

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques.

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DES OUVRAGES
ANNEXES DU BARRAGE CHERTIOUA**

(W. BORDJ BOU ARRERIDJ)

Présenté par :

M^r KHAMADJ Sami

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : B.BENLAOUKLI	M .C.B	Président
M^r : A.ZEROUAL	M. A.A	Examineur
M^{me} : N.SAIL	M. A.A	Examinatrice
M^{me}: S. BERBACHE	M .A.A	Examinatrice
M^{me}: S.BENSAAD	M. A.B	Examinatrice
M^r : M.K.MIHOUBI	M. C.A	Promoteur

Septembre 2013

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail :

À ma mère qui est un être cher et celle qui m'a bercé d'un amour sincère ;

À mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance ;

À mes frères et mes sœurs ;

En un mot, à toute ma famille, mes amis et à toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma formation.

Sami 2013

Remerciements



Tout d'abord, tout louange à Allah le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions

Je tiens à remercier mon encadreur Monsieur M.K.MIHOUBI, de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Je remercie aussi ma famille, mes amis pour leurs soutient, et l'ensemble des ingénieurs et techniciens chargés du suivi de la réalisation du barrage Mahouane qui m'ont soutenu durant la période de stage.

Je tiens à remercier tout particulièrement les différents intervenants de la Formation Ingénieur Entrepreneur « FIE »

Mes remerciements vont enfin à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sami

ملخص:

الدراسة التي قمنا بها في هذه المذكرة تتناول دراسة مفصلة لما قبل إنجاز المنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى وادي شرطيوة ببلدية زمورة ولاية برج بوعرييج. هذا السد مخصص لسقي الأراضي الزراعية لمنطقة زمورة. هذه المنشآت الملحقة ضرورية لحماية و استغلال السد المائي و التي تضمن السير العادي و الأمن الجيد لهذا الأخير.

Résumé:

L'objectif de notre recherche consiste à faire une étude d'avant-projet détaillé des ouvrages annexes d'un barrage sur Oued Chertioua dans la commune de Zemmoura wilaya de Bordj Bou Arreridj. Ce barrage est destiné à irriguer les terrains agricoles de la région de Zemmoura.

Ces ouvrages annexes sont nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage et assurent le fonctionnement normal et la bonne sécurité de l'ouvrage.

Abstract:

The aim of this study is to project design work annexes of Chertioua's dam on river of Chertioua in the town of Zemmoura, wilaya of Bordj Bou Arreridj. This dam is intended to irrigate the agricultural land of Zemmoura. These work annexes are necessary for the protection and the exploitation of the dam to ensure the normal functioning and the good safety of the work.

Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre I : Mémoire de synthèse

Introduction	2
I-1- SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE	2
I-2- GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE	3
I-2-1-But de l'étude	3
I-2-2-caractéristiques Physico-Géographiques	3
I-2-3-Géologie régionale	3
I-2-4-Géologie du site	4
I-2-5-Tectonique et paléogéographie	4
I-2-6-Sismicité	4
I-2-7-Recherches effectuées et études de fondation	5
I-2-7-1-Travaux de reconnaissances	5
I-2-7-2-Sondages	6
I-2-7-3-Essais de perméabilité "In-situ"	7
I-2-7-4-Conséquences et influences des conditions géologiques et géotechniques sur le barrage	8
I-2-8-Matériaux de construction	8
I-2-9-Aspect géotechnique	9
I-2-9-1-Essais Physiques	9
I-2-9-2-Essais mécaniques	10
I-3-SYNTHESE DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE	11
I-3-1-Présentation du bassin versant	11
I-3-2-climat	12
I-3-3-Récapitulatif des résultats hydrologiques	12
Conclusions et recommandations	12

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	13
II-1- Caractéristiques générales du bassin versant	13
II-2-Climatologie du bassin versant	16
II-2-1-Evaporation	16
II-2-2-Température	17
II-2-3-Humidité relative	17
II-2-4-Régime des vents	18
II-2-5-Pluviométrie	18
II-3-Etude des précipitations	19

II-3-1-Homogénéisation des données par le test de Wilcoxon	19
II-3-2-Ajustement des pluies maximales journalières	19
II-3-2-1-Ajustement à la loi de GUMBEL	19
II-3-2-2-Ajustement à la loi normale	20
II-3-2-3-Ajustement à la loi log normale	22
II-3-3-Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences	23
II-4-Etude des apports	24
II-4-1 Apports moyens interannuels	24
a). Formule de SAMIE.....	24
b) Formule de DERI II.....	24
c) Formule de MEDINGER	24
e) Formule de COUTAGNE.....	25
f) Formule de TURC.....	25
j) Formule de l'ANRH	25
II-4-2- Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	26
II-4-3-Caractéristiques de l'écoulement	27
II-4-4-Apports fréquentiels	27
II-5- Apports solides et estimation de volume mort	30
II-5-1-Estimation de l'apport solide	30
a). Formule de Tixeront	30
b)-Formule de Fournier	30
c)Formule de Gravilovitch	31
II-5-2-Volume mort	31
a)-Méthode liée à l'érosion spécifique	31
b)-Formule de Tixeront	32
c)-Formule de Gravilovitch	32
Résultats et discussion	33
II-6 Etude des crues	33
II-6-1- Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques	33
a). Formule de Giandotti	33
b). Formule de Sokolovsky	34
c). Formule de Mallet-Gauthier	34
d). Formule de POSSENTI.....	34
e). Formule d'Alexeev.....	34
II-6-2-Hydrogramme de crue	35
II-6-3-Choix de la crue du projet	

II-7- Régularisation d'écoulement	37
II-7-1 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	37
II-7-2- Calcul du volume utile	39
II-7-2-1- Calcul du volume utile sans pertes	39
II-7-2-2- Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:.....	39
II-8-Laminage de crues:	41
II-8-1-Objectif	41
II-8-2-Laminage de crues par la méthode de KOTCHERINE	41
Conclusion.....	42
II-9-Etude d'optimisation	42
II-9-1-Calcul de la revanche	42
II-9-2-Calcul de largeur en crête	43
II-9-3-Calcul du coût de la digue	44
II-9-4-Calcul du coût de l'évacuateur de crues	44
a)- Coût du déversoir	44
b)- Coût du canal d'approche	45
c)- Coût du coursier	46
Conclusion	47

Chapitre III : Etude des variantes

Introduction	48
III-1- Première partie : Choix des variantes de l'évacuateur de crues	48
Objectif	48
III-1-1- Choix du type d'évacuateurs de crue	48
III-1-2- Choix de la rive	49
Conclusion	49
III-2- Deuxième partie : Etude de la première variante	50
EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT LATERAL.....	50
Introduction :	50
III-2-1- Données de départ	50
III-2-2- Canal d'aménée	50
III-2-3- Déversoir et canal latéral	51
III-2-3-1- Calcul de la géométrie du déversoir	51
III-2-3-2- Calcul hydraulique du déversoir et du canal latéral	53
III-2-4- Coursier	56

III-2-4-1- Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydraulique dans le coursier	58
III-2-4-2- Modélisation de l'écoulement dans le coursier	60
III-2-4-3- Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier	60
III-2-5- Dissipateur d'énergie	61
III-2-6- Détermination de la hauteur des murs bajoyers	63
Conclusion	63
III-3- Troisième partie : Etude de la deuxième variante	64
EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT FRONTAL AVEC UN DEVERSOIR LABYRINTHE.....	64
Introduction	64
III-3-1- Canal d'amenée	64
III-3-2- Dimensionnement du déversoir labyrinthe	65
III-3-2-1- Données de départ	65
III-3-2-2- Calcul de géométrie de déversoir	65
III-3-2-3- Calcul hydraulique du déversoir	67
III-3-3- Calcul de la transition	67
III-3-4- calcul hydraulique du coursier	68
III-3-4-1- Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydraulique dans le coursier	70
III-3-4-2- Modélisation de l'écoulement dans le coursier	71
III-3-5- Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier	72
III-3-6- Dissipateur d'énergie	73
III-3-7- Détermination de la hauteur des murs bajoyers	75
Conclusion	75
III-4- Quatrième partie	76
Etude comparative des deux variantes et choix de la variante finale	76
Objectif	76
III-4-1- Critères de choix	76
III-4-2- Etude technico- économique	76
Conclusion	78

Chapitre VI : Etude génie civil

Introduction	79
VI-1- Etude de stabilité	79
VI-1-1- Stabilité de déversoir	79
VI-1-1-1- Etude des infiltrations	79

VI-1-1-2-Forces agissants sur le déversoir	80
VI-1-1-3-stabilité au renversement	82
VI-1-1-4-Stabilité au glissement	83
VI-1-2- Stabilité des murs bajoyers	83
VI-2- Calcul de ferrailage	85
VI-2-1- Ferrailage du rideau	85
VI-2-1-1- Moment d'encastrement à la base du rideau	85
VI-2-1-2- Moment d'encastrement à h/2 du rideau	86
VI-2-1-3- Calcul des aciers	86
VI-2-2- Ferrailage de la semelle	87
VI-2-2-1- Contraintes σ dues aux forces verticales	87
VI-2-2-2- Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle	87
VI-2-2-3- Contraintes de réaction du sol	87
VI-2-2-4- Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	87
VI-2-2-5- Etude de la partie CA	87
VI-2-2-6- Etude de la partie BD	88
VI-2-3- Ferrailage du déversoir	88
VI-2-3-1- Calcul des aciers	89
VI-2-3-2- Ferrailage de la semelle de déversoir	89
Conclusion	90

Chapitre V : Etude de dérivation provisoire et des batardeaux

Introduction	91
V-1- Conception de l'ouvrage	91
V-2- Dimensionnement hydraulique	91
V-2-1- Modélisation de l'écoulement	92
V-2-2- Laminage de crue de chantier	93
V-2-3- Batardeau amont	95
V-2-4- Batardeau aval	95
V-3- Caractéristiques hydrauliques de la galerie	95
V-4 -Caractéristiques des batardeaux	96
V-4-1- Détermination de la côte de couronnement du batardeau	96
V-4-2- Pente des talus	97
V-4-3- Le drain du batardeau	97
V-5 -Vérification du régime torrentiel pour les petits débits	98
Conclusion	98

Chapitre VI : Etude de prise d'eau et de vidange de fond

Introduction	99
VI-1- Capacité d'évacuation et le débit de projet	99
VI-2- Etude de prise d'eau	100
VI-3- Etude de la vidange de fond	101
VI-3-1- Calcul de la vidange de fond	102
VI-3-1-1- Calcul hydraulique	102
VI-3-1-2- Evaluation des pertes de charge	103
VI-3-2- Description générale des organes de vidange	103
VI-3-2-1- Ouvrage d'entrée et grille	103
VI-3-2-2- Chambre des vannes	103
VI-3-2-3- Les vannes	104
VI-3-2-4- Le by-pass	104
VI-3-2-5- Dissipateur d'Energie	104
VI-3-3- Dérivation du débit réservé écologique	104
Conclusion	104

Chapitre VII : Organisation de Chantier

Introduction	105
VII-1- Les moyens de chantier	105
VII-1-1- Moyens matériels	105
VII-1-2- Moyens humains	105
VII-2- Planification des travaux	106
VII-2-1- Procédures de planification	106
VII-2-2- Composition du projet	106
VII-2-3- Planification avec réseau à nœud	107
VII-2-4- Planification avec la méthode de tableau	108
VII-2-5- Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres)	108
VII-3- Coût des ouvrages annexes	109
Conclusion	109

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Introduction	110
VIII-1- Problématiques et Justification du projet	110
VIII-2- Caractéristiques de l'aménagement projeté	110
VIII-3- Analyse des impacts du projet	111
VIII-3-1- Sources d'impacts	111

VIII-3-2- Eléments sensibles du milieu	111
VIII-4- Impacts potentiels et mesures d'atténuation	112
VIII-4-1- Phase de construction des ouvrages	112
VIII-4-1-1- Eau	112
VIII-4-1-2- Sol.....	113
VIII-4-1-3- Air	114
VIII-4-1-4- Végétation et faune	114
VIII-4-1-5- Population.....	114
VIII-4-1-6- Transport	115
VIII-4-1-7- Paysage	115
VIII-4-2- Phase d'exploitation des ouvrages	116
VIII-4-2-1- Eau	116
VIII-4-2-2- Végétation et faune.....	116
VIII-4-2-3- Usages de l'eau	117
VIII-4-2-4- Population	117
VIII-4-3- Impact en cas de rupture du barrage	118
VIII-4-4- Impacts résiduels	118
VIII-4-5- Coût des mesures d'atténuation	118
VIII-5- Surveillance et suivi environnementaux	118
VIII-5-1- Surveillance environnementale des travaux	118
VIII-5-1-1- Programme de surveillance.....	118
VIII-5-1-2- Programme de contrôle	118
VIII-5-2- Suivi environnemental	119
VIII-5-2-1- Programme de suivi.....	119
VIII-5-2-2- Programme d'inspection	119
Conclusion	119
Conclusion générale.....	120

Liste des TABLEAUX

Tableau I.1 Coefficients d'accélération du séisme.	5
Tableau I.2 Formations géologiques mises en évidence par les sondages carottés.	6
Tableau I.3 Formations géologiques mises en évidence par les sondages carottés.	7
Tableau I.4 Résultats des essais physiques.....	9
Tableau I.5 Résultats des essais mécaniques.....	10
Tableau I.6 Récapitulatif des résultats hydrologiques	12
Tableau II.01 Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant	13
Tableau II.02: Coordonnées de la courbe hypsométrique	14
Tableau II.03: Coordonnées de la station pluviométrique de Zemmoura	16
Tableau II-04 Répartition mensuelle de l'évaporation.	16
Tableau II-05 Répartition mensuelle de la température.	17
Tableau II-06 Répartition mensuelle de l'humidité relative	17
Tableau II-07 Répartition mensuelle de la vitesse des vents.....	18
Tableau II-08 Répartition mensuelle des pluies moyennes.	18
Tableau II-09 Paramètres statistiques de l'échantillon.	19
Tableau II-10 Les quantiles pour différentes périodes de retour	20
Tableau II-11 Les quantiles pour différentes périodes de retour	21
Tableau II-12 Les quantiles pour différentes périodes de retour	22
Tableau II-13 Récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes formules.....	25
Tableau II-14 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.	26
Tableau II-15 Résultats de calcul de coefficient de variation.....	28
Tableau II-16 Apports fréquentiels.....	29
Tableau II-17 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	29
Tableau II-18 Récapitulatif des résultats du volume mort.	33
Tableau II-19 Récapitulatif des pluies de courte durée pour différentes périodes de retour	34
Tableau II-20 Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques	35
Tableau II-21 Débits de crues maximums pour différentes période de retour	35
Tableau II-22 Coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.	37
Tableau II-23 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.....	39
Tableau II-24 Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.	42
Tableau II-25 Les différents résultats de la revanche.	43
Tableau II-26 Les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.	44

Tableau II-27 Volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	44
Tableau II-28 Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	45
Tableau II-29 Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	46
Tableau II-30 Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.	47
Tableau II-31 Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.	47
Tableau III.1: les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H ₀	52
Tableau III.2: calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.	53
Tableau III.3: Calcul des hauteurs d'eau et pertes de charge.	55
Tableau III.4: Détermination des côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée.	56
Tableau III.5: Détermination de la hauteur normale dans le coursier	57
Tableau III.6: Calcul de la longueur de la courbe de remous	59
Tableau III.7: Calcul des vitesses critiques d'aération à pas de 10m.....	60
Tableau III.8: Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude (*).....	61
Tableau III.9: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.....	62
Tableau III.10: Détermination de la hauteur normale dans le coursier	69
Tableau III.11: Calcul de la longueur de la courbe de remous	71
Tableau III.12: Calcul des vitesses critiques d'aération à pas de 10m.....	72
Tableau III.13: type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude (*)	73
Tableau III.14: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.....	74
Tableau III.15: Calcul technico-économique des deux variantes.	77
Tableau IV.01: Calcul des sous pressions et les épaisseurs du radier.....	80
Tableau IV.02: Calcul de forces agissantes sur le déversoir.	82
Tableau IV.03: Calcul de stabilité du déversoir.	83
Tableau IV.04: Calcul des différentes forces agissant sur le coursier	84
Tableau IV.05: Calcul de stabilité au glissement et au renversement.....	84
Tableau IV.06: Calcul de stabilité au poinçonnement	85
Tableau IV.07: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage	90
Tableau V.01: Détermination de la revanche.	96
Tableau V.02: Détermination de la largeur en crête des batardeaux.	96
Tableau VI.01 : Pertes de charge singulières dans le parcours de l'organe de vidange de fond	103
Tableau VII.01: Décomposition du projet en opérations.	107
Tableau VII.02: Les paramètres du réseau à nœud.....	107
Tableau VII.03 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	108
Tableau VII.04: Devis estimatif des ouvrages annexes.	109

Liste des figures

Figure I.1: Emplacement de site du barrage Chertioua	2
Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003	5
Figure I.3 : Bassin versant de Chertioua	11
Fig. II.01: Répartition des surfaces élémentaires et la courbe hypsométrique	14
Fig. II.02: Réseau hydrographique du Bassin versant de Chertioua	15
Fig. II.03: Répartition de l'évaporation mensuelle.....	16
Fig. II.04: Répartition de la température mensuelle.....	17
Fig. II.05: Répartition mensuelle des précipitations	19
Fig. II.06: Représentation graphique de l'ajustement par la loi de GUMBEL	20
Fig. II.07: Représentation graphique de l'ajustement par la loi normale.	21
Fig. II.08: Représentation graphique de l'ajustement par la loi log normale	22
Fig. II.09: Pluies de Courtes durées	23
Fig. II.10: Intensité –Durée –Fréquence.....	24
Fig. II.11: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	26
Fig. II.12: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour par méthode Sokolovsky.....	36
Fig. II.13: Courbe Surface $S=f(Z)$	38
Fig. II.14: Courbe Hauteur- Capacité $V=f(Z)$	38
Fig. II.15: Courbe d'optimisation	47
Fig. III.1: Description de la géométrie du déversoir et définition de système de coordonnées	51
Fig. III.3: déversoir standard à parement surplombant	52
Fig. III.4: Profil de quadrant aval	53
Fig. III.5 : Représentation des tranchées	53
Fig. III.6 : Représentation des tranchées de canal latéral.	54
Fig. III.7 : Côtes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.....	56
Fig. III.8 : Schéma expliquant la géométrie de déversoir type labyrinthe	66
Fig. III.9: Vue en plan d'un convergent de l'évacuateur.....	67
Fig. IV.01: Schéma représentatif des forces agissantes sur le déversoir	80
Fig. IV.02: Schémas des forces agissants sur le coursier.	83
Fig. IV.03: Schéma du diagramme des contraintes dans le radier.	85
Fig. V.01: Discrétisation du tronçon de l'Oued de Chertioua au site du barrage (HEC-RAS).	92
Fig. V.02 : Niveaux des surfaces d'eau le long du tronçon étudié (HEC-RAS).....	92
Fig. V.03 : Variation de la vitesse d'écoulement, nombre de Froude (HEC-RAS).....	93

Liste des planches

Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche N°02 : Coupe géologique dans l'axe du barrage.

Planche N°03 : Profil en long de la 1^{ère} variante (évacuateur de crue latéral à entonnement latéral).

Planche N°04 : profil en long de la 2^{ème} variante (évacuateur de crue latéral en labyrinthe).

Planche N°05 : Vue en plan de la 1^{ère} variante (évacuateur de crue latéral à entonnement latéral).

Planche N°06 : Représentation du ferrailage.

Planche N°07 : Profil en long de la dérivation provisoire et la vidange de fond du barrage

Introduction générale

Actuellement dans la région environnante du village de Zemmoura qui est à 35 km (RN76) du chef-lieu de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj, l'agriculture non irriguée est dominante, et la réalisation d'un barrage dans cette région permettra éventuellement l'irrigation d'une grande superficie, ce qui aura pour conséquence de participer au développement notable de la production agricole. Par ailleurs, l'élevage bovin et ovin verra un développement après la mise en valeur des périmètres irrigués. De même que le niveau de vie de la population des riverains du barrage sera amélioré grâce à l'évolution que verront les secteurs de l'agriculture et de l'élevage, après exploitation du barrage.

Dans ce contexte que sera projeté le barrage de Chertioua au niveau de la commune de Zemmoura Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Et comme tous les barrages, le barrage de Chertioua sera accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau. En outre, l'exécution des fondations du barrage nécessite, par des moyens très divers, l'assèchement provisoire du lit du cours d'eau, en totalité ou par parties successives, sur son emprise.

Dans le présent travail on va effectuer l'étude d'Avant-Projet Détaillé (APD) des ouvrages annexes du barrage de Chertioua.

Chapitre I

Chapitre I

Chapitre I

Mémoire de synthèse

Introduction :

Le barrage de Chertioua est destiné à irriguer les terrains agricoles de la région de Zemmoura dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

I-1- SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE :

Le barrage est sur l'oued Chertioua affluent de l'oued Bou-Sellam dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj, se situe à 02 km du village Bordj Zemmoura et à 35 km (RN76) au nord de Bordj Bou Arreridj. La zone d'étude appartient à l'Atlas Tellien. Barrage existant à l'aval : Barrage Tichy Haf.

Les Coordonnées en U.T.M de l'axe du barrage sont définis par :

$X = 666\ 393$;

$Y = 4\ 013\ 407$;

$Z = 688\ \text{m NGA}$

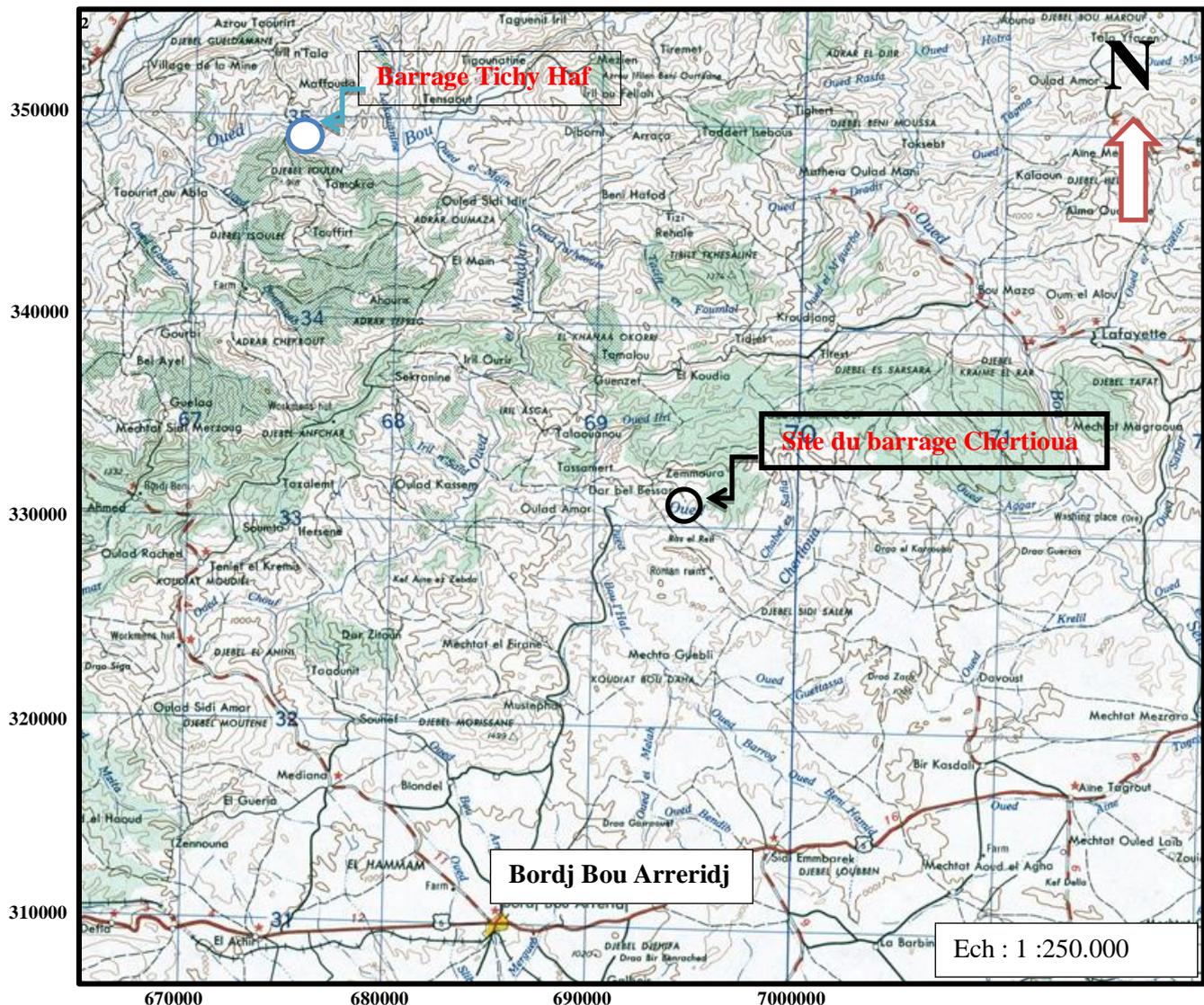


Figure I.1: Emplacement de site du barrage Chertioua

I-2- GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE :

I-2-1-But de l'étude :

Cette étude a pour but d'étudier la géologie du site et de la cuvette, et la recherche des zones d'emprunts et de définir leur caractéristiques géotechniques principales ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation;

I-2-2-caractéristiques Physico-Géographiques :

Le site retenu pour l'implantation d'un barrage se trouve à environ 2 km au Sud du village de Zemmoura. Le terrain est très accidenté à cet endroit et l'aménagement d'accès a été nécessaire pour permettre l'intervention des sondeuses.

La largeur du lit de l'oued est d'environ 3,0 mètres ; les rives accusent des pentes assez importantes.

I-2-3-Géologie régionale :

→ Alluvions actuelles et récentes : ce sont des sables graviers, limons grisâtres. Ces formations ne sont représentées que le long des oueds Bou-Sellam, khellil et Chertioua.

→ Eboulis à gangrène marneuse : les éboulis à bloc, à éléments de petite taille parfois encroutés ne sont présents qu'aux alentours des Djebels Guergour et des Bibans ; leur calibre et leur encroutement indiquent leur ancienneté. Les éboulis à gangrène marneuse sont rares et pas développés.

→ Terres arables : ce sont des formations de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé, ces formations se développent surtout sur les formations marneuses si l'on accepte quelques débris de terrasses anciennes, du Bou-Sellam et de l'oued Chertioua.

Il s'agit d'ancien glaciais largement dilacérés qui recouvrent les principaux versants a un quaternaire plus ancien ; leurs partie hautes se raccordent à des masses solifluées, leur base est assez généralement encroutée parfois massivement.

→ Campanien : marnes jaunes ou grises à bancs lenticulaires de micrites noires ou grises et boules jaunes abondantes.

→ Sénonien, éocène conglomératique et « oligocène » grès micacé:

Epaisse série écaillée sur elle-même où ont été repérés :

-un priabono-oligocène molassique gréseux et micacé surmontant des couches rouges du Lutétien terminal Priabonien à micro-brèche grossières bio-détritique.

-un paléocène argilo-conglomératique à Mélobésiées,

-un créacé supérieur argileux à bancs de calcaires gréseux, les niveaux les plus grossiers contiennent des débris de sidérolites à bras.

→ Coniacien supérieur et Santonien : Alternance de marne et de micrites à Rosaline ;

Au sommet se sont les marnes de teinte sombre qui dominent généralement :

→ Trias : Le trias jalonne le contact de base de la nappe de type Draa El-Arba (oued CHERTIOUA). C'est un amas confus de gypses broyés à glaçons calcaro-dolomitique emballés dans des argiles versicolores.

I-2-4-Géologie du site:

→ Des alluvions actuelles ou récentes constituées par des sables, graviers limons grisâtres, cailloux et blocs.

→ Des terres arables qui se développent surtout sur les formations marneuses ; leurs parties hautes se raccordent à des masses solifluées, leur base est assez généralement encroutée.

Nous remarquons la présence d'éboulis à blocs à éléments des petites et grandes tailles sur la rive gauche en général.

En rive droite on observe des marnes grises à bancs lenticulaires de micrites noires ou grises.

I-2-5-Tectonique et paléogéographie :

La carte géologique de Bou-Sellam permet grâce à la diversité des formations qui y sont représentées d'opposer trois domaines structuraux majeurs :

→ Le domaine de flysch- Kabyles qui est le siège au crétacé et à l'éocène d'une sédimentation détritique de type Flysch ; constituent le prolongement vers l'Est du vaste massif du Djebel MORISSANE qui domine la dépression de Bordj Bou-Arredj.

→ Le domaine Tellien ; ou à un crétacé inférieur pelitico-gréseux marneux succède une sédimentation essentiellement marneuse et marno-calcaire jusqu'à la fin de l'éocène (la nappe de type Beni-Abdellah, Draa El-Arba et Bibanique, etc.)

→ Le domaine de la plate-forme Sud Sétifienne qui est le siège d'une sédimentation surtout carbonatée au crétacé inférieur et très réduite sinon absente au sénonien.

I-2-6-Sismicité :

En fonction de l'intensité sismique, l'Algérie est décomposée en quatre zones sismiques (Figure I.2).

Zoné 0 - Sismicité négligeable

Zone I - Faible sismicité

Zone II - Moyenne sismicité

Zone III - Forte sismicité

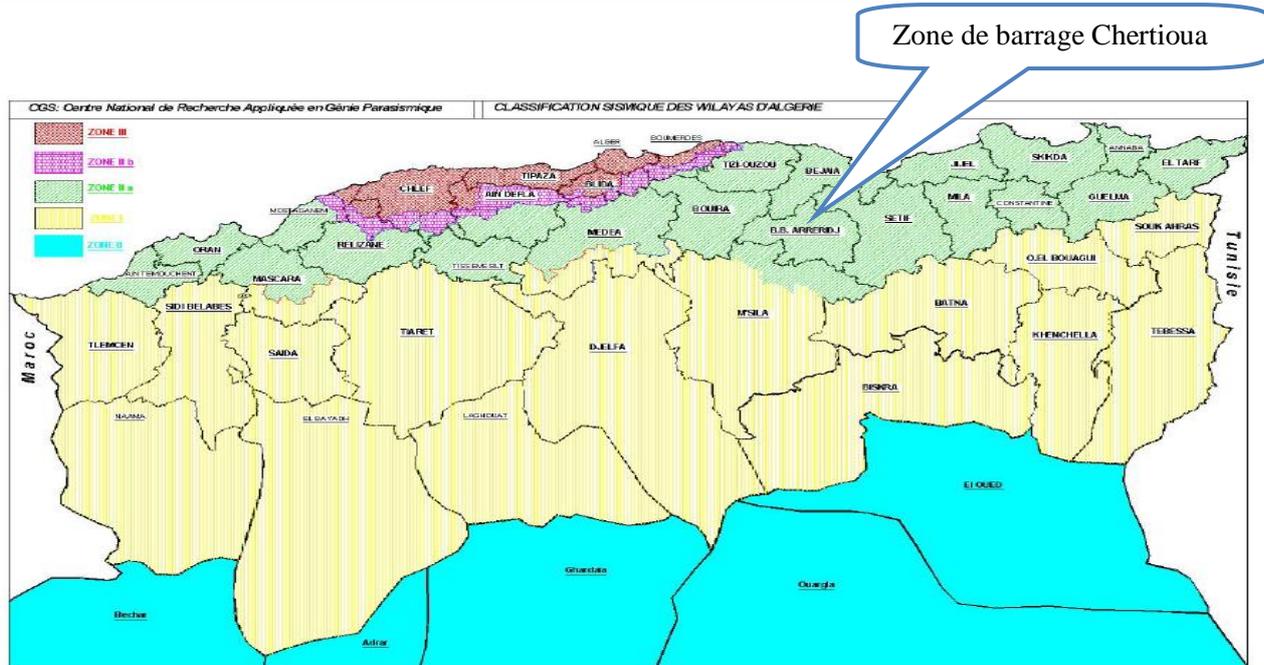


Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Tableau I.1 Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Le coefficient d'accélération à adopter pour notre ouvrage correspond à 0,25.

I-2-7-Recherches effectuées et études de fondation :

I-2-7-1-Travaux de reconnaissances :

Deux axes ont été choisis sur plan, aux endroits jugés favorables, du point de vu topographique.

Les reconnaissances effectuées sur le terrain ont permis d'éliminer le site No 1 à cause des glissements de terrain anciens observé en rive droite et le contact anormal dans la cuvette.

Une étude plus approfondie a été réalisé par sondages carottés et essais Lugeon sur l'axe No 2 plus en amont du premier site.

I-2-7-2-Sondages :

Cinq sondages ont été réalisés sur l'axe No 2 totalisant 151 mètres linéaire carotté, pour déterminer l'épaisseur des alluvions, les terrains de couverture et le type de la fondation.

Tableau I.2 Formations géologiques mises en évidence par les sondages carottés.

Sondage	Emplacement	Profondeur		Formations géologiques
S1	Rive gauche	0,00 m à 08,80 m Eboulis de pente formes	0,00 m à 7,00	Coulée d'argile schisteuse gris verdâtre tendre à débris végétaux au sommet, localement à cailloux
			7,00 m à 8,80	Cailloux et blocs hétérogènes (de nature et dimensions)
		8,80 m à 20,00 m		Argile carbonatée noirâtre noduleuse, indurée, localement tendre altérée, récupérée en débris avec des fissures obliques remplies de calcite; obliques
S2	Rive gauche	0,00 m à 16,00 m Eboulis de pente formes	0,00 m à 8,80 m	Cailloux et blocs hétérogène emballés dans une argile marron devenant gris verdâtre tendre avec une présence locale de débris végétaux
			8,80 m à 13,00 m	Coulée de marne fortement silteuse grise, parfois à moucheture rouillée tendre.
			13,00 m à 16,00 m	Cailloux hétérogènes emballés de fine marnes gris verdâtre à mouchetures rouillées, parfois verdâtre
		16,00 m à 31,50 m		Argile carbonatée noirâtre noduleuse carbonatée localement à apparence feuilletée fortement fracturée s'effritant au toucher et ce dans les intervalles :(17,20 m - 18,00 m), (22,00 m - 22,50 m) et (27,00 m - 29,50 m). Les fissures sont en général obliques, ouvertes remplies de calcite.
S3	Lit de l'Oued	0,00 m à 4,00 m	Alluvions d'oued	Galets centimétriques aplatis en surface Gros galets calcaires sub-arrondis sillonnés par des veines de calcite
		4,00 m à 40,00 m		Argile carbonatée bleue grisâtre feuilletée enrobant de fines plaquettes de calcite par endroits, compacté aux environs de 18,00 m, 22,00 m, 28,00 m et 36,00 m.
S4	Rive droite	0,00 m à 8,00 m		Argile limoneuse plus ou moins sableuse verdâtre
		8,00 m à 40,00 m		argile carbonatée feuilletée gris – bleuâtre fissurés sub-vertical colmatées par des veines de calcite
S5	Rive droite	0,00 m à 20,00 m		argile carbonatée noirâtre noduleuse, altérée au sommet (jusqu'à 2,0 m) devenant indurée fracturée, récupérée en débris avec présence entre 8,50 m et 12,00 m d'une grande fracture ouverte recristallisée. A 13,50 m, on note la présence d'une forte cimentation de calcite
Niveau d'eau				Le niveau d'eau est à 0,00 m de profondeur du lit de l'oued

I-2-7-3-Essais de perméabilité "In-situ" :

En fonction de la nature des formations en place, notamment leur consistance, des essais LEFRANC ou LUGEON ont été réalisés dans les sondages carottés.

Les résultats obtenus à l'issuée de l'ensemble des essais réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau I.3 Formations géologiques mises en évidence par les sondages carottés.

Sondages	Profondeur (m)	Type d'essais	Perméabilité K (cm/s)
S1	01,00 - 05,00	LEFRANC	Imperméable
	05,00 - 09,00	LEFRANC	Imperméable
	09,00 - 15,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
	15,00 - 20,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
S2	01,00 - 05,00	LEFRANC	Imperméable
	05,00 - 10,00	LEFRANC	$5,60.10^{-5}$
	10,00 - 15,00	LEFRANC	$5,60.10^{-5}$
	16,00 - 21,00	LUGEON	Imperméable
	21,00 - 25,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2 BARS
	25,00 - 27,00	LUGEON	$3,43.10^{-3}$
	27,00 - 31,50	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2 BARS
S3	01,00 - 05,00	LEFRANC	$6,19.10^{-5}$
	05,00 - 10,00	LEFRANC	$1,80.10^{-5}$
	10,00 - 15,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2 BARS
	15,00 - 20,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2 BARS
	25,00 - 29,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 6 BARS
	30,00 - 35,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 4 BARS
	35,00 - 40,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 4 BARS
S4	01,00 - 05,00	LEFRANC	$5,08.10^{-5}$
	05,00 - 10,00	LEFRANC	$8,97.10^{-6}$
	10,00 - 15,00	LEFRANC	$7,17.10^{-6}$
	15,00 - 20,00	LUGEON	Inexploitable
	20,00 - 25,00	LUGEON	Inexploitable
	25,00 - 30,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 6 BARS
	30,00 - 35,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 2 BARS
	35,00 - 40,00	LUGEON	CONTOURNEMENT DU PACKER A 6 BARS
S5	05,00 - 10,00	LUGEON	Inexploitable
	11,00 - 16,00	LUGEON	Remontée de l'eau en surface à 3 bars
	16,00 - 20,00	LUGEON	Remontée de l'eau en surface sous 02 bars

N. B

Le contournement du packer à une pression X veut dire que l'eau injectée sous cette pression ne passe pas, donc le niveau testé est pratiquement imperméable et par conséquent l'eau remonte à la surface en cherchant un privilège.

Les formations en place étant entre la formation meuble et la roche, l'essai Lugeon prévu n'est pas toujours adapté, toutefois selon notre reconnaissance les formations testées restent toujours imperméables.

I-2-7-4-Conséquences et influences des conditions géologiques et géotechniques sur le barrage :

I-2-7-4-1-Etanchéité de l'axe et de la cuvette :

Les reconnaissances et prospections effectuées sur l'axe et dans la cuvette du barrage, par sondages et essais Lugeon, Lefranc ont permis de situer la profondeur du substratum imperméable et d'évaluer les probabilités de fuite du niveau de l'axe du barrage, les essais de type Lefranc réalisés dans les argiles entre 0,00 et 15,00 mètres ont des résultats de l'ordre de 10^{-5} cm/s.

