,57	2634,36	49,61
12,03	0,00	0,00	2634,36	2538,85	47,75
12,23	0,00	0,00	2538,85	2446,91	45,97
12,43	0,00	0,00	2446,91	2358,38	44,26
12,63	0,00	0,00	2358,38	2273,14	42,62
12,83	0,00	0,00	2273,14	2191,06	41,04
13,03	0,00	0,00	2191,06	2112,01	39,52
13,23	0,00	0,00	2112,02	2035,89	38,06
13,43	0,00	0,00	2035,89	1962,57	36,66
13,63	0,00	0,00	1962,57	1891,95	35,31
13,83	0,00	0,00	1891,95	1823,92	34,01
14,03	0,00	0,00	1823,92	1758,39	32,77
14,23	0,00	0,00	1758,39	1695,25	31,57
14,43	0,00	0,00	1695,25	1634,43	30,41
14,63	0,00	0,00	1634,43	1575,83	29,30
14,83	0,00	0,00	1575,83	1519,37	28,23
15,03	0,00	0,00	1519,37	1464,97	27,20

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans le tableau III –39

Tableau III.39 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (Q laminé m ³ /s)										
Temps(h)	Q	Q1+Q2	Hd=4,44m	Hd=4,07m	Hd=3,88m	Hd=3,7m	Hd=3,55m	Hd=3,32m	Hd=3,12m	Hd=3,10m	Hd=3,08m	Hd=2,92m	Hd=2,90m
			b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m	b=65m
0,00	0,00	28,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	28,11	140,54	0,49	0,59	0,69	0,77	0,83	0,90	0,96	1,01	1,11	1,13	1,14
0,40	112,43	365,40	2,96	3,54	4,13	4,61	4,94	5,37	5,73	6,01	6,60	6,74	6,83
0,60	252,97	702,70	9,33	11,18	13,04	14,58	15,64	16,96	18,08	19,02	20,92	21,37	21,79
0,80	449,73	1152,4	21,61	25,89	30,27	33,91	36,53	39,51	42,01	44,52	49,14	50,14	51,68
1,00	702,70	1714,5	41,92	50,27	59,03	66,38	72,00	77,56	82,23	88,06	97,76	99,61	104,27
1,20	1011,8	2199,4	72,66	87,34	103,24	116,69	127,79	136,96	144,64	157,06	175,65	178,64	190,54
1,30	1187,5	2430,5	112,90	136,06	162,01	184,09	203,66	217,01	228,15	251,31	282,85	287,08	311,63
1,33	1243,0	2377,0	157,98	190,70	228,44	260,62	290,65	307,84	322,14	358,71	404,88	410,10	450,33
1,43	1134,0	2069,6	201,87	243,70	292,86	334,56	374,73	394,59	411,05	460,09	518,19	523,89	577,21
1,63	935,57	1697,3	238,59	287,43	345,17	393,56	440,65	461,54	478,78	535,15	598,26	603,84	661,98
1,83	761,74	1372,6	266,19	319,36	381,92	433,38	483,14	503,62	520,42	577,77	638,61	643,64	697,92
2,03	610,89	1092,2	285,54	340,64	404,63	456,01	504,79	523,90	539,45	592,80	646,41	650,67	695,66
2,23	481,40	853,03	297,68	352,70	415,31	464,16	509,24	526,38	540,22	586,32	630,05	633,49	666,86
2,43	371,63	651,60	303,73	357,06	416,16	460,75	500,35	515,25	527,15	564,33	597,35	599,99	621,61
2,63	279,97	484,74	304,77	355,21	409,33	448,59	481,79	494,35	504,25	532,08	554,76	556,67	567,69
2,83	204,77	349,18	301,83	348,57	396,78	430,21	456,72	466,99	474,96	493,83	507,21	508,49	510,66
3,03	144,41	241,67	295,87	338,38	380,26	407,75	427,76	435,89	442,04	452,84	458,31	459,03	454,23
3,23	97,26	158,94	287,71	325,74	361,22	382,98	396,99	403,13	407,63	411,51	410,49	410,76	400,75
3,43	61,68	97,72	278,07	311,57	340,85	357,28	365,94	370,32	373,33	371,50	365,37	365,25	351,57
3,63	36,05	54,77	267,54	296,62	320,07	331,70	335,75	338,55	340,27	333,89	323,86	323,42	307,35
3,83	18,73	26,82	256,59	281,46	299,58	306,97	307,15	308,59	309,18	299,32	286,43	285,74	268,28

Tableau III.39 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties (suite).

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (Qlaminé m ³ /s)										
			Hd=4,44m	Hd=4,07m	Hd=3,88m	Hd=3,7m	Hd=3,55m	Hd=3,32m	Hd=3,12m	Hd=3,10m	Hd=3,08m	Hd=2,92m	Hd=2,90m
Temps(h)	Q	Q1+Q2	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m	b=65m
4,03	8,10	10,61	245,60	266,55	279,89	283,61	280,62	280,88	280,51	268,09	253,21	252,31	234,23
4,23	2,52	2,88	234,83	252,18	261,29	261,91	256,38	255,64	254,46	240,25	224,08	223,01	204,89
4,43	0,36	0,36	224,46	238,54	243,98	242,00	234,47	232,90	231,05	215,67	198,75	197,57	179,81
4,63	0,00	0,00	214,58	225,71	227,97	223,85	214,80	212,54	210,14	194,08	176,83	175,56	158,43
4,83	0,00	0,00	205,20	213,70	213,23	207,34	197,15	194,32	191,47	175,10	157,84	156,51	140,17
5,03	0,00	0,00	196,30	202,43	199,62	192,30	181,28	177,97	174,77	158,38	141,32	139,94	124,49
5,23	0,00	0,00	187,85	191,86	187,05	178,56	166,95	163,27	159,78	143,56	126,86	125,46	110,93
5,43	0,00	0,00	179,82	181,93	175,41	165,99	153,99	150,00	146,29	130,39	114,15	112,74	99,14
5,63	0,00	0,00	172,19	172,60	164,62	154,47	142,24	138,00	134,12	118,65	102,94	101,53	88,83
5,83	0,00	0,00	164,92	163,82	154,61	143,89	131,55	127,12	123,11	108,14	93,00	91,61	79,79
6,03	0,00	0,00	158,01	155,55	145,31	134,15	121,81	117,23	113,14	98,70	84,17	82,79	71,81
6,23	0,00	0,00	151,43	147,76	136,66	125,17	112,91	108,23	104,07	90,22	76,30	74,94	64,76
6,43	0,00	0,00	145,16	140,41	128,59	116,89	104,77	100,01	95,83	82,56	69,27	67,93	58,50
6,63	0,00	0,00	139,19	133,48	121,07	109,23	97,31	92,51	88,31	75,64	62,96	61,66	52,92
6,83	0,00	0,00	133,49	126,93	114,05	102,14	90,45	85,63	81,45	69,37	57,29	56,02	47,94
7,03	0,00	0,00	128,06	120,74	107,49	95,58	84,15	79,33	75,18	63,69	52,19	50,96	43,48
7,23	0,00	0,00	122,87	114,90	101,36	89,49	78,35	73,54	69,43	58,52	47,59	46,39	39,49
7,43	0,00	0,00	117,92	109,36	95,62	83,83	73,00	68,23	64,17	53,81	43,43	42,28	35,89
7,63	0,00	0,00	113,19	104,13	90,24	78,57	68,05	63,33	59,34	49,51	39,67	38,55	32,66
7,83	0,00	0,00	108,67	99,17	85,20	73,68	63,48	58,82	54,90	45,59	36,26	35,18	29,74
8,03	0,00	0,00	104,35	94,47	80,47	69,12	59,25	54,66	50,82	42,01	33,16	32,13	27,10
8,23	0,00	0,00	100,22	90,01	76,03	64,88	55,33	50,82	47,07	38,73	30,35	29,35	24,71
8,43	0,00	0,00	96,27	85,79	71,85	60,91	51,70	47,27	43,61	35,73	27,79	26,83	22,55

Tableau III.39 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties (suite).

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (Q laminé m ³ /s)										
			Hd=4,44m	Hd=4,07m	Hd=3,88m	Hd=3,7m	Hd=3,55m	Hd=3,32m	Hd=3,12m	Hd=3,10m	Hd=3,08m	Hd=2,92m	Hd=2,90m
Temps(h)	Q	Q1+Q2	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m	b=65m
8,63	0,00	0,00	92,49	81,78	67,93	57,22	48,33	43,98	40,42	32,97	25,46	24,54	20,59
8,83	0,00	0,00	88,88	77,98	64,24	53,76	45,19	40,94	37,47	30,44	23,34	22,46	18,81
9,03	0,00	0,00	85,41	74,36	60,77	50,53	42,28	38,13	34,76	28,12	21,40	20,56	17,19
9,23	0,00	0,00	82,10	70,93	57,50	47,51	39,57	35,52	32,25	25,98	19,63	18,83	15,72
9,43	0,00	0,00	78,92	67,67	54,42	44,68	37,04	33,10	29,93	24,01	18,01	17,25	14,38
9,63	0,00	0,00	75,88	64,57	51,52	42,04	34,69	30,85	27,78	22,20	16,54	15,81	13,16
9,83	0,00	0,00	72,96	61,62	48,78	39,55	32,50	28,77	25,80	20,54	15,18	14,49	12,05
10,03	0,00	0,00	70,17	58,82	46,20	37,23	30,45	26,83	23,96	19,00	13,95	13,28	11,03
10,23	0,00	0,00	67,49	56,15	43,76	35,05	28,54	25,03	22,26	17,58	12,81	12,18	10,10
10,43	0,00	0,00	64,92	53,61	41,47	33,00	26,76	23,35	20,68	16,27	11,77	11,18	9,26
10,63	0,00	0,00	62,45	51,20	39,29	31,08	25,10	21,79	19,22	15,07	10,82	10,25	8,48
10,83	0,00	0,00	60,08	48,89	37,24	29,28	23,54	20,34	17,86	13,95	9,95	9,41	7,77
11,03	0,00	0,00	57,81	46,70	35,30	27,59	22,08	18,99	16,60	12,92	9,15	8,64	7,13
11,23	0,00	0,00	55,63	44,61	33,47	26,00	20,72	17,73	15,44	11,97	8,41	7,93	6,54
11,43	0,00	0,00	53,54	42,62	31,74	24,50	19,45	16,56	14,36	11,09	7,74	7,28	5,99
11,63	0,00	0,00	51,53	40,73	30,10	23,10	18,26	15,47	13,35	10,28	7,12	6,68	5,50
11,83	0,00	0,00	49,61	38,92	28,55	21,77	17,14	14,45	12,42	9,52	6,55	6,14	5,04
12,03	0,00	0,00	47,75	37,19	27,08	20,53	16,09	13,50	11,55	8,83	6,03	5,64	4,63
12,23	0,00	0,00	45,97	35,55	25,69	19,36	15,11	12,61	10,75	8,18	5,54	5,18	4,25
12,43	0,00	0,00	44,26	33,98	24,37	18,26	14,20	11,79	10,00	7,59	5,10	4,76	3,90
12,63	0,00	0,00	42,62	32,48	23,13	17,22	13,34	11,02	9,30	7,03	4,70	4,37	3,58
12,83	0,00	0,00	41,04	31,05	21,95	16,25	12,53	10,30	8,66	6,52	4,32	4,01	3,28
13,03	0,00	0,00	39,52	29,69	20,83	15,33	11,77	9,62	8,06	6,05	3,98	3,69	3,01

Tableau III.39 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties (suite et fin).

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (Qlaminé m ³ /s)										
			Hd=4,44m	Hd=4,07m	Hd=3,88m	Hd=3,7m	Hd=3,55m	Hd=3,32m	Hd=3,12m	Hd=3,10m	Hd=3,08m	Hd=2,92m	Hd=2,90m
Temps(h)	Q	Q1+Q2	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m	b=65m
13,23	0,00	0,00	38,06	28,39	19,77	14,46	11,06	9,00	7,50	5,61	3,66	3,39	2,77
13,43	0,00	0,00	36,66	27,15	18,77	13,65	10,39	8,41	6,98	5,20	3,37	3,12	2,54
13,63	0,00	0,00	35,31	25,96	17,82	12,88	9,77	7,87	6,50	4,83	3,11	2,86	2,33
13,83	0,00	0,00	34,01	24,83	16,92	12,15	9,18	7,35	6,05	4,48	2,86	2,63	2,14
14,03	0,00	0,00	32,77	23,75	16,06	11,47	8,63	6,88	5,63	4,15	2,63	2,42	1,97
14,23	0,00	0,00	31,57	22,72	15,25	10,83	8,11	6,43	5,24	3,85	2,43	2,22	1,81
14,43	0,00	0,00	30,41	21,73	14,48	10,22	7,63	6,01	4,88	3,57	2,23	2,04	1,66
14,63	0,00	0,00	29,30	20,79	13,75	9,65	7,17	5,63	4,54	3,32	2,06	1,88	1,52
14,83	0,00	0,00	28,23	19,88	13,06	9,11	6,74	5,26	4,23	3,08	1,89	1,73	1,40
15,03	0,00	0,00	27,20	19,02	12,41	8,60	6,34	4,92	3,94	2,86	1,75	1,59	1,28

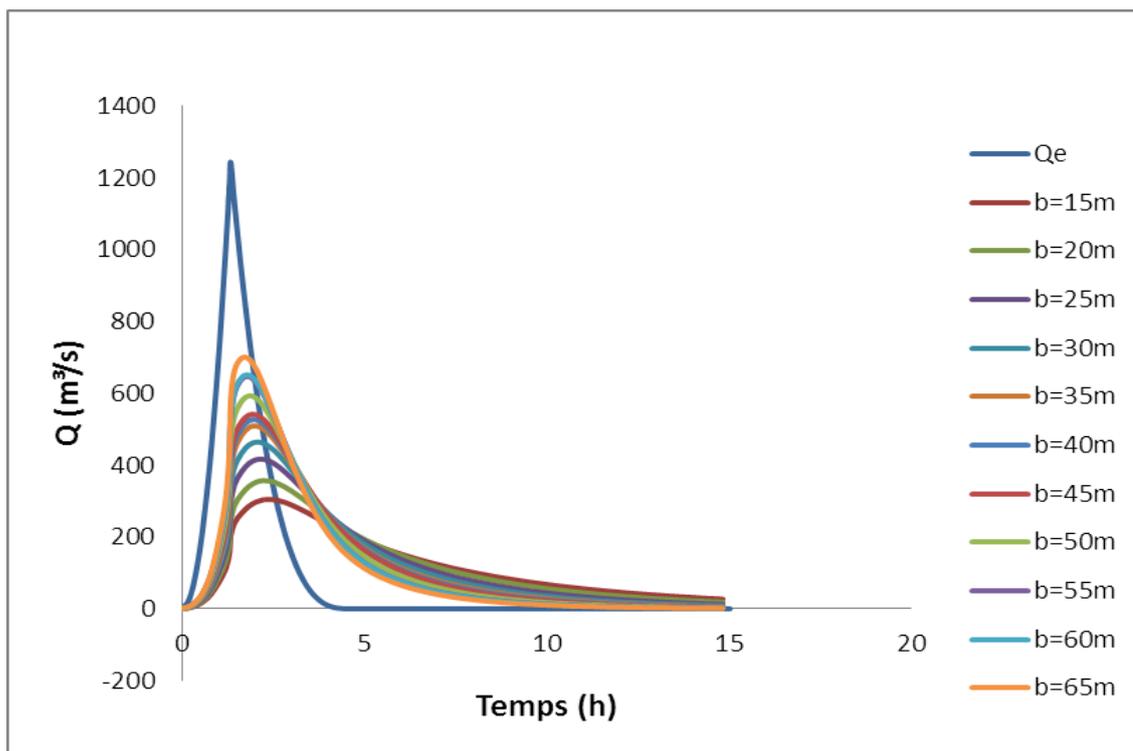


Figure III.21 Hydrogrammes de sorties

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

Tableau III.40 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b (m)	h _{dev} (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)	V _{f_{forcé}} (m ³)
15	4,44	337,09	304,77	4,84
20	4,07	336,72	357,06	4,31
25	3,88	336,53	416,16	4,04
30	3,70	336,35	464,16	3,79
35	3,55	336,2	509,24	3,57
40	3,32	335,97	526,38	3,24
45	3,12	335,77	540,22	2,96
50	3,10	335,75	592,80	2,93
55	3,08	335,73	646,41	2,90
60	2,92	335,57	650,67	2,67
65	2,90	335,55	697,92	2,64

III.10 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de

l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.10.1 Revanche

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

III.10.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule d'USBR

$$0,75H_v + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 38)$$

$$H_v = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 39)$$

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

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

[F = 1,5km].