Dans les marnes, après les 15,00 mètres de profondeur les essais de type Lugeon ont donné des résultats de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-9} cm/s ;

Il n'y a aucune probabilité de fuite vers les bassins voisins Les fuites probables en dessous du massif seront éliminées par une clé d'étanchéité d'une profondeur allant jusqu'à 6 m de profondeur.

I-2-7-4-2-Stabilité des appuis du barrage et de la cuvette :

Il est à signaler la présence de débris de roches le long des pentes des versants en rive gauche.

Ces déblais de roches sont le résultat de faibles déplacements de la partie supérieure des terres arables sous l'effet d'une sur-imbibition de sa partie sous-jacente;

Ce phénomène existe au niveau de l'axe ; pour cette raison ; un drainage s'impose en rive gauche, en dessous du corps de la digue afin d'éviter une reptation.

Dans la cuvette, toujours en rive gauche, quelques mouvements de masse entraînant des paquets de terrains peuvent être observés.

Il faut rappeler que les formations de couverture sont fréquemment constituées de matériaux d'alternance en place, d'éboulis de pente, souvent d'un mélange à dominance argileuse.

I-2-8-Matériaux de construction :

Les recherches et les travaux de reconnaissances sur le site nous ont permis de préciser la nature, les caractéristiques et la configuration des terrains des matériaux qui pourront éventuellement servir pour la construction de la digue de barrage.

Matériaux pour le noyau de la digue :

Les matériaux à utiliser pour la partie centrale de la digue (noyau) sera de type argileux.

Ces matériaux seront prélevés à environ 5 km en aval du site, à cause de la non disponibilité de ce type de matériaux aux alentours du site.

Matériaux de recharge de la digue :

Les matériaux nécessaires pour les recharges du barrage seront prélevés de l'oued Chertioua, ils sont du type alluvionnaire, ils existent également en aval dans l'oued Boulehaf à environ 5 kms du site. Ce sont des graviers, galets et sables d'oueds de type G.0.

Enrochements et Rip-Rap :

Les enrochements pour la protection des talus (aval et amont) et pour la réalisation du drain prisme peuvent être ramassés sur le site, dans la cuvette ; à défaut une ouverture de carrière est possible dans la région vu la disponibilité d'affleurement rocheux de bonne qualité.

Granulats à béton :

Les granulats pour le béton et les filtres peuvent être obtenus à partir de galets et de cailloux disponibles dans la cuvette de la retenue et tout le long de l'oued Chertioua peuvent être concassés à défaut de la non disponibilité de carrières dans la région.

I-2-9-Aspect géotechnique :

On trouvera en annexe les tableaux récapitulatifs des résultats de ces essais, ainsi que les courbes granulométriques.

I-2-9-1-Essais Physiques :

Tableau I.4 Résultats des essais physiques.

Matériaux destinés pour le noyau de la digue			
Paramètres	Indice	Valeur	Unité
Poids spécifiques des grains solides	S	2,63 à 2,70	t/m ³
Teneur en eau naturelle	W	7,8 à 13	%
Limite d'Atterberg	limite de liquidité W _L	37 à 46	%
	indice de plasticité I _P	18 à 24 matériau moyennant plastique	%
Analyse granulométrique et sédimentométrique	Le graphique recueillis au terme des analyses effectuées laisse apparaître un matériau à dominance limonoargileux très fin dont 55% d'éléments, en moyenne, < à 80 microns renfermant une fraction argileuse < 2 microns de 18%.		
Matériaux destinés à la recharge de la digue			
Poids spécifiques des grains solides	S	2,65 et 2,68	t/m ³
Teneur en eau naturelle	W	5 à 8	%
Limite d'Atterberg	Cet essai n'a pas été possible vu la nature des matériaux testés ; à savoir les tout-venants d'oued.		
Analyse granulométrique et sédimentométrique	Les courbes granulométriques et sédimentométriques obtenues font ressortir en général un matériau ne contenant pas de fine (< 80 microns) et pas de fraction argileuse (< 2 microns). Ce sont généralement des galets, sables et cailloux ; Mais certains endroits contenant des couches argileuses tel que l'échantillon A 5 situé en bas de talus argileux.		

I-2-9-2-Essais mécaniques :

Tableau I.5 Résultats des essais mécaniques

Matériaux destinés pour le noyau de la digue					
Essais	Paramètre	Indice	Valeur	Unité	
Essais oedométriques	pression de consolidation	P_c	2,42 à 3,02	kg/cm ²	
	coefficient de tassement		0,1650 à 0,2240		
	coefficient de gonflement	C_g	0,0170 à 0,0280	%	
Ce type de sol est considéré comme assez tassant et peu gonflant					
Essais de perméabilité à l'odomètre	L'essai a été effectué sous les charges de 1,0 bar et 20 bars; Les coefficients trouvés au terme de ces mesures sont de l'ordre de 10^{-7} ce qui correspondant à une faible perméabilité. Les matériaux soumis à ces tests sont imperméables.				
Essais Proctor-normal	Teneur en eau optimale	W_{opt}	9 à 18	%	
	Densité sèche max	γ_d^{max}	1,71 à 1,90	t/m ³	
Essais de cisaillement	Cu (consolidé non drainé) à la boîte de CASAGRAND	cohésion apparente	C	0,120 à 0,920	Bars
		L'angle de frottement interne	Φ	22 à 35	Degré °
Essais de cisaillement	Cu + U au triaxial	cohésion apparente	C	0,125 à 0,600	Bars
			C'	0,100 à 0,475	
		L'angle de frottement interne	Φ	10 à 13	Degré °
			Φ'	20 à 28	
Matériaux destinés à la recharge de la digue					
Essais oedométriques	pression de consolidation	P_c	1,790 à 2,240	bar	
	coefficient de tassement		0,138 à 0,171		
	coefficient de gonflement	C_g	0,015 à 0,019	%	
Essais de perméabilité à l'odomètre	Les essais sont soumis à des charges de 1,0 bar et 2,0 bars Les valeurs trouvées sont de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} cm/s. Pour ce type de matériaux cela correspondant à une faible perméabilité due aux éléments fins contenu dans les tout venant.				
Essais Proctor-normal	Teneur en eau optimale	W_{opt}	9,4 à 10,5	%	
	Densité sèche max	γ_d^{max}	1,84 à 2,16	kg/cm ³	
Essais de cisaillement	Cu (consolidé non drainé) à la boîte de CASAGRAND	cohésion apparente	C	0,00 à 0,560	bars
		L'angle de frottement interne	Φ	36 à 46	Degré °
Essais de cisaillement	Cu + U au triaxial	cohésion apparente	C	0,400 à 0,900	Bars
			C'	0,325 à 0,400	
		L'angle de frottement interne	Φ	12 à 17	Degré °
			Φ'	27 à 32	

Conclusions et recommandations :

Les conditions naturelles au droit du site et le contexte géologique dans la zone de retenue sont favorables à la réalisation de barrage et ses ouvrages annexes.

Le type de fondation étudié convient pour un barrage en terre à noyau étanche.

Les travaux de reconnaissance réalisés ont permis de caractériser l'ensemble de la zone de la retenue et de site du barrage, donc le type et le volume d'investigations recommandées dans le cadre de l'étude d'APD sont présentés ci-dessous :

- Etude de la fondation de l'évacuateur de crue.
- Etude de la fondation de la tour de prise d'eau.
- Etude des caractéristiques géotechniques des matériaux dans la fondation et des zones d'emprunt.
- détermination de la composition chimique de l'eau de surface et de l'eau souterraine au regard de son agressivité vis-à-vis du béton.
- Prévoir des murs de soutènement en forme d'escaliers pour retenir les terrains susceptibles de glisser en rive gauche.
- Pour assurer une bonne stabilité de la rive gauche, et éviter une éventuelle reptation, un drainage s'impose en dessous du remblai.
- Avant d'entamer le projet d'exécution, il est important de faire une étude économique pour évaluer la rentabilité d'un tel ouvrage de 38 mètres de hauteur , tout en tenant compte des volumes de déblais, du drainage et des murs de soutènements de la rive gauche du transport des matériaux de construction, situés à environ 5 kms du site ; tout cela en rapport avec le volume d'eau stocké.

Chapitre II

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction :

Le bassin de Chertioua ne dispose d'aucune information hydrologique. Et l'absence de toute mesure il est difficile pour nous de prétendre fournir des valeurs précises des paramètres suscités.

L'estimation de ces paramètres se fait soit par analogies hydrologiques en utilisant les données disponibles de bassins voisins ou par l'utilisation de formules empiriques, pour nous le deuxième cas qu'on a utilisé.

II-1- Caractéristiques générales du bassin versant :

Ce travail a été élaboré sur la carte d'Etat-major AKBOU EST et BORDJ BOU ARRERIDJ EST à l'échelle 1/50.000 ème.

Tableau II.01 Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	110
Périmètre		P	km	44,5
Longueur du thalweg principal		L _p	km	25,5
Pente du thalweg principal		I	%	
Indice de compacité		K _c	-	1,19
Coefficient d'allongement		Ca	-	5,91
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	14,6
	Largeur	l _r	Km	7,65
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1494
	Moyenne	H _{moy}	m	993
	Médiane	H _{med}	m	1055
	Minimale	H _{min}	m	688
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	25,8
Indice de pente globale		I _g	%	4,06
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	5,52
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2,17
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	6,78
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	34,71
Temps de concentration		T _c	h	6
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,19

Tableau II.02: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (H_i)	Altitude moyen H_i-H_{i-1}	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
1494-1400	94	2,72	2,47	2,72	2,47
1400-1300	100	7,46	6,78	10,18	9,25
1300-1200	100	6,94	6,31	17,12	15,56
1200-1100	100	5,41	4,92	22,53	20,48
1100-1000	100	18,86	17,14	41,39	37,63
1000-900	100	30,05	27,32	71,44	64,95
900-800	100	30,27	27,52	101,71	92,46
800-700	100	8,26	7,51	109,97	99,97
700-688	12	0,03	0,03	110	100,00

La répartition de la courbe hypsométrique et des surfaces élémentaires est représentée dans la figure ci-après :

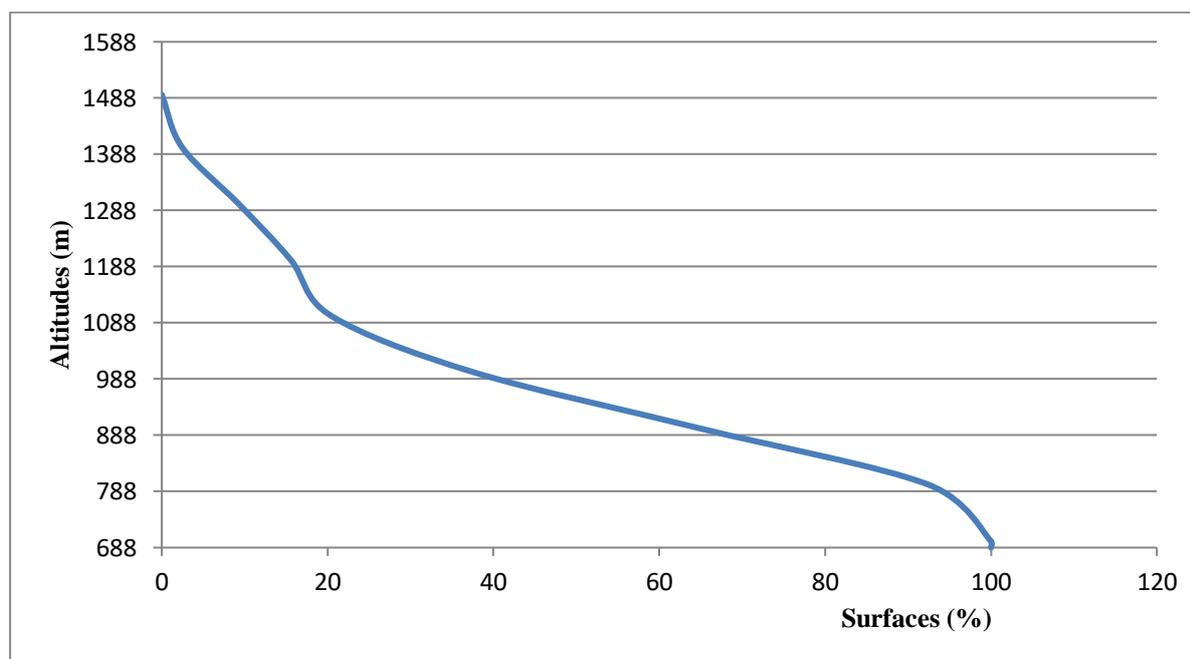


Fig. II.01: Courbe hypsométrique

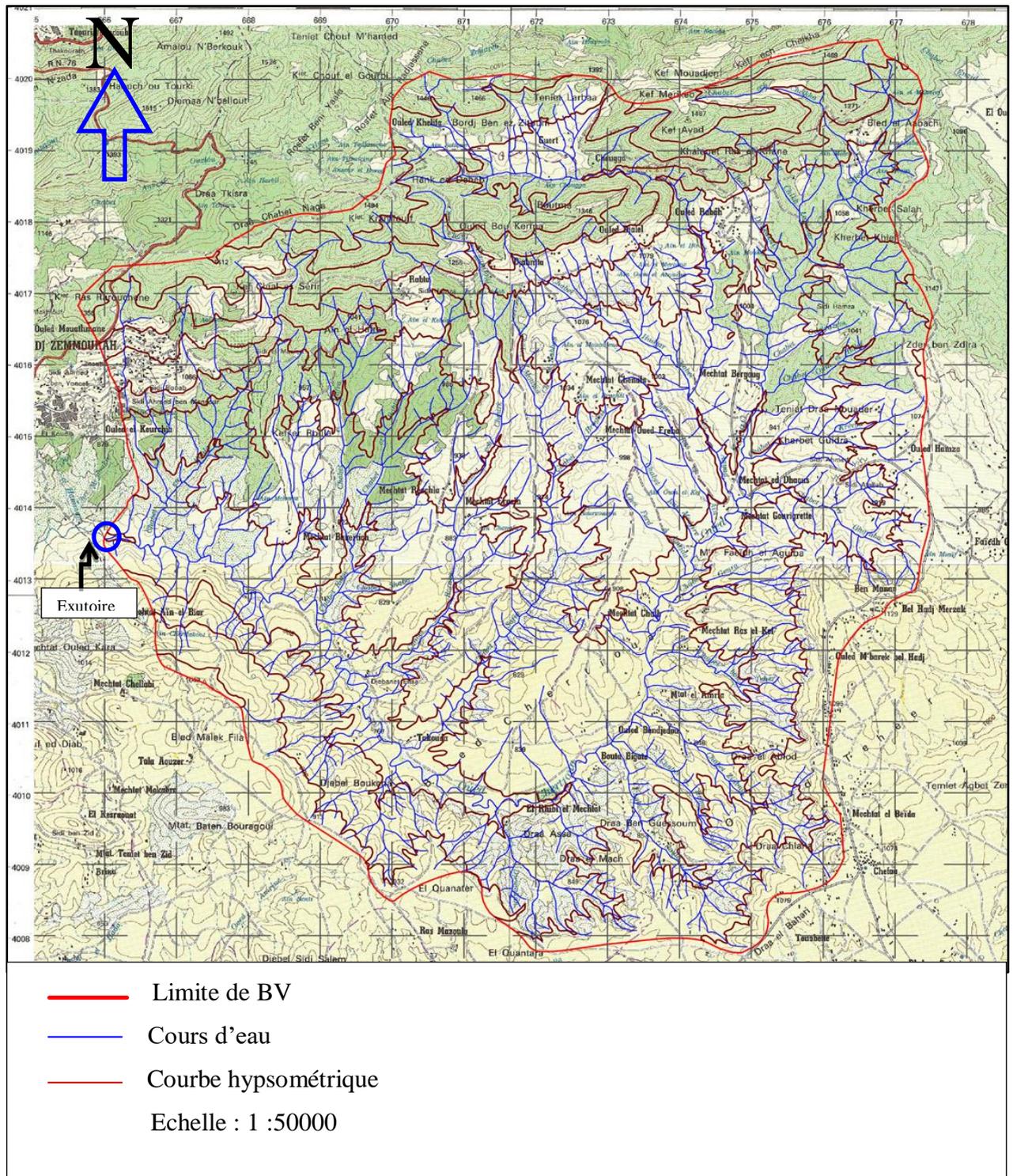


Fig. II.02: Réseau hydrographique du Bassin versant de Chertioua

II-2-Climatologie du bassin versant :

Comme le bassin de Chertioua, ne dispose d'aucune mesure pluviométrique, on a utilisé les données disponibles de la station Zemmoura, station située proche du bassin, à une altitude de 950 m. La série de données observées en cette station est de 36 années (1968 à 2005).

Tableau II.03: Coordonnées de la station pluviométrique de Zemmoura

N° de la station	Nom de la station	P (mm)	Source	T obs, ans	X	Y	Z
150802	Zemmoura	550	A.N.R.H	37	692,8	331,8	950

II-2-1-Evaporation :

L'évaporation au niveau du miroir crée par le lac artificiel, a été tirée de la relation liant l'évaporation à l'altitude, relation développée dans l'étude hydrologique de trois sites de barrage de l'oued Zaine (bassin de la Soummam) sur la base de données observées sur différentes bacs d'évaporations.

Elle est de 1350 mm au site du barrage de Chertioua (altitude 750 m).

Tableau II-04 Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Ev (mm)	54	61	81	95	128	162	236	182	135	95	68	54	1351
Ev(%)	4	4,52	6	7,04	9,48	12	17,48	13,48	10	7,04	5,04	4	100

La répartition est représentée dans la figure II-3 :

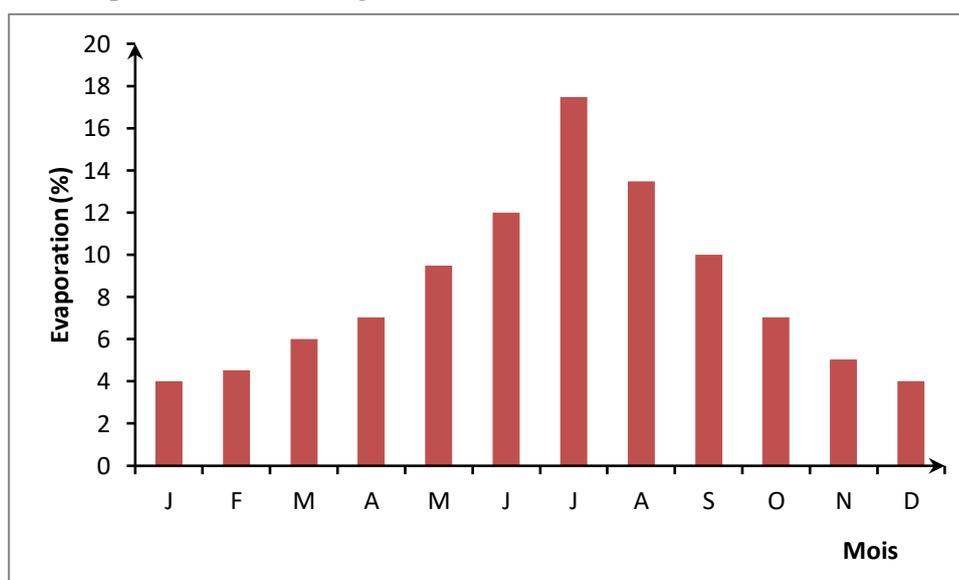


Fig. II.03: Répartition de l'évaporation mensuelle

II-2-2-Température :

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année est observée sur la station la plus proche (150802) de Zemmoura, du fait de la similarité des conditions climatiques, elle a été retenue, le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle.

Tableau II-05 Répartition mensuelle de la température.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Temp Moy (°C)	5	5	9	12	16	23	26	27	24	16	10	6	14,9
Temp Max (°C)	8,43	11,27	12,68	17,87	21,10	29,9	29,34	31,6	27,0	20,20	14,82	9,02	19,5
Temp Min (°C)	0,88	2,08	3,52	6,75	10,45	15,78	16,71	18,35	14,88	10,42	6,13	3,0	9,6

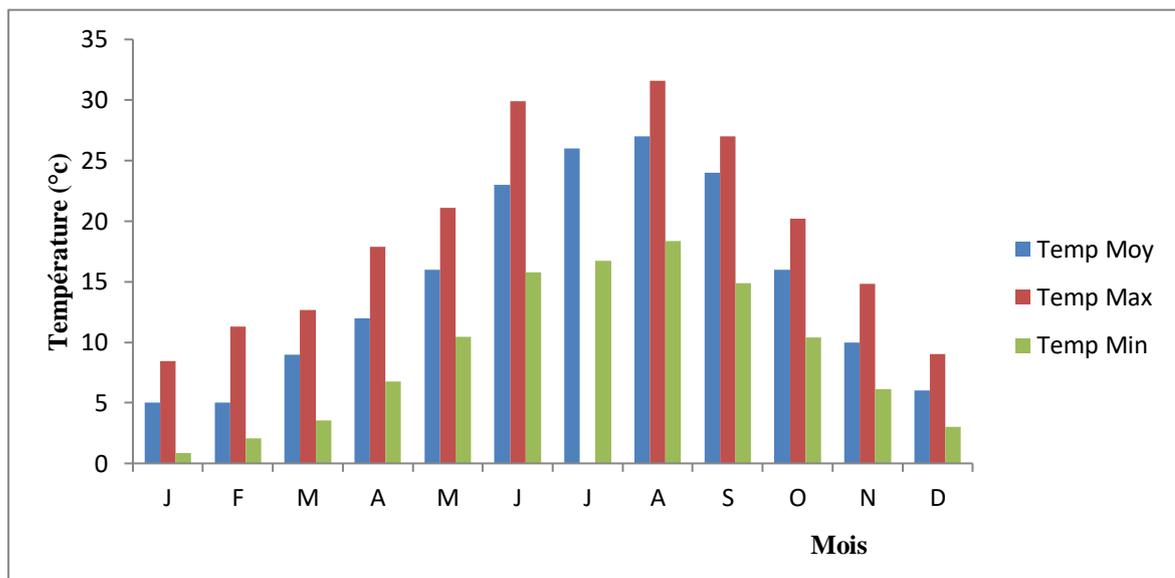


Fig. II.04: Répartition de la température mensuelle

D'après le tableau II-05 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquels les températures dépassent les 20°C, et les plus froides pendant lesquels la température est inférieure à 10°C, se prolonge de décembre vers Février.

II-2-3-Humidité relative :

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température, d'après les relevés de la station de BORDJ BOU ARRERIDJ (période 1990 – 2002), il apparait que le taux d'humidité le plus élevé est observé en hiver (77% en décembre).

Tableau II-06 Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H Moy	79,05	79,98	76,53	68,77	63,25	46,50	37,22	45,37	57,18	69,9	76,75	82,48	66,5
H Max	93,03	92,6	93,1	88,6	88,3	72,9	58,6	68,4	80,2	88,6	92,0	94,1	84,9
HMin	60,4	59,2	56,8	47,4	41,0	26,9	19,2	23,6	33,4	47,2	52,33	63,13	45,8

II-2-4-Régime des vents :

Tableau II-07 Répartition mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Vmoy	3,6	3,3	3,8	4,0	3,7	4,1	3,7	3,4	3,4	3,2	2,9	3,2	3,5
Vmax	23	25	21	23	22	29	22	25	22	20	21	21	23
Nbre de jour Où V ≥ 20m/s	3	2	3	4	4	6	6	5	4	3	2	2	4

Les vitesses moyennes mensuelles varient de 2,9 à 4,1 m/s, elles peuvent cependant être altérées par le relief environnant.

II-2-5-Pluviométrie:

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site Oued Chertioua. Cependant la station pluviométrique de Zemmoura située à proximité de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 36 années semble largement représentative par sa durée et à sa composante pluviométrique.

La pluie moyenne annuelle a été évaluée à l'aide de la carte des isohyètes de l'ANRH, cette valeur est lue directement sur la carte, P = 550 mm

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Zemmoura sur la période (1968-2005), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau II-08 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	28,60	35,50	45,18	94,21	72,09	63,58	60,44	53,30	40,04	11,33	6,90	4,67	515,83
P (%)	5,55	6,88	8,76	18,26	13,98	12,33	11,72	10,33	7,76	2,20	1,34	0,91	100,00

On analysant le tableau II-08, on déduit que la saison pluvieuse s'étale de septembre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à Aout. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la fig. II.05.

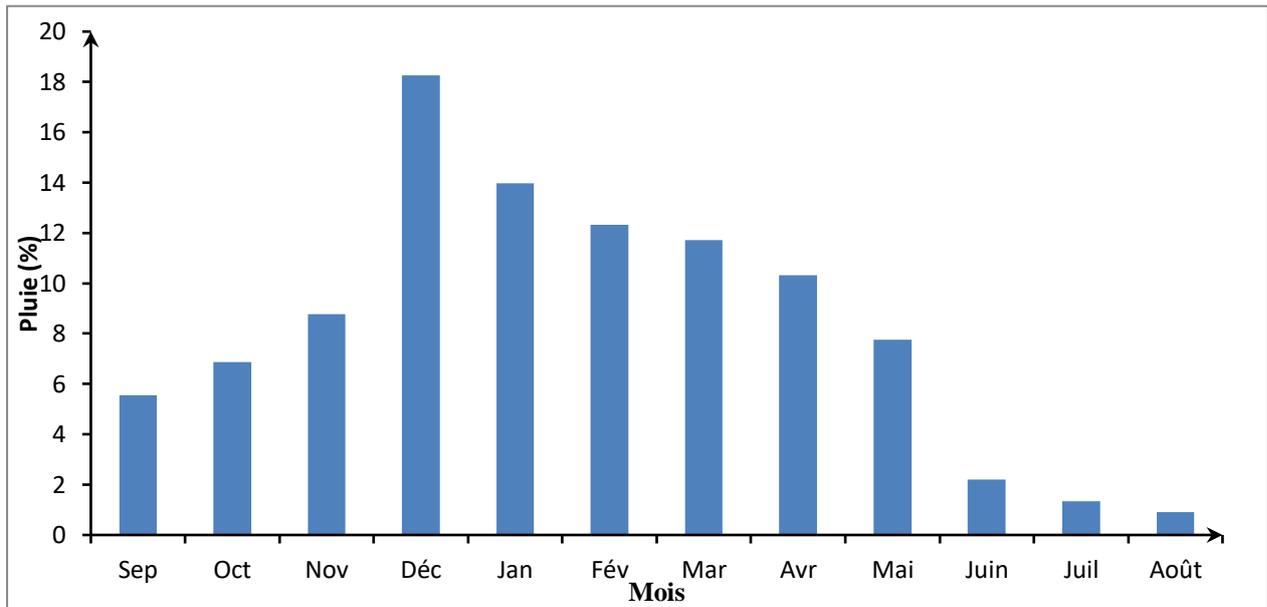


Fig. II.05: Répartition mensuelle des précipitations

II-3-Etude des précipitation :[1]

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

II-3-1-Homogénéisation des données par le test de Wilcoxon:

C'est le plus puissant des tests non paramétriques, soient deux variables aléatoires Y et X, représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de tailles N_1 et N_2 ($N_2 > N_1$).

Note : les résultats de calcul sont donnés en Annexe II.01

$$W_y = \sum \text{rangs} = 270 \text{ et } W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 252,65$$

sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{\min} = 376,35$$

On vérifie l'inégalité : $W_{\min} < \sum \text{rangs} < W_{\max}$, $252.65 < 270 < 376,35$

Donc notre série est homogène.

II-3-2-Ajustement des pluies maximales journalières:

Tableau II-09 Paramètres statistiques de l'échantillon.

Nombre d'observations	36 ans
Moyenne des Pmax j en (mm)	48,32
Ecart-type (6x)	19,76
Coefficient de variation (Cv)	0,409
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,23
L'exposant climatique (b)	0,31

II-3-2-1-Ajustement à la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL: $P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$ (II-01)

y:variable de la droite de GUMBEL: $y = -[\ln (-\ln (F(x)))]$ (II-02)

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (II-03)$$

Où : m: l'ordre de classement; n: taille de l'échantillon; sont déterminés par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.6).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau II-10 Les quantiles pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (m)	Intervalle de confiances
			95 %
10000	0.9999	183	133-234
2000	0.9995	158	117-200
1000	0.999	147	109-185
200	0.995	122	92,8-152
100	0.990	111	85,5-137
50	0.980	100	78,3-122
20	0.950	85,8	68,5-103
10	0.9000	74.5	60,8-88,2
5	0.8000	62.8	52,6-72,9
2	0.5000	45,0	39,0-51,0

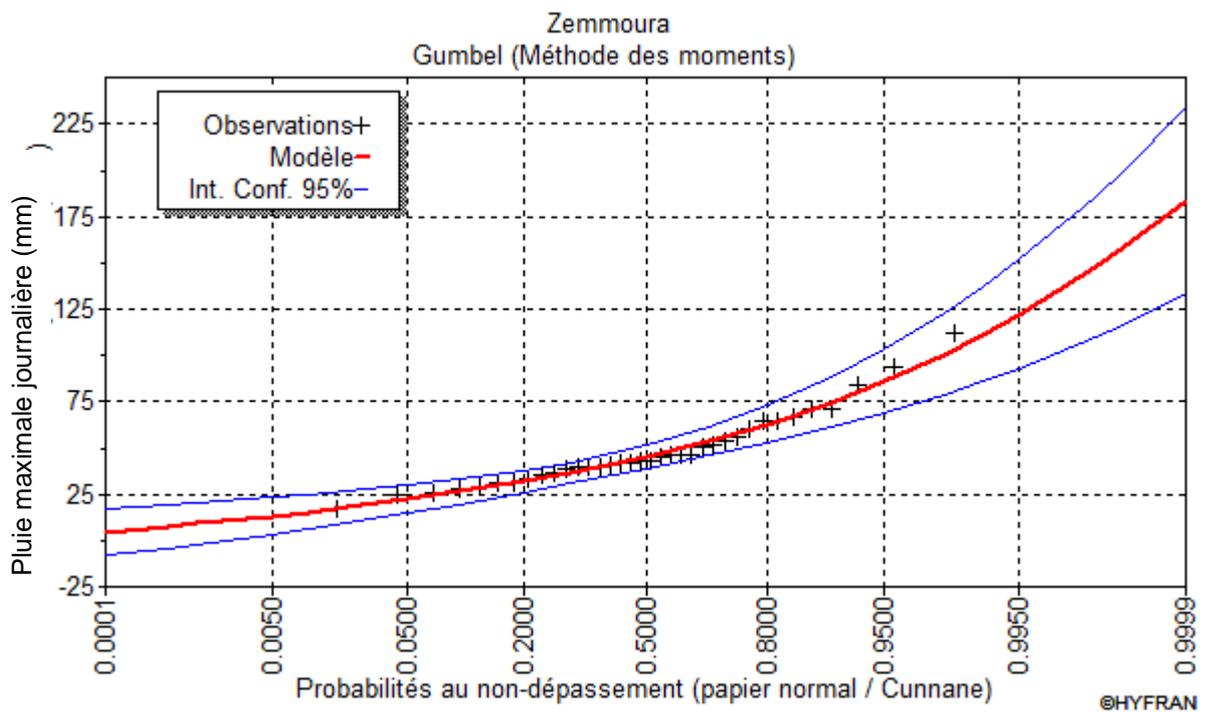


Fig. II.06: Représentation graphique de l'ajustement par la loi de GUMBEL

II-3-2-2-Ajustement à la loi normale:

Les fréquences expérimentales (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (II-04)$$

M: numéro d'ordre de la valeur. N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots (II-05)$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne. δ : écart-type. $U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi que le graphique est donné par la figure (II.07).

Tableau II-11 Les quantiles pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (m)	Intervalle de confiances
			95 %
10000	0.9999	123	104-142
2000	0.9995	114	97,6-131
1000	0.999	110	94,4-126
200	0.995	100	86,2-114
100	0.990	95	82,3-108
50	0.980	89,5	77,9-101
20	0.950	81,3	71,2-91,5
10	0.9000	74	65,1-83
5	0.8000	65,2	57,6-72,9
2	0.5000	48,3	41,8-54,9

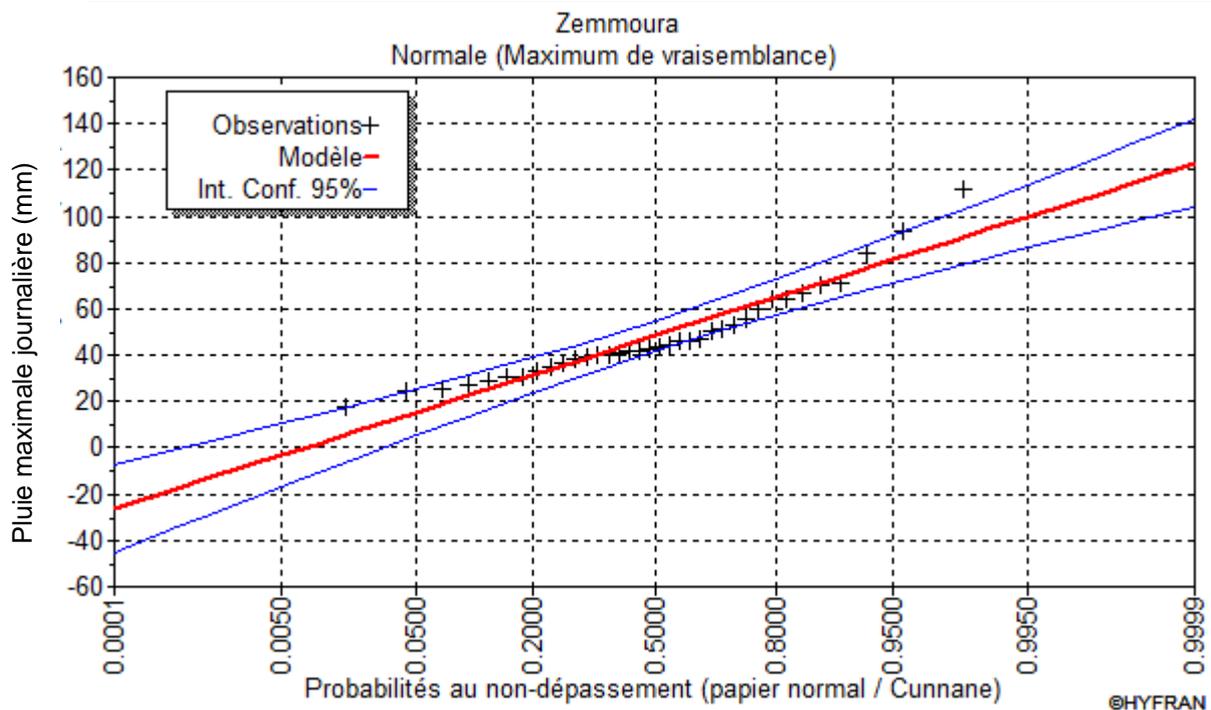


Fig. II.07: Représentation graphique de l'ajustement par la loi normale.

II-3-2-3-Ajustement à la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\text{Log}P_{j\max}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$$\sigma_{\log} = 0,127 \quad , \quad \log P_{j\max} = 3,498$$

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$$

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

Tableau II-12 Les quantiles pour différentes périodes de retour

Période de retour	Probabilité (q)	Précipitation (m)	Intervalle de confiances
T (ans)			95 %
10000	0.9999	193	122-263
2000	0.9995	163	109-216
1000	0.999	151	104-197
200	0.995	123	89,9-156
100	0.990	112	83,8-139
50	0.980	100	77,4-123
20	0.950	85,4	68,5-102
10	0.9000	74,1	61,2-87
5	0.8000	62,3	53,0-71,6
2	0.5000	44,8	39,1-50,5

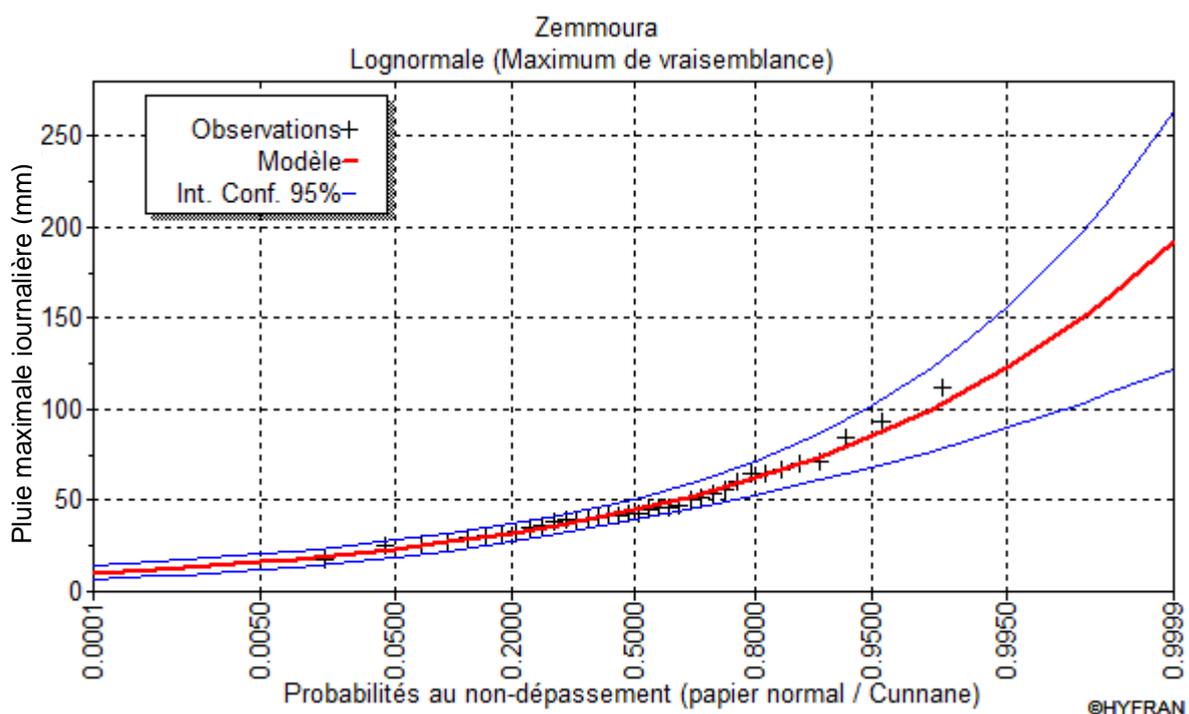


Fig. II.08: Représentation graphique de l'ajustement par la loi log normale

Conclusion:

D'après les résultats du test d'adéquation (voir annexe II.01) on conclue que les pluies maximales journalières s'ajustent mieux à la loi Log normale et la loi Gumbel, pour le dimensionnement on prend la loi Log-Normal car elle a donné des quantiles plus grands.