A.N :

H= 0.878

V=1,5+2.H=1,5+2.0,96 =3,25m/s

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 3,25 + \frac{3,25^2}{2 \cdot 9,81} = 2,97 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 40)$$

$$H=0,5+0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 41)$$

Donc :

H=0,5+0,33 √1,5 =0,90 m

V=1,5+0.66.H=1,5+0.66 .0,90=2,09m/s

$$R = 0,75 \cdot 0.9 + \frac{2,09^2}{2 \cdot 9,81} - 0.5 = 1,39 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée

$$R=1+0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 42)$$

R=1+0,3. √1,5 =1,37m

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,39m**

III.10.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0,015 H_b \dots\dots\dots$ (III. 43)
- $T = 0,001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots$ (III. 44)

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,75 m.

III.10.3 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 de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b = 1,65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots$ (III.45)
- Formule E.F.PREECE $b = 1,1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots$ (III.46)
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3,6 . H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots$ (III.47)
- Formule pratique $b = 5/3 \sqrt{Hb} \dots\dots\dots$ (III.48)

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

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots$ (III. 49)

Tableau III.41 Variation de la hauteur du barrage

b	h_{dév}	NPHE	q	V_{forcé}	R	T	Cote de la crête	H_b
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(Mm ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
15	4,44	337,09	304,77	4,84	1,39	0,75	339,23	54,23
20	4,07	336,72	357,06	4,31	1,39	0,75	338,86	53,86
25	3,88	336,53	416,16	4,04	1,39	0,75	338,67	53,67
30	3,70	336,35	464,16	3,79	1,39	0,75	338,49	53,49
35	3,55	336,2	509,24	3,57	1,39	0,75	338,34	53,34
40	3,32	335,97	526,38	3,24	1,39	0,75	338,11	53,11
45	3,12	335,77	540,22	2,96	1,39	0,75	337,91	52,91
50	3,10	335,75	592,80	2,93	1,39	0,75	337,89	52,89
55	3,08	335,73	646,41	2,90	1,39	0,75	337,87	52,87
60	2,92	335,57	650,67	2,67	1,39	0,75	337,71	52,71
65	2,90	335,55	697,92	2,64	1,39	0,75	337,69	52,69

Tableau III.42 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)										
	15m	20m	25m	30m	35m	40m	45m	50m	55m	60m	65m
KNAPEEN	12,15	12,10	12,08	12,06	12,05	12,02	12,00	12,00	11,99	11,97	11,97
E .F.PREECE	9,101	9,073	9,059	9,045	9,034	9,016	9,001	9,000	8,998	8,986	8,985
Simplifiée	10,446	10,416	10,400	10,385	10,373	10,354	10,337	10,336	10,334	10,321	10,319
En pratique	12,29	12,25	12,23	12,21	12,19	12,17	12,14	12,14	12,14	12,12	12,12

On optepourunelargeur optimale égale à 11 m

III.11 Calcul des coûts

III.11.1 Coût de la digue

A partir duprofil longitudinal de l’axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$Vb = \sum Vi \dots\dots\dots (III.50).$$

Avec :
$$Vi = \frac{Si + Si+1}{2} .L \dots\dots\dots (III.51).$$

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$Si = \frac{b + Bi}{2} \cdot Hi \dots\dots\dots (II.52).$$

Bi : largeur de base, donnée par $Bi = (m_1+m_2)Hi + b \dots\dots\dots (III.53).$

m₁, m₂ : fruits de talus amont et aval du barrage. (m₁= 3, m₂=2.5).

Hi : hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$Hi = NNR-Cf + R + Hd + t \dots\dots\dots (III.54).$$

Les volumes et de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.43 Coût de la digue

B (m)	Hb (m)	Vb (10 ⁶ m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
15	54,23	2,380	952
20	53,86	2,310	924
25	53,67	2,210	884
30	53,49	2,130	852
35	53,34	2,070	828
40	53,11	2,010	804
45	52,91	2,004	801,6
50	52,89	1,998	799,2
55	52,87	1,992	796,8
60	52,71	1,988	795,2
65	52,69	1,985	794

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 à400 DA

III.11.2 Coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1 Coût du déversoir

On opte pour le déversoir type **Greager**, ce dernier s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau qui épouse toujours ce type de profil, pour diminuer le danger des phénomènes hydraulique qui peuvent engendrer des dégâts important et provoquant la stabilité de l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III. 55)$$

- H : Charge sur le seuil ;
- Y : Ordonnée du profil (m) ;
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S * B \dots\dots\dots (III.56)$$

- S : Section transversale (m²).
- B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 25000 DA et de remblai à 400 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.44 Coût de déversoir.

B (m)	Hd (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
15	4,44	8,23	123,42	3,09
20	4,07	8,15	162,98	4,07
25	3,88	8,08	202,06	5,05
30	3,70	7,82	234,53	5,86
35	3,55	7,69	268,98	6,72
40	3,32	7,55	302,10	7,55
45	3,12	7,16	321,98	8,05
50	3,10	6,98	349,14	8,73
55	3,08	6,93	381,14	9,53
60	2,92	6,63	397,50	9,94
65	2,90	6,61	429,76	10,74

III.11.2.2 Calcul du coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 280 m (carte topographique).

Le volume du béton de coursier est calculer par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots (III.57).$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m. La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (III.58).$$

Tableau III.45 Coût de coursier.

B (m)	Hd (m)	Q (m ³ /s)	b coursier (m)	S béton (m ²)	V béton (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
15	4,44	304,77	11,413	17,63	3 085,08	7,71
20	4,07	357,06	11,516	17,21	3 012,45	7,53
25	3,88	416,16	11,597	17,03	2 980,08	7,45
30	3,70	464,16	11,668	16,85	2 948,40	7,37
35	3,55	509,24	11,738	16,71	2 923,90	7,31
40	3,32	526,38	11,777	16,43	2 874,38	7,19
45	3,12	540,22	11,817	16,19	2 832,38	7,08
50	3,10	592,80	11,856	16,20	2 834,30	7,09
55	3,08	646,41	11,895	16,21	2 836,23	7,09
60	2,92	650,67	11,915	16,00	2 800,53	7,00
65	2,90	697,92	11,944	16,00	2 800,70	7,00

III.11.2.3 Coût de canal d’approche

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d’énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d’eau H, une revanche de 1.39m et hauteur de pelle de 2.65m.

La hauteur totale du mur est déterminerpar :

$$H_{ca}=H+R+P \dots\dots\dots (III.59).$$

Le volume du canal d’approche est déterminer par :

$$V=S.e = L.H_{ca}.e \dots\dots\dots (III.60).$$

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site. L=50m. e : prise 0.5m.

Tableau III.46 Coût du canal d’approche.

B (m)	Hd (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m3)	Coût (10 ⁶ DA)
15	4,44	8,48	424,00	212,00	5,30
20	4,07	8,11	405,50	202,75	5,07
25	3,88	7,92	396,00	198,00	4,95
30	3,70	7,74	387,00	193,50	4,84
35	3,55	7,59	379,50	189,75	4,74
40	3,32	7,36	368,00	184,00	4,60
45	3,12	7,16	358,00	179,00	4,48
50	3,10	7,14	357,00	178,50	4,46
55	3,08	7,12	356,00	178,00	4,45
60	2,92	6,96	348,00	174,00	4,35
65	2,90	6,94	347,00	173,50	4,34

III.11.3 Coût total du barrage

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

Tableau III.47 Coût Totale du barrage.

B (m)	Hd(m)	Digue	Déversoir	Coursier	Canal d'approche	Evacuateur	Coût total (10 ⁶ DA)
15	4.44	952	3,09	7,71	5,30	16,10	968,10
20	4.07	924	4,07	7,53	5,07	16,67	940,67
25	3.88	884	5,05	7,45	4,95	17,45	901,45
30	3.70	852	5,86	7,37	4,84	18,07	870,07
35	3.55	828	6,72	7,31	4,74	18,77	846,77
40	3.32	804	7,55	7,19	4,60	19,34	823,34
45	3.12	801,6	8,05	7,08	4,48	19,61	821,21
50	3.10	799,2	8,73	7,09	4,46	20,28	819,48
55	3.08	796,8	9,53	7,09	4,45	21,07	817,87
60	2.92	795,2	9,94	7,00	4,35	21,29	816,49
65	2.90	794	10,74	7,00	4,34	22,08	816,08

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
60m	2.92m	650.67m ³ /s	52,71m	337,71 m

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

Tableau III.48 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	2.23
Volume utile	Mm ³	15.99
Volume au NNR	Mm ³	18.22
Côte du fond	m NGA	285
Côte NNR	m NGA	332.65
Côte NPHE	m NGA	335.57
Côte en crête	m NGA	337.71
Largeur en crête	m	11
Largeur du déversoir	m	60
Charge déversée	m	2.92

Le barrage est de type zoné à noyau d'argile selon l'étude d'avant-projet détaillé de la digue du barrage Azib Timizar (Lounis. H, 2014).

Introduction

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible. La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

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

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

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

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

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

- Le débit maximal à évacuer pour une période de retour de 1000 ans est $q_{\text{év}} = 651 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant $H_d = 3.00 \text{ m}$.
- La largeur du déversoir $b=60 \text{ m}$.

IV.1 Choix du type de l'évacuateur de crues

Le débit maximum à évacuer est très important ($q_{\text{év}}=651 \text{ m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation
- Capacité de débit limité pour cette variante

- Réajustement impossible
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile
On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de
- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage
- Déformation et déplacement dues aux tassements
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 53m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

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

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

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

Remarque

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

IV.2 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur). La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.
Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

IV.3 Evacuateur latéral à entonnement frontal

IV.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants (Fig. IV.01) :

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

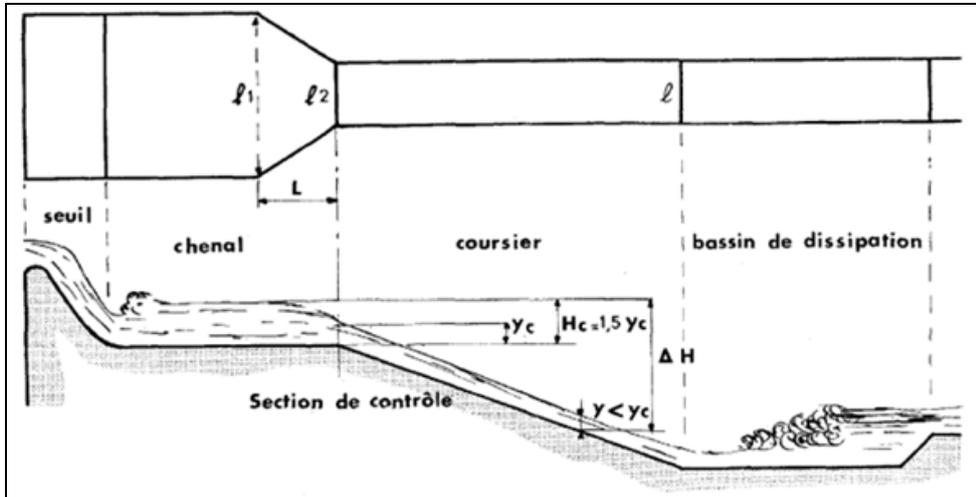


Figure IV.01 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

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

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 651 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : $L = 60 \text{ m}$
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 3.00 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 332.65 \text{ m}$

IV.3.1.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible. La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.

$$V_a = \frac{q_{év}}{S_c} \dots\dots\dots(IV.1)$$

V_a : vitesse d'approche en m/s

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer = $651 \text{ m}^3/\text{s}$

S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h$

b : Largeur du déversoir en m

h : Charge hydraulique

$h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

$$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6 \Rightarrow P = 0.9 \times 2.65 = 2.4 \text{ m} \quad \mathbf{P = 2.4 m}$$

$$h = 3.00 + 2.4 = 5.4\text{m}$$

$$V_a = \frac{651}{60 \times 5.4} = 2.00 \text{ m/s}$$

$V_a > V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 1.65 - 2.0 \text{ m/s}$ Pour les alluvions (Annexe IV.1). Pour éviter le risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

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

La pente du talus est en fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est rectangulaire en béton.

Le talus m_2 est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire).

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

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

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

$$Re = 0.6 + 0.05V(3.00)^{1/3} = 0.74\text{m}$$

D'où la hauteur de mur est

$$H_m = H + P + Re \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$H_m = 3.00 + 2.65 + 0.74 = 6.39 \text{ m. on prend } H_m = 6.4$$

➤ **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 40m

IV.3.1.2 Déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir dépendent de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir dont la forme du seuil est basée sur le profil type USBR avec parement amont incliné. Pour diminuer le volume de déblai, on a opté pour une forme du seuil de type circulaire avec une contraction en aval. La figure suivante montre la forme de seuil du déversoir.

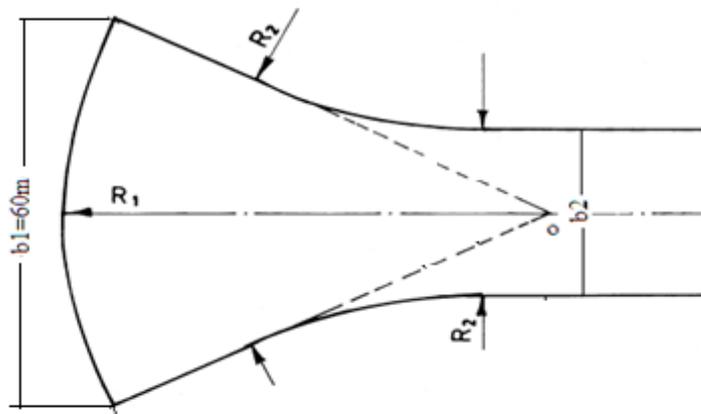


Figure IV.02 Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction (KHATSURIA. R. M, 2005)

La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR amont du déversoir.

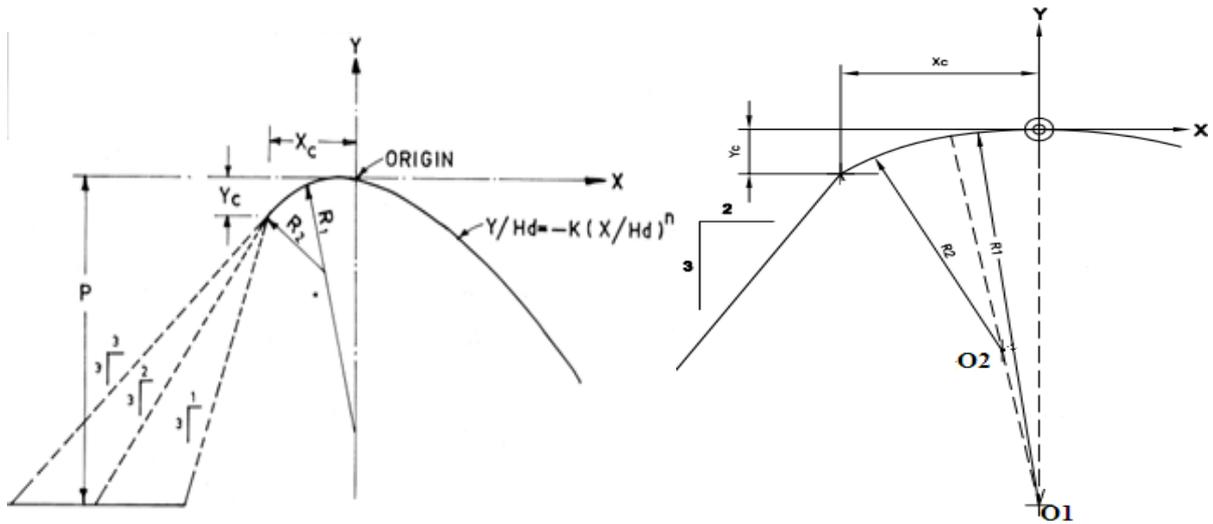


Figure IV.03 Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005)

- ✓ **Quadrant amont :** Selon l'USBR (figure IV.03) les paramètres du quadrant amont incliné (2 :3) sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 * H = -0.67m$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.18m$$

$$R_1 = 0.554 * H = 1.66m$$

$$R_2 = 0.31 * H = 0.93m$$

Les centres des rayons R_1 et R_2 sont déterminés graphiquement (**Planche 2**).

- ✓ **Quadrant aval :** La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR aval :

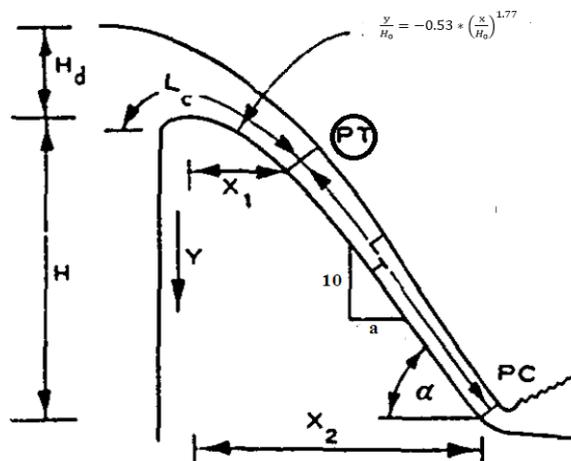


Figure IV.04 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005)

Les paramètres du profil aval sont : La longueur de la courbure (L_c), Longueur de la tangente (L_t) et l'angle d'inclinaison (α : 10°).

A) Longueur de la courbure (L_c) :

On adopte une pente de 1 : 0.9 pour le parement aval donc à partir de la figure IV.05a on trouve que :

$$\frac{X_1}{H_d} = 1,2 \text{ et à partir de la figure IV.05b on tire le rapport :}$$

$$\frac{L_c}{H_d} = 1.6 \text{ Donc : } L_c = 1.6 * H_d = 4.8m$$

B) Longueur de la tangente (L_t) :

À partir de la figure IV.05a :

$$\frac{Y_2}{H_d} = 0.8$$

$$Y_1 = 0.8H_d = 2.4m$$

$$Y_2 - Y_1 = 2.95 - 2.4 = 0.55m$$

$$\tan \alpha = \frac{1,0}{0,9} = 1,11$$

$$\sin \alpha = 0,74$$

$$L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin \alpha} = 0.7m$$

Donc la longueur totale de déversement $L = L_c + L_T = 4.8 + 0.7 = 5.5m$

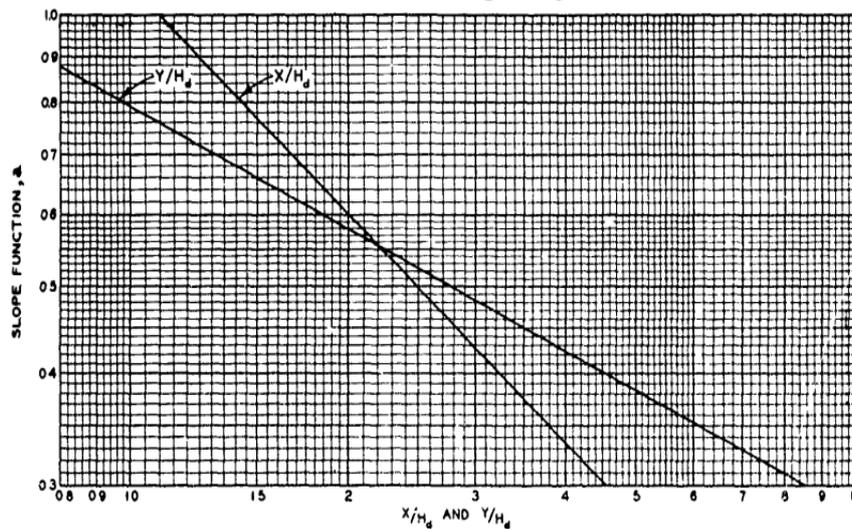


Figure IV.05a Cordonnées du point tangentiel (Pt)d'un déversoir USBR (Cox, R. G, 1973)

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

$$\frac{y}{H_0} = -0.53 * \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1.77} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Les coordonnées du quadrant aval de déversoir pour une charge H=3.00m sont données dans le tableau IV.1.

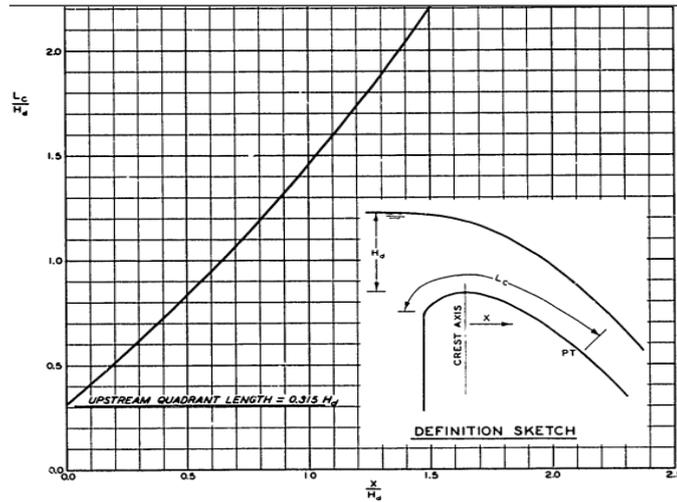


Figure IV.05b Cordonnées du point tangentiel (Pt)d'un déversoir USBR (Cox, R. G, 1973)

Tableau IV.01 Coordonnées du quadrant aval de déversoir.

X (m)	Y(m)	X (m)	Y(m)
0,000	0,000	1,600	-0,49
0,200	-0,012	1,800	-0,61
0,400	-0,042	2,000	-0,73
0,600	-0,087	2,200	-0,87
0,800	-0,14	2,400	-1,01
1,000	-0,21	2,593	-1,16
1,200	-0,29	2,800	-1,33
1,400	-0,39	3,000	-1,49

Les détails du profil du déversoir sont donnés dans la **Planche 2**.

C) Calcul hydraulique : le calcul hydraulique consiste à vérifier l'effet de l'entraînement d'air sur l'écoulement et quantité de l'énergie dissipé pendant le déversement :

Pendant le déversement, la couche limite turbulente continue à se développer jusqu'au pied aval du déversoir. Bauer (1951) a développé la relation suivante :

$$\frac{\delta}{L} = 0,08 \left(\frac{L}{K} \right)^{-0,233} \dots\dots\dots$$

(IV.5).

δ : Épaisseur de la couche turbulente.

L : Longueur totale de déversement

K : rugosité de la surface de déversement (USBR exige la valeur de 0.61mm)

1. Épaisseur de la couche turbulente δ .

$$\frac{L}{K} = \frac{5.5}{0.6 \times 10^{-3}} = 9,16 \times 10^3 \text{ En utilisant l'équation (IV.5) :}$$

$$\frac{\delta}{L} = 0,08 \left(\frac{L}{K}\right)^{-0,233}$$

$$= 0,08 (0,561)$$

$$= 0,0095m$$

$$\delta = 0.052m$$

2. Épaisseur de l'énergie δ_3

$$\delta_3 = 0,22 \delta = 0.0115m$$

3. La profondeur d_p et la vitesse V au pied aval du déversoir :

Pour notre cas :

$$H_T = d_p \cos a + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.6).$$

Avec : $H_T = P + H_d = 2.65 + 3 = 5.65m$

$$\cos a = 0,66$$

Par approximation successive on trouve la valeur de la vitesse sachant que

$$q = 551/60 = 9.18m^3/s$$

Tableau IV.02 Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.

(m/s)	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	$H_T - \frac{V^2}{2g}$ (m)	$(H_T - \frac{V^2}{2g})/\cos a$	$q - Vd_p$
9,9	5,00	0,65	0,99	9,82

La vitesse et la profondeur au pied aval sont respectivement 9.9m/s et 0.99m

4. Quantité de l'énergie dissipé le long la longueur de déversement

$$H_L = \frac{\delta_3 U^3}{2gq} \dots\dots\dots (IV.7).$$

$$H_L = \frac{0,011(9,9)^3}{19,62 (9,18)} = 0.06m$$

5. Quantité de l'énergie au pied aval

$$H_p = P + H - H_L = 5.6m$$

6. Profondeur au pied aval (point PC)

$$d = d_p + 0.18 * \delta = 0.99 + 0.18 * 0.052 = 1m$$

Puisque $\delta < d$ donc pas de risque de gonflement de l'écoulement par l'air pour l'énergie à l'entrée

$$H_p = 5.6m$$

IV.3.1.3 Convergent

Pour un seuil du déversoir de forme arc de cercle, la contraction est nécessaire pour guider doucement l'écoulement à l'aval. Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure IV.06. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

1. Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.
2. Si le nombre de Froude $F > 1.5$ à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes. (Figure IV.06).

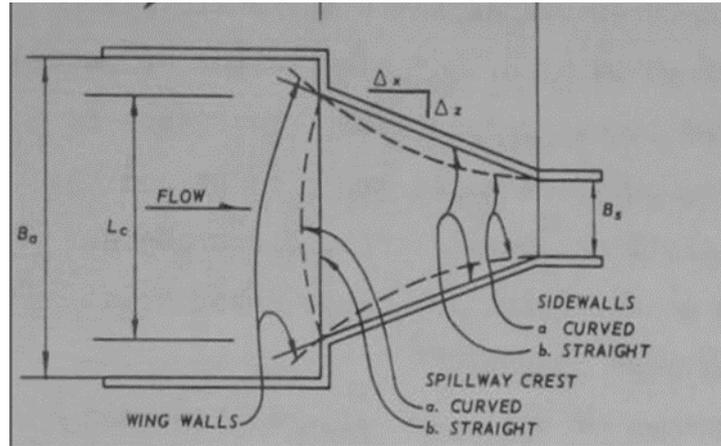


Figure IV.06 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (USACE, 1990)

3. L'angle maximal admissible de la courbure des murs latéraux pour un convergent est données par relation suivant (Cox, R. G, 1973) :

$$|\Delta z / \Delta s| = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3F_{moy}} \right) \dots \dots \dots (IV.8).$$

Avec : $F_{moy} = \frac{V_{moy}}{\sqrt{gY_{moy}}}$

V_{moy} : La vitesse moyenne entre le début et la fin du convergent.

Y_{moy} : La profondeur moyenne entre le début et la fin du convergent.

Δz et Δs sont mentionnés dans le schéma synoptique suivant :

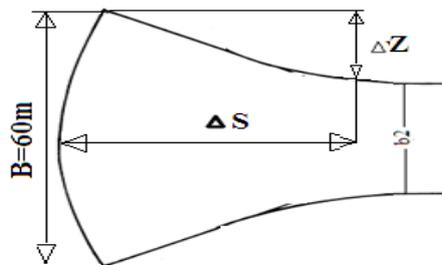


Figure IV.07 représentation des distances Δz et Δs

4.L'USACE (1990) a suggéré que la courbure des murs sera dimensionnée par les formules suivantes :

$$\frac{\sum \Delta s}{\sum \Delta z} \geq \frac{1}{0.38 - 0.116F} \dots\dots\dots(IV.9)$$

Avec : Δz et Δs sont mentionnés dans la figure Figure IV.07

F : Nombre de Froude à la fin de la contraction.

➤ **Détermination de la largeur b_2 à la fin de la contraction**

Pour une longueur Δs on fait varier Δz

Données de Départ :

V_1 (Pied aval de déversoir)= 9,9m/s

h_1 (Pied aval de déversoir)= 0.99m

h_c (Pied aval de déversoir)= 1.03m

$Q=651\text{m}^3/\text{s}$.

On tout point du convergent on suppose que l'écoulement est uniforme permanent et régi par l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2} \dots\dots\dots (IV.10)$$

F : Nombre de Froude dans la section b_2

Q : débit déversant, (m^3/s).

S : section mouillée, (m^2).

R : rayon hydraulique, (m).

n : coefficient de Manning ($n=0.013$)

I_0 : pente du fond ($I_0=0.08$).

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q=n^{-1} \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n+b)^{-2/3} \dots\dots\dots (IV.11)$$

On fixe la longueur $\Delta s = 57\text{m}$, puis on fait varier Δz comme suit :

Le tableau suivant résume les calculs pour $\Delta s = 57\text{m}$ en utilisant l'équation (IV.10) et (IV.11)

Tableau IV.03 Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.