II-3-3-Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences:

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-08)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,255$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II-09)$$

Note : Les résultats de calcul sont donnés dans l'Annexe II.02

Les graphiques de pluies courtes durées et l'intensité-durée-fréquence (IDF) sont donnés comme suit :

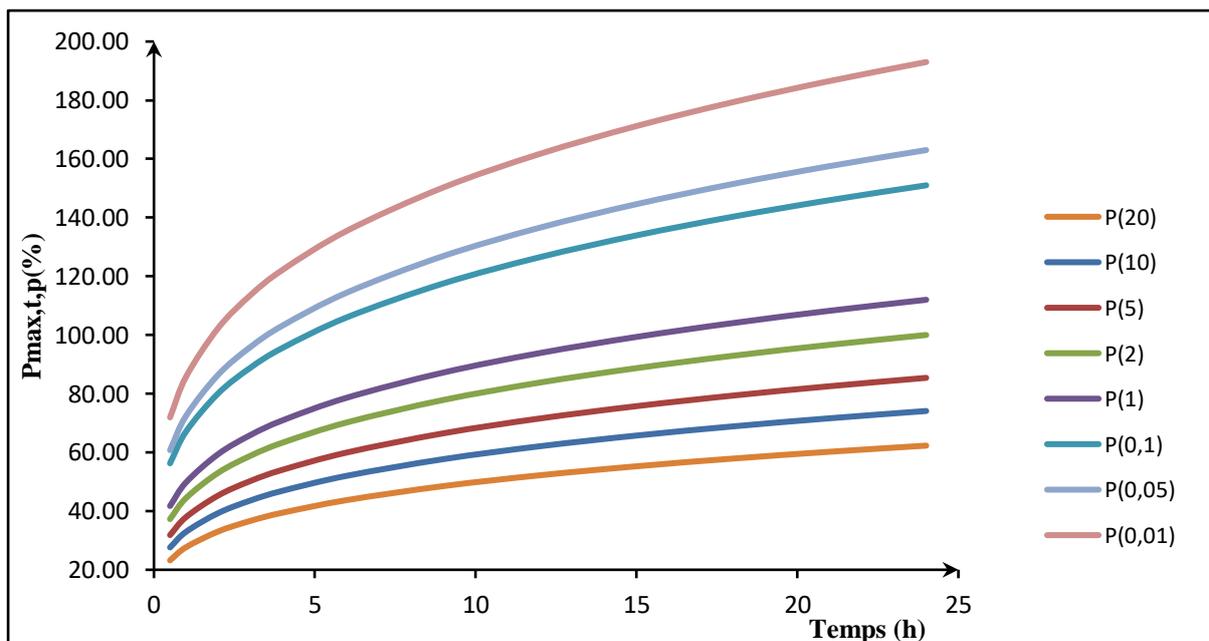


Fig. II.09: Pluies de Courtes durées

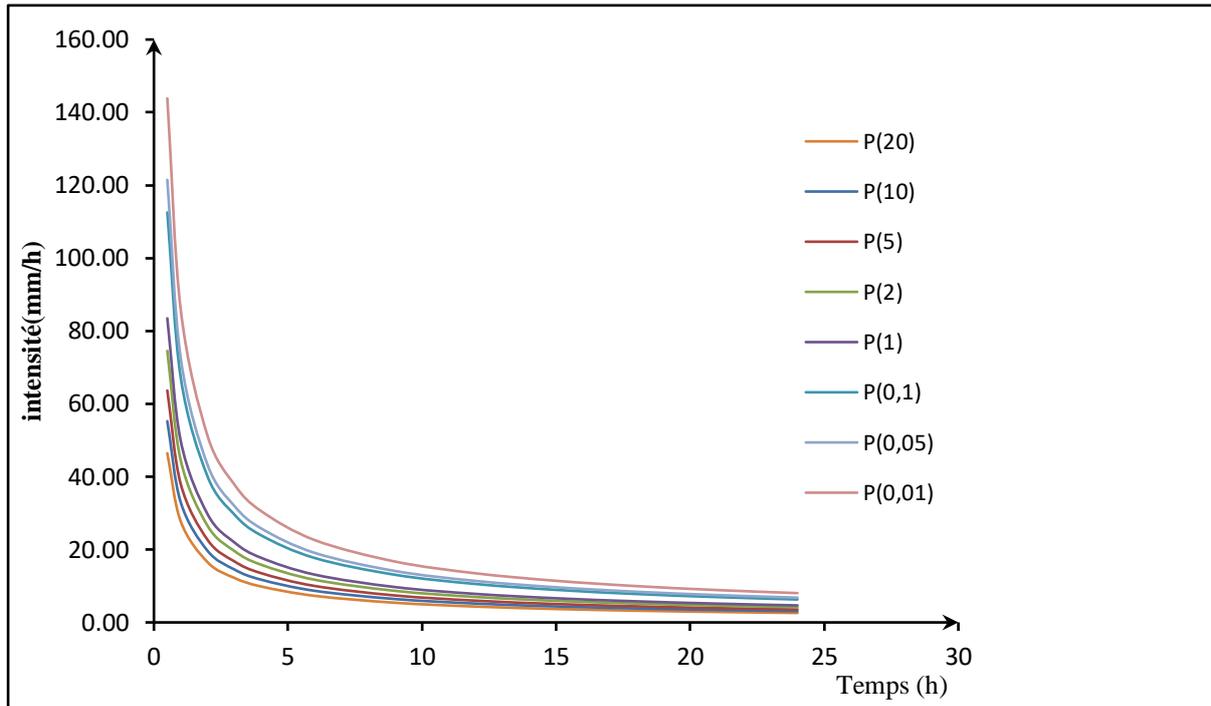


Fig. II.10: Intensité –Durée –Fréquence.

II-4-Etude des apports : [1]

Le manque de stations hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

II-4-1 Apports moyens interannuels:

a). Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-10)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II-11)$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : Précipitation moyenne (m).

S: La superficie en Km² du bassin versant.

b) Formule de DERI II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (II-12)$$

P : Précipitation moyenne (m) ; S: Surface du B.V (Km²).

c) Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II-13)$$

P : Précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm). $A = L_e \cdot S$

e) Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit décaoulent D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (II-14)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 14,9^\circ\text{c}$

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

f) Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (II-15)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II-16)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $A = L_e \cdot S$

j) Formule de l'ANRH:

L'apport moyen interannuel est donné par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-17)$$

P : précipitation moyenne (m). S : superficie (en Km^2).

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant:

Tableau II-13 Récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes formules

Formule	Apport moyen annuel (Hm^3)
SAMIE	8,98
DERI II	14,06
MEDINGER	9,47
COUTAGNE	11,53
TURC	8,06
ANRH	9,62
Moyenne	10,29

On opte pour une valeur moyenne qui proche de celle trouvée par la formule de l'ANRH la plus utilisée en Algérie, donc **A=10,29 Mm^3** .

II-4-2- Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition est donnée par le tableau suivant et la fig. II-11

Tableau II-14 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

Mois	P mens	A (%)	A (hm ³)
Septembre	28,6	5,55	0,57
Octobre	35,5	6,88	0,71
Novembre	45,18	8,76	0,90
Décembre	94,21	18,26	1,88
Janvier	72,09	13,98	1,44
Février	63,58	12,33	1,27
Mars	60,44	11,72	1,21
Avril	53,3	10,33	1,06
Mai	40,04	7,76	0,80
Juin	11,33	2,2	0,23
Juillet	6,9	1,34	0,14
Août	4,67	0,91	0,09
Total	515,83	100	10,29

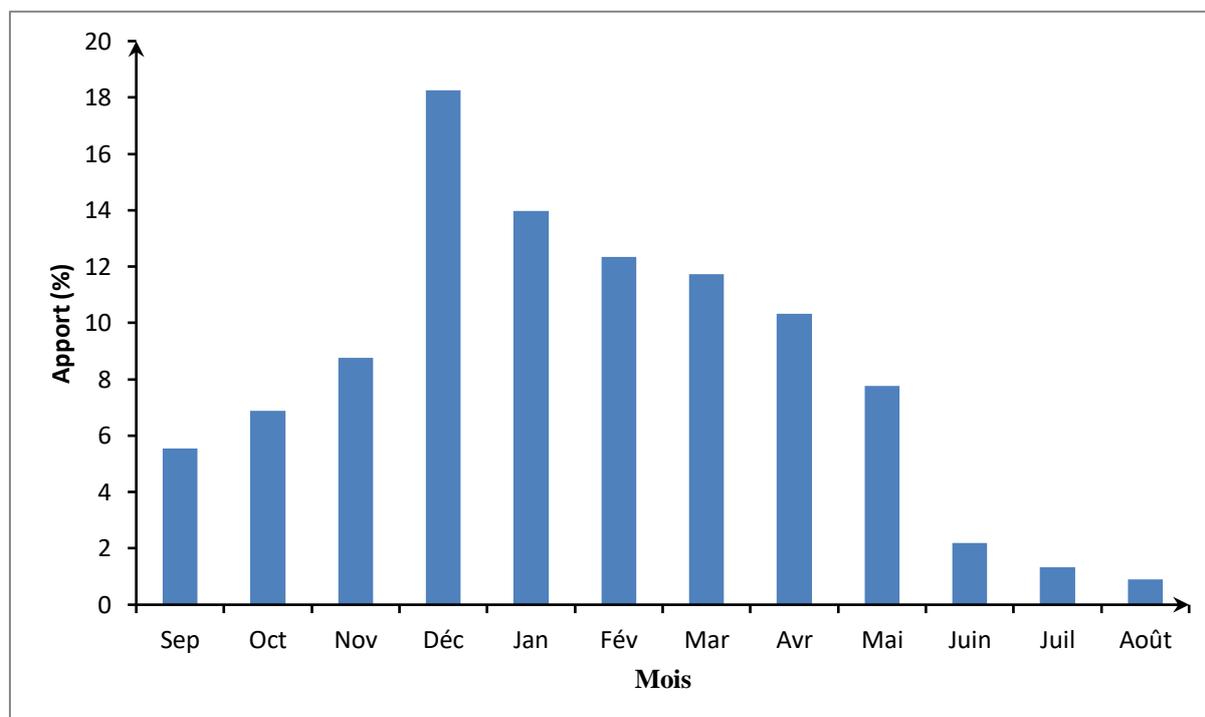


Fig. II.11: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

II-4-3- Caractéristiques de l'écoulement :**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ (II.18)

A_{moy} : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.10^6$ s

$$A.N : M_e = \frac{10,29.10^9}{31,536.10^6} = 326,29 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = M_e / S_{bv}$ (II.19)

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = \frac{326,29}{110} = 2,97 \text{ l/s/km}^2$$

c) Lamé d'eau écoulée :

$L_e = A_0 / S_{BV}$ (II.20)

$$L_e = \frac{10,29.10^6}{110.10^6} = 0,094 \text{ m} = 94 \text{ mm} .$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (II.21)

$$A.N : C_e = \frac{94}{515,83} = 0,182$$

II-4-4- Apports fréquentiels :**Analyse fréquentielle de l'écoulement**

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application de la loi de Pearson III qui est donnée comme suit :

$$A\% = F_{p\%} C_v A_0 + A_0 \text{ (II.22)}$$

Avec : $F_{p\%}$: fonction RYBKINE-FOSTER qui est en fonction de C_v , C_s et $P\%$

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

En absence des données hydrométriques des petits bassins versants, on fait appel pour la détermination de coefficient de variation C_v des apports annuels d'oued Chertioua à des formules empiriques.

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques, à savoir :

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = 0.7 / (M_0)^{0.125} (M_0)^{0.125} \dots\dots\dots (II.23)$$

M_0 : module spécifique en (l/s Km²).

$$C_v = 0.61$$

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

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord, cette relation s'écrit comme suit : $C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.24)$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.65

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$C_v = 0.47$$

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (II.25)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

$$C_v = 0.51$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II.26)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif $C_v = 0.47$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant:

Tableau II-15 Résultats de calcul de coefficient de variation

Formule	Coefficient de variation C_v
OURKGUIPROVODKHOZ	0,61
Algérienne de N.N. PADOUM	0,47
SOKOLOVSKI	0,51
KRISTEKLY MENKEL	0,47
Moyenne	0,515

On opte pour la formule de SOKOLOVSKI, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $C_v=0,51$

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v + 1))^{1/2}} \dots\dots\dots(\text{II.27})$$

$A_{(\%)}$: Apport de fréquence donnée. U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau II-16 Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
5	80	-0,8428	6,42
10	90	1,285	15,79
25	96	1,753	19,24
50	98	2,0571	21,89
100	99	2,328	24,54
1000	99,9	3,1	34,02

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%}=6,42\text{Mm}^3$

Tableau II-17 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	A 80% (%)	A 80% (m ³)
Septembre	5,55	0,36
Octobre	6,88	0,44
Novembre	8,76	0,56
Décembre	18,26	1,17
Janvier	13,98	0,90
Février	12,33	0,79
Mars	11,72	0,75
Avril	10,33	0,66
Mai	7,76	0,50
Juin	2,2	0,14
Juillet	1,34	0,09
Août	0,91	0,06
Total	100	6,42

II-5- Apports solides et estimation de volume mort :

II-5-1-Estimation de l'apport solide :

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

Pour cela on doit calculer les apports solides durant le délai de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued **Chertioua** nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

a). Formule de Tixeront:

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

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II-28)$$

Ou:

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulee. ($L_e = 94$ mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du b.v ($\alpha = 350$).

Pour une lame d'eau écoulee égal à 94 mm, on obtient une valeur de t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (II-29)$$

S : superficie du bassin versant en Km².

$E_s = 691,890$ (t/Km²/An).

$A_s = 76107,930$ t/An.

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (II-30)$$

$\gamma_s = 1.5$ t/m³.

$V_s = 50738,62$ m³/An.

b)-Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.31)$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 94,21$ mm.

P_a : Pluie moyenne interannuelle (mm) $P_a = 515,83$ mm.

$$h = 45\% (H_{\max} - H_{\min}) \text{ (m)};$$

H_{\max} : Altitude maximale = 1494m.

H_{\min} : Altitude minimale = 688m.

S : Surface du bassin versant (km^2), $S = 110\text{Km}^2$

A.N:

$$h=362,7\text{m. } E_s= 1361,483\text{Kg/km}^2/\text{an}$$

c)Formule de Grailovitch :

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

$$T_a = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (II.32).$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (II.33).$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (II.34).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (II.35).$$

T_a : taux d'abrasion ($\text{t/Km}^2/\text{an}$).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$).

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

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ($z=0.3$).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (mm).

t : température moyenne annuelle ($^{\circ}\text{C}$). $t=14,9^{\circ}\text{C}$

P : périmètre du bassin versant (Km). $P=44,5 \text{ km}$.

L : longueur du talweg principal (Km). $L=25,5 \text{ km}$.

H_{moy} : Altitude moyenne (km). $H_{moy}=0,993 \text{ km}$.

$$T_a=456.776 \text{ t/km}^2.\text{an}$$

II-5-2-Volume mort:

Il existe plusieurs formules pour le calcul le volume mort à savoir :

a)-Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume s'obtient par la formule (II.36).

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.36).$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,5 t/m³).[A.N.B.T]

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$V_m=2,78Mm^3$$

b)-Formule de Tixeront :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.37).$$

Avec : $Q_s = T_a * S \dots\dots\dots (II.38).$

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,5 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

Ta : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

$$V_m=2,73Hm^3$$

c)-Formule de Grivilovitch :

Le volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_a * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.39).$$

Avec : T_a : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,5 \text{ t/m}^3$).

A.N :

$$V_m=1,68 Hm^3$$

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau II.18.

Tableau II-18 Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (Hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	5
Tixeront	2,73
Gravilovitch	1,68
moyenne	3,13

Résultats et discussion:

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ($300 < P_{an} = 515.83 \text{ mm} < 700$).

Donc on opte pour la valeur trouvée par la formule de Tixeront $V_m = 2.73 H m^3$

Le transfert sédimentaire par charriage a été estimé à 30% donc :

$$V_m = 3,5 H m^3$$

II-6 Etude des crues: [1]

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Chertioua, des formules empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

II-6-1- Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques :

a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots \dots \dots \text{(II-40)}$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : superficie du bassin versant.

L : longueur du talweg principal.

H_{moy} , et H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

b). Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots (II-41)$$

S : superficie du bassin versant.

P_{ic} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0,6 < \alpha < 0,8$)

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1.2$.

Tableau II-19 Récapitulatif des pluies de courte durée pour différentes périodes de retour

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	2000	10000
P_{ct} (mm)	48,06	52,03	59,97	70,22	78,65	106,04	114,46	135,53

c). Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (II-42)$$

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

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A : coefficient régional pris égal à 20.

k : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal à 2.

P : précipitation moyenne interannuelle.

T : période de retour en années

d). Formule de POSSENTI:

$$\text{On a: } Q_p \% = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots (II - 43)$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

e). Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max \%} = 0.34 P_{ic}^{4/3} \dots\dots\dots (II-44)$$

P_{ic} : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.20:

Tableau II-20 Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	2000	10000
Giandotti	195.70	211.86	244.20	285.93	320.26	431.79	466.08	551.87
Sokolovsky	207.23	224.37	258.59	302.80	339.13	457.23	493.56	584.40
Mallet-Gautier	122	158	187	220	242	304	320	355
Alexeev	52.41	66.05	79.81	98.50	114.57	170.64	188.96	236.69
POSSENTI	201.56	239.74	276.29	323.53	362.35	488.53	527.35	624.41

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Mallet-Gautier**: car il utilise plusieurs paramètres.

Tableau II-21 Débits de crues maximums pour différentes période de retour

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	2000	10000
Q_{max} (m³/s)	122	158	187	220	242	304	320	355

II-6-2-Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II-45)$$

$$\text{Et l'autre pour la décrue exprimée par: } Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II-46)$$

$Q_{\max} (\%)$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits $m=3$ et $n=2$.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2,5 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc: $t_m = t_c = 6 \text{ h}$ $t_d = 2,5 t_m = 15 \text{ h}$ $t_b = t_m + t_d = 21 \text{ h}$

Pour construire l'hydrogramme des crues d'oued Chertioua, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%,

Les résultats obtenus sont donnés en Annexe II.03

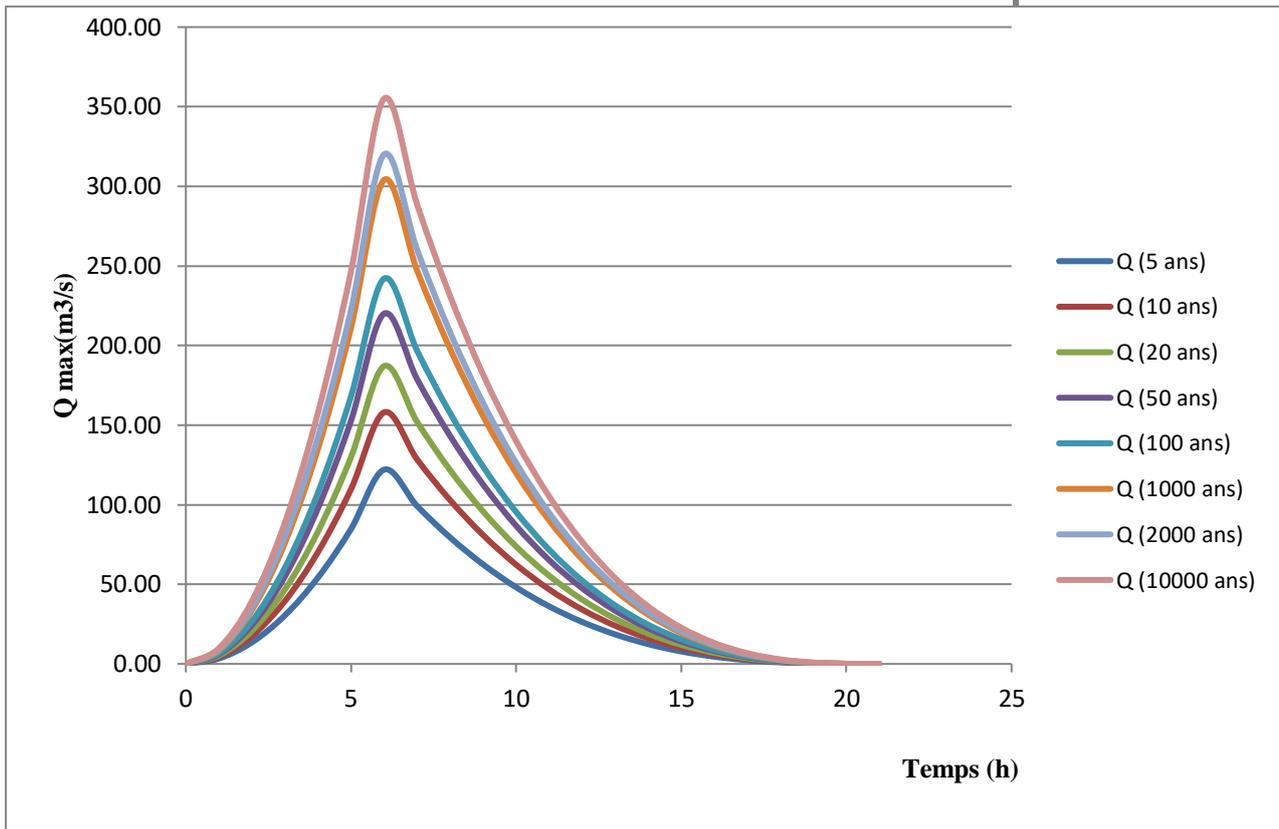


Fig. II.12: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour par méthode Sokolovsky.

II-6-3-Choix de la crue du projet : [2]

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...etc.), donc on doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que : $I_g = I_a * I_d * I_r$

Avec :

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

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

I_r : représente les risques.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est élevé (zone urbaine en aval).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000 ans)

D'où :

$$Q_{\text{crue projet}} = 355 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 20 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 187 \text{ m}^3/\text{s}$$

II-7- Régularisation d'écoulement: [3]

L'étude de régularisation du barrage de Chertioua a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile).

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- L'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- Le traitement des levés topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- Les besoins en eau pour l'irrigation.

II-7-1 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots \dots \dots (II.47)$$

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

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

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

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

Tableau II-22 Coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Côte (m)	H (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	DH (m)	ΔV (m ³)	V (Hm ³)
688	0	0	5500	2	11000	0
690	2	11000		28500	5	142500
695	5	46000	73000	5	365000	0,1535
700	5	100000	132500	5	662500	0,5185
705	5	165000	227500	5	1137500	1,181
710	5	290000	330000	5	1650000	2,3185
715	5	370000	415000	5	2075000	3,9685
720	5	460000	515000	5	2575000	6,0435
725	5	570000	655000	5	3275000	8,6185
730	5	740000	830000	5	4150000	11,8935
735	5	920000	1005000	5	5025000	16,0435
740	5	1090000	1195000	5	5975000	21,0685
745	5	1300000				27,0435

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est donnée comme le montrent la figure suivante :

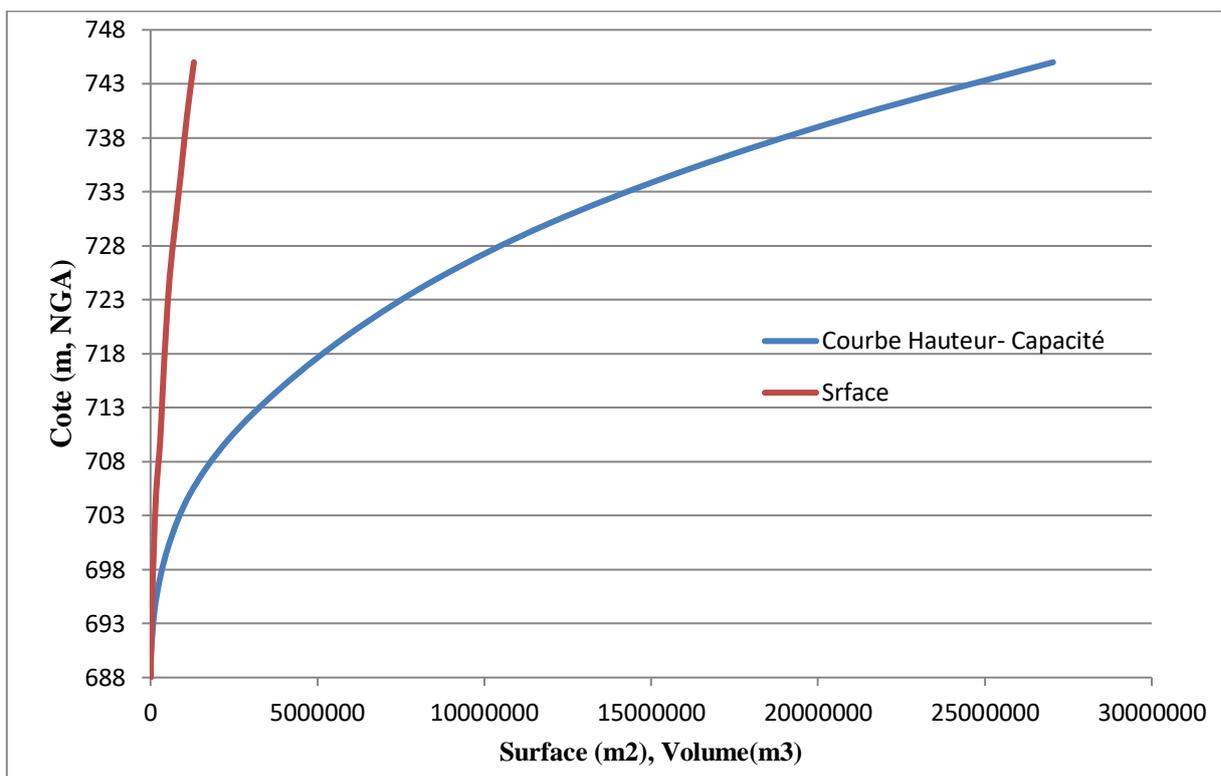


Fig. II.13: Courbe Hauteur- Capacité-Surface $V=f(Z)$ & $S=f(Z)$

II-7-2- Calcul du volume utile :

II-7-2-1- Calcul du volume utile sans pertes :

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie)

Tableau II-23 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation

Besoins en eau	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
m3/ha	0	0	0	0,24	,109	1,83	2,39	2,08	1,19	0	0	0	8,82

Dans notre cas, la surface qui peut être irriguée est de 475 ha, ce qui nous a été imposé par la capacité de la cuvette qui d'après sa géologie a une forme étroite, suivant le bilan « apport-consommation » de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m³.
- La consommation (U) en m³.
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_S = 5,00 \text{ h m}^3, V_d = 2,78 \text{ hm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 2,78 \text{ h m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 6,28 \text{ h m}^3$.

II-7-2-2- Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

1) Calcul des pertes:

• Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots (II-48)$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots (II-49)$$

• Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II-50)$$

E_s : Evaporation mensuelle.

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

2). La première approximation:

$$V_S = 4,49 \text{ hm}^3.$$

$$V_d = 3,176 \text{ hm}^3.$$

$$V'_U = V_d = 3,176 \text{ hm}^3.$$

$$V_{NNR} = 6,676 \text{ hm}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (II-51)$$

$E = 14,24 \% > 2\%$ on passe à la deuxième approximation.

3). Deuxième approximation:

$$V_S = 4,491 \text{ hm}^3.$$

$$V_d = 3,186 \text{ hm}^3.$$

$$V''_U = V_d = 3,186 \text{ hm}^3.$$

$$V_{NNR} = 6,686 \text{ hm}^3$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100$$

$E = 0,31 \% < 2\%$.

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau en annexe II.04.

Les résultats de calculs:

-Le volume utile: $V_U = 3,186 \text{ hm}^3$.

-Le volume au niveau normal de la retenue: $V_{NNR} = 6,686 \text{ hm}^3$

II-8-Laminage de crues: [3]

II-8-1-Objectif :

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 de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue.

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,... Nous traitons dans ce travail la méthode de Kotcherine. (Annexe II.09 & II.10).

II-8-2-Laminage de crues par la méthode de KOTCHERINE :

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

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

Dans notre cas on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{max} = Q_{max\ cr} \left(1 - \frac{V_{ich}}{V_{cr}}\right) \dots \dots \dots (II-52)$$

Où : i : Indice de largeur du déversoir.

- ❖ $Q_{max\ cr}$: Débit de crue égal = 355 m³/s
- ❖ V_{ich} : Volume de la charge correspondant à H_{ich}
- ❖ V_{cr} : Volume de la crue ($V_{cr} = 7,405\ hm^3$).

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

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

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

$$q_{max,p\%} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_d^{3/2} \dots \dots \dots (II-53)$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ; $g=9,81$ accélération de la pesanteur ;
 b : largeur de déversoir ; H_d : charge sur le déversoir.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de $q_{max,p\%}$. Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur optimal.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges 'H_d' et différentes largeurs du seuil déversant 'b' de l'évacuateur de crues.

Procédé de calcul :

- Les différentes valeurs des lames d'eau H_d
- Définir la cote PHE=NNR+H_d
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : V_f= V_{PHE}-V_{NNR}.
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Note : Les résultats de calcul de laminage par la méthode de kotchérine sont donnés dans l'Annexe II.09.

Tableau II-24 Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.

Variante	b(m)	H _d (m)	V _f (Mm3)	q (m3/s)	NPHE(m)
1	20	3,42	1,66	275	724,67
2	30	2,72	1,30	290	723,97
3	35	2,50	1,18	300	723,75
4	40	2,30	1,08	304	723,55
5	45	2,15	1,01	307	723,4
6	50	2,00	0,94	310	723,25
7	60	1,80	0,82	315	723,05

Conclusion

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, ainsi que le remblai et le béton avec leur devis estimatif, pour cela on utilise les résultats de la méthode de Kotcherine.

II-9-Etude d'optimisation : [4]

II-9-1-Calcul de la revanche :

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

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (II.54).$$

Avec : H :hauteur des vagues (m).

V :vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (II.55).$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch ($F = 2,0 \text{ km}$).

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.56).$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 100 \text{ Km/h}$.

c) Formule de Mallet-Pacquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (II.57).$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.58).$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau II-25 Les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)
Stevenson	0,92
Molitor	1,52
Mallet-Pacquant	0,97

On adopte pour la valeur moyenne de $H = 1,14 \text{ m}$.

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (III-59)$$

Avec H : hauteur des vagues (en m). $V = 3,78 \text{ m/s}$

Donc la revanche minimale sera : $R = 1,58 \text{ m}$

La formule simplifiée donnera $R = 1,42$

La moyenne est de $1,50 \text{ m}$ et qui est considéré la valeur adoptée pour le dimensionnement du barrage.

II-9-2-Calcul de largeur en crête :

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) **Formule de KNAPPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.60).$

b) **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.61).$

c) **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.62).$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (II.63).$$

On admet une valeur de $t = 0,5 \text{ m}$ pour le tassement du barrage.

Tableau II-26 Les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

b (m)	h (m)	q (m ³ /s)	H _b (m)	b _{cr} (Knappen)	b _{cr} (Preece)	b _{cr} (simplifiée)	b _{cr} (moyenne)
20	3,42	275	38,67	10,26	7,84	9,17	9,09
30	2,72	290	37,97	10,17	7,78	9,10	9,02
35	2,50	300	37,75	10,14	7,76	9,08	8,99
40	2,30	304	37,55	10,11	7,74	9,06	8,97
45	2,15	307	37,4	10,09	7,73	9,04	8,95
50	2,00	310	37,25	10,07	7,71	9,02	8,94
60	1,80	315	37,05	10,04	7,70	9,00	8,91

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}=9m**

II-9-3-Calcul du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondant aux différentes largeurs déversantes.

Tableau II-27 Volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

b (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (DA)
20	1152531,985	1 383 038 382,00
30	1114537,842	1 337 445 410,40
35	1103273,742	1 323 928 490,40
40	1104214,542	1 325 057 450,40
45	1104253,222	1 325 103 866,40
50	1105289,219	1 326 347 062,80
60	1107300,198	1 328 760 237,60

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3,0 ; 3,50 et 2,5 ; 3,0 mètres. Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 1200 DA. [A.N.B.T].

II-9-4-Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

Vu que le bassin de dissipation garde leur profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

a)- Coût du déversoir :

On va envisager le déversoir type Creager ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (II.64).$$

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b \dots\dots\dots (II.65).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversantes (b) qui correspondent aux différentes charges déversantes (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir et en le multipliant par le prix du mètre cube du béton armé qui est estimé à 45000DA, afin d'obtenir le prix du déversoir.

Tableau II-28 Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

N°profil	b (m)	h _d (m)	S (m ²)	V _{seuil} (m ³)	Coût (DA)
1	20	3,42	13,06	261,2	11 754 000,00
2	30	2,72	10,39	311,7	14 026 500,00
3	35	2,5	9,55	334,25	15 041 250,00
4	40	2,3	8,78	351,2	15 804 000,00
5	45	2,15	8,21	369,45	16 625 250,00
6	50	2	7,64	382	17 190 000,00
7	60	1,8	6,87	412,2	18 549 000,00

b)- Coût du 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, il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » et une revanche de 1 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{\text{ca}} = H + R \dots\dots\dots (II.66).$

Avec :

H : la lame déversante (m).

R : la revanche(m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 20m
L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,25m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$$V = S * e = L * H_{ca} * e \dots\dots\dots (II.67).$$

Tableau II-29 Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

b (m)	h _{dev} (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (DA)
20	3,42	4,42	1,11	16,58	746 100,00
30	2,72	3,72	0,93	13,95	627 750,00
35	2,5	3,5	0,88	13,13	590 850,00
40	2,3	3,3	0,83	12,38	557 100,00
45	2,15	3,15	0,79	11,81	531 450,00
50	2	3	0,75	11,25	506 250,00
60	1,8	2,8	0,70	10,5	472 500,00

c)- Coût du coursier:

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 135 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (II.68).$$

-L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

-La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (II.69).$$

-la hauteur de mur est donnée :

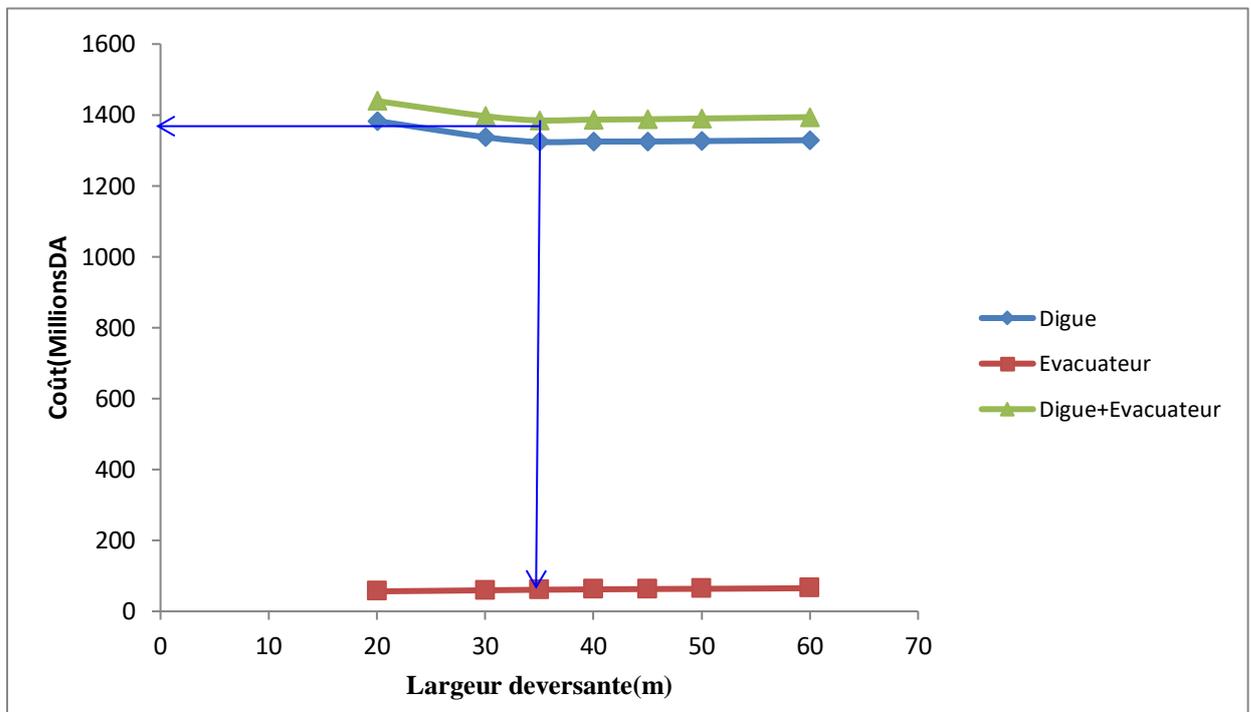
$$h_{\text{mur}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g * b_{\text{cour}}^2}} \dots\dots\dots (II.70)$$

Tableau II-30 Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.

b (m)	h _{dev}	q (m ³ /s)	b _c (m)	h mur	volume du béton (m ³)	Coût de coursier(DA)
20	3,42	275	9,46	4,42	971,6	43 722 000,00
30	2,72	290	9,66	4,51	991,9	44 635 500,00
35	2,5	300	9,79	4,57	1005,2	45 234 000,00
40	2,3	304	9,84	4,60	1010,8	45 486 000,00
45	2,15	307	9,88	4,62	1015	45 675 000,00
50	2	310	9,92	4,63	1018,5	45 832 500,00
60	1,8	315	9,98	4,66	1024,8	46 116 000,00

Tableau II-31 Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

b (m)	h _{dev} (m)	H _b (m)	Coût en (DA)		
			Coût digue	Coût de l'évacuateur de crue	Coût global (DA)
20	3,42	38,67	1 383 038 382,00	56 222 100,00	1 439 260 482,00
30	2,72	37,97	1 337 445 410,40	59 289 750,00	1 396 735 160,40
35	2,50	37,75	1 323 928 490,40	60 866 100,00	1 384 794 590,40
40	2,30	37,55	1 325 057 450,40	61 847 100,00	1 386 904 550,40
45	2,15	37,4	1 325 103 866,40	62 831 700,00	1 387 935 566,40
50	2,00	37,25	1 326 347 062,80	63 528 750,00	1 389 875 812,80
60	1,80	37,05	1 328 760 237,60	65 137 500,00	1 393 897 737,60

**Fig. II.15:** Courbe d'optimisation**Conclusion :**

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b = 35 m** » ce qui correspond à une hauteur déversée **h = 2,5m** et un débit laminaire **Q = 300 m³/s.** avec une hauteur du barrage **H_b = 37,75 m**, à une cote en crête optimale de la digue égale à **725,75 m NGA.**

Chapitre III

Chapitre III

Etude des variantes

Introduction :

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

III-1- Première partie : Choix des variantes de l'évacuateur de crues [5]

Objectif :

Le but est de choisir la variante la plus répandue et qui satisfait les conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur dans le site du futur barrage.