B (m)	Q (m ³ /s)	Δs (m)	Δz (m)	b ₂ (m)	h _n (m)	h _c (m)	F	$\frac{\sum \Delta s}{\sum \Delta z}$	$\frac{1}{0.38 - 0.116F}$	Condition (IV.4)
60	651	57	0	60	0,71	2,28	5,79		3,43	
60	651	57	2	56	0,74	2,40	5,83	28,5	3,37	Vérifier
60	651	57	4	52	0,775	2,52	5,85	14,25	3,34	Vérifier
60	651	57	8	44	0,857	2,82	5,95	7,125	3,22	Vérifier
60	651	57	10	40	0,912	3,00	5,96	5,7	3,20	Vérifier
60	651	57	12	36	0,97	3,22	6,04	4,75	3,11	Vérifier
60	651	57	15	30	1,096	3,63	6,03	3,8	3,12	Vérifier

À partir du calcul hydraulique du tableau IV.3, on peut conclure que les paramètres hydrauliques à la fin de la contraction sont :

B=60m, b₂= 30m, $\Delta s = 57m$, h_n=1.09m, h_c=3.63m et F=6.03 et l'écoulement est torrentiel

IV.3.1.4 Coursier

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. En aval du déversoir, le coursier est convergent sur une longueur de 57m environ jusqu'à atteindre une largeur de 30m. La pente de cette partie est faible, de 8%.

✓ **Calcul de la ligne d'eau :**

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

b₂= 30m, h_n=1.09m, h_c=3.63m et l'écoulement est torrentiel

Ces paramètres sont favorable jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 80 m puis un coursier raide penté de 50% poursuit jusqu'au l'entrée du bassin de dissipation.

Cela veut dire que les paramètres hydrauliques deviennent :

b₂= 30m, h_n=0.585m, h_c=3.63m

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

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant dQ/dx= 0, est :

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots\dots\dots (IV.12).$$

Avec : S₀ : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (III.13).$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

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

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

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.04 Calcul de ligne d'eau dans la 1^{er} partir du coursier.

Y (m)	S _{moy} (m ²)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$\frac{n^2 Q^2}{1- A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
3,63								
3,53	107,40	2,89	1,05	-0,0462	0,0015	0,0785	-0,0588	0
3,43	104,40	2,82	1,14	-0,1390	0,0016	0,0784	-0,1774	0
3,33	101,40	2,76	1,24	-0,2431	0,0018	0,0782	-0,3109	1
3,23	98,40	2,69	1,36	-0,3603	0,0020	0,0780	-0,4618	1
3,13	95,40	2,62	1,49	-0,4927	0,0022	0,0778	-0,6331	2
3,03	92,40	2,56	1,64	-0,6429	0,0024	0,0776	-0,8284	2
2,93	89,40	2,49	1,81	-0,8139	0,0027	0,0773	-1,0523	4
2,83	86,40	2,42	2,01	-1,0094	0,0030	0,0770	-1,3103	5
2,73	83,40	2,35	2,23	-1,2342	0,0033	0,0767	-1,6092	6
2,63	80,40	2,27	2,49	-1,4937	0,0037	0,0763	-1,9578	8
2,53	77,40	2,20	2,80	-1,7951	0,0042	0,0758	-2,3674	11
2,43	74,40	2,13	3,15	-2,1470	0,0047	0,0753	-2,8523	14
2,33	71,40	2,05	3,56	-2,5606	0,0054	0,0746	-3,4315	17
2,23	68,40	1,98	4,05	-3,0499	0,0062	0,0738	-4,1305	21
2,13	65,40	1,90	4,63	-3,6332	0,0071	0,0729	-4,9838	26
2,03	62,40	1,83	5,33	-4,3341	0,0082	0,0718	-6,0395	32
1,93	59,40	1,75	6,18	-5,1838	0,0096	0,0704	-7,3668	40
1,83	56,40	1,67	7,22	-6,2240	0,0114	0,0686	-9,0675	49
1,73	53,40	1,59	8,51	-7,5112	0,0135	0,0665	-11,2988	60
1,63	50,40	1,51	10,12	-9,1233	0,0163	0,0637	-14,3148	74
1,595	48,38	1,46	11,45	-10,4486	0,0185	0,0615	-5,9509	80

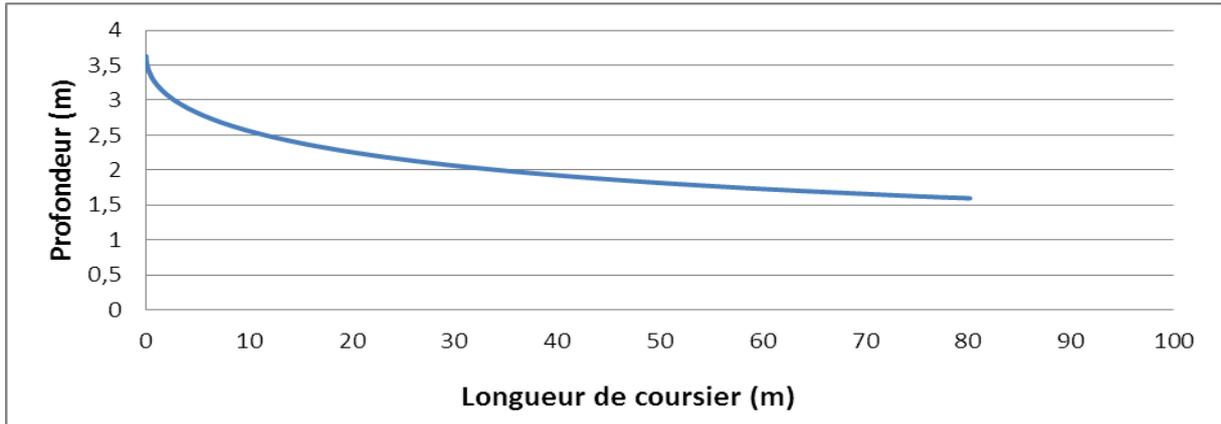


Figure IV.08 Graphique de la ligne d'eau dans la 1^{ère} partie de coursier.

Tableau IV.05 Calcul de ligne d'eau dans la 2^{ème} partir du coursier.

Y (m)	S _{moy} (m ²)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$\frac{n^2 Q^2}{1-A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
3,63								
3,43	105,90	2,86	1,09	-0,0913	0,0016	0,4984	-0,0366	0
3,23	99,90	2,72	1,30	-0,2999	0,0019	0,4981	-0,1204	0
3,03	93,90	2,59	1,57	-0,5654	0,0023	0,4977	-0,2272	0
2,83	87,90	2,45	1,91	-0,9083	0,0028	0,4972	-0,3654	1
2,63	81,90	2,31	2,36	-1,3592	0,0035	0,4965	-0,5475	1
2,43	75,90	2,16	2,96	-1,9641	0,0044	0,4956	-0,7927	2
2,23	69,90	2,02	3,79	-2,7947	0,0058	0,4942	-1,1309	3
2,03	63,90	1,86	4,97	-3,9672	0,0076	0,4924	-1,6115	5
1,83	57,90	1,71	6,68	-5,6770	0,0105	0,4895	-2,3193	7
1,63	51,90	1,55	9,27	-8,2707	0,0148	0,4852	-3,4093	11
1,43	45,90	1,39	13,40	-12,4022	0,0220	0,4780	-5,1888	16
1,23	39,90	1,22	20,40	-19,4031	0,0345	0,4655	-8,3359	24
1,03	33,90	1,05	33,27	-32,2671	0,0584	0,4416	-14,6129	39
0,83	27,90	0,88	59,68	-58,6763	0,1099	0,3901	-30,0840	69
0,78	24,15	0,76	92,02	-91,0159	0,1758	0,3242	-14,0387	83

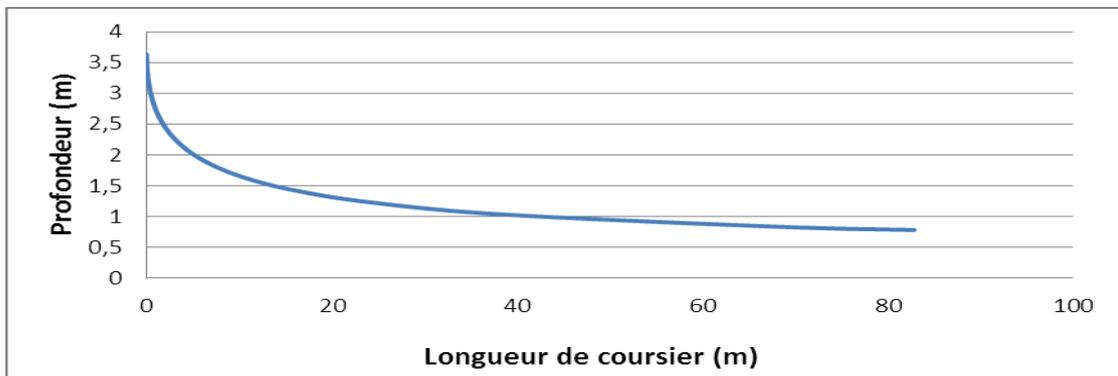


Figure IV.09 Graphique de la ligne d'eau dans la 2^{ème} partie de coursier.

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers :**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots\dots\dots (IV.14).$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.06 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	Hbaj
0	3,63	5,98	0,52	3,63
10	1,60	13,56	0,85	2,45
20	1,30	16,69	0,97	2,27
30	1,15	18,87	1,05	2,20
40	1,00	21,70	1,15	2,15
50	0,97	22,37	1,17	2,14
60	0,90	24,11	1,22	2,12
70	0,88	24,66	1,24	2,12
80	0,81	26,79	1,31	2,12
83	0,78	27,82	1,34	2,12

✓ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier**

✓ **Aération de coursier**

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots\dots\dots (IV.15).$$

Avec: V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.07 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	Vcr	V	Vcr > V
0	3,63	2,92	37,00	5,98	vérifié
1	1,60	1,45	26,33	13,56	vérifié
2	1,30	1,20	24,03	16,69	vérifié
3	1,15	1,07	22,76	18,87	vérifié
4	1,00	0,94	21,37	21,70	Non vérifié
5	0,97	0,91	21,08	22,37	Non vérifié
6	0,90	0,85	20,38	24,11	Non vérifié
7	0,88	0,83	20,17	24,66	Non vérifié
8	0,81	0,77	19,43	26,79	Non vérifié
9	0,78	0,74	19,10	27,82	Non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 4 jusqu'à la section 9 dans le coursier est non vérifiée donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 9 pour que la condition soit vérifiée il faut que $V < V_{cr} = 19.1$ m/s.

Si on prend $V = 15$ m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{2/3} / \epsilon_s \sqrt{RI}}{V_{adm}} = \frac{0.74^{2/3} / \epsilon_s \sqrt{0.74 \times 0.5}}{15} = 0.0399$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.04 pour éviter l'écoulement aéré et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV.3.1.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage atteint souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau IV.08 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est $\leq 15 \text{ m}^3/\text{s}$, et le nombre de Froude est de $6.5 > 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type II.

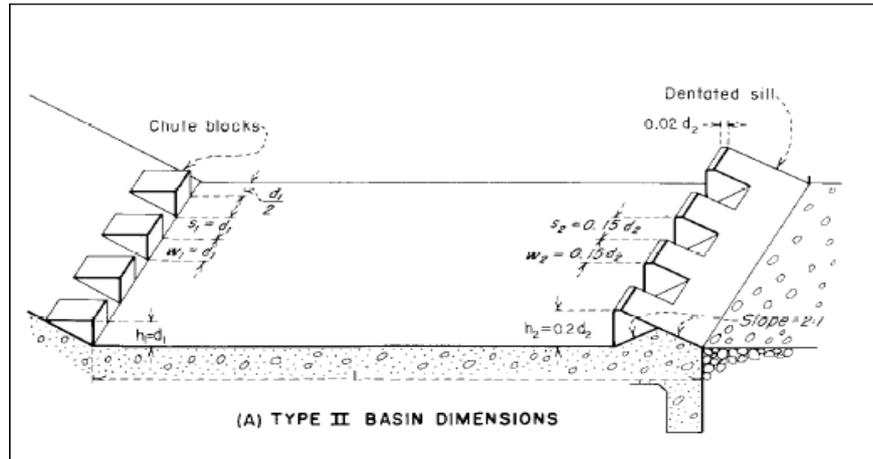


Figure IV.10 Schéma de bassin de dissipation USBR type II.

D'après les abaques : $\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * F_r^2} - 1 \right) = 8.71$, Alors : $d_2 = 13.1 \text{ m}$.

$$\frac{L}{d_2} = 4,1 \Rightarrow L = 56,92 \approx 57 \text{ m}$$

Avec : d_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

d_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation.

✓ **Dimensionnement des blocs de chute :**

On a : $d_1 = S_1 = W_1 = h_1 \approx 1.27 \text{ m}$.

On prend : $S_1 = 1,25 \text{ m}$, $W_1 = 1,25 \text{ m}$, $h_1 = 1,3 \text{ m}$

Avec: W_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

S_1 : L'espace entre deux blocs de chutes successives,

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chutes est : 37,5 blocs ; soit 37 blocs d'épaisseur $h_1 = 1.25 \text{ m}$.

✓ **Dimensionnement des blocs de chicane :**

On a : $W_2 = 0.15 h_2$ et $S_2 = 0.2 h_2$.

$W_2 = 2m$, $S_2 = 2,6m$ W_2 : L'épaisseur du bloc de chicane,

S_2 : L'espace entre deux blocs de chicane successives,

IV.3.1.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel .

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b = 20m$, fruits des talus $m = 1$ et une pente de $i = 2\%$.

✓ **Profondeur critique**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K \dots\dots\dots (IV.16).$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = \sqrt[3]{\frac{651^2}{9.81 * 20^2}} = 4.75$

Et : $\sigma_{cr} = \frac{K * m}{b} = \frac{4.75 * 1}{20} = 0.23$

Alors : $h_c = 4.38m$.

✓ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \dots\dots\dots (IV.17).$$

Avec : S_{cr} : surface mouillée. $S_{cr} = 87.6m^2$.

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{87.6}{28.76} = 3.04m$

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0.014} * 3.04^{1/6} = 85.97$.

D'où : $I_{cr} = 0.24\%$.

✓ **Profondeur normal**

La profondeur normal est de : $h_n = 1.884m$. (par itération).

✓ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = 7.43m/s.$$

IV.4 Evacuateur latéral à entonnement latéral

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.

- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

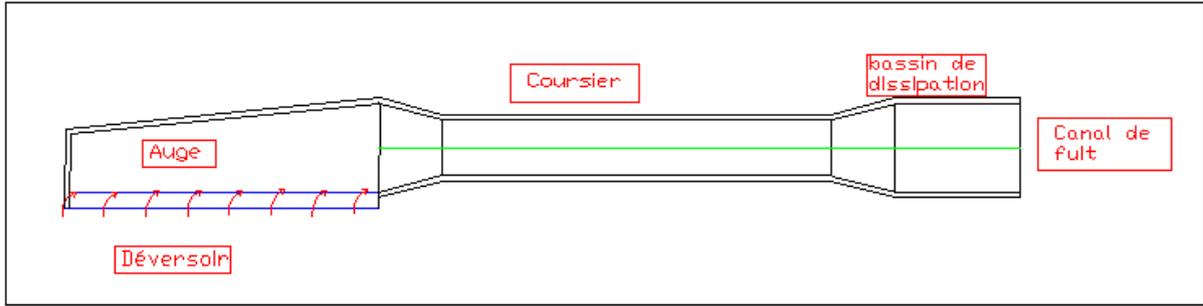


Figure IV.11 description de l'évacuateur de crue latéral.

IV.4.1 Canal d'approche

✓ La vitesse d'approche

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(IV.18).$$

Avec : Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : section mouillée (section rectangulaire en m²).

$$S = (P+ H)*B \dots\dots\dots (IV.19)$$

H : Charge déversant. Pour des raisons de sécurité on prend H = 3 m

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$

On va prendre : $\frac{P}{H} = 0,88 \rightarrow P = 2.64$ m.on prend P= 2.65 m

$$V = \frac{651}{(2.65 + 3) * 60} = 1.92 \text{m/s.}$$

$V < V_{adm} = 3.10$ m/s. Alors pas de risque d'érosion.

✓ Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2} \dots\dots\dots (III.20)$$

$$\text{Alors : } I_0 = \left(\frac{n * V}{R^2}\right)^2 R = \frac{S}{\chi}$$

Où: Q : débit déversant, (m³/s).

S : section mouillée, (m²).

R : rayon hydraulique, (m).

n : coefficient de Manning (n=0.03 pour le canal roche de section prismatique)

I₀ : pente du fond.

χ : Périmètre mouillé du canal rectangulaire.

$$I_0 = \left(\frac{0.03 * 1.92}{4.75^{2/3}}\right)^2 = 0.00041 \mathbf{I_0=0,00041.}$$

IV.4.2 Déversoir et canal latéral

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

✓ **Quadrant aval**

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

$$\frac{y}{H} = 0.47 * \left(\frac{x}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots (II.21).$$

Tableau IV.09 Coordonnées du quadrant aval de déversoir.

X/H	Y/H	Y'/H
0,000	0,378	-2,493
0,292	0,108	-2,409
0,584	0,021	-2,316
0,876	0,000	-2,220
1,168	0,021	-2,106
1,752	0,180	-1,860
2,336	0,441	-1,533
2,920	0,768	-1,140
3,504	1,179	-0,657
4,088	1,695	-0,090
4,964	2,619	0,915
5,840	3,705	2,079
7,300	5,880	4,500
8,760	8,472	7,500
10,220	11,454	10,980

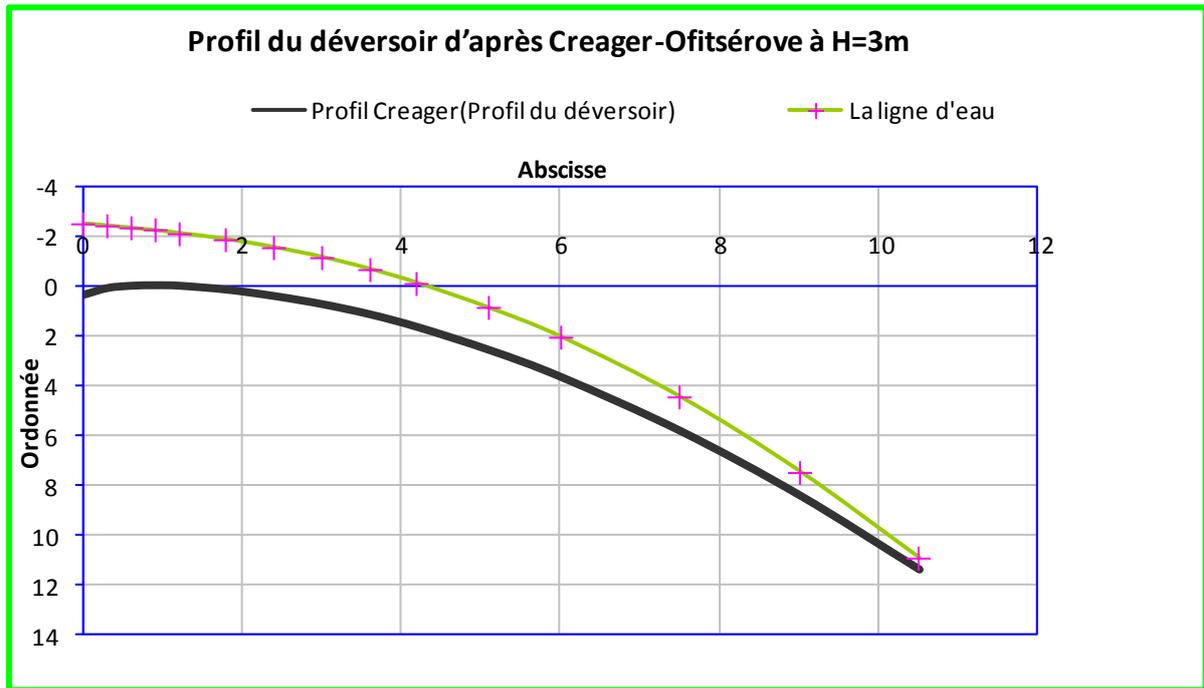


Figure IV.12 Profil déversoir type Creager (H= 3m).

✓

Quadrant amont

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe du la crête se compose de trois arcs circulaires.



Figure IV.13 détail du quadrant amont.

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

Tableau IV.10 Origines O, rayons de courbure R.

i	O_i	R_i
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

Le parement amont peut être modifié en ménageant une saillie, c.-à-d. une masse importante peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Selon l'USCE les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant sont :

$$\frac{M}{N} = 1/2 \text{ et } \frac{M}{H_d} \geq 0.6 .$$

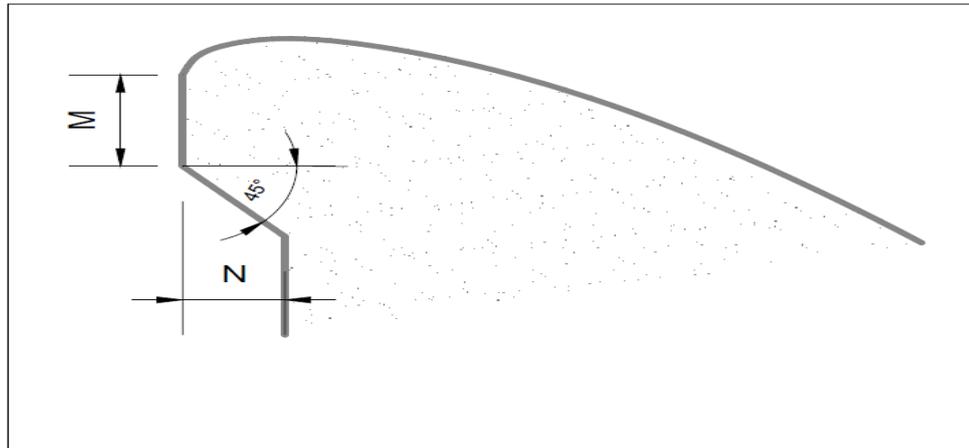


Figure IV.14 Déversoir à parement amont surplombant.

On prend : M = 2m, et N = 4m.

Alors : $\frac{M}{H_d} > 0.6$

✓ **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas où P < 10 m on prend R = 0.5 * P.

On a : P = 2.65 m < 10 m.

D'où : R = 0.5 * 2.65 ce qui donne : R = 1,32 m.

✓ **Calcul hydraulique**

Au point du vue hydraulique des auge prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge divergente en direction de l'écoulement.

Etapas du calcul :

Pour un terrain rocheux on prend la vitesse admissible d'écoulement V= 6 m/s et le coefficient de rugosité de manning n= 0,013 s/ m^{1/3}. Le coefficient de débit du seuil déversoir est m= 0,39. par la formule VI.6 on calcule la longueur du seuil déversoir :

$$l = \frac{Q}{m \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$$l = \frac{651}{0.39 \cdot 3^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} = 72.52 \text{ m}$$

On prend L = 72,5 m. Divisons cette longueur en 10 sections et trouvons les grandeurs de calcul nécessaires dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 Récapitulatif du canal latéral.

Section N°	X_i	Q_i	v	b_i	h_i	I	I_{moy}	Δh
10	72,50	651	6	25	4,34	0,00127	0,00133	0,00969
9	65,26	586,03	6	24,5	3,98	0,00139	0,00147	0,01070
8	58,01	520,92	6	24	3,61	0,00155	0,00165	0,01199
7	50,76	455,82	6	23,5	3,23	0,00175	0,00189	0,01373
6	43,51	390,71	6	23	2,83	0,00203	0,00164	0,01190
5	36,26	325,61	5	22,5	2,89	0,00138	0,00131	0,00956
4	29,01	260,50	4,5	22	2,63	0,00125	0,00146	0,01063
3	21,76	195,40	4,5	21,5	2,01	0,00168	0,00144	0,01049
2	14,51	130,29	3,5	21,5	1,73	0,00121	0,00140	0,0102
1	7,25	65,19	3	20,5	1,06	0,00160		

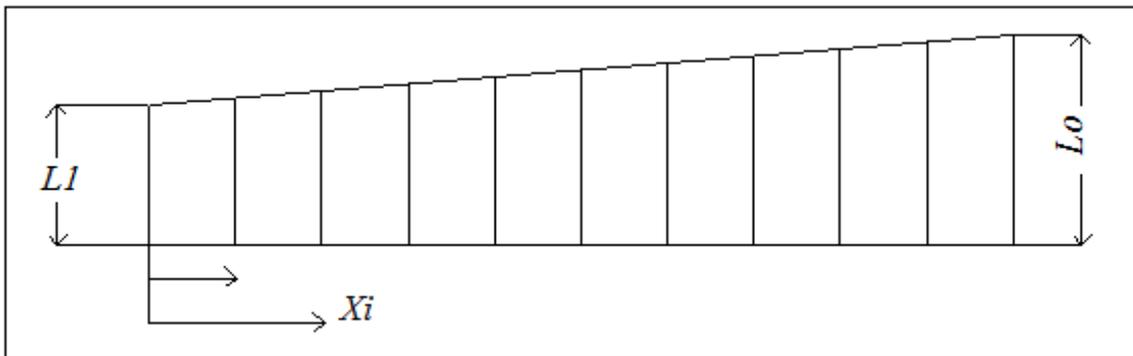


Figure IV.15 Tranches de calcul de la largeur déversante.

Dans le tableau VI.12 la distance de la section considérée comptée à partir de l'extrémité de l'aube de réception pour un écoulement libre par le déversoir. Le débit à travers la section considérée est calculé par la formule :

$$Q_x = m \cdot x \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(IV.23).$$

On fait varier la vitesse de l'écoulement ($v= 3$ jusqu'au 6 m/s) entre les sections et b_i entre $20,5$ et 25 m. Avec b_i : largeur de l'aube dans chaque section.

v : vitesse moyenne d'écoulement dans chaque section.

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

$$h=Q/bv \dots\dots\dots(IV.24).$$

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

$$I = \frac{v^2}{C \cdot R^2} \dots\dots\dots(IV.25).$$

Ou $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ et R : rayon hydraulique dans la section considérée.La pente moyenne est égale à

la moyenne arithmétique des pentes des sections adjacentes : $I_{moy} = \frac{i_n + i_{n-1}}{2}$.

La perte de charge entre deux sections adjacents est égale à :
 $\Delta h = l \cdot i_{moy}$ (IV.26)

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

Considérons la côte de fond dans la première section c.-à-d. Au début de l'auge égale a la cote du seuil déversoir soit 332.65 m, la côte initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : 332,65+H= 335,65 m

Dans la 2 éme section la côte de la ligne d'eau est diminué de la valeur de perte de charge et la côte de fond de l'auge est égale à la côte de la ligne d'eau diminuée de la profondeur d'eau dans cette section.

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

Tableau IV.12 Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.

Section N°	Côte ligne d'eau (m)	Côte de l'auge (m)
1	335,65	332,65
2	332,65	330,92
3	332,64	330,62
4	332,63	330,00
5	332,62	329,72
6	332,60	329,77
7	332,59	329,36
8	332,58	328,96
9	332,56	328,58
10	332,55	328,21

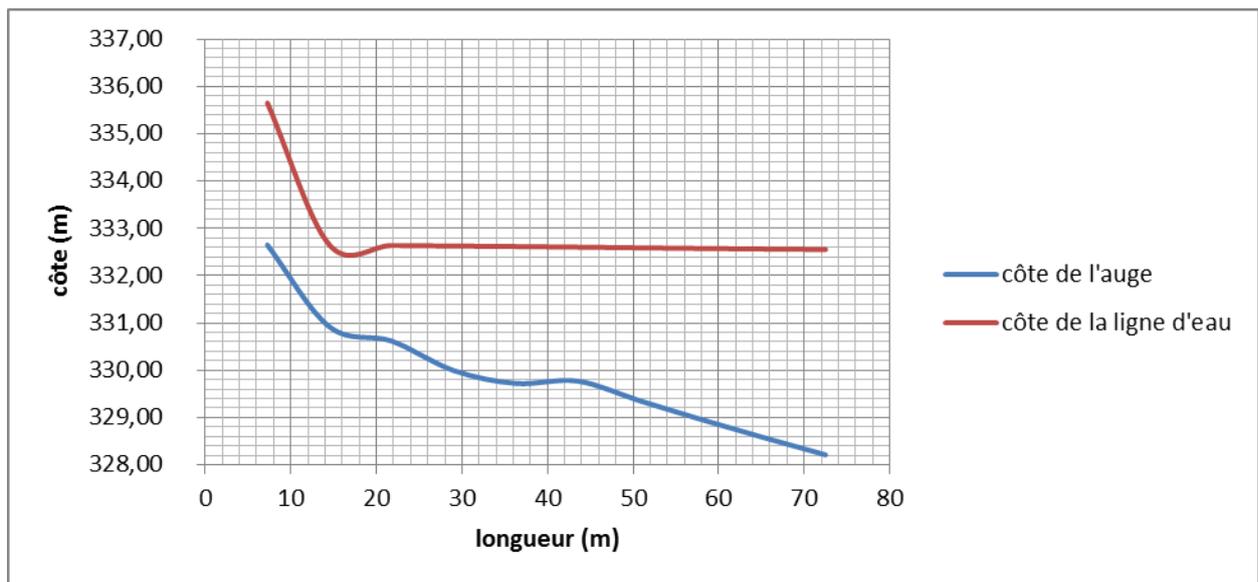


Figure IV.16 Profil en long du canal latéral.

✓ **Détermination des hauteurs des murs bajoyers**

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (337.71m).