III-1-1- Choix du type d'évacuateurs de crue :

Les facteurs décisifs à considérer pour le choix du type de l'évacuateur de crues le plus approprié à cet aménagement hydraulique sont :

- ➔ Les conditions topographiques et géologiques de site du futur barrage Chertioua.
- ➔ Le type et les dimensions de barrage ainsi les dimensions de la vallée.
- ➔ La puissance de débit à évacuer en fonction des éventuelles excavations des rives.

Compte tenu de ces facteurs, les préférences doivent pour des raisons de sécurité, aller à des évacuateurs à seuil libre, sans organe de contrôle, car le blocage des vannes en position fermée, à la suite d'une panne n'est pas négligeable, ce qui rendrait impossible l'évacuation d'une crue immédiatement subséquente.

Donc il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers les évacuateurs de surface à seuil libre tel que :

a) L'évacuateur de crue central posé sur la digue (frontal à entonnement frontal) :

Dans notre cas on ne peut pas avoir ce type d'évacuateurs pour les raisons suivantes :

-Déformation et déplacement dû aux tassements d'après les caractéristiques géotechniques du barrage.

-L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de **38 m** est un ouvrage instable (risque de déplacement), nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier

-Un ouvrage coûteux, n'est pas économique.

b) L'évacuateur de crue latéral posé sur les rives (soit à entonnement frontal ou à entonnement latéral) :

On peut avoir ce type d'évacuateurs pour les raisons suivantes :

- Vu que l'importance de débit à évacuer pour notre crue de projet, ces évacuateurs présentent un avantage pour l'amélioration de la capacité d'évacuation importante.
- La topographie des rives favorable pour l'implantation de ces évacuateurs et surtout la rive droite qui a une pente douce, donc c'est économique pour les excavations.

c) L'évacuateur puits (tulipe) disposé sur le lit de l'oued :

On peut l'obtenir mais avec incertitude et pour notre cas :

- D'après le débit à évacuer le diamètre de puits sera important donc n'est pas économique.
- Risque de vibration pour les débits supérieurs à celui de projet (changement de régime d'écoulement dans la galerie d'évacuation).
- Difficultés techniques d'exécution et d'opération pendant l'exploitation du barrage pour un évacuateur en tulipe

III-1-2- Choix de la rive :

L'évacuateur de surface est habituellement réalisé sur l'un des deux appuis, car il repose alors sur du matériau en place peu susceptible de tasser. On choisit, soit l'appui qui permet le trajet le plus court pour atteindre l'aval du barrage, soit l'appui le plus rigide qui constituera la meilleure fondation, soit l'appui le moins raide pour diminuer les difficultés de terrassement.

Pour le site de Chertioua la rive la plus favorable pour la projection de l'ouvrage est celle de la rive gauche.

Conclusion :

Selon la topographie et la géologie de notre site, on propose deux variantes pour le choix d'évacuateurs de crue qui sont :

- 1^{ère} variante : évacuateur de crue latéral à entonnement latéral implanté en rive gauche.
- 2^{ème} variante : évacuateur de crue latéral à entonnement frontal à déversoir labyrinthe implanté en rive gauche.

Nous allons donc étudier deux variantes afin de faire une étude comparative, pour le choix de la variante définitive.

III-2- Deuxième partie : Etude de la première variante : EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT LATERAL

Introduction : [6]

Les évacuateurs de crues à surface libre se composent, d'amont- aval des ouvrages suivants :

- ✓ Canal d'approche ;
- ✓ Seuil déversant ;
- ✓ Coursier ;
- ✓ Dissipateur d'énergie ;
- ✓ Canal de fuite pour l'évacuation des eaux vers l'oued.

III-2-1- Données de départ :

- ✓ Longueur déversant : $L = 35$ m
- ✓ Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 300$ m³/s
- ✓ Charge hydraulique : $H = 2,5$ m
- ✓ Côte de la retenue normale : $NNR = 721,25$ m

III-2-2- Canal d'amenée :

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.

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante: $V_a = \frac{Q}{S_c} =$

$$\frac{Q}{hb+mh^2} \dots \dots \dots (III. 01)$$

S_c : La section du canal d'approche = $b \cdot h + m \cdot h^2$

b : largeur du déversoir ($b = 35$ m). $h = H + P$

P : Hauteur de pelle. $0.40 < P/H \leq 1,60$. Dans cette méthode, on recommande d'utiliser la relation suivante : $P/H = 1,40$, et cela pour l'excavation de la couche superficielle qui contient d'argile d'épaisseur environ 4 à 5 m.

A.N : $P = 3.5$ m

H : la charge d'eau sur le déversoir $H = 2,5$ m.

Alors : $h = H + P = 6$ m ; $m = 0.5$

Q : débit évacué ($Q = 300$ m³/s). On trouve: $V = 1,32$ m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4,4 \div 10)$ m/s, $V < V_{\text{adm}}$, donc pas de risque d'érosion.

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 20 m

Remarque :

- il faut excaver la couche superficielle qui contient les sols fins.
- il est nécessaire de donner une pente faible pour obtenir un régime d'écoulement uniforme vers le déversoir donc la formule de Manning permettra d'avoir :

$$Qd = \frac{1}{2} A_c R^{2/3} i_0^{1/2} \dots\dots\dots (III.02).$$

$$i_0 = \left(\frac{n * V}{R^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (III.03).$$

- Où: Q_d : débit déversant, (m³/s).
 A_c : section mouillée, (m²).
 R : rayon hydraulique, (m).
 n : coefficient de Manning (n=0.03 pour les rivières en bon état)
 i_0 : pente du fond.

$$i_0 = \left(\frac{0,03 * 1,32}{3,14} \right)^2 = 0,000159 \quad \mathbf{i_0=0,000159} \quad \text{c'est la pente du canal}$$

III-2-3- Déversoir et canal latéral : [7]

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considération hydraulique ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être également prises en compte.

III-2-3-1- Calcul de la géométrie du déversoir :

La proposition du **USCE** (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaires au quadrant amont ($x < 0$), et de la fonction de puissance pour le quadrant aval :

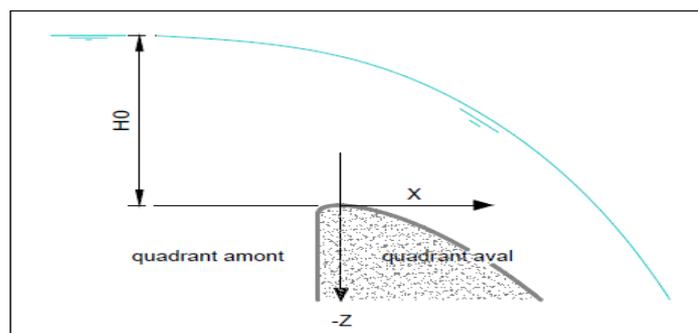


Fig. III.1: Description de la géométrie du déversoir et définition de système de coordonnées

A/ Calcul du quadrant amont :

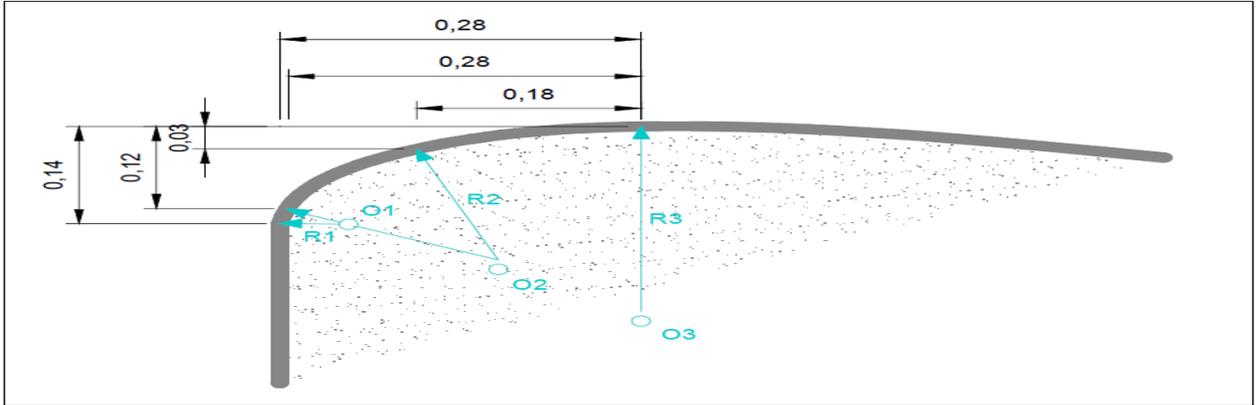


Fig. III.2 : Détail de quadrant amont

Tableau III.1: les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_0 .

	O_i/H_0	R_i/H_0
1	(-0,2418/-0,1360)	0,04
2	(-0,1050/-0,2190)	0,2
3	(0/-0,5000)	0.5
Pour $H_0=2,5m$		
	$O_i(m)$	$R_i(m)$
1	(-0,6045/-0,34)	0.1
2	(-0,2625/-0,5475)	0.5
3	(0/-1.25)	1.25

Et pour réduire la masse de béton du déversoir c'est à dire le rendre économique on donne la forme de parement comme le montre la figure suivante :

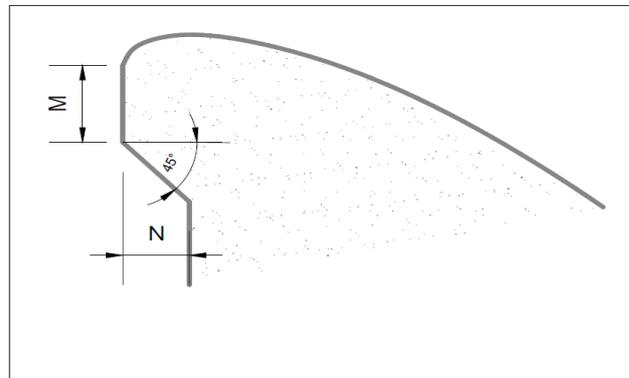


Fig. III.3: déversoir standard à parement surplombant

Tel qu'on a :

$-N/H_0 > 0$

- $M/N > 1/2$ \Rightarrow d'après ces conditions : $M=1,5m, N=1m$
- $M/H_0 > 0,6$

B/ Calcul du quadrant aval :

On a l'équation : $-Z = \frac{1}{2} X^{1.85}$ (III.04).

En appliquant la formule (III.04), on obtient les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.2: calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.

X(m)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5
Z(m)	0	-0.1387	-0.5	-1.059	-1.8025	-2.7237	-3.816	-5.076

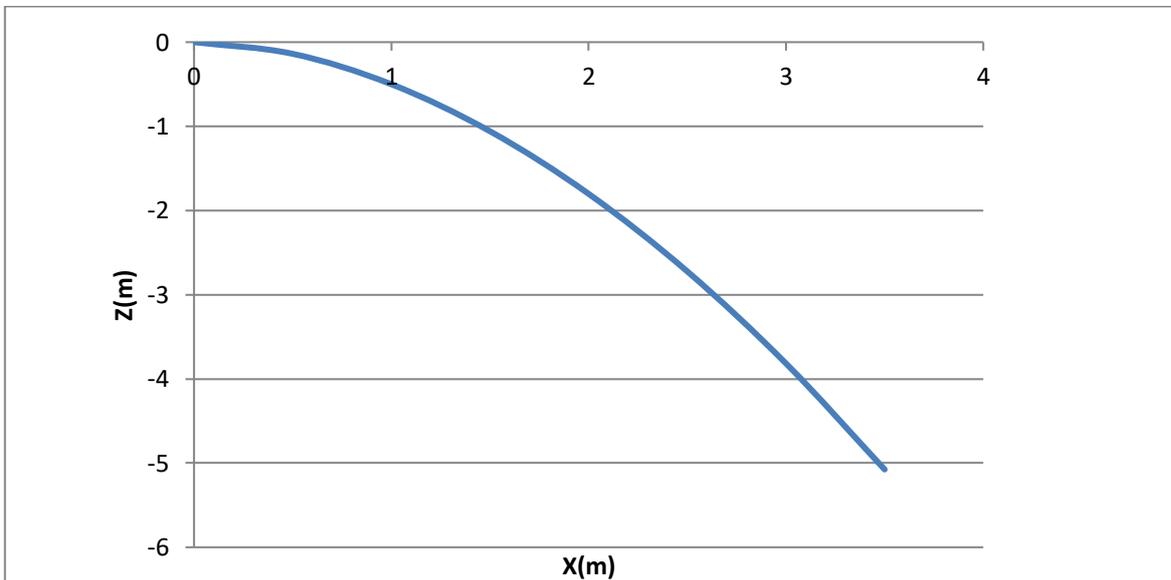


Fig. III.4: Profil de quadrant aval

C/ Calcul du rayon de raccordement du déversoir :

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

On a : $P = 3,5$ m < 10 m.

D'où : $R = 0.5 * 3,5$ ce qui donne : **R = 1,75 m**

III-2-3-2- Calcul hydraulique du déversoir et du canal latéral : [7]

Le calcul hydraulique du déversoir ce fait par plusieurs étapes :

- a) On divise la largeur déversant en 7 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site xi.

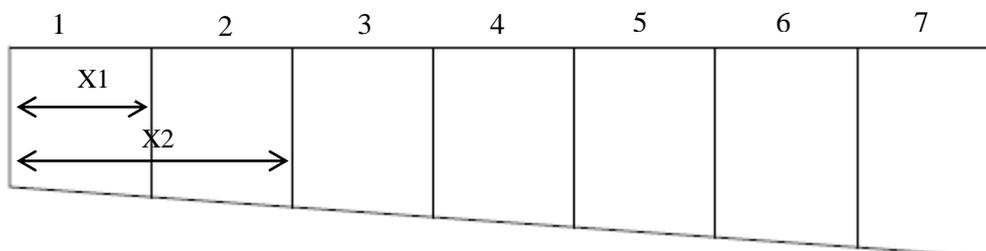


Fig. III.5 : Représentation des tranchées

Le débit spécifique est donné par : $q_d = \frac{Q}{L_d}$ (III.05).

A.N : $q_d = 300/35 = 8,57 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m}$.

Ayant le débit spécifique, on détermine le débit aux sites par la formule :

$$Q_i = q \cdot X_i \text{ (III.06).}$$

b) En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranchée ($l = 10\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$V_i = V_{in} + a(X_i - 1) \text{ (III.07).}$$

$$a = (V_f - V_{in}) / (L - 1) \text{ (III.08).}$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

On prend :

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_{in} = 4 \text{ m/s.}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

$$V_f = 9 \text{ m/s.}$$

$$\text{A.N: } a = \frac{9-4}{35-1} = 0,147$$

c) Calcul des sections mouillées aux sites :

$$W_i = Q_i / V_i \text{ (m}^2\text{) (III.09).}$$

d) Calcul de la largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par :

$$b_i = L_1 + \frac{X_i \times (L_0 - L_1)}{L} \text{ (III.10).}$$

On calcule les différentes largeurs :

$$L_c = Q^{0.4} \Rightarrow L_c = 300^{0.4} = 10 \text{ m.}$$

Pour éviter les phénomènes de cavitation dans le canal on augmente cette largeur et selon aussi

la topographie on prend $L_c = 20 \text{ m}$.

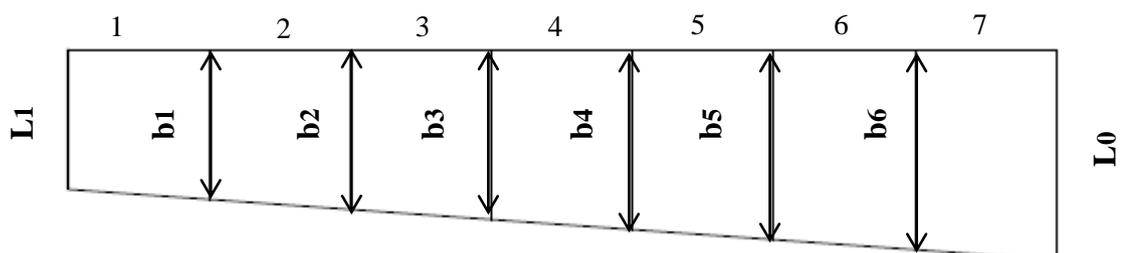


Fig. III.6 : Représentation des tranchées de canal latéral.

Selon la topographie on prend les rapports suivant : $\frac{L_0}{L_C} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

Donc : $L_0 = 20\text{m}$ et $L_1 = 15\text{m}$

e) calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

$$h_i = (-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4m W_i}) / 2m \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : m : pente du profil du versoir assimilé à un plan : $m = 1/3$

f) calcul de la pente de fond pour chaque site :

Cette pente est donnée par :

$$I_i = V_i^2 / (C_i^2 \cdot R_i) \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficients de Chézy seront donnée par : $C_i = 1/n \times R_i^{1/6} \dots\dots\dots (III.13)$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{s}{m^{1/2}}$,

Pour le béton on prend $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$.

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \text{ (m)} ; \dots\dots\dots (III.14)$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1} \text{ (m)} \dots\dots\dots (III.15)$$

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les côtes du plan d'eau et les côtes du fond de la tranchée.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux (III.3) et(III.4) :

Tableau III.3: Calcul des hauteurs d'eau et pertes de charge.

N	X_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	W_i (m ²)	b_i (m)	h_i (m)	P mou	R_i	C_i	I_i	Δh (m)
1	5	42,85	4,588	9,340	15,714	0,587	16,106	0,580	70,245	0,007	0,074
2	10	85,70	5,323	16,100	16,429	0,961	17,069	0,943	76,177	0,005	0,052
3	15	128,55	6,058	21,220	17,143	1,209	17,949	1,182	79,099	0,005	0,050
4	20	171,40	6,793	25,232	17,857	1,378	18,775	1,344	80,807	0,005	0,053
5	25	214,25	7,528	28,460	18,571	1,492	19,566	1,455	81,880	0,006	0,058
6	30	257,10	8,263	31,115	19,286	1,571	20,333	1,530	82,575	0,007	0,065

7	35	299,95	8,998	33,335	20,000	1,623	21,082	1,581	83,028	0,007	0,074
---	----	--------	-------	--------	--------	-------	--------	-------	--------	-------	-------

Tableau III.4: Détermination des côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée.

N	Δh	Hi (m)	Cote P.E	Cote Fond
0	0	0	721,25	721,25
5	0,074	0,587	721,18	720,66
10	0,052	0,961	721,20	720,29
15	0,050	1,209	721,20	720,04
20	0,053	1,378	721,20	719,87
25	0,058	1,492	721,19	719,76
30	0,065	1,571	721,18	719,68
35	0,074	1,623	721,18	719,63

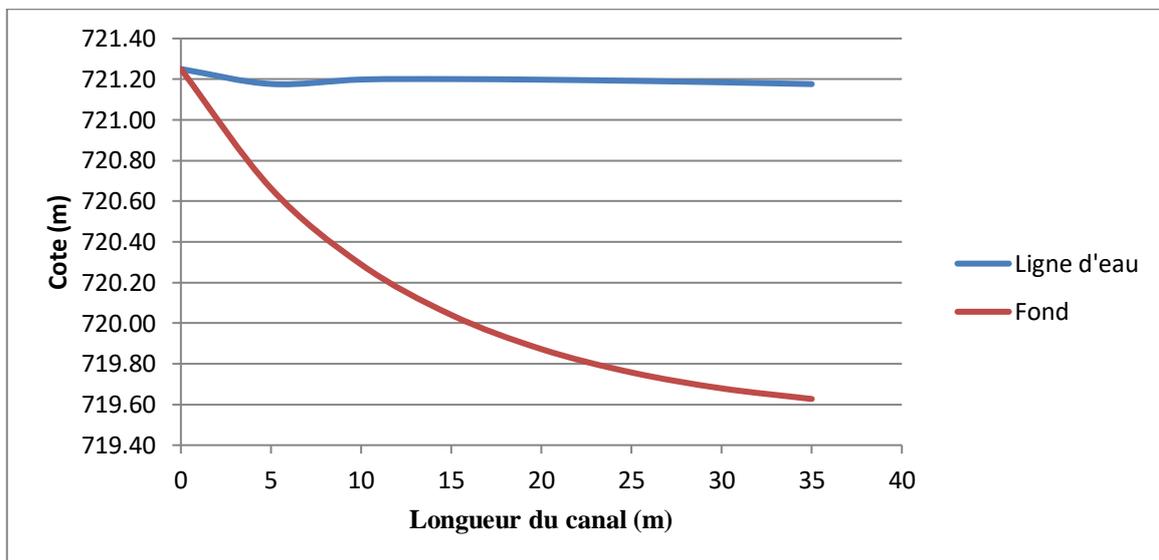


Fig. III.7 : Côtes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

III-2-4- Coursier :

Pour le coursier, on propose pour une section rectangulaire pour assurer le régime fluvial et la section de contrôle étant la profondeur d'eau à la fin du canal latéral.

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait en partant de l'amont à l'aval comme suit :

- A la section de contrôle il est égal à la hauteur critique.
 - Le long du coursier il devient inférieur à y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons à partir de la méthode globale (intégration de l'équation de Bernoulli) et utilisant le logiciel HEC-RAS.
- La pente du fond pour les terrassements économiques est égale à $I=6.3\%$.

- La débitance est donnée $K=Q/\sqrt{I}=1195,23$
- La rugosité du béton est $n=0.014$.

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement est uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (III.16)$$

S : section mouillée (m²)

P : périmètre mouillé(m)

R : rayon hydraulique(m)

I : pente de coursier.

C : coefficient de Chézy ($C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$).

Le calcul se fait par itérations successives, on donne des valeurs pour h, et on calcul K Jusqu'à atteindre une valeur qui s'approche de $k=1195,23$, donc tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Détermination de la hauteur normale dans le coursier

b (m)	h (m)	S (m ²)	P(m)	R(m)	C (m ^{1/3} /s)	Q (m ³ /s)	K (m ³ /s)
20	0,1	2	20,2	0,099	48,583	7,674	30,57
	0,2	4	20,4	0,196	54,443	24,204	96,43
	0,3	6	20,6	0,291	58,155	47,266	188,31
	0,4	8	20,8	0,385	60,913	75,855	302,21
	0,5	10	21	0,476	63,120	109,327	435,57
	0,6	12	21,2	0,566	64,965	147,216	586,52
	0,7	14	21,4	0,654	66,551	189,153	753,60
	0,8	16	21,6	0,741	67,944	234,841	935,63
	0,9	18	21,8	0,826	69,184	284,026	1131,59
	0,91	18,2	21,82	0,834	69,301	289,129	1151,92
	0,92	18,4	21,84	0,842	69,417	294,264	1172,38
	0,93	18,622	21,8622	0,852	69,544	300,002	1195,23

Donc la hauteur normale est : **h=0.93m.**

La hauteur critique pour une section rectangulaire est donnée comme suit :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (III.17)$$

A.N: $h_{cr}=1.96m.$

La pente critique pour une section rectangulaire est donnée comme suit :

$$i_{cr} = \frac{n^2 * g * S}{b * R_h^{4/3}} \dots\dots\dots (III.18)$$

$I_{cr}=0.002$

Alors on a : $h_{cr} > h_n$ et $I_{cr} < I_{fond}$ (régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier et le type de la courbe de remous de type S3).

III-2-4-1- Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydraulique dans le coursier : [7]

- **Calcul de la ligne d'eau par la méthode de BAKHMETEFF :**

On a : $h_{ori}=h_{cr}$ donc on trouve la profondeur à la fin de coursier sur une distance de 135m.

$$B = \frac{i}{i_{cr}} \dots\dots\dots (III.19)$$

$$\eta = \frac{h_{cr}}{h_{no}} \dots\dots\dots (III.20)$$

n : exposant hydraulique pour une section rectangulaire (n=3.4).

Donc la longueur de la courbe de remous par BAKHMETEFF est donnée comme suit :

$$L = \frac{h_n}{i} * [(\eta_2 - \eta_1) - (1 - B) * (\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1))] \dots\dots\dots (III.21)$$

Où :

$\beta(\eta_2)$ et $\beta(\eta_1)$: fonctions de BAKHMETEFF correspondantes au η_2 et η_1

Donc le calcul de la longueur de la courbe de remous est donné comme le montre le tableau (III.6)

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$B(\eta_2) - B(\eta_1)$	$L(m)$	$\sum L(m)$
----------	--------	-----------	-------------------	-------------------------	--------	-------------

Tableau III.6: Calcul de la longueur de la courbe de remous

1,96	2,108	0,0724				
			-0,043	0,0038	1,0760	1,076
1,92	2,065	0,0762				
			-0,043	0,0038	1,0760	2,152
1,88	2,022	0,08				
			-0,043	0,0046	1,4362	3,588
1,84	1,978	0,0846				
			-0,043	0,0052	1,7063	5,294
1,8	1,935	0,0898				
			-0,043	0,0052	1,7063	7,001
1,76	1,892	0,0950				
			-0,043	0,0052	1,7063	8,707
1,72	1,849	0,1002				
			-0,043	0,0068	2,4267	11,134
1,68	1,806	0,107				
			-0,043	0,0069	2,4717	13,606
1,64	1,763	0,1139				
			-0,043	0,0075	2,7419	16,347
1,6	1,720	0,1214				
			-0,043	0,0087	3,2822	19,630
1,56	1,677	0,1301				
			-0,043	0,0097	3,7324	23,362
1,52	1,634	0,1398				
			-0,043	0,0105	4,0926	27,455
1,48	1,591	0,1503				
			-0,043	0,0113	4,4528	31,907
1,44	1,548	0,1616				
			-0,043	0,0138	5,5784	37,486
1,4	1,505	0,1754				
			-0,043	0,0149	6,0736	43,559
1,36	1,462	0,1903				
			-0,043	0,0181	7,5144	51,074
1,32	1,419	0,2084				
			-0,043	0,0198	8,2798	59,353
1,28	1,376	0,2282				
			-0,043	0,024	10,1708	69,524
1,24	1,333	0,2522				
			-0,043	0,0288	12,3319	81,856
1,2	1,290	0,281				
			-0,043	0,0347	14,9883	96,845
1,16	1,247	0,3157				
			-0,043	0,0429	18,6803	115,525
1,12	1,204	0,3586				
			-0,022	0,0255	11,1636	126,688
1,1	1,183	0,3841				
			-0,011	0,0151	6,6399	133,328
1,09	1,172	0,3992				

D'après le tableau III.6 on trouve la hauteur d'eau a l'aval de coursier : $h_{\text{cri}}=1.09\text{m}$

III-2-4-2- Modélisation de l'écoulement dans le coursier :

La modélisation s'effectue à l'aide de logiciel (HEC-RAS) (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*), le logiciel a été conçu par *Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers*, il s'agit d'un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre (permanents et non permanents), le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Remarque : les résultats de calcul manuel sont quasiment les mêmes que ceux obtenus par le logiciel car les formules qui sont introduites dans ce dernier sont les équations fondamentales de l'hydraulique à surface libre tel que l'équation de Bernoulli et l'équation de continuité.

L'évolution de tirant d'eau dans le coursier du l'évacuateur de crue est donné dans les figures qui sont en (Annexe III.01).

III-2-4-3- Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier :

- **Phénomène d'aération :**

Le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $v > v_{cr}$.

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

$$V_{cr} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right) \dots \dots \dots (III.22)$$

Avec : v_{cr} : La vitesse critique ; θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique ; n : Coefficient de rugosité.

Tableau III.7: Calcul des vitesses critiques d'aération à pas de 10m

Section	Y(m)	V (m/s)	R(m)	V_{cr}
1	1,96	7,65	1,639	29,55
2	1,70	8,82	1,453	27,88
3	1,56	9,62	1,349	26,90
4	1,46	10,27	1,274	26,17
5	1,38	10,87	1,213	25,55
6	1,33	11,28	1,174	25,16
7	1,28	11,72	1,135	24,75
8	1,24	12,10	1,103	24,41
9	1,21	12,40	1,079	24,16
10	1,18	12,71	1,055	23,90
11	1,15	13,04	1,031	23,64
12	1,13	13,27	1,015	23,46
13	1,11	13,51	0,999	23,28
14	1,01	14,85	0,917	22,34
15	1,09	13,76	0,983	23,10

Les vitesses d'écoulement sont toujours inférieures à v_{cr} donc y aura pas d'aération de l'écoulement.

Vagues roulantes : [6]

Dimensionnement du bassin :

D'après l'abaque (voir Annexe III.02) on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_F^2} - 1) = 5,47 \Rightarrow y_2 = y_1 * 5,47 = 5,47 * 1,09 = 5,96 \text{ m}$$

La longueur du bassin d'après l'abaque (voir Annexe III.02).

$$\frac{L}{Y_2} = 5,8$$

On trouve $L_{\text{bassin}} = 5,8 * 5,96 = 34,57 \text{ m}$. On prend $L_{\text{Bassin}} = 35 \text{ m}$

Dimensionnement des blocs de chute et le seuil terminal :

Le tableau suivant résume les dimensions des blocs de chute ainsi le seuil terminal dans le bassin de dissipation.

Tableau III.9: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	dimensions	Indice	Formules	valeurs	Unités
Blocs de chute	longueur	l	$2 * y_1$	2,18	m
	hauteur	h	$2 * y_1$	2,18	m
	largeur	w	$\leq y_1$	1,00	m
	Espacement entre deux blocs	e	$2.5 * w$	2,50	m
Seuil terminal	hauteur	h_{seuil}	$1.25 * y_1$	1,36	m

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de projeter un canal de fuite car on est arrivé au oued de l'aménagement, donc l'eau qui provienne par le dissipateur est restituée directement dans le cours d'eau naturel. Mais il est préférable de prévoir des éléments anti-érosif dans le lit de l'oued.

III-2-6- Détermination de la hauteur des murs bajoyers:

a) Canal d'amenée :

La hauteur du mur bajoyer pour le canal d'amenée atteint la crête du barrage.

b) Coursier :

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suit :

$$H_{baj} = y_{av} + R \quad \dots\dots\dots (III.24)$$

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} \quad \dots\dots\dots$$

Et d'après la ligne d'eau cette hauteur varie :

Pour la section amont de coursier on a :

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} = 0,54m.$$

V : est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

$$\text{Donc } H_{baj} = 1,96 + 0,54 = 2,5m \quad \mathbf{H_{baj}(amont)=2,5m}$$

Pour la section aval de coursier on a :

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} = 0,77m.$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 1,09 + 0,77 = 2m \quad \mathbf{H_{baj}(aval)=2m}$$

c) Bassin de dissipation :

$$R = 0,1(Y_2 + V_1) = 1,97m.$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 5,96 + 1,97 = 7,93m$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend $H_{baj} = 8,0m$

Conclusion :

Pour cette variante on constate que les paramètres hydrauliques le long de l'évacuateur de crue sont vérifiés tels que les vitesses et les débits d'écoulement, il y a juste un risque d'avoir des vagues roulantes dans le coursier et pour cela on recommande de prévoir des rugosités artificielles, pour avoir une tranquillisation d'écoulement et d'éliminer le phénomène d'aération et la cavitation ainsi l'érosion de béton le long de l'évacuateur.

$$i_0 = \left(\frac{n * V}{R^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (III.03)$$

Où: Q_d : débit déversant, (m³/s).

A_c : section mouillée, (m²).

R : rayon hydraulique, (m).

n : coefficient de Manning ($n=0.03$ pour les rivières en bon état)

i_0 : pente du fond.

$$i_0 = \left(\frac{0,03 * 1,68}{3,47} \right)^2 = 0,000211 \quad \mathbf{i_0=0,000211} \quad \text{c'est la pente du canal}$$

III-3-2- Dimensionnement du déversoir labyrinthe : [8]

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une longueur déversant qui est de 35 mètre ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne. Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisi de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 20 m.

Pour un évacuateur différent d'un déversoir rectiligne le régime d'évacuation varie, pour cela nous allons maintenir le débit et la charge et chercher la longueur déversant sous forme de labyrinthe.

III-3-2-1- Données de départ :

- ✓ W : largeur représentée sur la **fig. III.8** $W = 20$ m
- ✓ Q_L : Débit évacué déterminé par laminage : $Q_L = 300$ m³/s
- ✓ H : Charge hydraulique : $H = 2,5$ m
- ✓ P : hauteur de la pelle : $P = 5$ m

III-3-2-2- Calcul de géométrie de déversoir :

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : $L = 4a + 2b$ (**Fig. III.8**)

La géométrie de déversoir est complètement définie par le rapport caractérisant l'augmentation de la largeur L/D , l'angle α , le nombre d'élément de base « n » et la hauteur relative du déversoir D/P , la performance q^* du déversoir défini comme le rapport Q_L / Q_n

Calcul du débit normal : [9]

On a la formule de débit normal :

$$Q_n = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2gH}^{3/2} \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec μ : coefficient de débit donné par la formule suivant :

$$\mu = 0,4023 \left(1 + \frac{0,135.H}{P}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,0011}{H}\right)^{3/2} \dots\dots\dots (III.26)$$

AN: $\mu = 0,437$.

Donc : $Q_n = 154,79 \text{ m}^3/\text{s}$

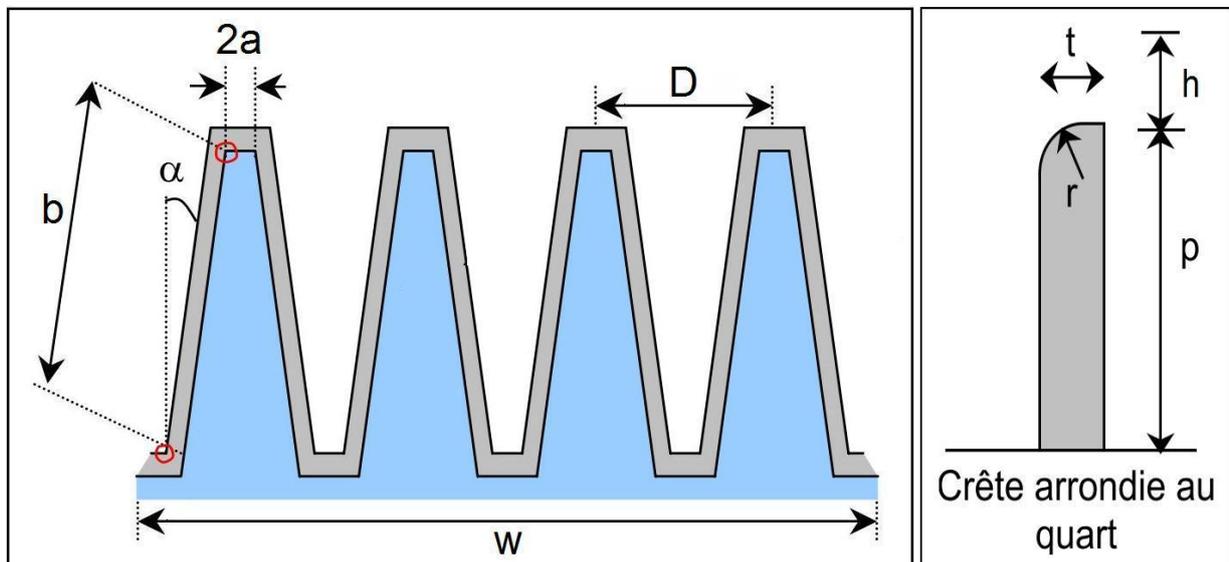


Fig. III.8 : Schéma expliquant la géométrie de déversoir type labyrinthe **

** Source : Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF), Notice sur les déversoirs (2005), p44 par Stéphane LADREYT, France

$$\text{Donc : } q^* = 300 / 154,43 = 1,96 \quad ; \quad q^* = 1,96$$

$$\text{Et : } H/P = 2,5/5 = 0,5 \quad ; \quad H/P = 0,5$$

Avec : $q^* = 1,96$ et $H/P = 0,5$ et d'après l'abaque (voir Annexe III.03), on détermine l'augmentation de la largeur L/D :

$$L/D = 1,95$$

$$\text{On a : } \alpha = \arcsin (D/L) \Rightarrow \alpha = \arcsin (1/1,95) = 30,85^\circ \quad ; \quad \alpha = 30,85^\circ$$

On propose une largeur d'un élément de base $D = 10 \text{ m}$ donc $L = 19,5 \text{ m}$, $n = 2$ et on donne le détail de déversoir :

$$\rightarrow L = 4a + 2b = 19,5 \text{ donc : } a = 1,25 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 7,5 \text{ m}$$

Fig. III.9: Vue en plan d'un convergent de l'évacuateur

$$l_1 = 20 \text{ m}$$

$$l_2 = Q^{0,4} = 10 \text{ m}$$

La largeur finale du convergent se calcul par la formule (III.28) :

$$L = 2,5 * (20 - 10) = 25 \text{ m}$$

On revient à la condition (formule III. 27) :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = \frac{(20 - 10)/2}{25} = 0,2$$

Le nombre de Froude est donné par la relation : $F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$ (III. 29)

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

g : L'accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$.

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \cdot h} = \frac{300}{20 \cdot 2,5} = 6 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{6}{\sqrt{9,81 \cdot 2,5}} = 1,21$$

$$\frac{1}{3 \cdot F} = \frac{1}{3 \cdot 1,21} = 0,27$$

D'où : $\text{tg}(\alpha) = 0,2 < \frac{1}{3F} = 0,27 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. La profondeur à la fin du convergent :

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

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique (III-5) ; on aura :

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} * \left(\frac{300}{10}\right)^2} = 4,5 \text{ m}$$

C .La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l_2 \cdot h} = \frac{300}{10 \cdot 2,5} = 12,00 \text{ m/s}$$

III-3-4- Calcul hydraulique du coursier :

On propose pour la section de coursier une section rectangulaire pour assurer le régime fluviale et la section de contrôle étant la profondeur d'eau à la fin de canal latéral.