IV.4.3 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 70m et une pente de 0.1%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

✓ **Profondeur critique**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max, p\%}^2}{g * b^2}} \dots\dots\dots (IV.27).$$

Alors : $h_c = 4.1m$.

✓ **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{\max, p\%} * (b + 2h_c)^{3/2}}{K (b * h_c)^{5/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (IV.28).$$

$$I_{cr} = \left(\frac{651 * (20 + 2 * 4.76)^{2/3}}{71 * (20 * 4.76)^{5/3}} \right)^2 = 0.014$$

✓ **Profondeur normal**

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

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (IV.29).$$

Par itération on trouve : $h_n = 4.81m$.

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 337.71m$) qui correspond à une hauteur de 5m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R \dots\dots\dots (III.30).$$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)}$

$Y_{av} = 4.1 m$ et $V_{av} = 6.835 m/s$

$R = 0.06 + 0.05 * V * Y^{(1/3)} = 0.607m$.

Donc $H_{baj} = 4.1 + 0.607 = 4.707m$.

$H_{baj} = 5 m$.

IV.4.4 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

La pente du coursier est de 50%, avec une longueur de 90m.

✓ **Largeur du coursier**

$L_c = Q^{0.4} = 651^{0.4} = 13.35$ m. Pour éviter le phénomène de cavitation on opte pour $L_c = 25$ m

✓ **Profondeur critique**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max, p\%}^2}{g * b^2}} \dots\dots\dots (IV.31).$$

Alors : $h_c = 4.1$ m.

✓ **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{\max, p\%} * (b + 2h_c)^{2/3}}{K(b * h_c)^{5/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (IV.32).$$

$$I_{cr} = \left(\frac{651 * (25 + 2 * 4.1)^{2/3}}{71 * (25 * 4.1)^{5/3}} \right)^2 = 0.014$$

✓ **Profondeur normal**

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

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (III.33).$$

Par itération on trouve : $h_n = 0.66$ m.

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

✓ **Calcul de la ligne d'eau**

• **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $dQ/dx = 0$ est:

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots\dots\dots (III.34).$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (III.35).$$

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

y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

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

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

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.

Y (m)	S _{moy} (m ²)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
4,1								
3,7	97,50	2,97	1,17	-0,1653	0,0018	0,4982	-0,1327	0
3,3	87,50	2,73	1,61	-0,6122	0,0024	0,4976	-0,4921	1
2,9	77,50	2,48	2,32	-1,3202	0,0035	0,4965	-1,0637	2
2,5	67,50	2,22	3,51	-2,5117	0,0054	0,4946	-2,0315	4
2,1	57,50	1,94	5,68	-4,6811	0,0089	0,4911	-3,8131	8
1,7	47,50	1,65	10,08	-9,0775	0,0163	0,4837	-7,5070	15
1,3	37,50	1,34	20,48	-19,4804	0,0346	0,4654	-16,7422	32
0,9	27,50	1,01	51,93	-50,9320	0,0936	0,4064	-50,1347	82
0,86	22,00	0,82	101,43	-100,4297	0,1921	0,3079	-13,0492	95

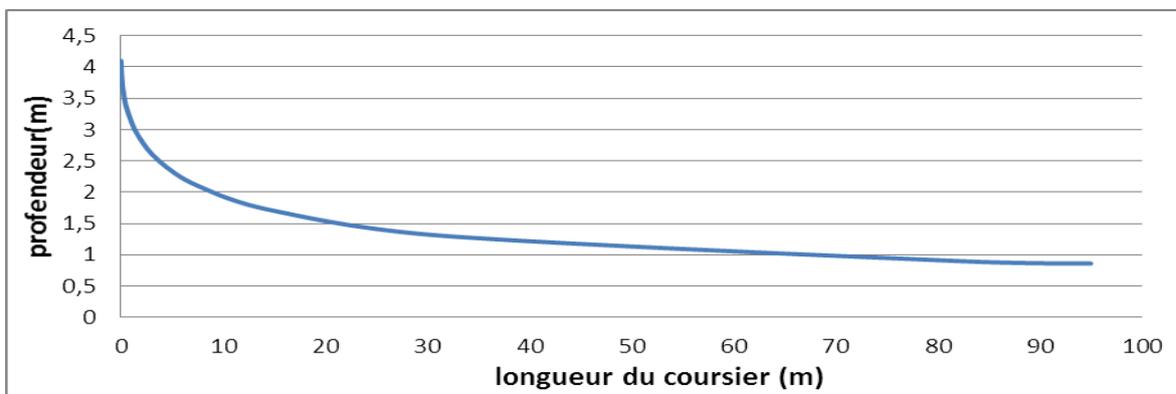


Figure IV.17 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots\dots\dots (III.36).$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0	4,10	6,35	8,63	12,73
10	1,90	13,71	4,43	6,33

20	1,50	17,36	3,57	5,07
30	1,30	20,03	3,13	4,43
40	1,20	21,70	2,91	4,11
50	1,10	23,67	2,69	3,79
60	1,03	25,28	2,53	3,56
70	1,00	26,04	2,46	3,46
80	0,90	28,93	2,23	3,13
90	0,88	29,59	2,18	3,06
95	0,86	30,28	2,14	3,00

✓ Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier

✓ Aération de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots \dots \dots (IV.37).$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

Section	Y	Rh	Vcr	V	Vcr > V
0	4,10	3,09	38,00	6,35	vérifié
1	1,90	1,65	28,06	13,71	vérifié
2	1,50	1,34	25,37	17,36	vérifié
3	1,30	1,18	23,85	20,03	vérifié
4	1,20	1,09	23,03	21,70	vérifié
5	1,10	1,01	22,16	23,67	Non vérifié
6	1,03	0,95	21,53	25,28	Non vérifié
7	1,00	0,93	21,25	26,04	Non vérifié
8	0,90	0,84	20,27	28,93	Non vérifié
9	0,88	0,82	20,07	29,59	Non vérifié
10	0,86	0,80	19,86	30,28	Non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 5 jusqu'à la section 10 dans le coursier est non vérifiée donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 10 pour que la condition soit vérifiée il faut que $V < V_{cr} = 19.86$ m/s.

Si on prend $V = 15.5$ m/s la rugosité sera : 0,04 Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.04 pour éviter l'écoulement aéré et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

$$n = \frac{R^{2/3} / \epsilon_* \sqrt{RI}}{V_{adm}} = \frac{0.8^{2/3} / \epsilon_* \sqrt{0.8 \times 0.5}}{15.5} = 0.04$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.04 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV.4.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau IV.16 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de $15.51 \text{ m}^3/\text{s} > 15 \text{ m}^3/\text{s}$, et le nombre de Froude est de $5.27 > 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III.

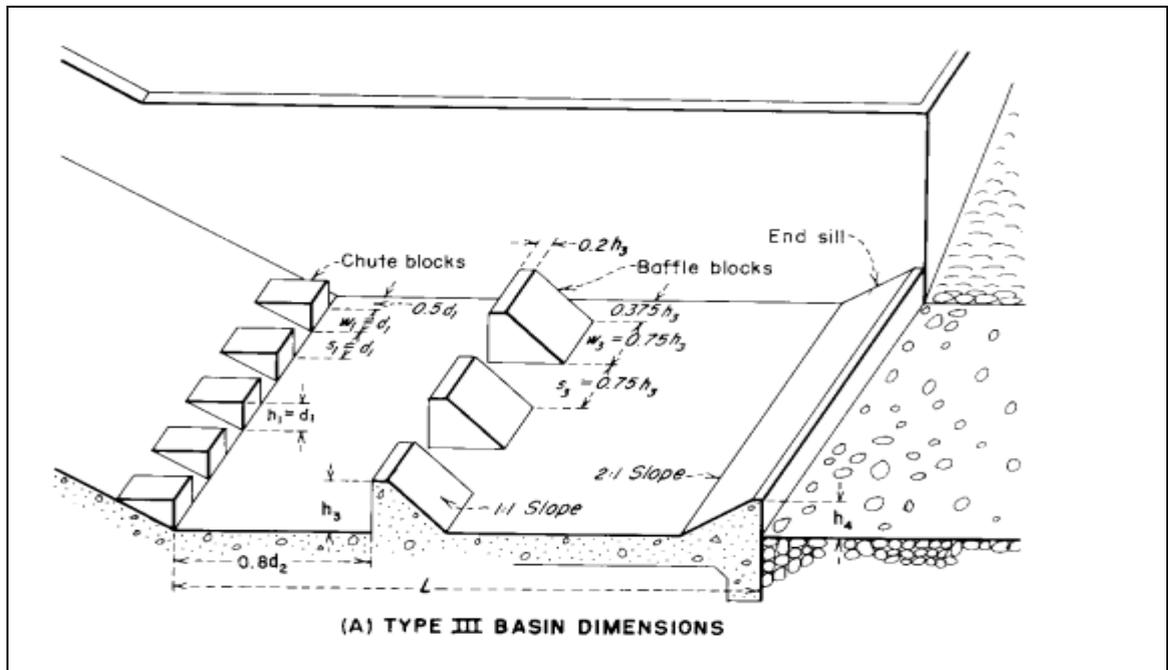


Figure IV.18 Schéma du bassin de dissipation USBR type III.

D'après les abaques : $\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * F_r^2} - 1 \right) = 6.96$, Alors : $d_2 = 11.68m$.

$$\frac{L}{d_2} = 3,93 \Rightarrow L = 45,92m$$

Avec : d_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

d_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation.

✓ **Dimensionnement des blocs de chute :**

On a : $d_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 1.67m$;

Avec : W_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

S_1 : L'espace entre deux blocs de chutes successives,

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chutes est : 14.97 blocs ; soit 15 blocs d'épaisseur $h_1 = 1.66m$.

✓ **Dimensionnement des blocs de chicane :**

On a : $W_2 = 0.75h_3$ et $S_2 = 0.75h_3$. $\frac{h_3}{d_1} = 1,5 \Rightarrow h_3 = 2,5m$.

Avec : W_2 : L'épaisseur du bloc de chicane,

S_2 : L'espace entre deux blocs de chicane successives,

H_3 : La hauteur du bloc de chicane.

Alors : $W_2 = S_2 = 1,87m$,

Le nombre des blocs de chicane est de : 16.03 blocs, soit 16 blocs de 1,87m d'épaisseur.

✓ **Hauteur de seuil terminal :**

On a : $\frac{h_4}{d_1} = 1,2 \Rightarrow h_4 = 2,01m$.

IV.4.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel .

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b = 20m$, fruits des talus $m = 1$ et une pente de $i = 2\%$.

✓ **Profondeur critique**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K \dots\dots\dots (IV.38).$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = \sqrt[3]{\frac{651^2}{9.81 * 20^2}} = 4.75$

$$\text{Et : } \sigma_{cr} = \frac{K * m}{b} = \frac{4.75 * 1}{20} = 0.23$$

Alors : $h_c = 4.38\text{m}$.

✓ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \dots\dots\dots (IV.39).$$

Avec : S_{cr} : surface mouillée. $S_{cr} = 87.6\text{m}^2$.

$$R_{cr} : \text{Rayon hydraulique : } R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{87.6}{28.76} = 3.04\text{m}$$

$$C_{cr} : \text{Coefficient de Chézy : } C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0.014} * 3.04^{1/6} = 85.97 .$$

D'où : $I_{cr} = 0.24\%$.

✓ **Profondeur normal**

La profondeur normal est de : $h_n = 1.884\text{m}$. (Par itération).

✓ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = 7.43\text{m/s}.$$

IV.5 Etude comparatif des deux variantes

La variante de l'évacuateur de crues qu'on va adopter est celle qui correspondrait aux volumes des travaux minimum, alors on doit calculée le volume d'excavation et celui de bétonnage et on déterminera les coûts de chaque une de ces variantes.

Le tableau suivant récapitule les coûts et les volumes des travaux des deux variantes :

Tableau IV.17 Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.

Variante I : Evacuateur latéral à entonnement latéral.					
Excavations			Béton		
	Volume (m3)	Coûts (M DA)		Volume (m3)	Coûts(M DA)
Canal d'approche	88571.95	100.673	Déversoir	1172.23	332.914
Déversoir et l'auge	6787.5	179.261	Auge	1906.75	202.521
Coût total (M DA)	815.369				
Variante II : Evacuateur latéral à entonnement frontal.					
Excavations			Béton		
	Volume (m3)	Coûts (M DA)		Volume (m3)	Coûts (M DA)
Canal d'approche	86177.05	99.892	Déversoir	913.58	394.118
Déversoir	6375.5	167.456	Boite	595.34	145.288
Coût total (M DA)	806.754				

Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de cotée technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum, et pour cela que on la potée dans notre choix.

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé.

Le béton 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 fluidifiant, retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

V.1 Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant au différents charges, et qu'il vérifie les conditions au reversement, au glissement et au poinçonnement.

V.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteurs déversant maximale $H_d=3m$).

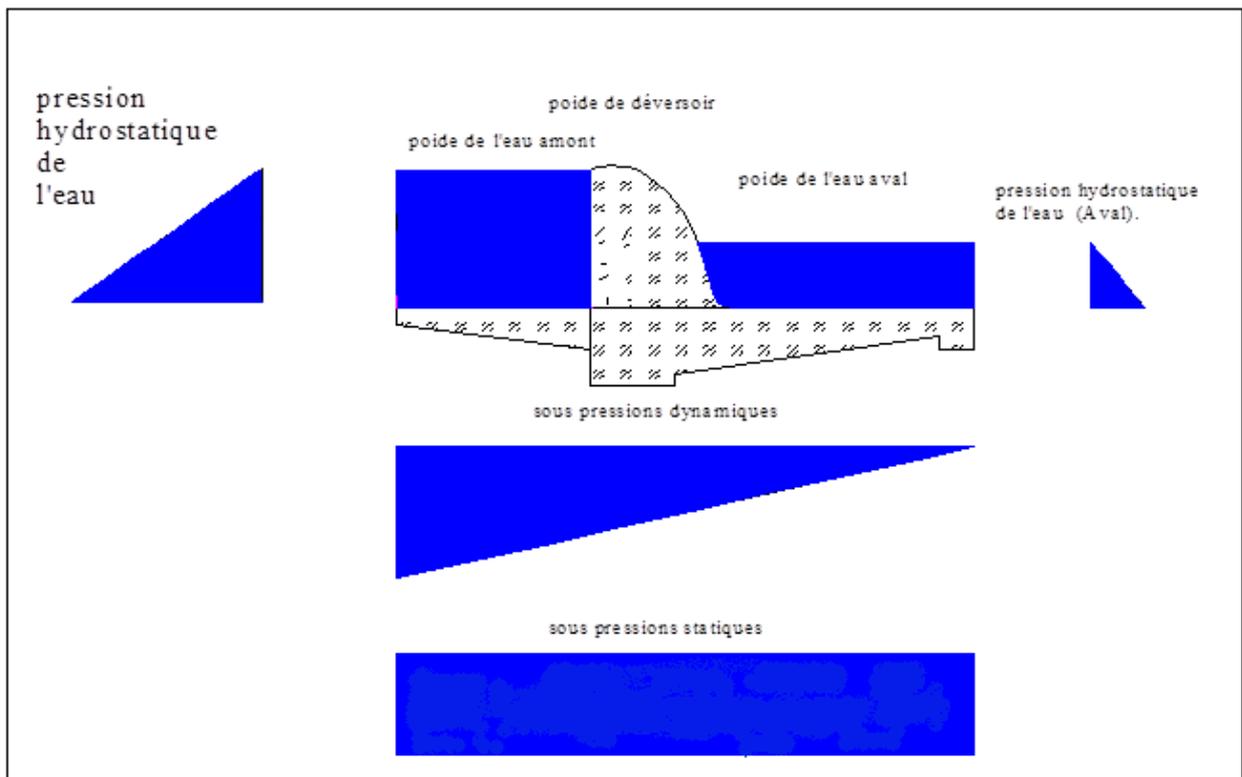


Figure V.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

V.1.1.1 Calcul des forces

Avent de calcul des forces on doit dimensionner le radier de déversoir et vérifier l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

✓ Pré-dimensionnement de l'ouvrage

-Avant radié :

- Longueur : $L_{ar} = (0 \div 2) * h_1$.