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait en partant de l'amont à l'aval comme suit :

- a) A la section de contrôle il est égal à la hauteur critique.
 - b) Le long du coursier il devient inférieur à y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons à partir de la méthode globale (intégration de l'équation de Bernoulli) et en utilisant le logiciel HEC-RAS.
- La pente du fond pour les terrassements économique est égale à $I=5\%$.
 - La débitance est donnée $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 1341,64$
 - La rugosité du béton est $n = 0.014$.

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement était uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (III.16)$$

S : section mouillée (m²)

P : périmètre mouillé(m)

R : rayon hydraulique(m)

I : pente de coursier.

C : coefficient de Chézy ($C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$).

Le calcul se fait par itérations successives, on donne des valeurs pour h, et on calcul K jusqu'à atteindre a une valeur qui s'approche de $k=1341,64$, donc tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Détermination de la hauteur normale dans le coursier

b (m)	h (m)	S (m ²)	P(m)	R(m)	C (m ^{1/3} /s)	Q (m ³ /s)	K (m ³ /s)
10,00	0,20	2,00	10,40	0,192	54,267	10,643	47,60
	0,40	4,00	10,80	0,370	60,531	32,949	147,35
	0,60	6,00	11,20	0,536	64,372	63,212	282,69
	0,80	8,00	11,60	0,690	67,139	99,740	446,05
	1,00	10,00	12,00	0,833	69,291	141,439	632,53
	1,20	12,00	12,40	0,968	71,039	187,519	838,61
	1,40	14,00	12,80	1,094	72,503	237,372	1061,56

	1,60	16,00	13,20	1,212	73,756	290,519	1299,24
	1,62	16,20	13,24	1,224	73,871	295,999	1323,75
	1,63	16,30	13,26	1,229	73,929	298,750	1336,05
	1,64	16,40	13,28	1,235	73,985	301,507	1348,38

Donc la hauteur normale est : $h=1,64$ m.

La hauteur critique pour une section rectangulaire est donnée comme suit :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (III.17)$$

$$h_{cr}=4,50m.$$

La pente critique pour une section rectangulaire est donnée comme suit :

$$i_{cr} = \frac{n^2 * g * S}{b * R_h^{4/3}} \dots\dots\dots (III.18)$$

$$I_{cr}=0,0027$$

Alors on a : $h_{cr} > h_n$ et $I_{cr} < I_{fond}$ (régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier et le type de la courbe de remous de type S3).

III-3-4-1- Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydraulique dans le coursier :

- Calcul de la ligne d'eau par la méthode de BAKHMETEFF :

On a : $h_{ori}=h_{cr}$ donc on trouve la profondeur à la fin de coursier sur une distance de 135m.

$$B = \frac{i}{i_{cr}} \dots\dots\dots (III.19)$$

$$\eta = \frac{h_{cr}}{h_{no}} \dots\dots\dots (III.20)$$

n : exposant hydraulique pour une section rectangulaire ($n=3.4$).

Donc la longueur de la courbe de remous par BAKHMETEFF est donnée comme suit :

$$L = \frac{h_n}{i} * [(\eta_2 - \eta_1) - (1 - B) * (\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1))] \dots\dots\dots (III.21)$$

Où :

$\beta(\eta_2)$ et $\beta(\eta_1)$: fonctions de BAKHMETEFF correspondantes au η_2 et η_1

Donc le calcul de la longueur de la courbe de remous est donné comme le montre le tableau III.11 :

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2-\eta_1$	$B(\eta_2)-(\eta_1)$	$L(m)$	$\Sigma L(m)$
4,50	2,744	0,0377				
			-0,122	0,0044	-1,0947	-1,095
4,30	2,622	0,0421				
			-0,122	0,0049	-0,8809	-1,976
4,10	2,500	0,0470				
			-0,122	0,0063	-0,2824	-2,258
3,90	2,378	0,0533				
			-0,122	0,0080	0,3588	-1,899
3,70	2,256	0,0611				
			-0,122	0,0092	0,9573	-0,942
3,50	2,134	0,0703				
			-0,122	0,0106	1,5558	0,614
3,30	2,012	0,0809				
			-0,122	0,0143	3,1375	3,751
3,10	1,890	0,0952				
			-0,122	0,0179	4,6764	8,428
2,90	1,768	0,1131				
			-0,122	0,0239	7,2414	15,669
2,70	1,646	0,1370				
			-0,122	0,0323	10,8323	26,501
2,50	1,524	0,1693				
			-0,122	0,0468	17,0308	43,532
2,30	1,402	0,2161				
			-0,122	0,0719	27,7608	71,293
2,10	1,280	0,2880				
			-0,122	0,1306	52,8543	124,147
1,90	1,159	0,4186				
			-0,006	0,0116	4,8101	128,957
1,89	1,152	0,4302				
			-0,006	0,0099	4,0834	133,041
1,88	1,146	0,4401				
			-0,006	0,0099	4,0834	137,124

Tableau III.11:
Calcul de la longueur de la courbe de remous

1,87	1,140	0,4500				

D'après le tableau on trouve la hauteur d'eau a l'aval de coursier : $h_{cri}=1.87m$

III-3-4-2- Modélisation de l'écoulement dans le coursier :

La modélisation s'effectue à l'aide de logiciel (HEC-RAS) (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*), le logiciel a été conçu par *Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers*, il s'agit d'un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre (permanents et non permanents), le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Remarque : les résultats de calcul manuel sont quasiment les mêmes que ceux obtenus par le logiciel car les formules qui sont introduites dans ce dernier sont les équations fondamentales de l'hydraulique à surface libre tel que l'équation de Bernoulli et l'équation de continuité.

L'évolution de tirant d'eau dans le coursier du l'évacuateur de crue est donné dans les figures qui sont en Annexe III.04.

III-3-5-Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier :

- **Phénomène d'aération :**

Le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $v > v_{cr}$.

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

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots \dots \dots (III.22)$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité.

Tableau III.12: Calcul des vitesses critiques d'aération à pas de 10m

Section	Y (m)	V (m/s)	R(m)	V_{cr}
1	4,50	6,67	2,37	35,31
2	2,86	10,49	1,82	31,09
3	2,62	11,45	1,72	30,25
4	2,46	12,20	1,65	29,64
5	2,34	12,82	1,59	29,16
6	2,25	13,33	1,55	28,79
7	2,18	13,76	1,52	28,49
8	2,11	14,22	1,48	28,17
9	2,08	14,42	1,47	28,04
10	2,03	14,78	1,44	27,80
11	1,99	15,08	1,42	27,61
12	1,95	15,38	1,40	27,42
13	1,92	15,63	1,39	27,27
14	1,87	16,04	1,36	27,02

Les vitesses d'écoulement sont toujours inférieures à V_{cr} donc y aura pas d'aération de l'écoulement.

$Fr \geq 9$	ressaut fort (écoulement très turbulent).
-------------	---

* Source : Technique des Barrages en Aménagement Rural, P185&186

Pour notre cas :

$2.5 \leq Fr \leq 4.5 \Rightarrow$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation de type I

Dimensionnement du bassin :

D'après l'abaque (voir Annexe n° 14) on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) = 4,81$$

$$y_2 = y_1 * 4,81 = 1,87 * 4,81 = 9,00 \text{ m}$$

La longueur du bassin d'après l'abaque (voir Annexe n°14).

$$\frac{L}{Y_2} = 5,70$$

On trouve $L_{\text{bassin}} = 5,70 * 9,00 = 51,30 \text{ m}$.

Dimensionnement des blocs de chute et le seuil terminal :

Le tableau suivant résume les dimensions des blocs de chute ainsi le seuil terminal dans le bassin dissipation.

Tableau III.14: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	dimensions	Indice	Formules	valeurs	Unités
Blocs de chute	longueur	l	$2 * y_1$	3,74	m
	hauteur	h	$2 * y_1$	3,74	m
	largeur	w	$\leq y_1$	1,80	m
	Espacement entre deux blocs	e	$2.5 * w$	4,50	m
Seuil terminal	hauteur	h_{seuil}	$1.25 * y_1$	2,35	m

Remarque :

Les eaux transitées par le dissipateur vont être restituées directement dans le cours d'eau naturel de l'oued Chertioua, donc le canal de fuite n'est pas juger indispensable, c'est juste de prévoir les éléments anti-érosif dans le lit de l'oued.

III-3-7- Détermination de la hauteur des murs bajoyers:

a) Murs bajoyers du canal d'amenée:

La hauteur du mur bajoyer pour le canal d'amenée atteint la crête du barrage

b) Murs bajoyers du convergent (transition) :

A l'amont : H égal à celui du canal d'amenée :

A l'aval :

$$H_{baj} = y_{av} + R$$

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)}$$

$$R=1,05 \text{ d'où : } H=4,5+1,05=5,55\text{m}$$

c) Murs bajoyers du coursier

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suit :

$$H_{baj} = y_{av} + R$$

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} \dots\dots\dots (III.24)$$

Et d'après la ligne d'eau cette hauteur varie :

Pour la section amont de coursier on a :

$$H_{baj}(\text{amont})=5,5\text{m} = \text{à celle de la sortie de transition}$$

Pour la section aval de coursier on a :

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} = 1,05\text{m.}$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 1,87 + 1,05 = 2,92\text{m} ; \quad \text{on prend} \quad H_{baj}(\text{aval}) = 3,0\text{m}$$

d) Murs bajoyers du bassin de dissipation :

$$R = 0,1(Y_2 + V_1) = 2,50\text{m.}$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 9,00 + 2,5 = 11,50\text{m}$$

Conclusion :

L'inconvénient de cette variante est que comme la charge déversante augmente, les performances de l'ouvrage diminuent en raison de la surface limitée dans le canal d'approche et de réception.

III-4- Quatrième partie :

Etude comparative des deux variantes et choix de la variante finale :

Objectif :

L'objectif de cette étude est de sélectionner la variante définitive pour l'évacuation de la crue de projet du futur barrage Chertioua en passant par l'étude technico-économique à savoir le coût de chaque une d'elle ainsi les paramètres hydrauliques .

III-4-1- Critères de choix :

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

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive **droite**, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

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

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

III-4-2- Etude technico- économique :

Le calcul technico- économique est illustré dans le tableau III.15

Tableau III.15: Calcul technico-économique des deux variantes.

évacuateur latéral à entonnement latéral	Paramètres hydrauliques	Charge déversante	Débit évacué	Vitesse moyenne d'écoulement	Observations -Risque de saturation dans l'auge de réception pour les débits extrêmes
		H (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	
		2,5	300	3,43	
	Volume de béton	Canal d'approche	Volume (m ³)	Coût (DA)	Coût total de l'évacuateur de crue (DA) 151 822 350,00
			13,13	590 850,00	
Déversoir+ Canal latéral			655,20	45 234 000,00	
coursier			1957,50	88 087 500,00	
		bassin de dissipation	398,00	17 910 000,00	
évacuateur latéral à entonnement frontal en Labyrinthe	Paramètres hydrauliques	Charge déversante	Débit évacué	Vitesse moyenne d'écoulement	Observations - Les paramètres hydrauliques sont admissibles
		H(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	
		2,5	300	8,00	
	Volume de béton	Canal d'approche	Volume (m ³)	Coût (DA)	Coût total de l'évacuateur (DA) 163 973 700,00
			13,13	590 850,00	
déversoir			215,500	9 697 500,00	
Coursier + transition			2286,70	102 901 500,00	
		bassin de dissipation	1128,53	50 783 850,00	

Conclusion :

Suite à l'étude comparative et le calcul technico- économique que nous avons fait entre les deux variantes, nous pouvons dire que ces dernières sont réalisables. Cette étude montre aussi que l'évacuateur de crues à entonnement latéral est plus souvent économique, car elle présente un **coût** minimum du point de vue béton et excavation.

Donc le choix définitif de la variante de l'évacuateur de crues s'est arrêté à la variante : évacuateur latéral à entonnement latéral, il reste juste à faire son conception détaillée tout en passant par l'étude de sa stabilité et le calcul de son ferrailage qui est l'objet de chapitre suivant.

Chapitre IV

Chapitre IV

Etude génie civil

Introduction :

L'évacuateur de crue constitue souvent la partie la plus sollicitée d'un barrage. Il est important donc de le concevoir avec beaucoup de prudence et de le réaliser avec le plus grand soin.

Ce chapitre a pour but essentiel de connaître l'état de l'ouvrage du point de vue stabilité après avoir défini toutes les charges soumises par l'évacuateur, puis on procède au calcul des armatures nécessaires pour notre ouvrage.

VI-1- Etude de stabilité :

Le calcul de stabilité se fait pour le cas extrême (avec séisme), malgré que la zone d'étude a une faible sismicité, d'après RPA 2003.

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au :

- a. Stabilité au renversement
- b. Stabilité au poinçonnement
- c. Stabilité au glissement

VI-1-1- Stabilité de déversoir :

VI-1-1-1- Etude des infiltrations : [11]

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et on détermine les sous pressions qui agissent sous le radier avec la méthode de BLIGH. Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

➤ avant radier :

- Longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 5.0 \text{ m}$

- Epaisseur : $tr_1 = 0.50 \text{ m}$

$tr_2 = 0,75 + 0,05.H = 0.75 \text{ m}$

➤ radier :

- Longueur : $L = (1,25 \div 2,5) H = 7.00 \text{ m}$.

- Epaisseur : $tr_1 = (0.25 \div 0,3) H = 1.00 \text{ m}$

$tr_2 = (0,13 \div 0,15) H = 0.50 \text{ m}$

Pour ne pas avoir les déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de

BLIGH : $L_{RCD} > L_{CD}$. Avec :

L_R : longueur du contour déployé = 13.60 m

$L_{CD} = C \cdot H$; Avec $H = 3,50 \text{ m}$

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : $L_{RCD} = 13.60 \text{ m} > L_{CD} = 10.5 \text{ m}$ d'où la condition de BLIGH est vérifiée

Les sous pressions :

$$h_x = H \cdot (l_x / L_R) = 3,5 \cdot (l_x / 13,60)$$

$$t_x = n h_x \left(\frac{\gamma_\omega}{\gamma_b - \gamma_\omega} \right) \dots\dots\dots (IV-01)$$

01)

Avec :

t_x : Epaisseur du radier

n : Coefficient de sécurité varie entre (0,84 à 1,25) selon la classe de ouvrage.

Dans notre cas on prend : **$n = 1,25$**

γ_ω : Poids volumique de l'eau = 1000 Kgf/m³

γ_b : Poids volumique du béton = 2400 Kgf/m³

Le tableau suivant résume le calcul des sous pressions sous le radier de déversoir, ainsi leurs épaisseurs :

Tableau IV.01: Calcul des sous pressions et les épaisseurs du radier.

N° des pts	l_x (m)	h_x (m)	t_x^n (m)	t_r (m)	t_r^d (m)
0	00.00	0.00	0.00	00.00	0.00
1	00.50	0.13	0.11	00.50	1.0
2	07.60	1.96	1.75	00.75	2.0
3	07.85	2.02	1.80	01.00	2.0
4	13.10	3.37	3.01	00.50	3,0
5	13.60	3.50	3.13	-	-

La représentation schématique des sous pressions est donnée comme le montre la figure VI.1

VI-1-1-2-Forces agissants sur le déversoir :

Les charges qui s'exercent sur le déversoir sont données comme le montre le schéma suivant :

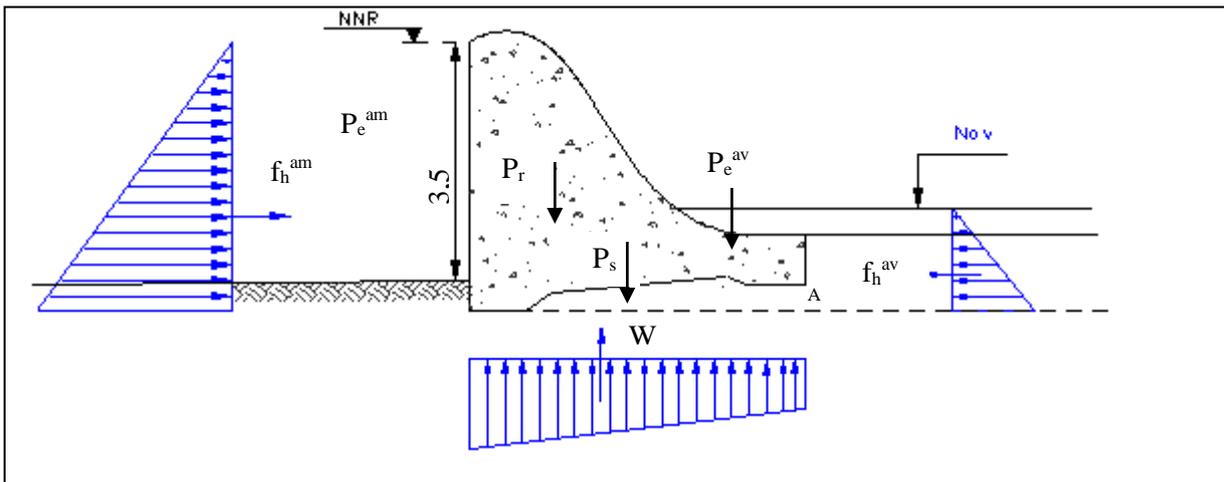


Fig. IV.01: Schéma représentatif des forces agissantes sur le déversoir

a) Poids du rideau :

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot I_s \dots\dots\dots (IV-02)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du rideau $S_r = 11,72 \text{ m}^2$

$I_s = 1\text{m}$.

A.N : $P_r = 28,13 \text{ Tf}$.

b) Poids la semelle :

$$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot I_s \dots\dots\dots (IV-03)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la semelle $S_s = 3,76 \text{ m}^2$

$I_s = 1\text{m}$.

A.N : $P_r = 9,024 \text{ Tf}$.

c) poids de l'eau aval :

$$P_e^{av} = \gamma_w \cdot S_e^{av} \cdot I_s \dots\dots\dots (IV-04)$$

Avec : γ_w : Poids volumique du l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

S_e^{am} : Section de la colonne d'eau aval : $S_e^{am} = 13,68 \text{ m}^2$

$I_s = 1 \text{ m}$.

A.N: $P_e^{av} = 13,68 \text{ Tf}$.

d) Force hydrostatique amont :

$$F_h^{am} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot I_s \dots\dots\dots (IV-05)$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 6,02 \text{ m}$

$I_s = 1 \text{ m}$.

A.N: $F_h^{am} = 18,12 \text{ Tf}$.

e) Force hydrostatique aval :

$$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot I_s \dots\dots\dots (IV-06)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 2,8 \text{ m}$

$I_s = 1 \text{ m}$.

A.N: $F_h^{av} = 3,92 \text{ Tf}$.

f) Force des sous pressions :

$$W_T = W_s + W_F \dots\dots\dots (IV-07)$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s \dots\dots\dots (IV-08)$$

$$\text{Avec: } S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0,5 \cdot 6$$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 1$ m.

h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir , $h_{av} = 2,8$ m.

I_{rad} : Longueur du radier ; $I_{rad} = 7$ m.

$$\text{AN : } W_s = \mathbf{20,6 Tf.}$$

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot l_s \dots\dots\dots (IV-09)$$

$$\text{Avec: } S_F = I_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$$

$$h_2 = 3,5 \cdot (l_2 / 13,6) = 3,5 \cdot (2,8 / 13,6) = 0,75 \text{ m}$$

$$h_6 = 3,5 \cdot (l_6 / 13,6) = 3,5 \cdot (8,5 / 13,6) = 2,19 \text{ m}$$

$$\text{AN : } W_F = \mathbf{10,29 Tf.}$$

La force des sous pression est donc : $W_T = \mathbf{30,89 Tf}$

Le tableau suivant résume le calcul des forces agissantes sur l'ouvrage.

Tableau IV.02: Calcul des forces agissants sur le déversoir.

Les forces		Symbole	Résultats	Unités
Pression hydrostatique	Amont	F_h^{am}	18,12	t/m ²
	Aval	F_h^{av}	03,92	
Poids de l'ouvrage		Pb	37,15	T
Poids de l'eau aval		P_e^{av}	13,68	T
Sous pressions	Hydrodynamiques	W_F	10,29	t/m ²
	Statiques	W_S	20,60	t/m ²

VI-1-1-3-stabilité au renversement : [12]

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\sum M_S / \sum M_R \geq 1,5 \dots\dots\dots (IV-10)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$= P_r \cdot A + P_s \cdot B + P^{av}_e \cdot C + F^{av}_h \cdot D$$

$$M_s = 28,13 \cdot 6 + 9,024 \cdot 4,31 + 13,68 \cdot 2,49 + 3,92 \cdot 0,933$$

Ms = 245,39 Tf.m

Avec : Mr = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F^{am}_h \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot G$$

$$M_r = 18,12 \cdot 2,01 + 20,6 \cdot 3,61 + 10,29 \cdot 3,3$$

Mr = 144,5 Tf.m

$\sum M_s / \sum M_r = 1,7 \geq 1,5 \Rightarrow$ La condition de stabilité du déversoir est vérifiée

VI-1-1-4-Stabilité au glissement : [12]

La condition de stabilité au glissement est :

$$\sum F_h / \sum F_v \leq f \text{ avec } f = 0,8 \dots\dots\dots (IV-11)$$

Avec : $F_h = F^{am}_h - F^{av}_h = 18,12 - 3,92 = 14,2 \text{ Tf}$ **F_h = 14,2 Tf**

$F_v = P_r + P_s + P^{av}_e - W_t = 28,13 + 9,02 + 13,68 - 30,89 = 19,94 \text{ Tf}$ **F_v = 19,94 Tf**

Tf

$\sum F_h / \sum F_v = 0,71 < 0,8 \Rightarrow$ Le déversoir est stable au glissement.

Le tableau suivant résume le calcul de stabilité.

Tableau IV.03: Calcul de stabilité du déversoir.

Stabilité	Conditions de vérification	Résultats de calcul	Observation
Stabilité au reversement	$M_s/M_r \geq 1,5$	1,70	Les conditions de stabilité sont vérifiées pour le cas extrême.
Stabilité au glissement	$FH / FV < 0,8$	0,71	

VI-1-2- Stabilité des murs bajoyers : [12]

Les murs bajoyers se comportent comme des murs de soutènement, ils s'opposant à la poussée des terres et aux pressions interstitielles.

Remarque :

Le calcul de stabilité se fait dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire pour le canal est vide. Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au rideau de notre coursier, il y a des sections ou le niveau des terres atteindra la hauteur du mur après le remblaiement, on prendra la section la plus ha

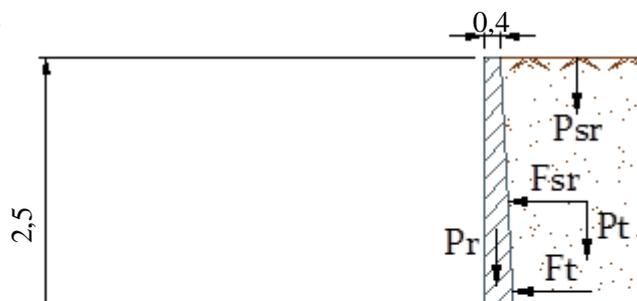


Fig. IV.02: Schémas des forces agissant sur le coursier.

Les tableaux IV.04 et IV.05 résument le calcul des différentes charges soumises par l'ouvrage ainsi la vérification de la stabilité au glissement et au renversement.

Tableau IV.04: Calcul des différentes forces agissant sur le coursier

Forces		Formules	Remarque	résultats	Unités
forces verticales	Poids du mur	$P_r = \gamma_b \cdot V_r$	V_r : Volume du mur pour 1 m	3,60	T
	Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot V_s$	V_s : volume de la semelle pour 1 m	8,76	T
	Poids des surcharges	$P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$	S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$ l_s : (tranche de 1m)	2,70	T
	Poids des terres sur la semelle	$P_t = \gamma_s \cdot V_t$	V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m	10,13	T
forces horizontales	Poussée des terres	$F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$	$A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 25^\circ$	6,85	T
	Poussée des surcharges	$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$	$S_r = 1 \text{ t/m}^2$ H : hauteur de mur $H=2,5\text{m}$	1,01	T

Tableau IV.05: Calcul de stabilité au glissement et au renversement

Stabilité	conditions de vérification	résultats de stabilité	Observation
Stabilité au glissement	$F_H / F_V < f = 0,8$	0,31	Les conditions de stabilité sont vérifiées pour le canal vide.
Stabilité au reversement	$M_s/M_r > 2$	4,43	

N.B :

- f : coefficient qui dépend des caractéristiques du sol, tel que l'angle de frottement φ et la cohésion C obtenus par l'essai de cisaillement.
- F_H et F_V : La somme des forces respectivement horizontales et verticales.
- M_s et M_r : la somme des moments des forces respectivement stabilisatrices et déstabilisatrices par rapport au point O.

• **Stabilité au poinçonnement :**

La condition pour vérifier la stabilité au poinçonnement est donné comme suit :

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (IV-12)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (IV-13) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (IV-14) \end{array} \right.$$

14)

Avec :

N : Somme des forces verticales.

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

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

B : Largeur de la semelle.

S = b × B : Surface de la base de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: La contrainte maximale que peut supporter le sol qui support la base du radier, cette contrainte se détermine par les essais in situ tel que Pénétrömètre dynamique.

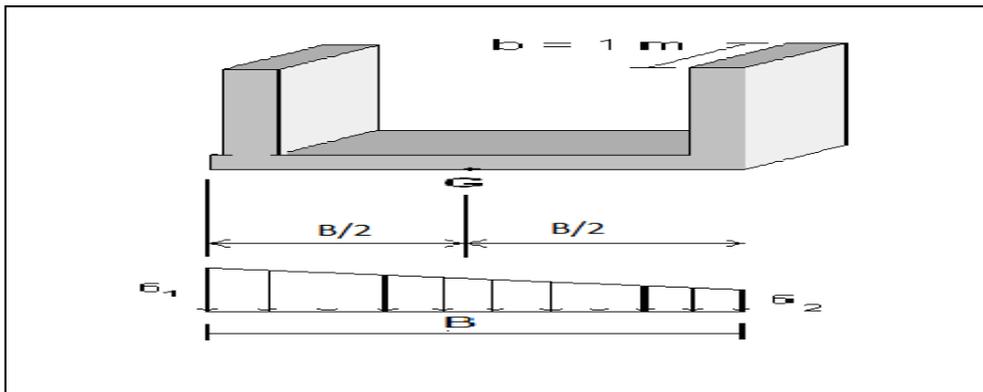


Fig. IV.03: Schéma du diagramme des contraintes dans le radier.

Le résultat de calcul de stabilité au poinçonnement est représenté comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.06: Calcul de stabilité au poinçonnement

Les contraintes	Résultats	unité	vérification	Observation
σ1	7,33	bars	σ1 et σ2 > 0	La stabilité est vérifiée dans les cas défavorable (en cas de crue)
σ2	0,43	bars		
σsol	d'après l'essai de compression σsol = 10,35	bars	σ1 et σ2 < σsol	

VI-2- Calcul de ferrailage : [12]

Le ferrailage se fait à l'état limite ultime (ELU)

VI-2-1- Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une console encastree dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

VI-2-1-1- Moment d'encastrement à la base du rideau :

$$M_{eh} = 1,35 M_{eh}^{Ft} + 1,5 M_{eh}^{Fst} \dots\dots\dots (IV-15)$$

Avec : M_e^{Ft} : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{eh}^{Ft} = F_{th} \cdot 1,83 = 4,03 \text{ t.m}$$

M_{eh}^{Fst} : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{eh}^{Fst} = F_{srh} \cdot 2,5 = 2,2 \text{ t.m} \Rightarrow M_{eh} = \mathbf{10,67 \text{ t.m}}$$

VI-2-1-2- Moment d'encastrement à h/2 du rideau :

$$M_{eh/2} = 1,35 M_{eh/2}^{Ft} + 1,5 M_{eh/2}^{Fst}$$

$$M_{eh/2}^{Ft} = F_{th/2} \cdot 0,66 = 0,55 \cdot 0,66 = 0,36 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2}^{Fst} = F_{srh/2} \cdot 1,125 = 0,44 \cdot 1,125 = 0,495 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = \mathbf{1,15 \text{ t.m}}$$

On Remarque que : $M_{eh/2} \ll M_{eh}$

VI-2-1-3- Calcul des aciers :

$$\text{On a: } \mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) \dots\dots\dots (IV-16)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

c : l'enrobage = 3 cm

d = 37 cm

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s$$

Avec : F_{cj} : La résistance du béton à la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance à la compression en 28 jours.

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_s = 1,15$ (cas permanent)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm³ ou à $F_{c28} = 25$ MPa.

Donc : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\mu = 0,055$

On remarque que $\mu < 0,186$: On est dans le domaine N°1

Dans le domaine N°1 on a :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad ; \quad \alpha = 0,071 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \quad ; \quad \beta = 0,972$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

$$\sigma_s = 4000 / 1,15 \quad ; \quad \sigma_s = 3478,26 \text{ bar}$$

la section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \quad ; \quad A = 8,53 \text{ cm}^2$$

On prend 5 barres de diamètre 16 mm : **5T16_{e=20cm}**

VI-2-2- Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, réaction du sol, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

VI-2-2-1- Contraintes σ dues aux forces verticales (sans Ps)

$$\sigma = \frac{1,35 (Pt+Pr) + 1,5 (Psr)}{100 B'} = \frac{1,35 (8+2,88) + 1,5 (1,25)}{100 \cdot 1,9}$$

$$\sigma = 0,8717 \text{ kg/cm}^2$$

VI-2-2-2- Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1,35 (Ps)}{100 B} = \frac{1,35 (8,28)}{100 \cdot 6,9}$$

$$\sigma_s = 0,162 \text{ kg/cm}^2$$

VI-2-2-3- Contraintes de réaction du sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 (Pt+Pr+Ps) + 1,5 (Psr)}{100 B} \pm \frac{6 M'_G}{100 B^2}$$

Avec : M'_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales (avec l'application de coefficient de sécurité).

$$\text{Donc : } M'_G = 1,35 (8 \cdot 2,7 + 2,88 \cdot 1,79 - 2,2 \cdot 1,25 - 0,88 \cdot 2) + 1,5 (1,25 \cdot 2,7)$$

$$M'_G = 35,09 \text{ t.m}$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la figure en Annexe IV.01

Ce qui donne : $\sigma_{1,2} = 0,402 \pm 0,442$

$$\sigma_1 = 0,844 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = -0,04 \text{ b}$$

VI-2-2-4- Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d

La réaction du sol est déterminée graphiquement :

$$\sigma_c = 0,2034 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_d = 0,1522 \text{ b}$$

VI-2-2-5- Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3 ; \text{ Avec: } \mathbf{a = 273,97 \text{ cm}} \quad \text{et} \quad \mathbf{b = 225,35 \text{ cm}} \text{ (graphiquement)}$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 11256,06 \text{ kg}$

Dans la partie OA: La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 7690,57 \text{ kg}$

Donc le moment d'encastrement égal à : $M_c = F_b \cdot (500-b/3) - F_a \cdot a/3 = 2239654,1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

$M_c = 22,397 \text{ t.m} > 0 \Rightarrow$ Le moment de la console est celui de F_b

Calcul des aciers de la partie CA :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0714 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,0927 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = 0,963$$

La section d'acier : $A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = 14,23 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A = 23,5 \text{ cm}^2} \Rightarrow \text{On prend 8 barres de diamètre 20 mm : } \mathbf{8T20_{e=12,5\text{cm}}}$$

VI-2-2-6- Etude de la partie BD :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point D. Le moment d'encastrement (Annexe IV.03):

$$M_D = F_R \cdot g ; \quad \text{Avec : } F_r : \text{ Aire du diagramme des pressions} = 14663,25 \text{ kg} \quad \text{et} \quad g = 77,46 \text{ cm}$$

Donc : $M_D = 11,358 \text{ t.m}$

Calcul des aciers de la partie BD :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0362 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,0461 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha ; \beta = 0,982$$

La section d'acier : $A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = 7,08 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend 8 barres de diamètre 20 mm : } 8T20_{e=12,5\text{cm}}$$

VI-2-3- Ferrailage du déversoir :

Le ferrailage est calculé sur la base du moment d'encastrement exercé à la base, on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement à l'aval de déversoir)

Donc le moment d'encastrement : $M_e = Fh \cdot h/3$

Avec : $Fh = 18,12 \text{ t}$ et $h = 3,5 \text{ m}$; A.N: $M_e = 21,14 \text{ t.m}$

VI-2-3-1- Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 396 cm

c : l'enrobage = 4 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,00095 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,00119 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha ; \beta = 0,9995$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend 6 barres de diamètre 6 mm : } 6T6_{e=16,5\text{cm}}$$

VI-2-3-2- Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L.B} \pm \frac{6.M_G}{L.B^2}$$

$$\text{Avec : } N = P_r + P_s + P_{ave} + P_{ame} - W_t = 28,13 + 9,02 + 13,68 + 0 - 30,89$$

$$N = 19,94 \text{ t}$$

MG : moment par rapport au centre de gravité de la semelle

$$MG = P_r . A + P_{ave} . C + F_{av_h} . D + F_{am_h} . E + W_s . F + W_F . B$$

$$= 28,13 . 1,67 - 13,68 . 1,82 + 3,92 . 1,24 - 18,12 . 1,48 + 20,6 . 0,61 + 10,29$$

. 1

$$MG = 22,979 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } \sigma_1 = 2,254 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 1,685 \text{ b}$$

Le radier est considéré comme étant encasté dans le massif supérieur. La charge due au poids de déversoir.

Les contraintes dues aux forces verticales sont :

$$\sigma = \frac{(P_{ave} + P_r + P_s)}{L.B} \Rightarrow \sigma = 0,7262 \text{ b}$$

D'où le diagramme et le diagramme résultant des contraintes sont donnés en Annexe IV.04

Le moment d'encastement est : $M = F . AG$

$$\text{Avec : } F = 87,031 \text{ t} \quad \text{et} \quad AG = 3,23 \text{ m} \Rightarrow M = 28,11 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} . b . d^2)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} : \text{Contrainte admissible de a compression du béton.} = 142 \text{ b}$$

$$b : \text{Longueur de la tranche} = 1 \text{ m}$$

$$d : \text{Largeur du mur diminuée de l'enrobage} = 47 \text{ cm}$$

$$c : \text{l'enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } \mu = 0,0896 < 0,186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,117 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha ; \beta = 0,952$$

La section d'acier : $A = Me / (\sigma_s . \beta . d)$;

$$A = 18,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend 9 barres de diamètre 16 mm : } 9T16_{e=11\text{cm}}$$

On peut résumer le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crues dans le tableau suivant :

Tableau IV.07: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage

	Disposition	ϕ (mm)	Nombre	Espacement (cm)
Rideau		16	5	20
	Armatures de répartitions	08	4	20
semelle		20	8	12,50
	Armatures de répartitions	08	4	20
déversoir		06	6	16,50
	Armatures de répartitions	08	4	20
semelle de déversoir		16	9	11,00
	Armatures de répartitions	08	4	20

Remarque :

Les résultats de tableau IV.07 sont calculés pour une distance de 1 mètre linéaire

Conclusion :

D'après l'étude, les conditions de stabilité sont vérifiées alors notre évacuateur est stable et un éventuel séisme extrême ou un tel incident ne présente aucun risque pour l'ouvrage.

Cependant un renforcement de l'ouvrage est indispensable tout en respectant les normes pour les cas extrêmes. Mais une telle mesure de sécurité il faut qu'elle représente un coût minimal d'une façon à optimiser le coût de l'ouvrage par rapport aux risques.

Chapitre V

Chapitre V

Etude de dérivation provisoire et des batardeaux

Introduction :

Pour la construction d'un barrage, il est nécessaire de dériver le cours de l'Oued afin de pouvoir édifier l'ouvrage à l'abri de l'eau.

V-1- Conception de l'ouvrage : [13]

La dérivation provisoire a été dimensionnée pour passer une crue de 20 ans de période de retour correspondant à un débit de pointe de $187\text{m}^3/\text{s}$, l'adoption de cette période de retour a tenu compte de degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

Vu les exigences de notre site, il faut chercher la séquence des travaux la plus adapter et la plus économique, pour cela on a considéré trois phases de construction :

- a) Une première phase qui est la mise en place d'un batardeau partiel permettant la construction de la galerie en béton que servira la dérivation pendant une deuxième phase.
- b) Pendant la deuxième phase un batardeau amont et un batardeau aval, construits en remblais, permettront la construction du barrage à sec jusqu'à la côte 692 m NGA.
- c) Finalement les deux batardeaux amont & aval sont dispensés et la construction du barrage continue jusqu'à la côte finale. Pendant les deux dernières phases les débits affluents à la section du barrage seront dérivés vers la galerie.

La galerie de dérivation sera en béton avec une section U inversé (fer à cheval), et dans cette galerie seront installés les circuits hydrauliques de la prise d'eau et de la vidange de fond.

V-2- Dimensionnement hydraulique :

Le dimensionnement hydraulique des ouvrages de dérivation provisoire a eu comme base :

- ➔ L'hydrogramme de la crue avec une période de retour de 20 ans ;
- ➔ La courbe des volumes stockés de la cuvette amont du barrage ;
- ➔ Le contrôle de l'écoulement imposé à la section amont de la galerie ;
- ➔ L'écoulement dans la galerie se fait toujours en surface libre avec un régime torrentiel.

Par défaut d'absence de la courbe de tarage qui est dû à l'absence de jaugeage on a modélisé l'écoulement sur la vallée avec le logiciel de calcul automatique HEC-RAS.

Le tronçon de la vallée étudiée a été discrétisé en 32 sections transversales écartées de 10 m, 21 en amont de l'axe du barrage (section 200 m), et 11 sections à l'aval (section 110 m) comptons une distance totale de 310 m.

On a créé des nouvelles sections de calculs distancées de 5 m par interpolation linéaire entre les sections connues, le coefficient de Manning-Strickler varie entre 25 et 35, on a pris une valeur moyenne $K_s=30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. La pente moyenne du cours d'eau est de 1,2%.

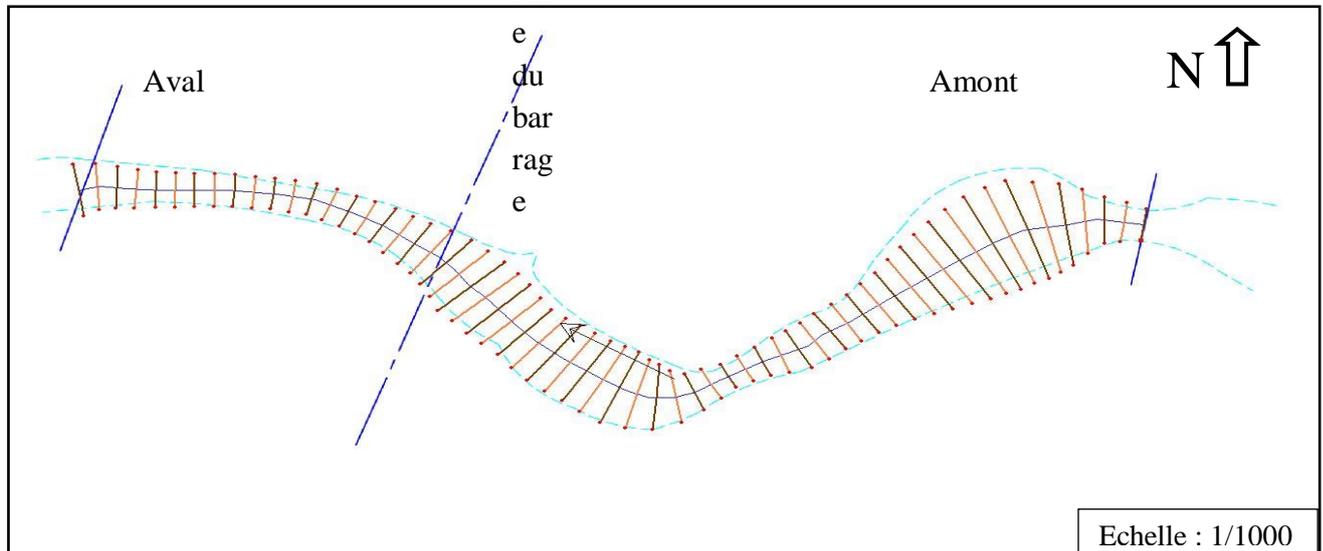


Fig. V.01: Discrétisation du tronçon de l'Oued de Chertioua au site du barrage (HEC-RAS).

V-2-1- Modélisation de l'écoulement :

On a modélisé l'écoulement sur la vallée, en considérant un débit constant (régime permanent) sur la vallée égale au débit de pointe de l'hydrogramme de crue de 20 années ($187 \text{ m}^3/\text{s}$).

Les Figures V.02 et V.03 montrent les résultats du modèle hydrodynamiques : niveaux des surfaces d'eau, vitesses de l'écoulement et nombre de Froude.

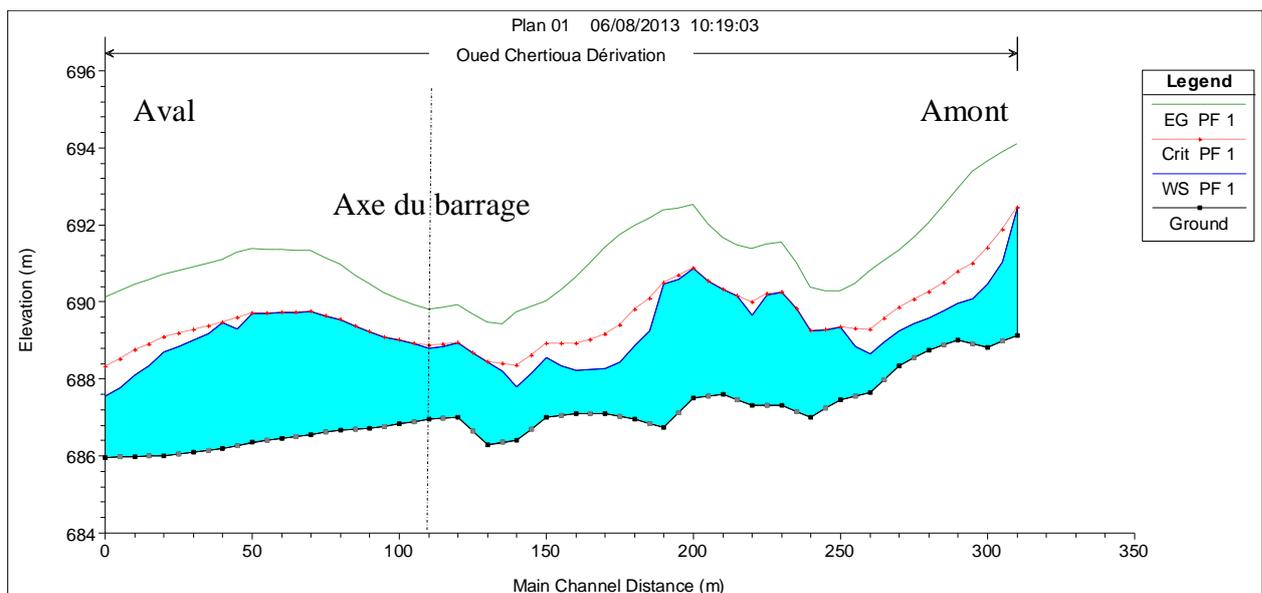


Fig. V.02 : Niveaux des surfaces d'eau le long du tronçon étudié (HEC-RAS).

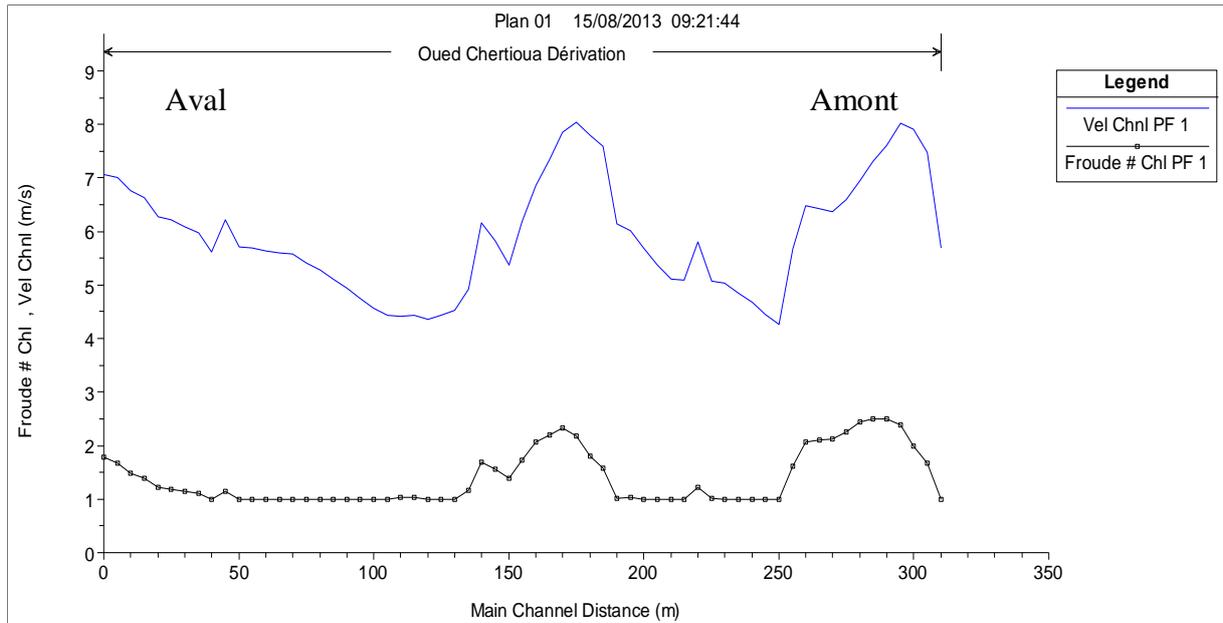


Fig. V.03 : Variation de la vitesse d’écoulement, nombre de Froude (HEC-RAS).

Les vitesses moyennes sur la section de l’écoulement pendant le passage de la crue sont de l’ordre de 5.92 m/s.

V-2-2- Laminage de crue de chantier :

En choisissant une largeur pour la galerie de 5 m et fixant le niveau du seuil amont égale à 689 m, on a vérifié, lors de la simulation, que le laminage de la crue était presque totale avec un débit sortant maximum du réservoir de 151 m³/s (80.75% du débit de pointe de l’hydrogramme de crue de 20 ans).

Les dimensions de la galerie garantissent toujours l’écoulement en surface libre torrentiel pour des débits variés jusqu’au débit de pointe de l’hydrogramme de crue de 20 ans ; dont le contrôle de l’écoulement reste toujours à l’entrée.

Les résultats de laminage de crue de chantier sont donnés en Annexe V.01, et la figure V.04 donne l’hydrogramme de crue et l’hydrogramme laminée par la galerie.

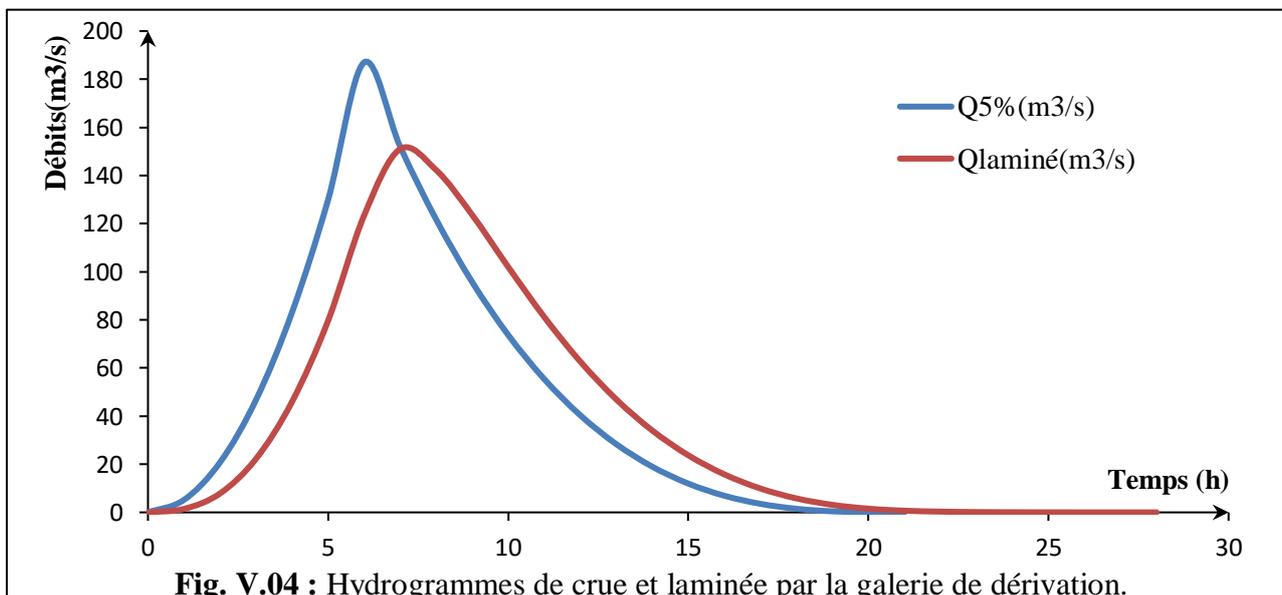


Fig. V.04 : Hydrogrammes de crue et laminée par la galerie de dérivation.

Les figures V.05 et V.06 donnent la représentation de la ligne d'eau ; la vitesse de l'écoulement ainsi que le nombre de Froude.

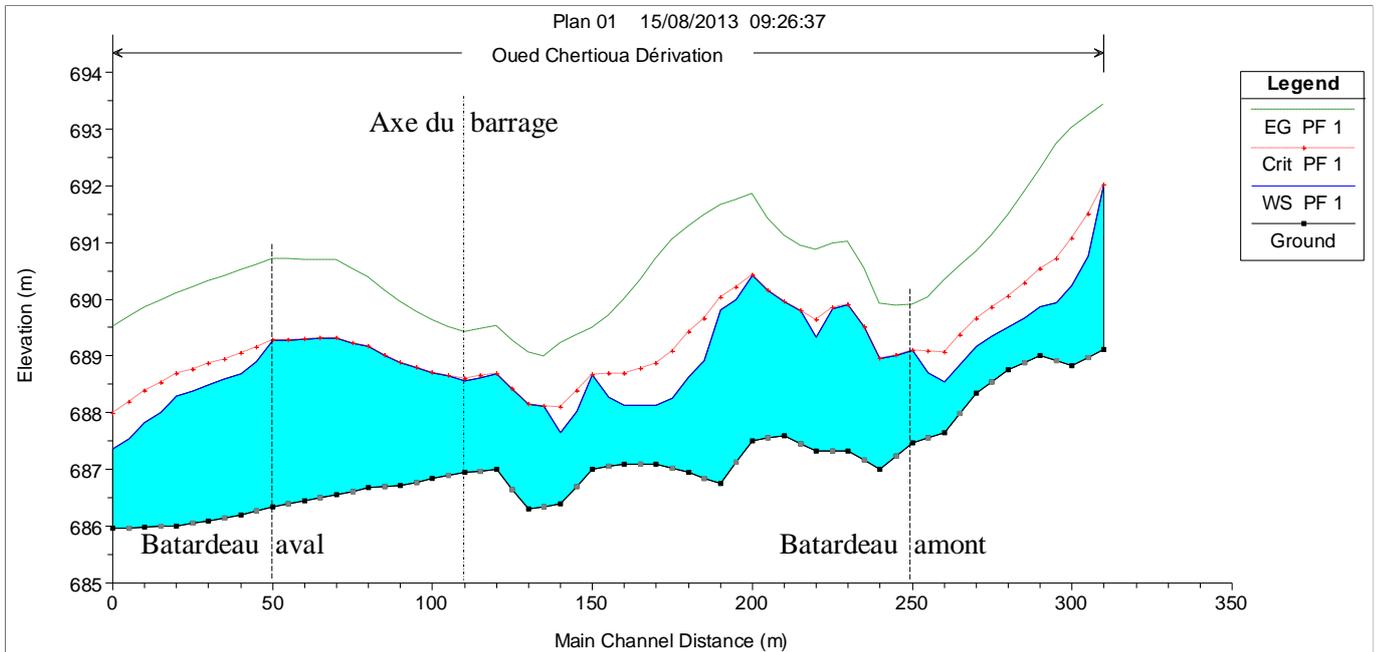


Fig. V.05 : Profil de la ligne d'eau, critique de l'écoulement pour le débit laminaire (HEC-RAS).

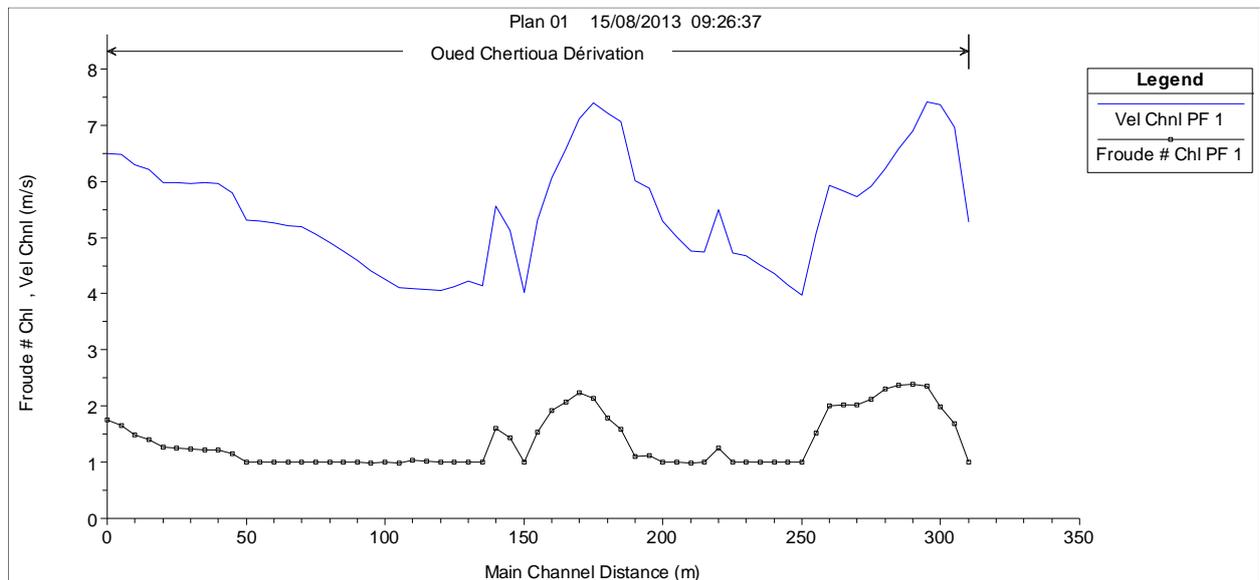


Fig. V.06 : Variation de la vitesse d'écoulement et le nombre de Froude pour le débit laminaire (HEC-RAS).

La côte supérieure des batardeaux (situé environs 140 m amont et 60 m aval de l'axe du barrage) sera variable entre 689 et 689.30 m, ce que fait hauteur variable entre 1.6 et 2.95 m.

V-2-3- Batardeau amont :

Pour le débit de dimensionnement, on a estimé une hauteur en régime uniforme de 5.80 m dans la galerie en béton en utilisant la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de Manning-Strickler de $K_s = 75 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Le niveau maximum atteint dans la cuvette formée amont de la galerie sera 689.00 m.

Sachant que l'écoulement se fait toujours en régime torrentiel et que le contrôle reste à l'entrée, dans la conduite la hauteur uniforme sera imposée amont et restera constante jusqu'à l'extrémité aval. La galerie aura une section en U inversé, avec une section rectangulaire, 5m large et 5,80 m haute, et une hauteur du demi-cercle de 0,5 m ce que donne une revanche pour les niveaux d'eau déterminé. Ce demi-cercle supérieur facilitera l'aération de l'écoulement pendant la dérivation provisoire et l'extraction de l'air pendant l'introduction du béton de deuxième phase pour bouchonner la galerie.

V-2-4- Batardeau aval :

A la sortie de la galerie il y aura un seuil en béton suivi d'un mur-guide qui conduira l'écoulement vers la vallée naturelle. Le seuil en béton sera postérieurement partie de la fondation de la chambre de manœuvres installée aval les circuits de vidange de fond et de prise d'eau.

On a déterminé les niveaux de l'écoulement correspondant au débit de dimensionnement de la dérivation provisoire en utilisant le logiciel HEC-RAS, décrit auparavant, considérant l'écoulement en régime permanent. On a adapté le modèle du terrain déjà présenté aux nouvelles conditions du terrain, existence du mur guide aval la sortie de la galerie.

La section amont du modèle correspond au rectangle 5,80 x 5 m² (section à la sortie de la galerie) où on impose une côte d'eau à la sortie de la galerie correspondant à la hauteur uniforme de l'écoulement. Les résultats de la simulation ont permis définir les côtes du couronnement des mur-guide aval la galerie (variable entre 689.3 m et 691.5 m), et la côte nécessaire pour le batardeau aval du barrage. Une revanche d'environ 0,5 m a été considérée.

La localisation du barrage et la position des murs-guides devra permettre réaliser à sec les travaux du barrage et des ouvrages annexes, notamment le bassin de dissipation et transition aval. Part du mur-guide servira postérieurement comme paroi latérale à gauche du bassin de dissipation. Le batardeau aval aura une côte de couronnement de 689.3 m.

V-3- Caractéristiques hydrauliques de la galerie :

Evaluation des pertes de charge :

Les pertes de charge sont linéaires et singulière dans le tronçon de passage de la crue à travers la galerie de dérivation, les pertes de charges singulières sont majorées par 15% de perte de charge linéaire donc $\Delta H = 1.15 \Delta H$

$$\text{Avec: } \Delta H_{\text{Linéaire}} = \frac{L_g * Q^2}{S^2 K^2 R_H^{4/3}} \quad \text{A.N : } \Delta H_{\text{Linéaire}} = 0.48$$

$$\Delta H = 0.55 \text{ m.}$$

Vitesse de la section de contrôle (entré de la galerie) :

Cette vitesse est donnée par $L_G = \sqrt{\frac{g S_G}{L_G}}$ A.N : $V_G=4,79\text{m/s}$

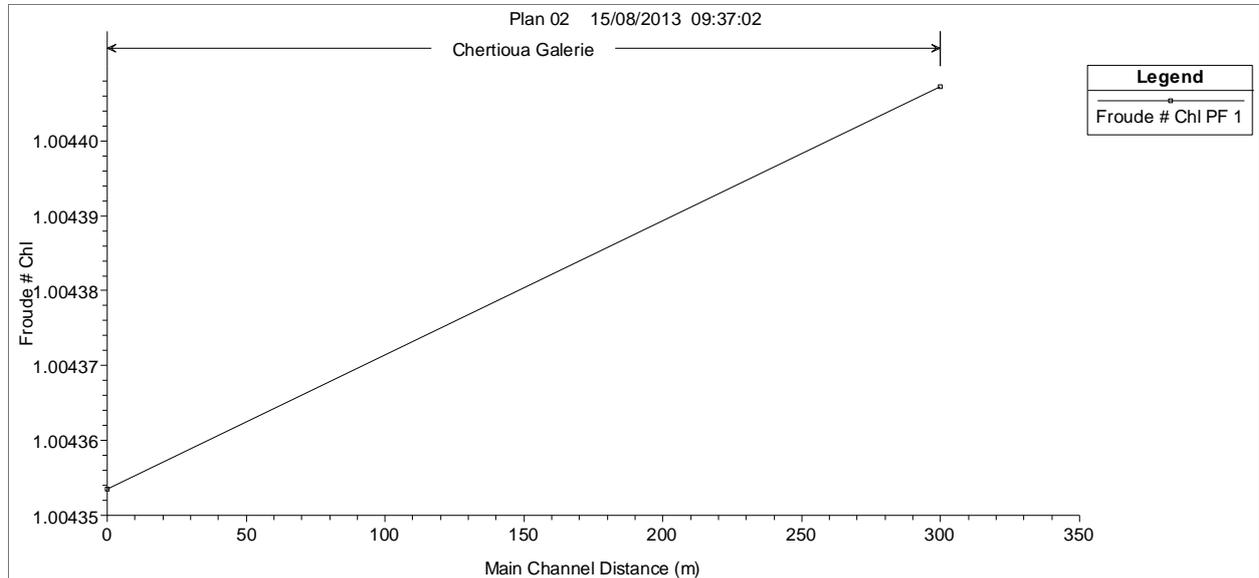


Fig. V.07: Variation de nombre de Fraude le long de la galerie

V-4 -Caractéristiques des batardeaux :

V-4-1- Détermination de la côte de couronnement du batardeau :

La revanche se détermine par rapport à la vitesse du vent, de la longueur de Fetch, de la hauteur de vague significative et de sa vitesse. Les résultats regroupés par le tableau V.01.

Tableau V.01: Détermination de la revanche.

Formule STEVENSEN	Hauteur de vague	Vitesse de propagation (m/s)	Revanche
$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$	1.14	3,78	1,5

Donc la côte de couronnement du batardeau amont, aval est 690.50; 690.80 m,

Détermination de la largeur de la crête :

Tableau V.02: Détermination de la largeur en crête des batardeaux.

batardeau	T.KNAPPEN	E.F.PREECE	simplifiée	Valeur adopté
Aval	5.79	4.81	5.23	5
Amont	6.01	5.13	5.59	6

Ces largeurs sont suffisamment larges et permettra la circulation des engins de terrassement.

Et puisque les batardeaux seront incorporés dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

V-4-2- Pente des talus :

Selon la recommandation du comité français des grands barrages, la pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers. On peut les prendre 2 amont, 2 aval.

Revêtements des talus:

Les talus des batardeaux doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents. Mais pour notre cas, on ne prévoit aucune protection car les batardeaux sont incorporés dans la digue.

V-4-3- Le drain du batardeau :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a. Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : Largeur transversale de batardeau = $b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot h_b = 6 + (4) \cdot 3.6 = 20.4 \text{ m}$.

On prend $L_d = 5.10 \text{ m}$

b. Dimensionnement de prisme :**- Hauteur :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 3,6 \text{ m}$)

$$h_p = 0.2 h_b = 0.78 \text{ m}$$

On prend: $h_p = 1 \text{ m}$

- Largeur en crête :

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend} \quad B_{dr} = 1/3 h_p = 0.33 \text{ m}$$

$$B_{dr} = 0.5 \text{ m}$$

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2.5$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1.8$$

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont une granulométrie identique à celle des filtres inverses du barrage lui-même.

V-5 -Vérification du régime torrentiel pour les petits débits :

Le régime torrentiel doit être assuré dans la galerie de dérivation c'est pour cela qu'on doit faire des simulations pour de petits débits pour vérifier le régime d'écoulement torrentiel dans la galerie en calculant le nombre de Froude pour chaque débit. On donne la vérification pour un débit de $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ qui illustré dans la figure V.08.

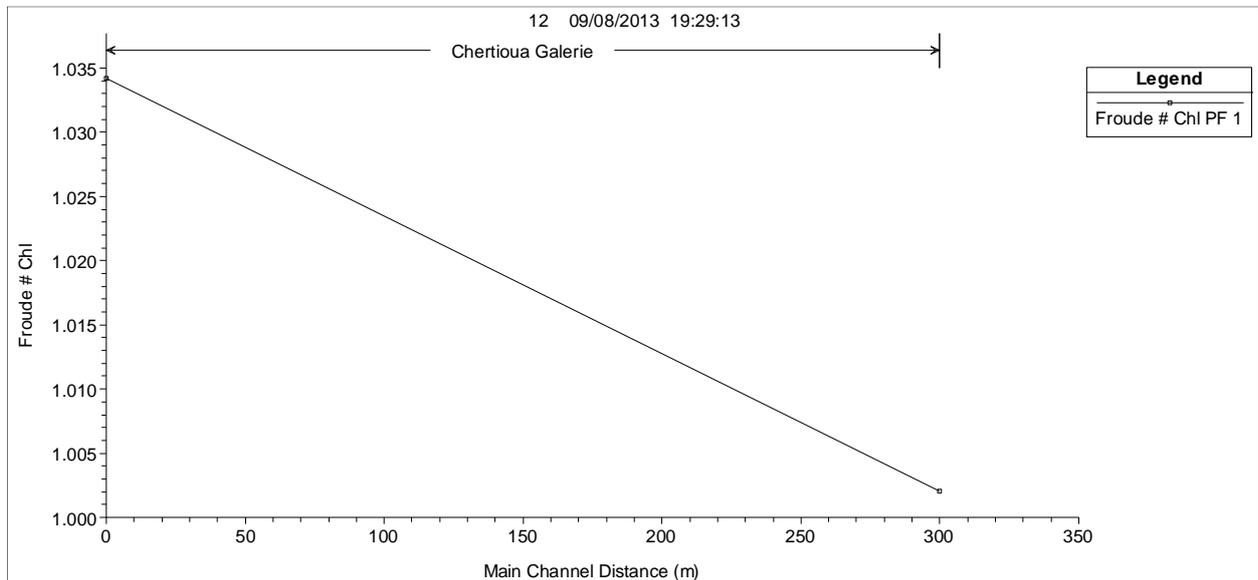


Fig. V.08: Variation de nombre de Froude pour un débit de $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après le graphe illustré dans la figure V.08 on constate que le nombre de Fraude est toujours supérieur à un (1) ce qui montre que le régime est torrentiel.

Conclusion :

Pour assurer un écoulement à surface libre, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie. Les dimensions peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique afin de permettre l'utilisation de coffrages ou de vannes normalisés. De plus, il ne suffit pas que la section courante d'un tunnel soit grande relativement au tirant d'eau pour garantir le tirant d'air nécessaire au bon fonctionnement à l'air libre, il faut aussi que l'alimentation en air soit suffisamment abondante.

Le risque de formation d'un vortex à l'entrée de la galerie exige une attention particulière et nécessite, le cas échéant, de prévoir des dispositifs anti-vortex ; toutefois. Les vortex ne sont généralement pas très préoccupants dans les ouvrages provisoires.

A la sortie de la galerie, un dispositif de tranquillisation d'écoulement est souvent nécessaire. Il est parfois souhaitable de prévoir une section divergente pour permettre la récupération de la hauteur représentative de la vitesse à la sortie et augmenter ainsi l'efficacité de l'ensemble de la dérivation.

Chapitre VI

Chapitre VI

Etude de prise d'eau et de vidange de fond

Introduction :

Comme élément intégrant de l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation qu'on atteint à la fin de l'ouvrage, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation nécessaires.

La fonction principale de l'ouvrage de prise d'eau est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée du réservoir au moment voulu, en plus, il servira pour la dérivation des eaux pendant la période de construction du barrage.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange doivent être capables de véhiculer toute sorte de débits à la demande des utilisateurs. Dans le cas d'un réservoir régulateur, les prises d'eau peuvent laisser sortir les débits en eau d'une manière progressive mais dans un réservoir de dérivation, son rôle est de dévier les eaux vers les canaux ou la tuyauterie pour son usage en aval du barrage tout en travaillant en toute sécurité. Parfois dans cet ouvrage, on peut avoir les applications suivantes:

- a) On peut utiliser l'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond comme un évacuateur de crues, en combinaison avec un évacuateur auxiliaire ou secondaire.
- b) Pendant les grandes crues l'ouvrage de prise d'eau et la vidange de fond travaille avec l'évacuateur pour augmenter la capacité d'évacuation.
- c) Baisser le niveau du barrage sous le N.N.R (niveau normal de retenue) avant les premières crues.
- d) Vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée.
- e) Assurer le débit écologique dans la rivière en aval du barrage.

VI-1- Capacité d'évacuation et le débit de projet : [14]

Les structures de contrôle des ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond sont conçues pour véhiculer les débits adéquats qui sont lâchés suite à la demande des utilisateurs. Le débit évacué par la prise d'eau est déterminé d'abord par les besoins sollicités par les utilisateurs (soit pour l'irrigation, pour l'abreuvement de cheptels, alimentation d'eau à la population, etc.).

Si on parle d'un ouvrage de prise dont l'utilisation est l'alimentation en eau à la population, en règle générale la demande est constante et par conséquent le débit de la prise d'eau l'est aussi. On contrôle le débit de la prise d'eau au moyen des ouvrages de contrôle qui dépendent de la charge hydraulique existante dans le barrage.

Pour la conception de la capacité de la prise d'eau et la vidange de fond, il est évident qu'il s'agirait de la charge minimale dans le barrage qui garantit la demande de pointe, toutefois si la fonction de l'ouvrage de la prise d'eau est l'irrigation, on devrait considérer la demande maximale pour satisfaire les débits de pointes pour l'irrigation tout en sachant de quel type de cultures, quel pourcentage de consommation correspond à chacun et quelle saison il s'agit (sèche ou humide). Si son utilisation est combinée (alimentation d'eau à la population et irrigation) il faut ajouter les deux demandes, il s'agit donc d'une prise d'eau capable de satisfaire à chaque moment la demande sollicitée indépendamment de la charge dans le barrage.

Il est important de rappeler que le calcul de débit de sortie par la prise d'eau et par la vidange de fond dépend des besoins des utilisateurs, et il ne pourra jamais être plus grand que le volume que peut garantir le barrage pour la probabilité de conception.

Si la prise d'eau fonctionne comme un évacuateur de crues, la capacité d'évacuation peut être fixée par les débits maximaux lors du passage de la crue.

De la même façon que pour vider le barrage pour la maintenance ou pour la réparation, le volume d'eau à évacuer et le temps de vidange détermineront les conditions pour établir la capacité minimale de la sortie. La capacité quand le niveau de l'ouvrage sera minimal doit être au moins égale à la moyenne des apports attendus pendant la période de maintenance ou de réparation.

VI-2- Etude de prise d'eau : [14]

L'ouvrage de prise d'eau qui capte l'eau sous charge doit être conçu de manière à éviter la perturbation dans la conduite d'amenée à l'aval d'où les exigences hydraulique pour une telle prise sont les suivantes :

- ✓ Ecoulement sans apparition de cavitation ;
- ✓ Pertes de charge minimales ;
- ✓ Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

La prise d'eau doit être conçue de manière à ce qu'il puisse accomplir les rôles suivants:

- a) Régulariser et véhiculer les débits nécessaires afin de satisfaire les demandes des utilisateurs.
- b) Assurer avec de petites pertes de charges, les débits de projet des différents niveaux de la cuvette.
- c) Eviter l'entrée des ordures, déchets ou d'autres matériaux flottants qui peuvent endommager le système.
- d) Prévoir et réduire l'envasement de la conduite principalement quand celle-ci sera à surface libre.

Dimensionnement :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{\max} = 2385690 \text{ m}^3$.

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots$$

(VI.01)

Avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 16h par jour).

D'où : $Q_{\max} = 1,336 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots\dots\dots$$

(VI.02)

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=7,67\text{m}$.

On trouve : $S=0.363 \text{ m}^2$

Donc : **d=0.68m**

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots$$

(VI.03)

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D} \dots\dots\dots$$

(VI.04)

Avec $\lambda = 0,033$.

AN : $\sum \xi = 23.02\text{m}$.

$\mu=0,2$. Donc : $S=0,407 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 0,72 \text{ m}$.

On prend : **d=800 mm**

Conclusion:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 800 mm et sera faite par piquage de la conduite de vidange à l'amont du barrage, elle sera équipée d'une vanne papillon groupée avec la vanne de vidange au pied aval du barrage.

VI-3- Etude de la vidange de fond : [14]

Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange rapide.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots$$

(VI.08)

D'où: $d = 0,879\text{m}$.
On prend un diamètre normalisé de: $d = 900\text{mm}$.

VI-3-1-2- Evaluation des pertes de charge :

Pour la simulation du vidage du réservoir on considère la perte de charge totale égale à la somme des pertes de charge de parcours, à la grille de protection, à l'entrée, aux courbes, aux transitions, et finalement à la valve conique, la rugosité absolue considérée est $k=0.05\text{ mm}$. Les coefficients de pertes de charge singulières ont été calculées d'après des méthodologies proposées par LENCASTRE. Les coefficients de perte de charge sont résumés dans le tableau VI.01 :

Tableau VI.01 : Pertes de charge singulières dans le parcours de l'organe de vidange de fond *

	K (mm)	observations
Grilles de protection	1.216	Section utile de 75%
Entrée	0.235	Coefficient de débit à l'entrée de $C = 0.9$
Courbes	1.2	deux courbes verticales et une courbe horizontale/verticale
Contraction	0.1	section amont
Expansion	0.25	section aval
Valve conique	0.67	valve ouverte
Total		3.671

*Source : LENCASTRE Armando, 1995. Hydraulique générale. Edition : Eyrolles et Safege. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.

VI-3-2- Description générale des organes de vidange : [14]

VI-3-2-1- Ouvrage d'entrée et grille :

La structure d'entrée peut prendre plusieurs formes dépendant de la variation des charges dans la cuvette, de la fréquence de la vidange rapide et des caractéristiques des déchets qui déterminent la fréquence avec laquelle, on doit nettoyer les grilles.

Les grilles seront placées en position frontale en amont des dalles, les grilles se vissent aux plaques en acier verticales bétonnés dans le corps de l'ouvrage d'entrée.

L'entrée du circuit de vidange de fond, à la côte 698.00 m, a une section rectangulaire avec des dimensions 0.8x0.8 m², ayant amont une grille fixe de protection constituée par des tuyaux verticaux en acier avec une distance de 150 mm entre eux.

VI-3-2-2- Chambre des vannes :

La chambre des vannes doit être au moins de 4 m pour faciliter le passage des équipements pendant l'exploitation. L'utilisation de deux vannes est pratique commun, une pour régler les débits pendant l'exploitation et l'autre servira pour l'échange ou la réparation de la première vanne.

Les deux vannes seront du type papillon et, on recommande, dans cet ordre que la première (de réparation) soit toujours ouverte et la deuxième (de travail) soit placée à la fin de la conduite.

Pour permettre la maintenance pendant l'exploitation, on prévoit des dalles déplaçables qui peuvent être extraites en cas de nécessité lors du changement de vannes, avec une ouverture qui peut servir comme une entrée du personnel pour effectuer les manœuvres normales pendant l'exploitation.

VI-3-2-3- Les vannes :

Après la grille de protection, on aura un convergent avec des formes hydrodynamiques vers une section rectangulaire avec des dimensions 0,8x1,5 m² où on installe le batardeau du circuit de vidange d'où la comporte du type vanne wagon glissant sera manœuvrée manuellement à travers un actuateur installé sur la plate-forme supérieure située à la côte du couronnement, sert de batardeau et permet de mettre à sec le système. Immédiatement aval la vanne sera installé une conduite verticale de ventilation, de diamètre 300 mm (une cavité verticale de section circulaire dans le béton).

VI-3-2-4- Le by-pass :

En aval, on aura un by-pass que permettra utiliser le circuit de prise d'eau comme solution alternatif de vidange de fond du réservoir. Cela donnera une redondance au système et assurera les fonctions de vidage à long terme au cas où l'entrée de la vidange de fond soit inutilisée par des sédiments déposés amont.

VI-3-2-5- Dissipateur d'énergie :

On a établi la direction finale du jet, avec une inclinaison négative, de façon à avoir la position d'impact sur la surface rocheuse de bassin excavé sur le terrain naturel aval le bassin de dissipation d'énergie de l'évacuateur de crues. On a estimé une distance d'impact du jet égale à environs 22 m, calculé dans la direction du jet.

VI-3-3- Dérivation du débit réservé écologique :

Une dérivation de la conduite de vidange de fond a été prévue pour un éventuel établissement d'un débit réservé écologique dans l'avenir. On a prévu une conduite en acier de diamètre 100 mm pour ces besoins ce qui donne un débit maximum de environs 100 l/s pour une côte dans

la cuvette de 721.25 (NNR). Le contrôle du débit réservé devra être fait automatiquement dépendant de la côte dans la cuvette.

Conclusion :

En résumé, on utilisera la galerie de dérivation provisoire pour loger la conduite de la vidange de fond. Dans la galerie, la conduite sera installée à 0.50 m de distance du seuil (698.00 m) sur des appuis métalliques (fers ronds) provisoires que resteront perdus à l'intérieur du béton de deuxième phase qui bouchonne la galerie.