- Epaisseurs: on à

$$h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$$

$$5 < h_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$$

$$h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75m$$

Et : $T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$.

- Radié :

- Longueur : $L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1$.

- Epaisseurs :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1,$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1,$$

$$T_{r4} = T_{r1} - 0.5,$$

$$S = T_{r1},$$

$$S_1 = S_2 = T_{r2} + 0.5.$$

avec $H_1 = P + H_{dev} = 2,65 + 3 = 5,65 m$

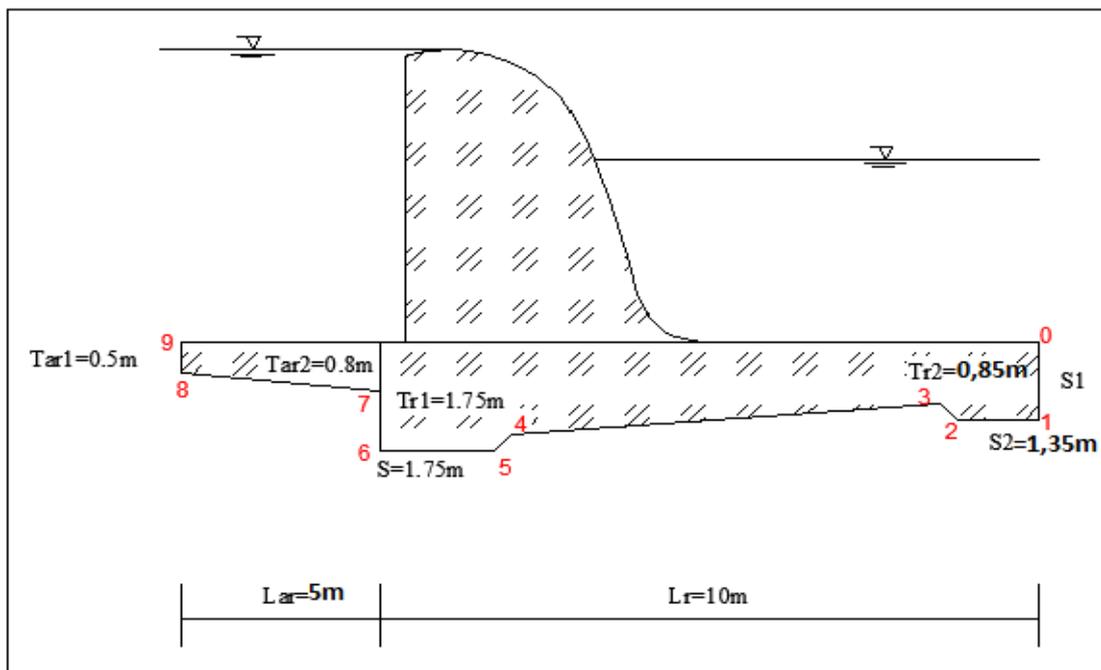


Figure V .02 Prédimensionnement du déversoir.

✓ **Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).**

Dans cette méthode la répartition des sous pression est considéré linéaire. Et la condition à vérifie est que la longueur de contour déployer (LCD) est supérieur à la longueur de contour théorique de Bligh (LC_{Théorique}).

Avec : $LC_{Théorique} = \Delta H * C = 4.25 * 3 = 12.75m$ (C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 5.65 - 1.4 = 4.25m.$$

$$LCD = 0.5 + 5.01 + 0.95 + 1.75 + 0.71 + 5.47 + 0.71 + 1.35 + 1.35 = 17.8m .$$

LCD > LC_{Théorique}. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \dots\dots\dots (V.1).$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots\dots\dots (V.2).$$

Avec : - t_x : épaisseur de radier.

- γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$).

- γ_b : Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2500 \text{Kgf/m}^3$).

- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85/1.25)

Tableau V.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	1,35	2,7	3,41	8,88	9,59	11,34	12,29	17,3	17,8
$h_x(m)$	0	0,32	0,64	0,81	2,12	2,29	2,71	2,93	4,13	4,25
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,21	0,44	0,56	1,48	1,60	1,91	2,05	2,92	3,00
$T_{pré}(m)$	0	1,35	1,35	0,71	1,15	1,75	1,75	0,8	0,5	0
$T_d(m)$	0	1	1	0,71	1,15	1,75	1,75	0,8	0,5	0

a) Forces verticales

- **Sous pressions dynamiques**

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l$$

Avec : S_{sp}^h : Epure des sous pressions. ($S_{sp}^h = 25.04m^2$) ;

Et l : largeur de déversoir.

Alors : $F_{sp}^h = 25.04t$.

- **Sous pressions statiques**

$$F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l$$

Avec : S_{sp}^S : Epure des sous pressions statique. ($S_{sp}^S = 21m^2$).

Alors : $F_{sp}^S = 21 t$.

- **Poids de rideau**

$$P_r = \gamma_b * S_b * l$$

$$P_r = 14.88 t.$$

- **Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_b * S_s * l$$

Avec : S_s : Surface de la semelle ; ($S_s = 15m^2$).

Alors : $P_s = 36t$.

- **Poids de l'eau amont**

$$P_w = \gamma_w * S_w * l$$

Avec : S_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 26.67m^2$) ;

Alors : $P_w = 26.67t$.

- **Poids de l'eau aval**

$$P_w' = \gamma_w * S_w' * l$$

$$P_w' = 11.32 t.$$

b) Forces horizontales

- **Poussée de l'eau amont**

$$F_w = \gamma_w * S_w * l$$

$$F_w = 31.9t.$$

- **Poussée de l'eau aval**

$$F_w' = \gamma_w * S_w' * l$$

$$F_w' = 2 t.$$

V.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différentes charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la stabilité soit

vérifier : $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$.

Avec : M_s : Somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = (P_r + P_s) \cdot 7,53 + P_w \cdot 11,91 + P'_w \cdot 3,32 + F'_w \cdot 0,39 = 769,11 t.m$$

$$M_r = F_{sp}^s \cdot 7,5 + F_{sp}^h \cdot 10 + F_w \cdot 2,03 = 472,65 t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1,62 \text{ Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

V1.1.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan \zeta \cdot \sum \text{Forces verticales} + C \cdot S}{\sum \text{forces horizontales}} \geq 1,2 .$$

Avec : ζ - coefficient de frottement. ($\zeta > 0,7$).

$$\sum F_h = 33,9 t = 339 KN. \quad \sum F_v = 42,83 t = 428,3 KN.$$

C : cohésion ($C=50 \text{ kpa} = 50 \text{ KN/m}^2$)

ζ : angle de frottement ($\zeta = 30^\circ$)

S : la largeur du déversoir = 60 m

$$\frac{\tan (30) \cdot 428,3 + 50 \cdot 60}{339} = 9,57 \geq 1,2$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol. ($\sigma_{sol} = 150 \text{ bar}$).

Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

Avec : $N = \sum F_v$: Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

β : Largeur de radié de déversoir.

$N = 42.83t$.

Et $M_G = 295.8t.m$.

$\sigma_1 = 2,2$ et $\sigma_2 = -1,34$

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

V.1.2 Stabilité des murs bajoyers

V.1.2.1 Calcul des forces

- Forces verticales

- Poids de radié : $P_s = \gamma_b * S_s * l = 2,4 * 7,38 * 1 = 20,11t$
- Poids de rideau : $P_r = \gamma_b * S_r * l = 2,4 * 3,30 * 1 = 7,92t$
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma_w * S_w * l = 1 * 30,29 * 1 = 30,29t$
- Poids des terres : $P_t = \gamma_t * S_t * l = 1,15 * 7,81 * 1 = 8,98t$

- Forces horizontales

- Poussée de l'eau : $F_w = \gamma_w * S_w * l = 10,81t$
- Poussée des terres : $F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l = 5,12t$.

Avec $A_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ et $\varphi = 30^\circ$

V.1.2.2 Stabilité au renversement

$$M_s = P_r * 7,82 + P_s * 7,46 = 221,95t.m$$

$$M_r = F_t * 2,21 = 11,32t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 19,59$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

V.1.2.3 Stabilité au glissement

$$\sum F_h = 15.93t. \quad \sum F_v = 67.3t.$$

$$\frac{\tan \zeta \cdot \sum \text{Forces verticales} + C.S}{\sum \text{forces horizontales}} \geq 1.2$$

Alors : de point de vue glissement le mure est stable.

V.1.2.4 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$N = 67.30 \text{ t.}$ et $M_G = 61.13\text{tm.}$

$$\sigma_1 = -0.01\text{bar} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 0.27 \text{ bar}$$

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

V.2 Calcul de ferrailage

V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

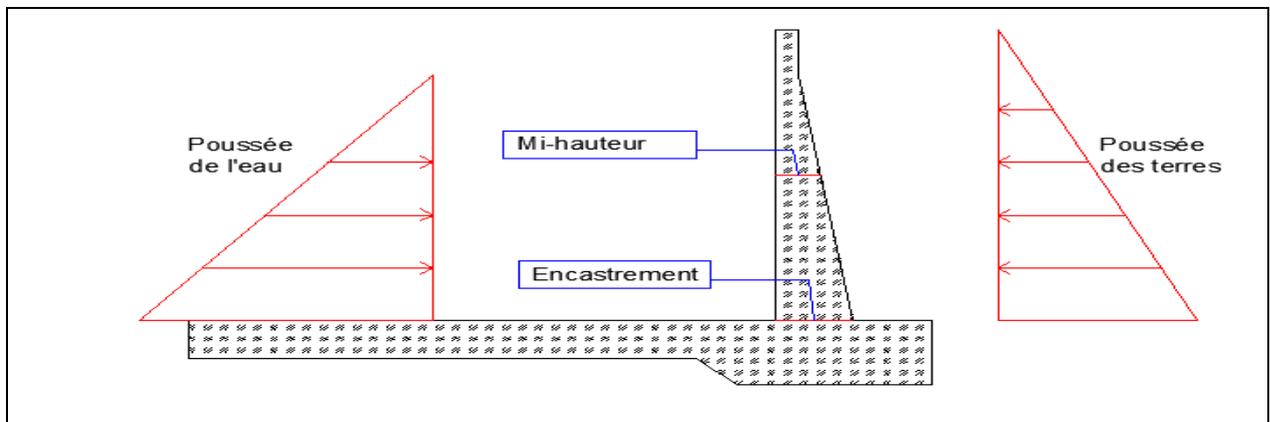


Figure IV.03 Calcul ferrailage de coursier.

A. Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

- A l'encastrement :

$$\text{Poussée de l'eau : } M_w = 1.35 * F_w * \frac{h_w}{3} = 19.94 \text{ t.m}$$

Poussée des terres : $M_t = 1.35 * Ap * F_t * \frac{h_t}{3} = 13.13 \text{ t.m.}$

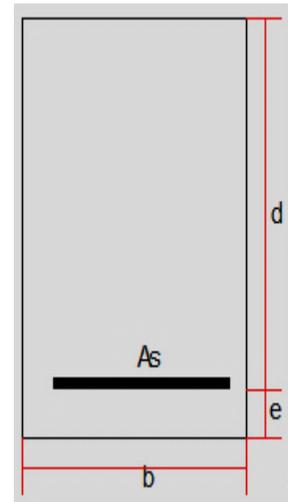
$M_e = 1.35 * F_w * \frac{h_w}{3} - 1.35 * Ap * F_t * \frac{h_t}{3} = 19.94 - 13.13 = 6.81 \text{ t.m}$

(1.35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

- A mi-hauteur :

Poussée de l'eau : $M'_w = 1.35 * F'_w * \frac{h'_w}{3} = 9.97 \text{ t.m.}$

Poussée des terres : $M'_t = 1.35 * Ap * F'_t * \frac{h'_t}{3} = 6.56 \text{ t.m.}$



B. Calcul des aciers

On a : $\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \dots\dots\dots (IV.7).$

Avec :- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton. ($\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$).

- b ; largeur de la section ; b=100cm
- d : hauteur de la section ; d=65 cm.(d = 40m à mi-hauteur)
- e : l'enrobage ; e= 5cm.
- As : section des aciers en cm².

- Calcul à l'encastrement :

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{13.13 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.022.$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2$

Avec : $\alpha_l = \frac{3.5}{1000.\epsilon_l + 3.5} = 0.68$

$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017$

$E_s = 2.1 * 10^6$ (élasticité du béton), $f_e = 4000$,

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

Alors : $\mu_1 = 0.395$

On a $\mu < \mu_l \longrightarrow$ Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$- \beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.026$$

$$A_{s1} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{13.13 * 10^5}{0.98 * 65 * 3478.26} = 5.92 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{6.81 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.011.$$

$$A_{s2} = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{6.81 * 10^5}{0.99 * 65 * 3478.26} = 3.04 \text{ cm}^2$$

- Calcul à mi-hauteur :

$$\mu = \frac{M_{h/2}}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{6.56 * 10^5}{142 * 100 * 45^2} = 0.023.$$

$$A_{h/2} = \frac{M_{h/2}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{6.56 * 10^5}{0.99 * 45 * 3478.26} = 4.23 \text{ cm}^2$$

V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radié, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N,

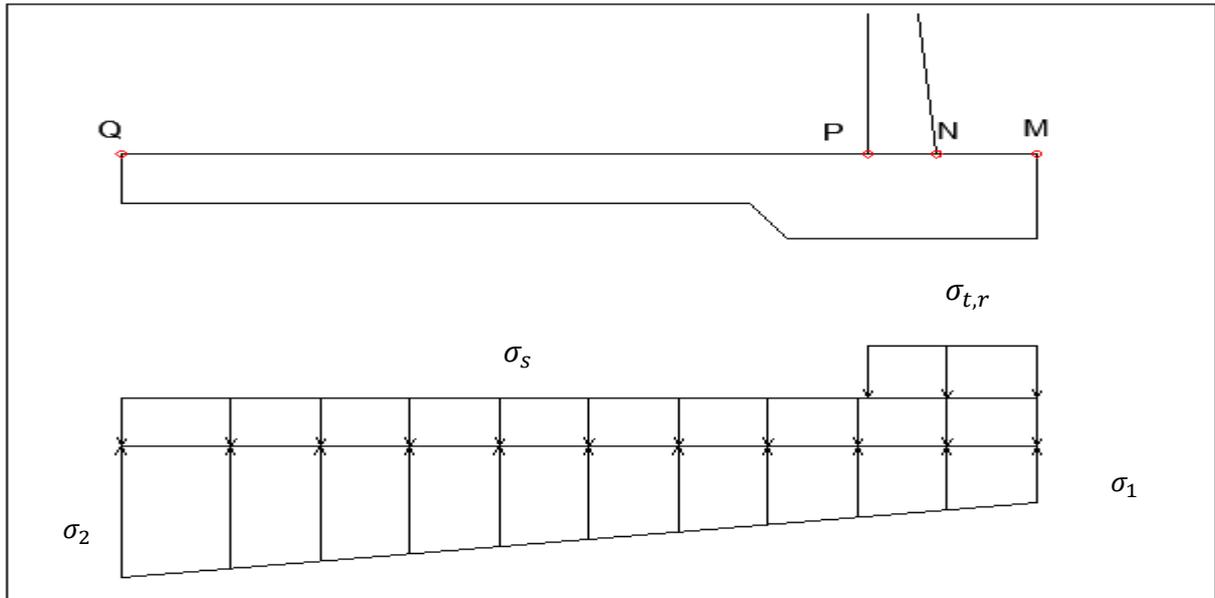


Figure V.04 Différentes contraintes de la semelle.