En conclusion, dans ce chapitre on a effectué une étude superficielle et moins détaillée. Pour le dimensionnement et la conception des ouvrages en question, une étude approfondie s'avère nécessaire, cette étude est propre à la conception d'un barrage d'un tel coût et d'une telle importance.

Chapitre VII

Chapitre VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût.

Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VII-1- Les moyens de chantier :

VII-1-1- Moyens matériels :

Les différents engins nécessaires pour le projet de réalisation du barrage Chertioua sont:

- ✓ 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.
- ✓ 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 la préparation de béton et en même temps son transport.

Le rendement d'un engin est obtenu en multipliant le débit horaire par un coefficient d'efficience.

En effet, aucun engin ne travaille 60 minutes par heure. La moyenne généralement admise est de 50 minutes de travail effectif par heure.

VII-1-2- Moyens humains :

Les moyens en personnel nécessaires pour le projet du barrage sont définis comme suit :

- ✓ Conducteurs des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers.
- ✓ Contre maître : en cas d'accidents de travail.
- ✓ Chauffeurs pour les engins et les camions.
- ✓ Ouvriers.
- ✓ Ferrailleurs.
- ✓ Soudeurs.

- ✓ Coffreurs.
- ✓ Topographes.

VII-2- Planification des travaux :

VII-2-1- Procédures de planification :

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- a) Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- b) Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, etc.).
- c) Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- d) Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \dots\dots\dots$$

(VII.01)

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- e) Conception du réseau.

Remarque :

Il existe plusieurs méthodes de planification, notre travail est basé sur trois méthodes qui sont :

- ✓ Méthode basée sur le réseau à nœud ou méthode C.P.M.
- ✓ Méthode basée sur le tableau
- ✓ Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VII-2-2- Composition du projet :

Le tableau VII.01 nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau VII.01: Décomposition du projet en opérations.

Symboles	Opérations	Durée (Mois)
I.C	Installation de chantier	3
G.D	Réalisation de la galerie de dérivation	8
R.B	Réalisation du batardeau	3
P.C	Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	8
B.A	Exécution du bassin d'amortissement	2
E.F	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	6
C.F	Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	2
B.E	Bétonnage de l'évacuateur de crue	1
E.C	Excavation du tranché de la clé d'encrage	1
R.C	Remblais de la clé d'encrage	1
R.B	Remblais du barrage, et prisme de drainage	3
R.T	Revêtement sur les talus (amont, aval)	3
E.H	Équipements hydromécaniques	3
T.F	Travaux de finitions	3

VII-2-3- Planification avec réseau à nœud :

Cette méthode consiste à faire le calcul aller-retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VII.02: Les paramètres du réseau à nœud.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \\ \text{DCP}_i + \text{TR} = \text{DFP}_i \\ \text{DFP}_i = \text{DCP}_{i+1} \end{cases}$$

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 les deux conditions suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

Note : Le réseau à nœud est représenté en Annexe VII.01 planning des travaux.

VII-2-4- 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 VII.03 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	3	0	3	0	3	0
2 – 3	6	3	9	24	30	21
2 – 4	8	3	11	3	11	0
3 – 5	2	9	11	30	32	21
4 – 6	3	11	14	11	14	0
5 – 12	1	11	12	32	33	21
6 – 7	1	14	15	14	15	0
7 – 8	1	15	16	15	16	0
8 – 9	8	16	24	16	24	0
9 – 10	3	24	27	24	27	0
9 – 12	2	24	26	31	33	7
10 – 11	3	27	30	27	30	0
11 – 12	3	30	33	30	33	0
12 – 13	3	33	36	33	36	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **36mois**.

VII-2-5- Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres) :

Le diagramme de GANTT est un planning représentant graphiquement le réseau PERT. Il permet le suivi des différentes opérations mises en oeuvre et leur réajustement compte tenu d'éventuels aléas.

Note : Le diagramme de Gant est représenté en Annexe VII.02

VII-3- Coût des ouvrages annexes :

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction des régions en Algérie, On peut également constater que les prix des matériaux varient de jour en jour et il est très difficile voire impossible de les maîtriser.

A ce stade, on s'est contenté de prix référentiels appliqués il y a quelques mois, pour pouvoir donner un coût rapproché de l'aménagement.

Tableau VII.04: Devis estimatif des ouvrages annexes.

EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	110	600	66 000.00
2	Remblai	m ³	107	150	16 050.00
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	3643	45000	163 935 000.00
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	2100	35000	73 500 000.00
5	Enrochements	m ³	1538	5000	7 690 000.00
6	sable	m ³	640	1500	960 000.00
7	Water stop	ml	97	400	38 800.00
8	Joints de dilatation	ml	127	600	76 200.00
9	Buse drainante Φ100	ml	200	600	120 000.00
Total		246 402 050.00 DA			
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	5100	600	3 060 000.00
2	Remblai	m ³	3320	150	498 000.00
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	3300	45000	148 500 000.00
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	5600	30000	168 000 000.00
5	Enrochements	m ³	900	5000	4 500 000.00
6	Conduite métallique Φ900	ml	610	60000	36 600 000.00
7	Conduite métallique Φ800	ml	420	45000	18 900 000.00
8	Isolation hydrofuge	ml	10465	300	3 139 500.00
9	Armatures	Kg	1025	900	922 500.00
10	Vanne Φ900	u	10	95000	950 000.00
11	Vanne Φ800	u	8	65000	520 000.00
12	Crépine à grille	u	3	5000	15 000.00
Total		385 605 000.00 DA			
Coût total:		632 007 050.00 DA			

Conclusion :

D'après la planification effectuée, le barrage se terminera dans un délai de 36 mois. Pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions, Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétent et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires. De même il devra mettre en œuvre sous sa responsabilité tous les moyens de surveillance nécessaires pour s'assurer de façon permanente de la qualité des travaux exécutés tout en respectant les normes en vigueur.

Chapitre VIII

Chapitre VIII

ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

Introduction :

Le présent chapitre concerne l'étude d'impact sur l'environnement du projet. Elle a pour but dans un premier temps, d'identifier les impacts qu'aura l'aménagement projeté sur son milieu récepteur et dans un deuxième temps, de proposer les solutions pour d'une part, réduire voir éliminer les impacts négatifs et d'autre part, bonifier les impacts positifs.

VIII-1- Problématiques et Justification du projet :

Le futur barrage sera réalisé sur l'oued Chertioua, qui traverse une région semi-aride avec un été chaud et sec et un hiver rigoureux et très froid. Où les précipitations annuelles sont de l'ordre de 550mm. Malgré cette bonne pluviométrie, la région de Zemmoura, à l'instar de plusieurs autres régions du territoire national, souffre d'un déficit en matière de satisfaction de la demande en eau pour l'alimentation des agglomérations et pour l'irrigation.

Les activités économiques de la population sont centrées essentiellement sur le secteur de l'agriculture et l'élevage ; l'agriculture est dominée par l'arboriculture notamment par le figuier et l'olivier, et d'autres cultures comme les céréales ou les cultures potagères ont une importance marginale face à la première, cet aspect est important pour l'évaluation de la consommation d'eau pour l'agriculture. Il existe aussi de petites exploitations animales, dédiées fondamentalement aux bovins et espèces aviaires. L'alimentation en eau potable sera assurée par le barrage Tichy Haf. Ces conditions régionales particulières, justifient la réalisation de cet ouvrage.

Par ailleurs, la majeure partie du territoire algérien étant située dans des zones arides à semi-arides, le faible taux de mobilisation des eaux de surface dans les zones qui se caractérisent par une bonne pluviométrie et l'observation de périodes cycliques de sécheresse, font que l'eau en Algérie est une ressource rare. Cette rareté impose la mobilisation du maximum possible des ressources de surface afin qu'une fois les besoins locaux satisfaits, les excédents soient transférés vers des régions déficitaires.

VIII-2- Caractéristiques de l'aménagement projeté :

Le bassin versant de Chertioua peut être classé dans la catégorie des petits bassins, mais de par sa position et dans le contexte algérien, il peut être considéré comme un bassin versant important. Les dénivelés sont assez importants et mettent en relief le caractère montagneux de la région. Ceci résulte en une densité de drainage importante et une pente globale élevée, ce qui a pour conséquence un régime torrentiel des crues et un charriage important de matières solides.

Cependant, les autres caractéristiques sont bien définies auparavant dans les chapitres ci-avant.

VIII-3- Analyse des impacts du projet :

Les éléments sensibles à l'implantation des ouvrages projetés sont déterminés en s'appuyant sur la connaissance du milieu d'insertion et sur la connaissance technique du projet. Les sources prévisibles du projet sont d'abord identifiées, puis sont déterminés les éléments qui y sont sensibles.

VIII-3-1- Sources d'impacts :

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur. Les sources d'impact prévisibles de l'implantation du barrage de Chertioua peuvent être regroupées selon qu'elles sont liées à la phase de réalisation du projet ou à la phase d'exploitation et d'entretien des ouvrages.

a) Réalisation du projet :

Le projet de construction du barrage comprend plusieurs activités et composantes pouvant causer des impacts sur l'environnement (ces activités sont citées dans le chapitre ci-avant).

b) Exploitation et entretien des ouvrages :

Une fois les ouvrages réalisés, les activités d'exploitation et d'entretien suivantes pourront être des sources d'impacts sur l'environnement :

- ✓ La présence des ouvrages et des infrastructures;
- ✓ La gestion hydraulique du réservoir;
- ✓ La gestion hydraulique du bief aval.

VIII-3-2- Eléments sensibles du milieu :

Les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différentes activités ou composantes du projet sont les suivantes :

Milieu naturel :

- ✓ L'eau : hydrologie, l'hydrogéologie et l'hydrodynamique, sédimentation et qualité de l'eau
- ✓ Les sols : profil des pentes, qualité des sols, érosion
- ✓ L'air : ambiance sonore et qualité de l'air
- ✓ La végétation (terrestre, riveraine et aquatique)
- ✓ La faune (terrestre, semi-aquatique et aquatique)

Milieu humain :

- ✓ L'utilisation du sol actuelle et projetée :
 - les zones cultivées dans lit de l'oued et ses rives en amont du barrage;
 - les zones d'emprunt (tout venant, argile, enrochement) qui sont situées dans le lit ou les rives de l'oued.
- ✓ Les usages de l'eau de l'oued Chertioua : approvisionnement en eau potable, irrigation, etc.
- ✓ La population, soit :
 - la qualité de vie des habitants du village de Zemmoura;
 - la santé de la population en relation avec les maladies hydriques;
 - l'économie régionale.
- ✓ Les activités de transport routier.

Paysage :

- ✓ Les champs visuels et les composantes du paysage.

VIII-4- Impacts potentiels et mesures d'atténuation :

Chaque élément sensible affecté par le projet, au moment de la construction ou de l'exploitation des ouvrages, sera traité quant aux impacts qu'il subira et aux mesures qui sont proposées afin d'atténuer ou éliminer ces impacts. Par la suite, les impacts résiduels potentiels, c'est à dire ceux qui subsisteront après l'application des mesures d'atténuation, seront identifiés et, le cas échéant, des mesures de compensation seront proposées.

VIII-4-1- Phase de construction des ouvrages :

Les différentes activités liées aux travaux affecteront directement ou indirectement tous les éléments sensibles de l'environnement.

VIII-4-1-1- Eau :

i. Impacts :

- Les eaux de surface et les eaux souterraines seront vraisemblablement affectées par les activités qui auront lieu lors de la phase de l'exécution des travaux.
- Les installations de chantier et notamment la cité pour le logement du personnel, les ateliers, les stations de concassage, les centrales à béton et les bureaux, auront des impacts qui sont surtout reliés aux rejets liquides et solides. Ne manqueront pas de polluer les eaux de surface et par-là même la nappe alluvionnaire.
- Obstruction des voies de drainage naturel par l'exploitation des zones d'emprunt et carrières.

ii. Mesures d'atténuation :

Les mesures d'atténuation à mettre en œuvre sont les suivantes :

- a) Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers.
- b) Mettre en place un système de collecte des déchets solides et assurer son élimination dans le dépotoir de la commune de Zemmoura. La création d'une décharge sauvage de déchets doit être interdite.
- c) Faire l'entretien des véhicules dans une aire prévue à cette fin. Cette aire serait équipée d'un système de collecte des huiles usées et d'un système de collecte des eaux de lavage équipé d'un séparateur d'huile.
- d) Sécuriser les installations de stockage et de distribution des carburants de manière à éviter les fuites et les déversements accidentels.
- e) À la fin des travaux, restaurer les éléments du milieu qui ont été perturbés de façon à ce que ces éléments retrouvent le plus vite possible leurs conditions d'origine.

VIII-4-1-2- Sol :

i. Impacts :

Les sols seront affectés par les différentes activités de construction. Ainsi le déboisement, l'installation du chantier, l'exploitation des bancs d'emprunt, la construction des ouvrages, l'aménagement des accès et la gestion des déblais risquent d'apporter des modifications au

profil des sols et favoriser leur érosion. La couche arable du sol risque de se trouver perdue ou mélangée aux autres horizons de sol pauvres en matières organiques.

Par ailleurs, la circulation des engins et des véhicules lourds ainsi que leur ravitaillement en produits pétroliers pourraient causer aux sols des perturbations physiques (comme le tassement des sols) et chimiques (contamination aux hydrocarbures).

Les travaux d'excavation peuvent provoquer des glissements de terrain si les pentes des talus ne sont pas sécuritaires et si les eaux de ruissellement ne sont pas correctement drainées.

Les pentes des zones de décharge peuvent également être instables avec le temps, créant des risques pour les biens et les personnes. Si ces zones sont dans le réservoir, les risques de glissements seront encore plus élevés en raison du marnage qui peut être très important. Les glissements auront pour conséquence, la sédimentation dans la retenue et la production de vagues qui risquent de submerger le barrage si ce dernier est plein au moment du déplacement d'une grande masse.

ii. Mesures d'atténuation :

Outre les mesures prévues pour contrer les impacts sur l'eau et s'appliquant également pour atténuer les effets sur la qualité du sol, et ce, tel qu'indiqué à la section précédente, les mesures d'atténuation seront essentiellement orientées vers la conservation des sols. Ces dernières sont les suivantes :

- a) Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt de la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux.
- b) Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunt.
- c) Mettre en place un système de drainage des eaux de ruissellement autour des zones touchées par les travaux.
- d) Adopter des pentes stables pour toutes les excavations temporaires et définitives.
- e) Mettre en place des dispositifs anti-érosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage.
- f) Après les travaux de construction, niveler les sols remaniés de façon à leur redonner une forme régulière et un drainage adéquat, puis favoriser l'implantation d'une strate herbacée ou arbustive stabilisatrice, particulièrement quand la pente et le matériel sont instables.
- g) Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux, ensemercer les surfaces dénudées avec des espèces indigènes (arbustes et plantes herbacées).
- h) Favoriser la réutilisation des matériaux à des fins écologiques, par exemple, la construction des assises de route, quand les matériaux s'y prêtent.

VIII-4-1-3- Air :

i. Impacts :

L'ambiance sonore et la qualité de l'air seront affectées durant la période de construction. L'exploitation des nouveaux bancs d'emprunt sera également source de pollution de l'air (bruit, poussières, vibrations dans le cas d'utilisation d'explosifs dans la carrière).

ii. Mesures d'atténuation :

L'arrosage des voies de circulation avec un abat poussière approprié, l'entretien permanent des engins pour réduire les gaz d'échappement; la limitation des heures de travail dans les zones limitrophes des habitations.

VIII-4-1-4- Végétation et faune :

i. Impacts :

La végétation, arbustive ou arborescente, est peu présente dans la zone des travaux et dans les bancs d'emprunt.

En ce qui a trait à la faune, aucune espèce rare ou menacée n'a été répertoriée dans la zone d'étude. Toutefois, la venue d'un groupe important de travailleurs, tel que prévu pour la réalisation de ce projet, risque d'exercer une pression sur la ressource faunique d'intérêt pour la chasse.

ii. Mesures d'atténuation :

- ✓ Limiter les aires de déboisement au minimum requis et interdire le prélèvement de bois de chauffe par les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement.
- ✓ Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine.
- ✓ Établir, de concert avec le Ministère responsable de la faune, des directives précises quant aux prélèvements de faune autorisés (espèces, périodes de l'année, quantité) s'appliquant aux travailleurs du chantier. Communiquer ces directives aux travailleurs de manière claire et précise.
- ✓ Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accident ou de blessure.

VIII-4-1-5- Population:

i. Impacts :

En effet, durant la période des travaux de construction, la qualité de vie des populations de zones limitrophes sera affectée par la circulation des engins de chantier et des véhicules de transport des matériaux, le bruit, les vibrations et les poussières.

Une base vie pour les cadres de l'entreprise et de l'administration ainsi que leurs familles (une vingtaine de familles) devra être construite près du chantier.

La venue de travailleurs (incluant les cadres) de l'extérieur de la région peut causer, si elle n'est pas planifiée adéquatement, des remous dans la communauté qui les accueille : frictions, manque de services de base, etc.

La venue de travailleurs de l'extérieur de la région et le recrutement de personnel local, suscitera une activité économique non négligeable, quoique temporaire, se reflétant particulièrement dans les secteurs de la construction et du commerce.

La sécurité des travailleurs sur le chantier devra aussi être prise en considération. À cet effet, les standards de sécurité et de santé au travail devront être respectés, en particulier en ce qui concerne l'exposition au bruit et aux matières dangereuses (explosifs, par exemple).

À la suite des travaux, une partie des bâtiments de la base vie continuera d'être utilisée pour le projet, mais cette fois par l'équipe d'exploitation, alors que les autres bâtiments seront remis à la communauté.

ii. Mesures d'atténuation :

Outre les mesures d'atténuation déjà énumérées en ce qui trait à l'ambiance sonore, la qualité de l'air ainsi que l'utilisation du sol, mentionnons les suivantes :

- ✓ Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans la région touchée par le projet;
- ✓ Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci;
- ✓ S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain, etc.);
- ✓ Prendre toutes les mesures requises afin de rendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdisant l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens, etc.);

VIII-4-1-6- Transport :**i. Impacts :**

La circulation générée par le chantier sera constituée de camions pour l'approvisionnement du chantier en matériaux de construction manufacturés (ciment, acier et autres) en explosifs, en carburants, etc. Cette circulation augmentera les nuisances : voies de circulation boueuses, présence de débris, etc. Les risques d'accidents s'en trouveront accrus, particulièrement aux intersections de la route et des accès au chantier et aux endroits où la route est très étroite.

ii. Mesures d'atténuation :

Installer une signalisation appropriée sur le terrain, suffisamment en avance, afin de prévenir les usagers de la route des travaux en cours.

Garder les voies de circulation propres : les nettoyer au besoin et ramasser les débris.

VIII-4-1-7- Paysage :**i. Impacts :**

Les travaux de construction entraîneront des modifications dans les champs visuels et les composantes du paysage habituellement de type agricole et forestier. La déstructuration temporaire du milieu, normale dans tous types de travaux de même envergure, sera perceptible durant toute la période des travaux. Ce type de travaux suscite la curiosité des habitants et des passants; un certain attroupement est prévisible aux endroits offrant de bons points de vue sur le site des travaux.

L'exploitation de la carrière modifiera également le paysage de façon tangible, y créant une cicatrice apparente sur une longue période de temps.

La construction du barrage puis la mise en eau du réservoir viendront modifier le paysage de façon permanente.

ii. Mesures d'atténuation :

À la suite des travaux, les lieux perturbés par les travaux devront être remis en état ceci devra être fait de manière à favoriser son intégration optimale dans le paysage (terrassment, ensemencement, plantation). À cet effet, l'entrepreneur devra proposer dès le début des travaux la gestion des déblais qu'il envisage d'adopter et le plan de fermeture des zones d'emprunt et de la carrière.

VIII-4-2- Phase d'exploitation des ouvrages :**VIII-4-2-1- Eau :****i. Impacts :**

La présence des ouvrages transformera l'oued Chertioua et sa vallée en un réservoir correspondant davantage à un milieu de type lacustre. Ce réservoir subira un marnage contrôlé lié à la gestion du réservoir. Des modifications seront donc apportées aux caractéristiques hydrodynamiques actuelles du cours d'eau. La masse d'eau retenue sera sujette à l'eutrophisation en raison des apports en charges nutritives d'origine naturelle et artificielle causant des impacts négatifs (odeurs, prolifération d'algues, déficit en oxygène). La gestion hydraulique du bief aval entraînera aussi des modifications à l'hydrodynamique du cours d'eau.

La présence du barrage aura également un impact sur la nappe à l'aval du barrage.

Le barrage coupera la majeure partie des écoulements souterrains.

ii. Mesures d'atténuation :

- ✓ Les rejets directement dans le réseau de drainage naturel, des eaux d'égouts des villages situés dans le bassin versant doivent être bannies.
- ✓ Les décharges non contrôlées pour les déchets domestiques et autres dans le bassin versant devront être interdites.
- ✓ L'ensemencement du réservoir pour des espèces de poissons qui se nourrissent d'algues et de larves d'insectes aquatiques est recommandé.
- ✓ Des travaux de lutte contre l'érosion devront être entrepris dans le bassin versant pour limiter les apports solides et leur sédimentation dans le barrage.

VIII-4-2-2- Végétation et faune :**i. Impacts :**

En phase d'exploitation, la végétation sera principalement affectée par la gestion du réservoir. Les modifications du niveau de l'eau dans le réservoir risquent de perturber la végétation implantée dans cette zone, soit directement (saturation en eau, pourrissement, sécheresse, etc.), soit en raison de l'érosion des sols. Le réservoir peut constituer un habitat favorable à la faune ichthyenne. Ses abords peuvent abriter une faune semi-aquatique.

ii. Mesures d'atténuation :

- ✓ Stabiliser les pentes du réservoir à l'aide d'espèces végétales indigènes adaptées à ce type de milieu.

- ✓ En accord avec les autorités locales et régionales, favoriser le développement du potentiel faunique du réservoir par l'aménagement d'habitats pour des espèces indigènes de poissons comestibles et de faune semi-aquatique.

VIII-4-2-3- Usages de l'eau:

i. Impacts :

La présence du barrage de Chertioua assurera la disponibilité d'une quantité suffisante d'eau et permettra une meilleure gestion des ressources en eau pour l'irrigation. Cet ouvrage favorisera la régularisation des débits tout au long de l'année. Globalement, l'impact en ce qui a trait à l'usage de l'eau est positif.

De plus, la présence du réservoir, qui crée un milieu de type lacustre plutôt que de rivière, pourrait permettre le développement d'activités de subsistance ou récréo-touristiques axées sur le plan d'eau.

Par conséquent, la présence de cet ouvrage peut amener à moyen et à long termes une modification de la vocation du secteur.

ii. Mesures d'atténuation :

Prendre en considération les visées des intervenants locaux concernés en ce qui a trait au développement régional afin d'agir de manière concertée et éviter de se nuire mutuellement (projet de pisciculture, de développement touristique, par exemple).

VIII-4-2-4- Population :

i. Impacts :

Globalement, tel que décrit plus haut, la présence du barrage constituera un avantage pour la population environnante en permettant une meilleure gestion de l'eau et en favorisant l'irrigation des terres en aval du barrage.

Toutefois, la présence des ouvrages et du réservoir risque d'entraîner des conséquences néfastes sur l'état sanitaire du secteur, en particulier en augmentant la fréquence des maladies liées à l'eau.

Ainsi, l'eau stagnante d'un réservoir constitue un milieu propice à la prolifération des moustiques et des mollusques aquatiques, qui sont des hôtes intermédiaires des douves et des bilharzioses. Conséquemment, la fréquence du paludisme et des bilharzioses (maladies parasitaires), risque d'augmenter suite à la construction du barrage. L'irrigation crée les mêmes conditions.

La présence du barrage peut également constituer un risque pour la sécurité publique (travailleurs, population en général) dans l'éventualité d'une rupture de barrage.

ii. Mesures d'atténuation :

Prévoir la mise en place de mécanismes de prévention des maladies liées à l'eau (par exemple, la vaccination des catégories à risque et la sensibilisation des résidents riverains).

Prévoir une gestion du réservoir et des lâchers d'eau qui réduise au minimum les facteurs favorables à la prolifération des vecteurs de maladies liées à l'eau.

Établir un plan de surveillance du barrage (auscultation régulière, etc.) et mettre en place tous les équipements et les mesures requises pour le suivi du comportement du barrage.

VIII-4-3- Impact en cas de rupture du barrage :

Dans le cadre de la législation en vigueur concernant la prévision des risques majeurs, une étude de rupture du barrage doit être élaborée, afin de délimiter la zone inondable et de permettre par la suite aux organismes concernés de mettre en place un dispositif de prévention des risques pour la protection des populations. Une carte de la zone inondée a été produite et montrée en Annexe VIII. Un plan d'urgence doit être préparé et expliqué aux citoyens concernés

VIII-4-4- Impacts résiduels :

L'implantation du barrage de Chertioua modifiera définitivement les conditions hydrologiques et hydrodynamiques, la gestion de l'eau, l'utilisation du sol et le paysage de cette zone. La présence même des ouvrages et du réservoir, qui entraîne un risque pour les populations en cas de rupture du barrage, la perte de terres agricoles d'une part et le gain d'une meilleure gestion de l'eau d'autre part, constituent les seuls impacts résiduels certains.

VIII-4-5- Coût des mesures d'atténuation :

Les mesures d'atténuation relatives aux travaux proprement dits ont été intégrées dans la conception des ouvrages et dans les spécifications du cahier des charges destiné aux entreprises de réalisation. Leurs coûts seront de fait pris en charge dans le cadre du contrat à signer avec l'entreprise de réalisation de l'aménagement. À titre d'exemple nous citerons notamment tout ce qui a trait au drainage pour éviter l'érosion des sols dans les zones touchées par les travaux, la gestion des déchets solides et des rejets liquides pour éviter la pollution du milieu et des eaux souterraines, les besoins en gardiennage pour se prémunir contre les accidents que peuvent occasionner les travaux aux riverains, la remise en état des lieux. Cependant d'autres mesures d'atténuation ne peuvent être prises en charge par l'entreprise de réalisation.

VIII-5- Surveillance et suivi environnementaux :

VIII-5-1- Surveillance environnementale des travaux :

VIII-5-1-1- Programme de surveillance :

Le programme de surveillance environnementale vise à s'assurer que la réalisation du projet de construction du barrage de Chertioua se déroule dans le respect de l'environnement et que les mesures d'atténuation proposées dans l'étude d'impact soient appliquées.

La surveillance environnementale touche les différentes étapes de réalisation du projet, soit l'ingénierie, la pré-construction, la construction et la post-construction. Ainsi, pour les étapes ingénierie détaillée et pré-construction.

VIII-5-1-2- Programme de contrôle :

Le contrôle environnemental est la vérification de la mise en œuvre adéquate des mesures d'atténuation, de bonification et de compensation prescrites dans l'étude d'impact sur l'environnement. Ce contrôle est effectué par l'agence de réglementation, au moment de la réalisation du projet.

Il s'agit de s'assurer que les aménagements ont été construits de manière à ce que la protection de l'environnement soit assurée. Pour un projet tel que celui de Chertioua, plusieurs aspects devraient faire l'objet d'un contrôle, comme la stabilité des pentes, la sécurité du barrage et les mécanismes de gestion des niveaux d'eau.

VIII-5-2- Suivi environnemental :

VIII-5-2-1- Programme de suivi :

Le suivi environnemental consiste à évaluer l'efficacité de certaines mesures d'atténuation particulières en vue d'améliorer les approches en matière de protection environnementale ou d'optimiser les techniques d'évaluation théorique de certains impacts environnementaux.

Il revient habituellement à l'exploitant des ouvrages d'assurer ce suivi, sous la supervision de l'agence réglementaire.

Le suivi portera notamment sur la qualité de l'eau, l'érosion des berges, les retombées économiques et la santé publique.

VIII-5-2-2- Programme d'inspection :

L'inspection environnementale a pour but de s'assurer du respect des normes environnementales et de la validité du suivi. Elle a aussi pour but d'apporter des correctifs au programme de suivi pour le rendre plus pertinent à son objet. Elle est généralement assumée par l'agence réglementaire.

Les points auxquels le programme d'inspection s'attachera sont :

- ✓ La qualité de l'eau du réservoir;
- ✓ Le suivi du comportement des ouvrages;
- ✓ L'intégrité de la nappe en aval du barrage;
- ✓ Le plan d'urgence en cas de rupture du barrage;
- ✓ Les résultats des enquêtes sur la santé publique et sur les conditions socio-économiques des riverains.

Conclusion :

Les impacts négatifs de la réalisation du barrage de Chertioua qui concernent surtout le milieu humain ont été identifiés et des mesures d'atténuation leurs ont été prévues.

La revue du milieu biophysique n'a mis en évidence aucun élément environnemental sensible, hormis la vulnérabilité de la nappe alluviale de l'oued Chertioua. Le milieu biotique ne présente quant à lui, aucune espèce végétale ou animale menacée ou en voie de disparition.

Les mesures d'atténuation proposées concernent la mise en place d'un programme de suivi du comportement des ouvrages, la déclaration des zones inondables comme des zones inconstructibles, l'élaboration d'un plan de prévention des risques et d'un plan d'organisation des interventions et des secours tel qu'exigé par la législation algérienne.

Conclusion générale

La mise à disposition de l'eau des populations de la région, la mobilisation d'une ressource rare et vitale actuellement en grande partie perdue et une meilleure gestion de cette ressource constituent les impacts positifs les plus tangibles. Ces derniers auront des répercussions favorables sur le milieu socio-économique de la région. D'autres retombées favorables liées à la réalisation de ce barrage peuvent être mises en relief. Il s'agit notamment :

- ➔ De l'amélioration de l'emploi dans la région pendant la période de réalisation;
- ➔ La réalisation du barrage se fera concomitamment au traitement du bassin versant pour limiter la sédimentation dans le réservoir. Ceci aura pour conséquence, la conservation des terres en amont du réservoir qui profitera directement aux agriculteurs concernés et indirectement aux populations limitrophes;

La willaya de Bordj Bou Arreridj est une région agricole et la construction des barrages favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

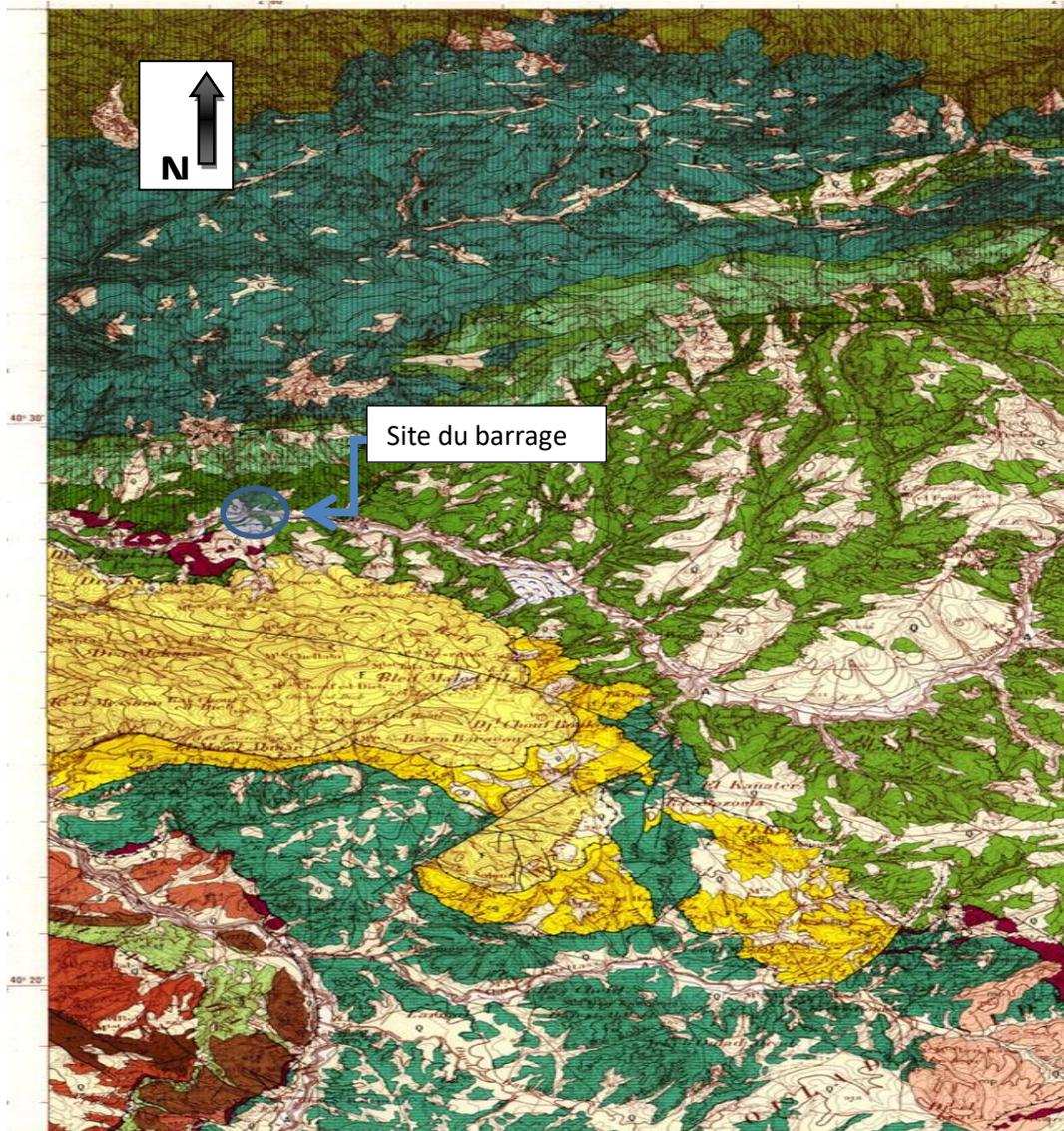
En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques

- [1] **SARI, A.** (2002) L'hydrologie de surface. Edition: Distribution Houma. Alger.
- [2] **CIGB.** (1992) Choix de la crue de projet, pp : 168-178.
- [3] **TOUAIBIA, B. BENLAOUKLI, B.** (2004) Introduction au dimensionnement des retenues Collinaires. Blida, pp 1-53.
- [4] **BERNARDO, R, L.SANTOS.** (2004) Manuel de conception et projets typiques des digues. Alger, p178.
- [5] **HASSANE, M.** (2006) Extrait de cours d'ouvrages hydrotechniques. Blida, pp2-30.
- [6] **POCHAT, R.** (1980) Evacuateurs de crues, pp11-39.
- [7] **WILLI, H et ANTON, J.** Constructions hydrauliques.Volume15. Presses polytechnique et universitaires. ROMANDES, p587.
- [8] **PAUL TULLIS, J .NASRATOLLAH, A and DAVID, W.** (1995) *Design of Labyrinth Spillways». American Society of Civil Engineers Journal of Hydraulic Engineering.*
- [9] **LADREYT, S.** (2005) Notice sur les déversoirs .Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF). France., p44.
- [10] **LOUIS, E, ALVAREZ, G.** (2004) Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues. Alger.
- [11] **MIHOUBI, M. K.** (2000) Polycopie d'ouvrage hydrotechnique. BLIDA, p26
- [12] **GRENOBLE, I.** (2004/2005) Génie Civil et Infrastructures.
- [13] **ROLLEY, R.** (1974) Technique des barrages en aménagement rural. France.
- [14] **VALDES, P, PEREZ, A.** (2004) Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et vidanges de fond. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica hidraulica.S.A. Alger.

ANNEXES

Annexe II.01 Carte géologique BOSSELAM (92)



- Nappe de Djemila (Suite.)**
- C³-4a Campanien supérieur et Maastrichtien inférieur marnes sombres à boules jaunes abondantes.
 - C³-R Santonien à Campanien : alternances de marnes grises et de calcaires à débris d'Ostréodès.
 - C³-4a Coniacien-Santonien : marnes grises à Rosalines et petits bancs de marno-calcaires gris.

SÉRIES NÉRIQUES DES DJEBELS GUERGOUR ET ANINI : AUTOCHTONE RELATIF.

- Karst minéralisé anti-nappe (représenté seulement au NW du Dj. Guergour).
- Cénomannien et Turonien : dolomies, calcaires sparitiques à Orbitolines du Cénomannien, micrites à Micelodés du Cénomannien supérieur et du Turonien.
- Vraconien à Cénomannien inférieur : marnes et grès de l'Albien, marno-calcaires et marnes à Rotulipores du Cénomannien inférieur.
- Aptien : marnes, grès et calcaires à Orbitolines.
- Barrémien : marnes, calcaires et grès.
- Néocomien : marnes et marno-calcaires à Calponelles et Ammonites.
- jd Dolomies massives cristallines de Boukdena, avec hard-ground minéralisé au sommet.

TRIAS EXOTIQUE

- Argiles varicolores, gypses broyés, jalonnant les contacts de nappe avec (d)u glauques calcaro-dolomitiques.
- Dolines et poijés

SIGNES CONVENTIONNELS

- CONTACTS NORMAUX**
- 1 - Limite d'affleurement visible
 - 2 - Limite d'affleurement cachée
- CONTACTS ANORMAUX**
- 1 - Contact anormal : a - visible, b - caché
 - 2 - Faille : a - visible, b - cachée

PENDAGES

	normaux	renversés
horizontaux	+	⊗
faibles	↘	↗
moyens	↘	↗
forts	↘	↗
verticaux	—	—

- PLUS ET CHARNIÈRES.**
- Charnière anticlinale
 - Charnière synclinale
 - Couches tordues
 - Charnière avec indication de la schistosité de plan axial
 - Flexure

Ech : 1/50000

TERRAINS SÉDIMENTAIRES

- QUATERNAIRE**
- Débris miniers
 - A** Alluvions actuelles et récentes.
 - Eboulis : à blocs ; à gangue marnreuse en masses, avec indication de la niche d'arrachement
 - Q** Terres arables, formations de pente, alluvions encadrées et Quaternaire sud-terrané.
 - Tufts hydrothermaux.

- MIO-PLIOCÈNE**
- mp** Mio-Pliocène continental : argiles et conglomérats, calcaires lacustres.

FLYSCHS KABYLES

- Nappe du flysch maurétanien** (lame C2 d'A. Caire, Unité V p. d. de J. Glaçon).
- F** Sénonien et Éocène conglomératiques et "Oligocène" grès-micacés.
- Nappe du flysch massylien** (lame C1 d'A. Caire, Unité V p. d. de J. Glaçon).
- F-cg** Albo-Aptien schisto-quartziteux, phanites calcaires, marnes, micrites, marnes, microbréchiques et conglomérats.