- **Contrainte de radié**

$$\sigma_s = \frac{1.35 * P_s}{100 * QM} = \frac{1.35 * 97800}{100 * 920} = 0.15bar$$

Avec : $P_s = \gamma_b * S_s * l = 97800KN$

QM : la longueur de la base de la semelle en cm .

- **Contrainte de rideau et des terres**

$$\sigma_{t,r} = \frac{1.35 * (P_t + P_r)}{100 * NM} = \frac{1.35 * (7.92 + 8.98) * 10^3}{100 * 170} = 1.34bar.$$

- **Contraintes de sol**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$N = 67.30t, \quad M_G = 69.71.$

Alors : $\sigma_1 = 0.122 ; \quad \sigma_2 = 0.024.$

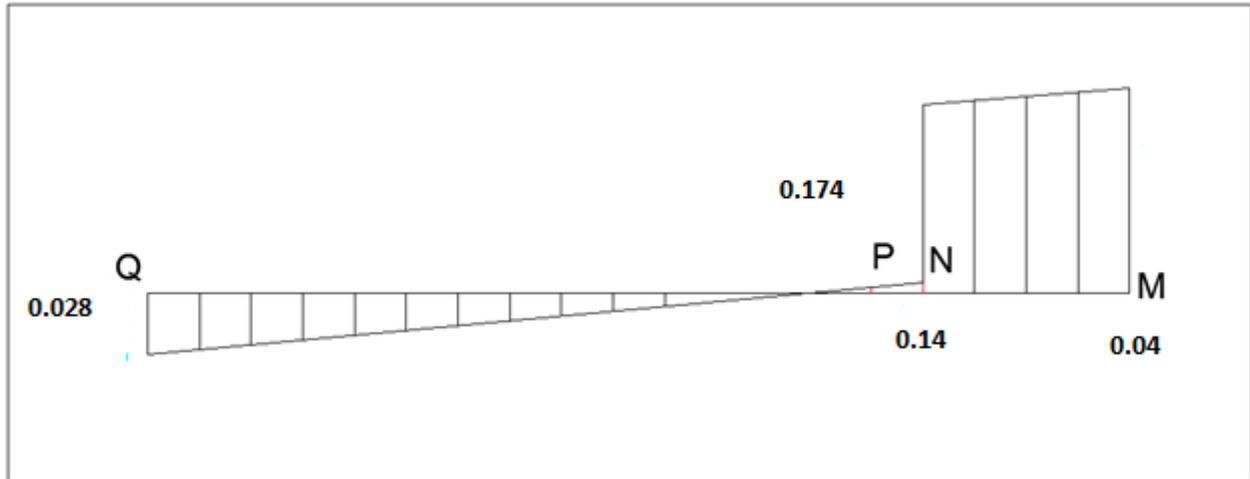


Figure IV.05 Diagramme résultant des contraintes du radié.

- au pt Q : $0.15 - 0.122 = 0.028$
- au pt P : $0.15 + 0.024 = 0.174$
- au pt N : $0.15 - 0.0095 = 0.1406$ $\sigma_n = 0.0095\text{bar}$ $\sigma_p = 0.11\text{bar}$
- au pt M : $0.15 - 0.11 = 0.04$

• **Partie NM**

Le consol NM ferrailé avec le moment MN en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_N = S_{MN} * 0.97 = 37.1\text{t.m}$$

S_{MN} : Section de diagramme des contraintes du consol MN.

Section à l'encastrement : - b = 100cm.

- e = 5cm,
- d = 115 cm.

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{37.1 * 10^5}{142 * 100 * 115^2} = 0.0197.$$

On a : $\mu < \mu_l$ Alors il n'y a pas d'acier comprimé.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0249$$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{37.1 * 10^5}{0.99 * 115 * 3478.26} = 9.37\text{cm}^2$$

• **Partie PQ**

Moment résultant à l'encastrement :

$$M_P = S_{PQ} * 5.225 = 10.255t.m$$

Avec : S_{PQ} : Aire résultant de diagramme des contraintes dans la partie PQ.

Section de calcul : - b = 100 cm.

- e = 5cm.

- d = 65 cm.

$$\mu = \frac{M_P}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{10.255 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.017.$$

$\mu < \mu_l$ Alors il n'y a pas d'acier comprimé.

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99;$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0215,$$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{10.255 * 10^5}{0.99 * 65 * 3478.26} = 4.58cm^2$$

• **Choix des aciers**

Le choix des aciers pour chaque section calculée dans les murs bajoyers est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau V.02 Choix des aciers des murs bajoyers, (H=5m).

Aciers	Aire (cm ²)	Radier						Semelle			
		Encastrement 1		Encastrement 2		Mi-hauteur		Partie NM		Partie PQ	
		n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)
T ₂₀	3.14	2	50	2	50	-	-	3	33.33	2	50
T ₁₆	2.01	3	33.33	3	33.33	-	-	5	20	3	33.33
T ₁₄	1.54	4	25	3	33.33	2	50	7	14.28	3	33.33
T ₁₂	1.13	5	20	5	20	2	50	9	11.11	5	20
T ₁₀	0.78	8	12.5	6	16.67	3	33.33	13	7.69	6	16.67
T ₈	0.50	12	8.33	10	10	4	25	19	5.26	10	10

N.B :La réalisation de coursier et le chenal d'écoulement se fait par bloc de 20m,les radiers des murs bajoyers sont lies entre eux par des joints (Water stop).

Tandis qu'on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

V.2.3 Ferrailage de radié de déversoir

✓ **Calcul des forces :**

- **Forces verticales**

- Poids de radié : $P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * 13.69 * 1 = 32.86t$
- Poids de rideau : $P_r = \gamma_b * S_r * l = 14.88t$
- Poids de l'eau amont $P_w = \gamma_w * S_w * l = 26.67t$
- Poids de l'eau aval $P'_w = \gamma_w * S'_w * l = 11.32t$
- Sous pressions dynamiques : $F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l = 25.04t$
- Sous pressions statiques : $F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l = 21t.$

- **Forces horizontales**

- Poussée de l'eau amont : $F_t = \gamma_w * S_w * l = 31.9t .$
- Poussée de l'eau aval : $F'_w = \gamma_w * S'_w * l = 2t .$

✓ **Calcul des contraintes**

- Contrainte des forces verticales:

$$\sigma_{t,s,r,w} = \frac{1.35 * (P_s + P_r + P_w + P'_w)}{100 * B} = 1.157bar.$$

- **Contraintes de sol**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

Centre de gravité de la semelle :

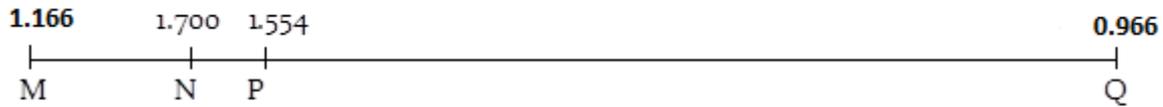
$$X_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} = 4.77m, Y_G = \frac{\sum S_i * Y_i}{\sum S_i} = 0.74m .$$

$N = 91t, M_G = 167.19t.m.$

Alors : $\sigma_1 = 0.191 bar; \sigma_2 = -0.009bar.$

- **Contraintes résultantes :**

- $\sigma_N = 1.702 bar; \sigma_p = 1.470 bar.$



- **Partie NM**

$$M_N = S_{MN} * 0.52 = 0.909t.m$$

Section à l'encastrement : - b = 100cm, e = 5cm, d = 170 cm.

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{9.09 * 10^5}{142 * 100 * 170^2} = 0.0022.$$

$\mu < \mu_l$: Alors il y'a pas des aciers comprimés.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0055,$$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9.09 * 10^5}{0.99 * 170 * 3478.26} = 1.55cm^2$$

- **Partie PQ**

$$M_P = S_{PQ} * 4.61 = 49.02t.m$$

Section de calcul : - b = 100 cm.

- e = 5 cm.

- d = 170 cm.

$$\mu = \frac{M_P}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{49.02 * 10^5}{142 * 100 * 170^2} = 0.0119.$$

$\mu < \mu_l$: Alors il y'a pas des aciers comprimés.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99,$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.015,$$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{49.02 * 10^5}{0.99 * 170 * 3478.26} = 8.37cm^2$$

✓ **Choix des aciers**

Tableau IV.03 Choix des aciers du radié de déversoir.

Aciers	Aire (cm ²)	Semelle			
		Partie NM		Partie NM	
		n	e (cm)	n	e (cm)
T ₂₀	3.14	3	33.33	-	-
T ₁₆	2.01	5	20	-	-
T ₁₄	1.54	6	16.67	2	50
T ₁₂	1.13	8	12.5	2	50
T ₁₀	0.78	11	9.09	2	50
T ₈	0.50	17	5.88	4	0.25

Conclusion

Le calcul de stabilité et de ferrailage de déversoir et le coursier a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on a arrivé à la conclusion que ces derniers sont stables aux différentes charges.

Introduction

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Azib Timizartout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VI.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites...etc.

VI.3 Travaux de réalisation**VI.3.1 Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.3.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VI.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

A- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la

construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes

B - Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.

C - Le matériel des bétonnages

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation...)

VI.5 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q.n}{N} \dots\dots\dots(VI.1)$$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$

Il existe deux types de plan de travail :

✓ **plan de travail au plus tôt**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

✓ **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- 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 ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VI.5.3 Symboles des différentes opérations

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	5
Installation concassage et centrale à béton	B	4
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	2
Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)	D	6
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des talus de la digue	I	6
Construction de déversoir et coursier	J	7
Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite	K	5
Réalisation de la tour de prise	L	8
Prise d'eau et Vidange de fond	M	6
Équipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau.	O	4

VI.5.4 Techniques de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthode basée sur le réseau critical path method (C.P.M).
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau

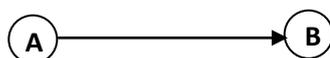
✓ **Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.02 Les paramètres du réseau à nœuds .

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

• **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

$$DTR = \sum TR = 5+2+5+15+6+8+6+1+4 = 52 \text{ mois}$$

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **52 mois**.

VI.5.4.2 Planification avec la méthode de tableau

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.03 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR(mois)	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	4	5	9	32	36	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	7	9	14	36	43	27
3-6	0	9	9	37	37	28
4-6	6	7	13	31	37	24
4-7	5	7	12	7	12	0
5-12	5	14	19	43	47	28
6-8	8	13	21	37	45	24
7-9	15	12	27	12	27	0
8-12	2	21	23	45	47	24
9-10	6	27	33	27	33	0
10-11	8	33	41	33	41	0
11-12	6	41	47	41	47	0
12-13	1	47	48	47	48	0
13-14	4	48	52	48	52	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **52 mois**.

VI.5.4.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme

à barres.

Schéma du réseau à nœud de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 05.

Conclusion

Organiser le barrage d'Azib Timizar en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage. Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

La construction du barrage Azib Timizar devrait durer environ 4 années et 4 mois.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, nous ne pouvons que souligner une fois de plus l'intérêt de l'étude des variantes de l'évacuateur des crues susceptibles d'être projetées au droit d'un site du barrage à travers différentes considérations tant bien d'ordre technique qu'économiques, permettant ainsi à l'ingénieur de dégager de manière rationnelle la variante la plus adéquate remplissant éventuellement les exigences du projet.

Le choix de la variante la plus favorable est basé selon les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques.

Deux variantes ont été étudiées, L'étude technico-économique entre ses deux variantes a montré que l'évacuateur de crues latérales à entonnement frontal est le plus favorable. Notre évacuateur se compose des éléments suivants :

- la forme du seuil du déversoir est basée sur le profil type USBR avec parement amont incliné.

- En aval du déversoir, le coursier est convergent sur une longueur de 57m environ jusqu'à atteindre une largeur de 30 m. La pente de cette partie est faible, de 8%. Le coursier se poursuit ensuite avec la même pente sur une longueur de 80m puis un coursier raide penté de 50% jusqu'à atteindre la station 0 175 à l'entrée du bassin de dissipation.

- À l'extrémité avale du coursier, il est prévu un bassin de dissipation à ressaut du type USBR II, avant de restituer le débit au lit naturel de l'oued. Le bassin aura une longueur de 57 m, une côte de fonds de 273 m NGA, la crête des murs bajoyers étant calée à la cote 291 m NGA.

References Bibliographies

Bauer, W. J.(1951). The Development of the Turbulent Boundary Layer on Steep Slopes. A dissertation submitted to State University of Iowa, August 1951.

Cox, R. G. (1973) «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987) a water resources technical publication .

FREAD, D.L. 1993. Flow Routing, in Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, ed., McGraw-Hill, New York. Page 10-36

ICOLD International Commission on Large Dams, "Design Features of Dams to Resist Seismic Ground Motion", Bulletin 120, 2001

KHATSURIA.R.M(2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators .Georgia Institute of Technology Atlanta ,Georgia

LOUNIS, H (2014) Etude d'avant-projet détaillé de la digue du barrage Azib Timizar (W.BEJAIA), mémoire de fin d'étude. ENSH. Blida.

Mallet ch , Pacqant J 1951 les barrages en terre .eyrolles paris .

MINOR.H.E,HAGERW.H(2000) Hydraulics of Stepped Spillway ,Zurich.

ROCHE.M(1963)Hydrologie de surface. ORSTOM P.Gauthier-Villars Editeur.

TOUAIBIA.B & BENLAOUKLI.B (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

USACE Engineering and Design; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.