FORMATIONS TELLIENNES

- Nappe de type Béni Abdallah** (Unité B1 d'A. Caire, groupe C de M. Lejkine et Unité II de J. Glaçon).
- C³-4a** Sénonien : marnes écailluses grises ou noires à intercalations de calcaires marnreux à patine vert-de-gris.
- Nappe de type Draa el Arba** (Unité B2 d'A. Caire, Unité du groupe C de M. Lejkine, Unité II de J. Glaçon).
- C³-4a** Écène (Yprésien-Lutétien inférieur) : facès à Globigérines.
 - C³-4a** Campanien : marnes jaunes ou grises à bancs lentulaires de micrites noires ou grises et à boules jaunes abondantes.

Nappe bibanique

- C³-4a** Campanien supérieur et Maastrichtien inférieur : marnes écailluses grises ou noires à boules jaunes.
- C³-4a** Coniacien supérieur et Santonien : alternances de marnes et de micrites à Rosalines.
- C³-4a** Turonien-Coniacien : marnes et micrites à Rosalines et Calciophanes avec repère à silex à la base.
- C³-4a** Albien supérieur à Cénomannien : alternances de calcaires marnreux noirs et de marnes grises formant corniches.
- C³-4a** Crétacé inférieur : pelites grises à intercalations marno-calcaires à la base (Aptien ?), gréseuses au sommet et devenant plus marnreuses sous la corniche m³-c³ (Albien).

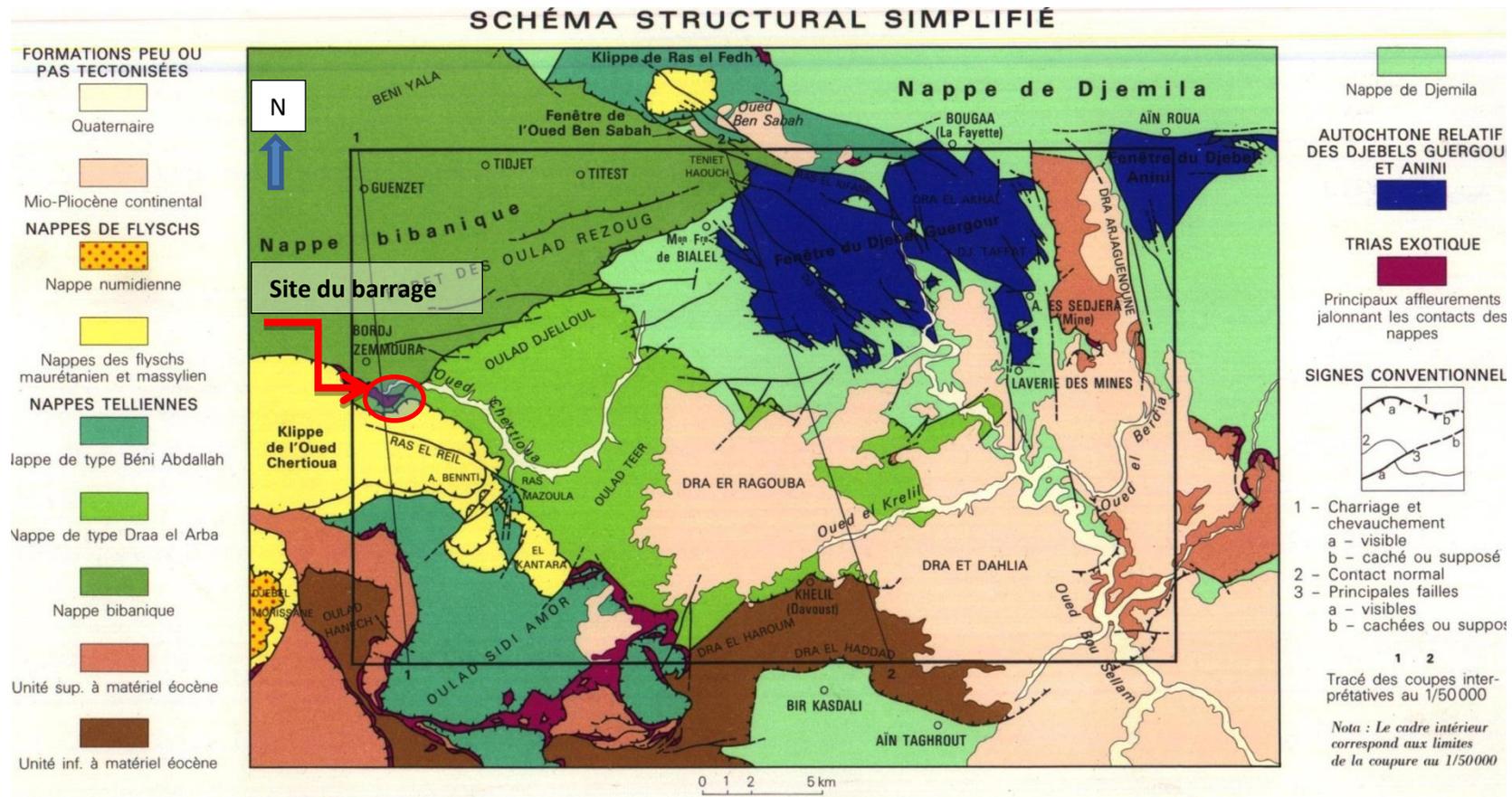
Unité supérieure à matériel écène.

- e³-c³** Écène moyen et supérieur : marnes noires à boules et lentilles jaunes.
- e³-c³** Yprésien-Lutétien inférieur : calcaires massifs bibanqueux blancs à cassure noire et silex noirs : facès à Globigérines.
- e³-c³** Maastrichtien à Paléocène : marnes noires indifférenciées, parfois à boules jaunes.

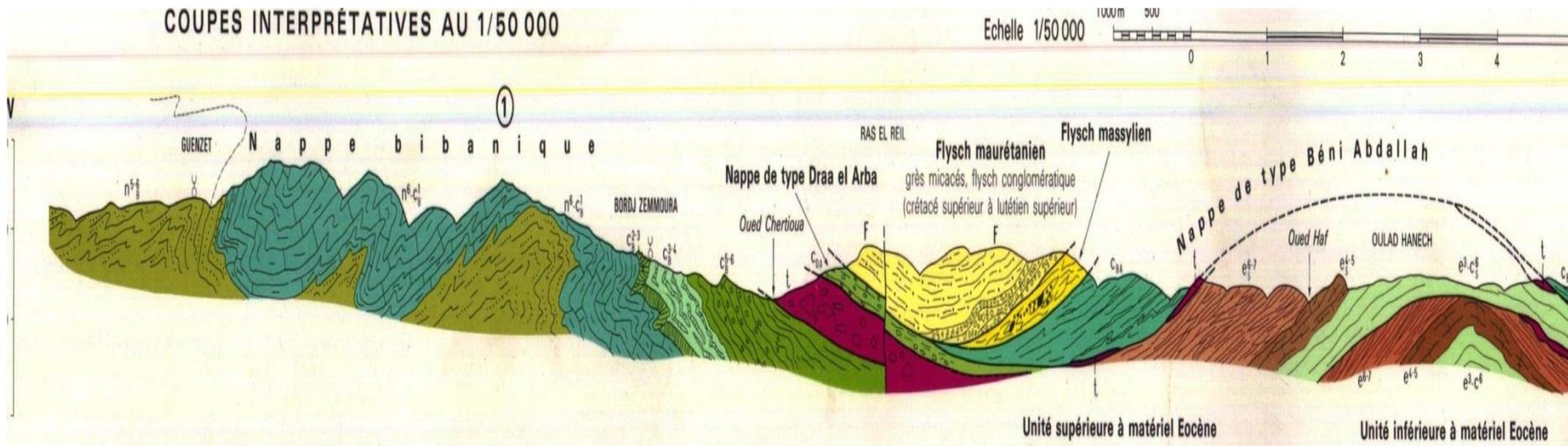
Nappe de Djemila et Unité inférieure à matériel écène

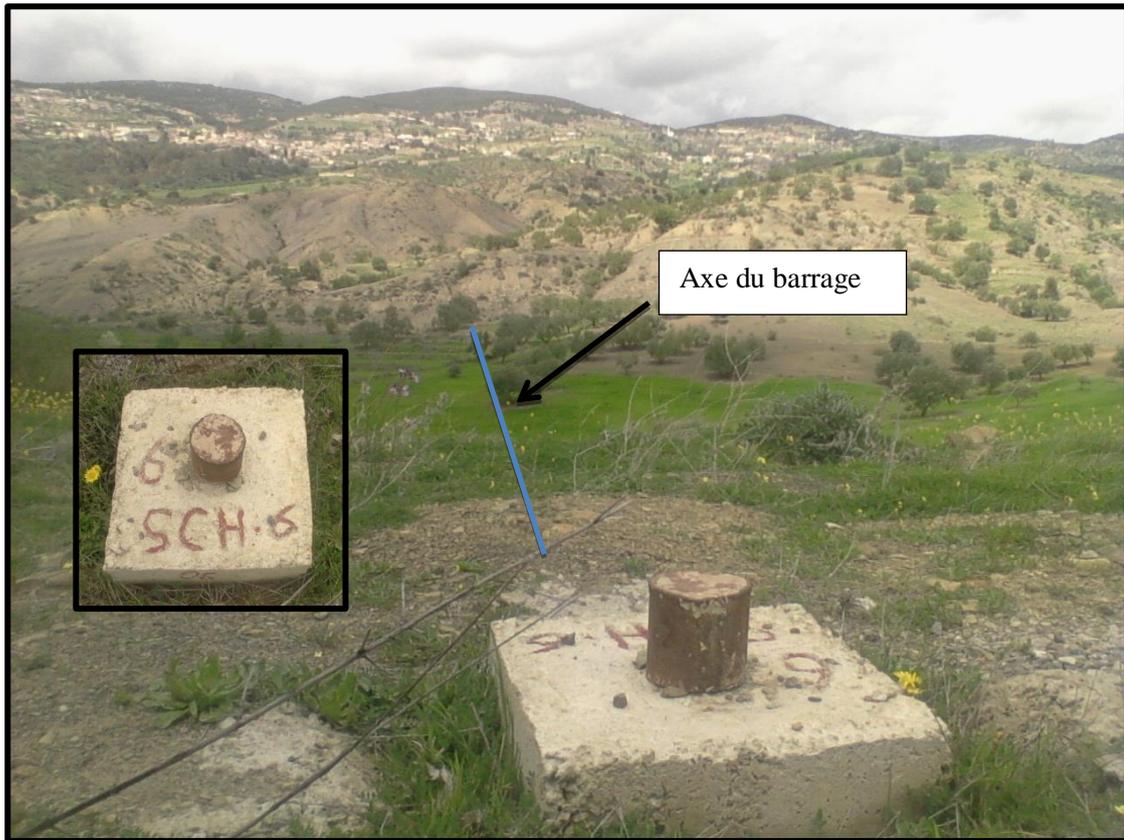
- e³-c³** Écène moyen (et supérieur ?) : marnes noires à boules et lentilles jaunes.
- e³-c³** Yprésien-Lutétien inférieur : calcaires massifs bibanqueux blancs à cassure noire et silex noirs : facès à Globigérines et à débris.
- e³-c³** Maastrichtien à Paléocène : marnes noires avec quelques alternances sous la barre e³-c³ représentant le Paléocène supérieur.
- c³** Maastrichtien : marnes noires.
- c³** Campanien supérieur et Maastrichtien calcaires barre de marno-calcaires bien réglés à Inocérames et débris divers.

Annexe II.02 Schéma structural simplifié



Annexe II.03 Coupe interprétative (coupe1-1)



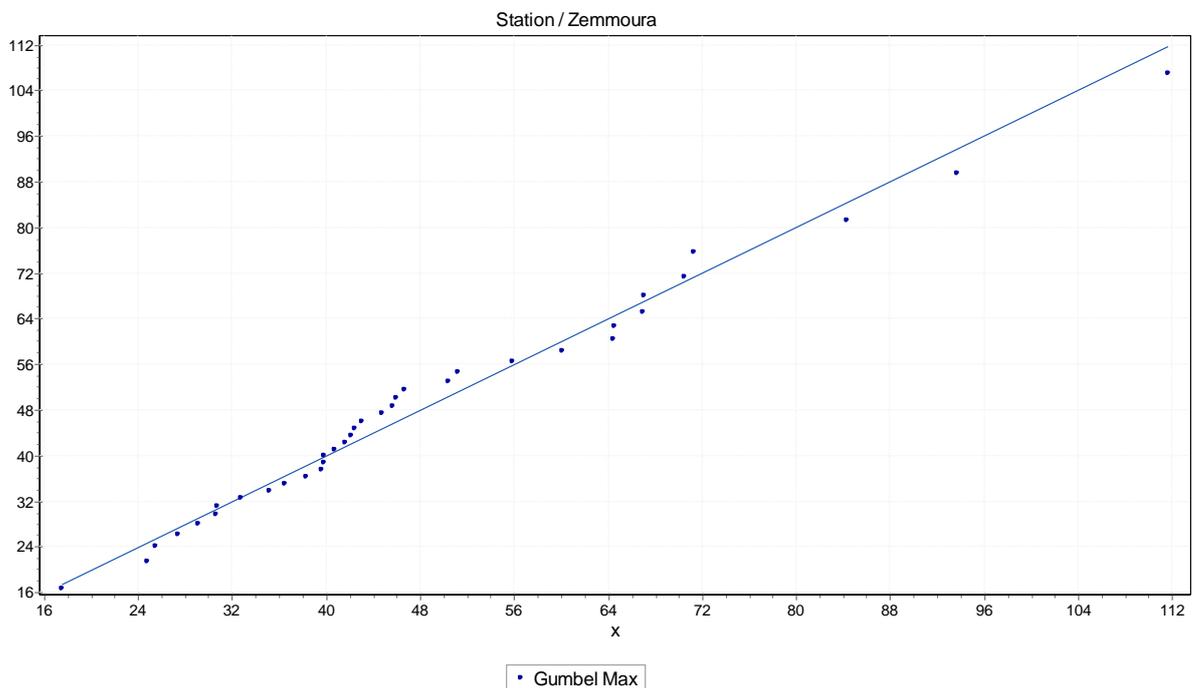
Annexe II.04 Photos panoramiques du site de barrage**Photos N°01** Sondage mécanique sur la rive gauche**Photo N°02** Vue de la cuvette vers l'amont

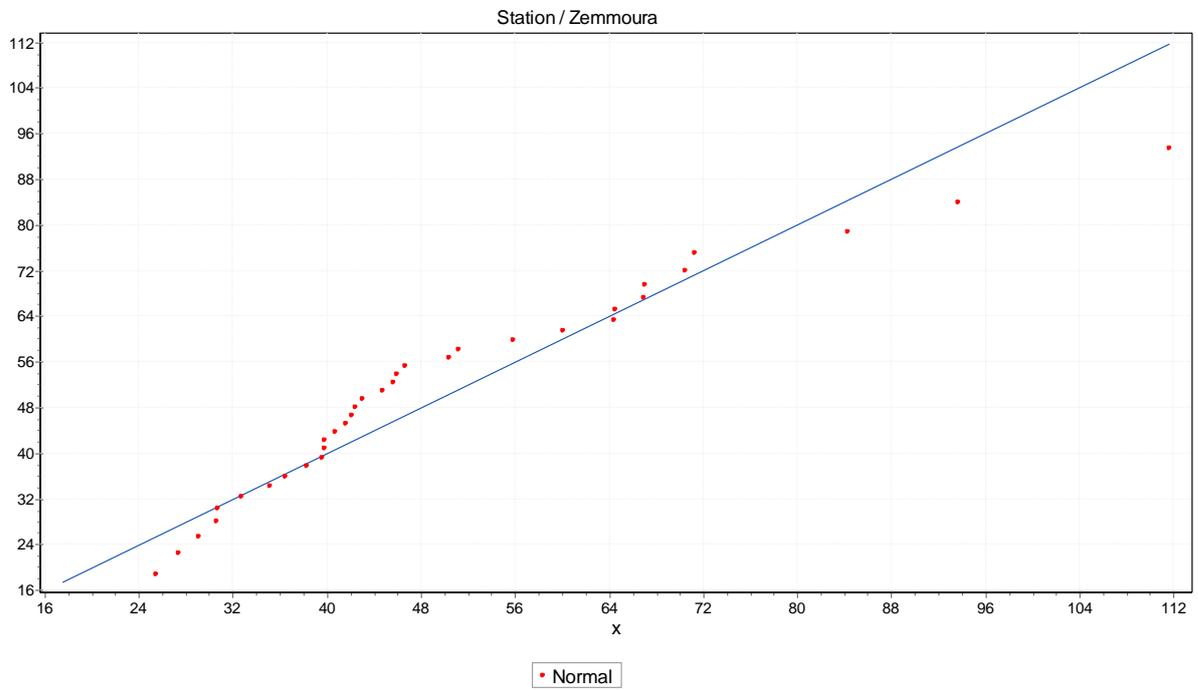
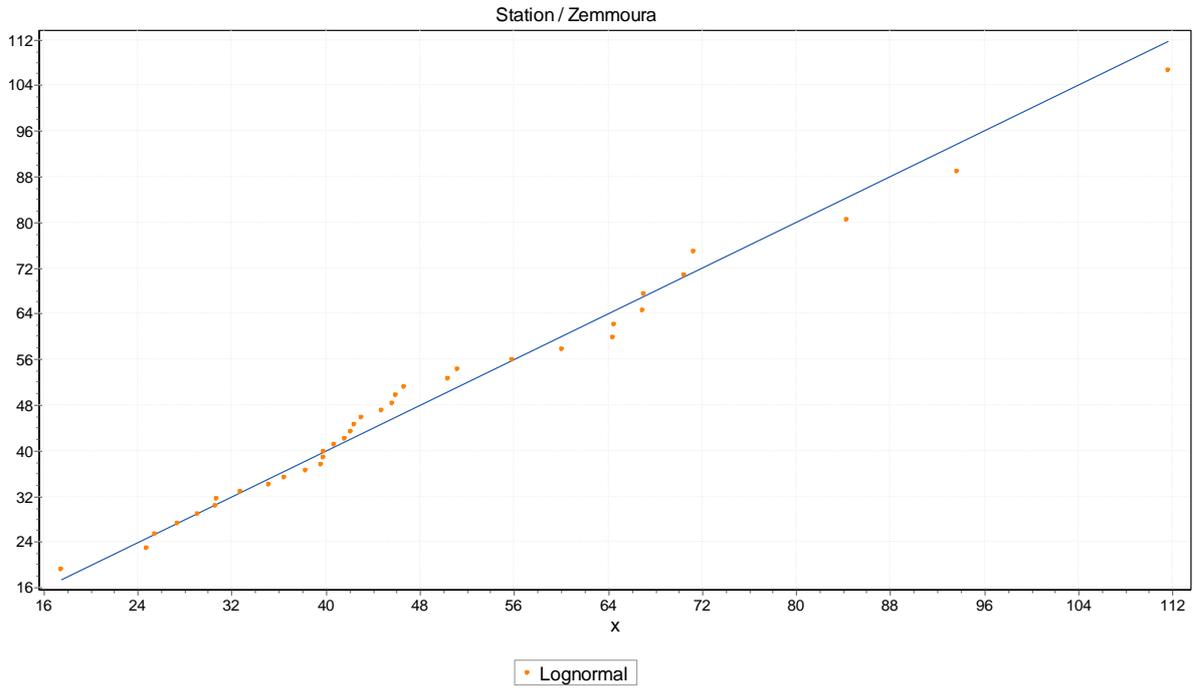
Annexe II.01 Homogénéisation des données, ajustement des pluies max journalière et test d'adéquation

1-Homogénéisation des données pluviométriques (test de Wilcoxon)

X	Rang	Y	Rang	XUY	Origine	XUY	Origine
417,7	1	326,6	20	177,7	Y	535,8	X
865,9	2	489,6	21	255	Y	544,1	X
282,9	3	608,8	22	275,9	Y	549,4	X
544,1	4	449,7	23	282,9	X	555,6	Y
885,2	5	346,5	24	326,6	Y	572,8	Y
795,5	6	572,8	25	346,5	Y	579,5	Y
374,21	7	555,6	26	346,7	X	591,1	X
600,8	8	255	27	353	X	600,8	X
535,8	9	609,7	28	374,21	X	608,8	Y
346,7	10	503,5	29	378,1	Y	609,7	Y
725,5	11	275,9	30	408,2	X	615,7	X
519,8	12	378,1	31	417,7	X	653,9	X
479,1	13	177,7	32	449,7	Y	725,5	X
615,7	14	847,1	33	479,1	X	795,5	X
591,1	15	579,5	34	489,6	Y	847,1	Y
408,2	16	534,1	35	503,5	Y	865,9	X
653,9	17	515,2	36	515,2	Y	885,2	X
353	18			519,8	X		
549,4	19			534,1	Y		

2-Ajustement des pluies maximales journalières (logiciel EasyFit) :





3-Test d'adéquation (logiciel EasyFit) :

Qualité d'ajustement - Détails [masquer]					
Lognormal [#40]					
Kolmogorov-Smirnov					
Taille de l'échantillon	36				
Statistique	0.10282				
Valeur de P	0.80414				
Rang	20				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	0.17418	0.1991	0.22119	0.24732	0.26532
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non
Anderson-Darling					
Taille de l'échantillon	36				
Statistique	0.24826				
Rang	16				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non
Khi-Carré					
Degrés de liberté	3				
Statistique	0.48034				
Valeur de P	0.92319				
Rang	17				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	4.6416	6.2514	7.8147	9.8374	11.345
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non

3-Test d'adéquation (logiciel EasyFit) : Suite

Qualité d'ajustement - Détails [masquer]					
Normal [#43]					
Kolmogorov-Smirnov					
Taille de l'échantillon	36				
Statistique	0.17815				
Valeur de P	0.18014				
Rang	43				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	0.17418	0.1991	0.22119	0.24732	0.26532
Rejeter?	Oui	Non	Non	Non	Non
Anderson-Darling					
Taille de l'échantillon	36				
Statistique	1.0258				
Rang	37				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non
Khi-Carré					
Degrés de liberté	4				
Statistique	2.358				
Valeur de P	0.67024				
Rang	25				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	5.9886	7.7794	9.4877	11.668	13.277
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non

3-Test d'adéquation (logiciel EasyFit) :Suite

Qualité d'ajustement - Détails [masquer]					
Gumbel Max [#25]					
Kolmogorov-Smirnov					
Taille de l'échantillon	36				
Statistique	0.11007				
Valeur de P	0.73462				
Rang	24				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	0.17418	0.1991	0.22119	0.24732	0.26532
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non
Anderson-Darling					
Taille de l'échantillon	36				
Statistique	0.28775				
Rang	23				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non
Khi-Carré					
Degrés de liberté	3				
Statistique	0.40566				
Valeur de P	0.93907				
Rang	16				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valeur critique	4.6416	6.2514	7.8147	9.8374	11.345
Rejeter?	Non	Non	Non	Non	Non

Annexe II.02 : Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Période	5		10		20		50		100		1000		2000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1		0,05		0,01	
P _{max,j,p} (%)(mm)	62,3		74,1		85,4		100		112		151		163		193	
T (h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{max,j,p} % (mm)	I ₀ (mm/h)
0,5	23,22	46,43	27,61	55,22	31,82	63,65	37,26	74,53	41,74	83,47	56,27	112,54	60,74	121,48	71,92	143,84
1	27,70	27,70	32,95	32,95	37,98	37,98	44,47	44,47	49,80	49,80	67,15	67,15	72,48	72,48	85,82	85,82
2	33,06	16,53	39,32	19,66	45,32	22,66	53,07	26,53	59,43	29,72	80,13	40,06	86,50	43,25	102,42	51,21
3	36,66	12,22	43,60	14,53	50,25	16,75	58,85	19,62	65,91	21,97	88,86	29,62	95,92	31,97	113,57	37,86
4	39,45	9,86	46,92	11,73	54,08	13,52	63,32	15,83	70,92	17,73	95,62	23,90	103,22	25,80	122,22	30,55
6	43,75	7,29	52,03	8,67	59,97	9,99	70,22	11,70	78,65	13,11	106,04	17,67	114,46	19,08	135,53	22,59
9	48,51	5,39	57,70	6,41	66,50	7,39	77,87	8,65	87,22	9,69	117,59	13,07	126,93	14,10	150,29	16,70
12	52,21	4,35	62,09	5,17	71,56	5,96	83,80	6,98	93,85	7,82	126,54	10,54	136,59	11,38	161,73	13,48
15	55,26	3,68	65,73	4,38	75,75	5,05	88,71	5,91	99,35	6,62	133,94	8,93	144,59	9,64	171,20	11,41
18	57,89	3,22	68,86	3,83	79,36	4,41	92,93	5,16	104,08	5,78	140,32	7,80	151,47	8,42	179,35	9,96
21	60,21	2,87	71,62	3,41	82,54	3,93	96,65	4,60	108,25	5,15	145,94	6,95	157,54	7,50	186,54	8,88
24	62,30	2,60	74,10	3,09	85,40	3,56	100,00	4,17	112,00	4,67	151,00	6,29	163,00	6,79	193,00	8,04

Annexe II.03 Débits de crues pour différentes périodes de retour

temps	Débits de crues des périodes de retour							
	5	10	20	50	100	1000	2000	10000
h	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	3,39	4,39	5,19	6,11	6,72	8,44	8,89	9,86
2	13,56	17,56	20,78	24,44	26,89	33,78	35,56	39,44
3	30,50	39,50	46,75	55,00	60,50	76,00	80,00	88,75
4	54,22	70,22	83,11	97,78	107,56	135,11	142,22	157,78
5	84,72	109,72	129,86	152,78	168,06	211,11	222,22	246,53
6	122,00	158,00	187,00	220,00	242,00	304,00	320,00	355,00
7	99,19	128,46	152,04	178,87	196,75	247,16	260,17	288,63
8	79,42	102,85	121,73	143,21	157,53	197,89	208,31	231,09
9	62,46	80,90	95,74	112,64	123,90	155,65	163,84	181,76
10	48,11	62,31	73,75	86,76	95,44	119,89	126,20	140,00
11	36,15	46,81	55,41	65,19	71,70	90,07	94,81	105,19
12	26,35	34,13	40,39	47,52	52,27	65,66	69,12	76,68
13	18,51	23,97	28,37	33,37	36,71	46,12	48,55	53,85
14	12,40	16,06	19,00	22,36	24,59	30,90	32,52	36,08
15	7,81	10,11	11,97	14,08	15,49	19,46	20,48	22,72
16	4,52	5,85	6,93	8,15	8,96	11,26	11,85	13,15
17	2,31	3,00	3,55	4,17	4,59	5,76	6,07	6,73
18	0,98	1,26	1,50	1,76	1,94	2,43	2,56	2,84
19	0,29	0,37	0,44	0,52	0,57	0,72	0,76	0,84
20	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09	0,09	0,11
21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Annexe II.04 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0,36	0	0,36	3,5	3,5		3,14	3,5	0,36
Novembre	0,44	0	0,44	3,86	3,86		3,06	3,5	0,44
Décembre	0,56	0	0,56	4,3	4,3		2,94	3,5	0,56
Janvier	1,17	0	1,17	4,86	4,86		2,64	3,5	0,86
Février	0,9	0	0,9	6,03	6,03		3,81	3,81	
Mars	0,79	0	0,79	6,93	6,28	0,65	4,71	4,71	
Avril	0,75	0,11	0,64	7,07	6,28	0,79	5,5	5,5	
Mai	0,66	0,52	0,14	6,92	6,28	0,64	6,14	6,14	
Juin	0,5	0,87	-0,37	6,42	6,28	0,14	6,28	6,28	
Juillet	0,14	1,14	-1	5,91	5,91		5,91	5,91	
Août	0,09	0,99	-0,9	4,91	4,91		4,91	4,91	
Septembre	0,06	0,57	-0,51	4,01	4,01		4,01	4,01	
Total	6,42	4,2	2,22	3,5	3,5		3,5	3,5	
						2,22			2,22

Annexe II.05 Pertes par évaporation et infiltration (1ère approximation)

Pertes par évaporation et infiltration (1ère approximation)						
Mois	V moy (hm3)	S moy (km2)	E vp (m)	V evp (hm3)	V inf (hm3)	P (hm3)
Octobre	3,680	0,35601	0,095	0,033821	0,0184	0,052
Novembre	4,080	0,37484	0,068	0,025489	0,0204	0,046
Décembre	4,580	0,39652	0,054	0,021412	0,0229	0,044
Janvier	5,445	0,43404	0,054	0,023438	0,027225	0,051
Février	6,480	0,47865	0,061	0,029198	0,0324	0,062
Mars	7,000	0,50086	0,081	0,040570	0,035	0,076
Avril	6,995	0,50065	0,095	0,047562	0,034975	0,083
Mai	6,670	0,48676	0,128	0,062305	0,03335	0,096
Juin	6,165	0,46519	0,162	0,075361	0,030825	0,106
Juillet	5,410	0,43252	0,236	0,102075	0,02705	0,129
Août	4,460	0,39132	0,182	0,071220	0,0223	0,094
Septembre	3,755	0,35965	0,135	0,048553	0,018775	0,067
Total		5,17701	1,351	0,581003	0,3236	0,905

Annexe II.06 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère approximation)

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère approximation)									
Mois	W (hm3)	U+P (hm3)	W-(U+P) (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0,36	0,052	0,308	3,5	3,5		3,192	3,5	0,308
Novembre	0,44	0,046	0,394	3,808	3,808		3,106	3,5	0,394
Décembre	0,56	0,044	0,516	4,202	4,202		2,984	3,5	0,516
Janvier	1,17	0,051	1,119	4,718	4,718		3,404	3,5	0,096
Février	0,9	0,062	0,838	5,837	5,837		4,523	4,523	
Mars	0,79	0,076	0,714	6,675	6,675		5,361	5,361	
Avril	0,75	0,193	0,557	7,389	6,676	0,713	6,075	6,075	
Mai	0,66	0,616	0,044	7,233	6,676	0,557	6,632	6,632	
Juin	0,5	0,976	-0,476	6,72	6,676	0,044	6,676	6,676	
Juillet	0,14	1,269	-1,129	6,2	6,2		6,2	6,2	
Août	0,09	1,084	-0,994	5,071	5,071		5,071	5,071	
Septembre	0,06	0,637	-0,577	4,077	4,077		4,077	4,077	
Total	6,42	5,105	1,314	3,5	3,5		3,5	3,5	
						1,314			1,314

Annexe II.07 Pertes par évaporation et infiltration (2ème approximation)

Pertes par évaporation et infiltration (2ème approximation)						
Mois	V moy (hm3)	S moy (km2)	E vp (m)	V evp (hm3)	V inf (hm3)	P (hm3)
Octobre	3,654	0,35475	0,095	0,033701	0,01827	0,052
Novembre	4,005	0,37158	0,068	0,025267	0,020025	0,045
Décembre	4,460	0,39132	0,054	0,021131	0,0223	0,043
Janvier	5,278	0,4268	0,054	0,023047	0,0263875	0,049
Février	6,256	0,46908	0,061	0,028614	0,03128	0,060
Mars	7,032	0,50223	0,081	0,040681	0,03516	0,076
Avril	7,311	0,51415	0,095	0,048844	0,036555	0,085
Mai	6,977	0,49988	0,128	0,063985	0,0348825	0,099
Juin	6,460	0,47779	0,162	0,077402	0,0323	0,110
Juillet	5,636	0,44233	0,236	0,104390	0,0281775	0,133
Août	4,574	0,39626	0,182	0,072119	0,02287	0,095
Septembre	3,789	0,3613	0,135	0,048776	0,0189425	0,068
Total		5,20747	1,351	0,587957	0,32715	0,915

Annexe II.08 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère approximation)

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)									
Mois	W (hm3)	U+P (hm3)	W-(U+P) (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0,36	0,052	0,308	3,5	3,5		3,192	3,5	0,308
Novembre	0,44	0,045	0,395	3,808	3,808		3,105	3,5	0,395
Décembre	0,56	0,043	0,517	4,203	4,203		2,983	3,5	0,517
Janvier	1,17	0,049	1,121	4,72	4,72		3,415	3,5	0,085
Février	0,9	0,06	0,84	5,841	5,841		4,536	4,536	
Mars	0,79	0,076	0,714	6,681	6,681		5,376	5,376	
Avril	0,75	0,195	0,555	7,395	6,686	0,709	6,09	6,09	
Mai	0,66	0,619	0,041	7,241	6,686	0,555	6,645	6,645	
Juin	0,5	0,98	-0,48	6,727	6,686	0,041	6,686	6,686	
Juillet	0,14	1,273	-1,133	6,206	6,206		6,206	6,206	
Août	0,09	1,085	-0,995	5,073	5,073		5,073	5,073	
Septembre	0,06	0,638	-0,578	4,078	4,078		4,078	4,078	
Total	6,42	5,115	1,305	3,5	3,5		3,5	3,5	
						1,305			1,305

Annexe II.09 Calcul du débit déversant pour différentes largeurs b et la charge déversant H_d par la méthode de KOTCHERINE.

H_d (m)	PHE(m)	VPHE(m)	VF(m)	q_{\max} (m ³ /s) Laminé	$q_{\max}=m.b.(2g)^{1/2}.H_d^{3/2}$						
					b(m)						
					20	30	35	40	45	50	60
0	721,25	6,686	0	355	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	721,45	6,687	0,001	354,95	3,88	5,82	6,79	7,76	8,73	9,70	11,65
0,4	721,65	6,79	0,104	350,01	10,98	16,47	19,21	21,96	24,70	27,45	32,94
0,6	721,85	6,893	0,207	345,08	20,17	30,26	35,30	40,34	45,38	50,43	60,51
0,8	722,05	6,996	0,31	340,14	31,05	46,58	54,35	62,11	69,87	77,64	93,16
1	722,25	7,099	0,413	335,2	43,40	65,10	75,95	86,80	97,65	108,50	130,20
1,2	722,45	7,202	0,516	330,26	57,05	85,58	99,84	114,10	128,36	142,63	171,15
1,4	722,65	7,305	0,619	325,32	71,89	107,84	125,81	143,78	161,76	179,73	215,68
1,6	722,85	7,408	0,722	320,39	87,84	131,75	153,71	175,67	197,63	219,59	263,51
1,8	723,05	7,511	0,825	315,45	104,81	157,21	183,42	209,62	235,82	262,02	314,43
2	723,25	7,614	0,928	310,51	122,75	184,13	214,82	245,51	276,20	306,88	368,26
2,2	723,45	7,717	1,031	305,57	141,62	212,43	247,83	283,24	318,64	354,05	424,86
2,4	723,65	7,82	1,134	300,64	161,36	242,05	282,39	322,73	363,07	403,41	484,09
2,6	723,85	7,923	1,237	295,7	181,95	272,92	318,41	363,90	409,39	454,87	545,85
2,8	724,05	8,026	1,34	290,76	203,34	305,01	355,85	406,68	457,52	508,35	610,03
3	724,25	8,129	1,443	285,82	225,51	338,27	394,65	451,03	507,40	563,78	676,54
3,2	724,45	8,232	1,546	280,88	248,44	372,65	434,76	496,87	558,98	621,09	745,31
3,4	724,65	8,335	1,649	275,95	272,09	408,13	476,15	544,17	612,20	680,22	816,26
3,6	721,45	8,438	1,752	271,01	296,44	444,67	518,78	592,89	667,00	741,11	889,33

Annexe II.10 Résultat de la méthode de KOTCHERINE (graphes)

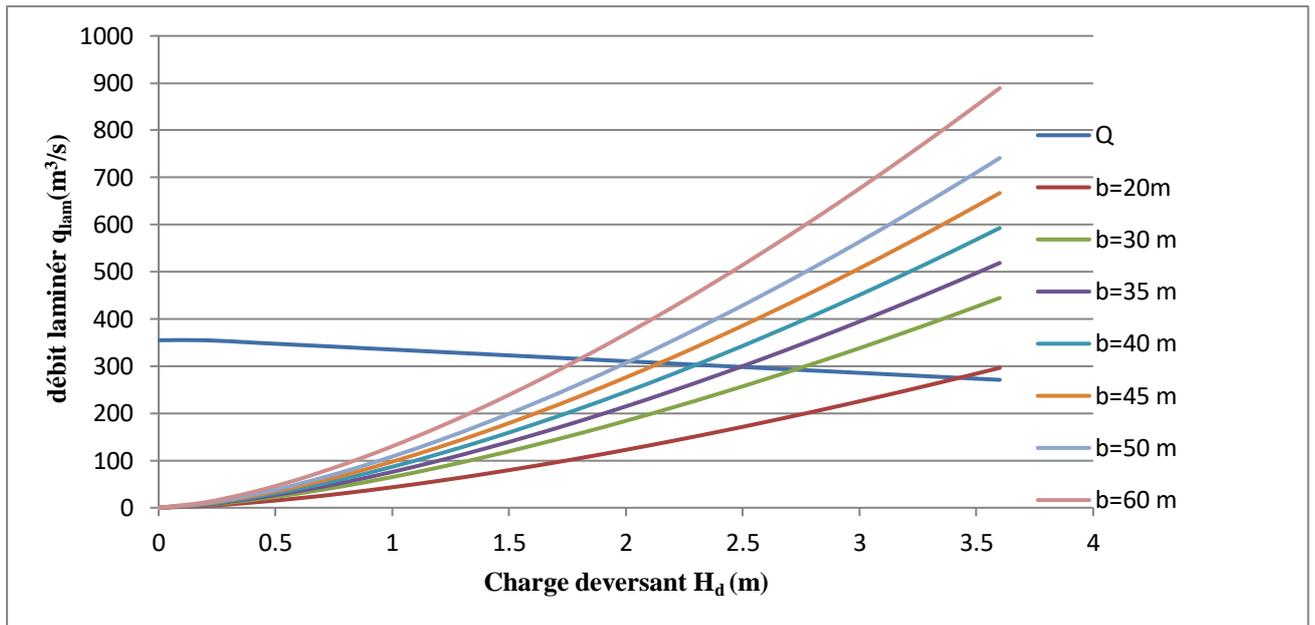


Fig.01 Courbes $H=f(Q,q)$

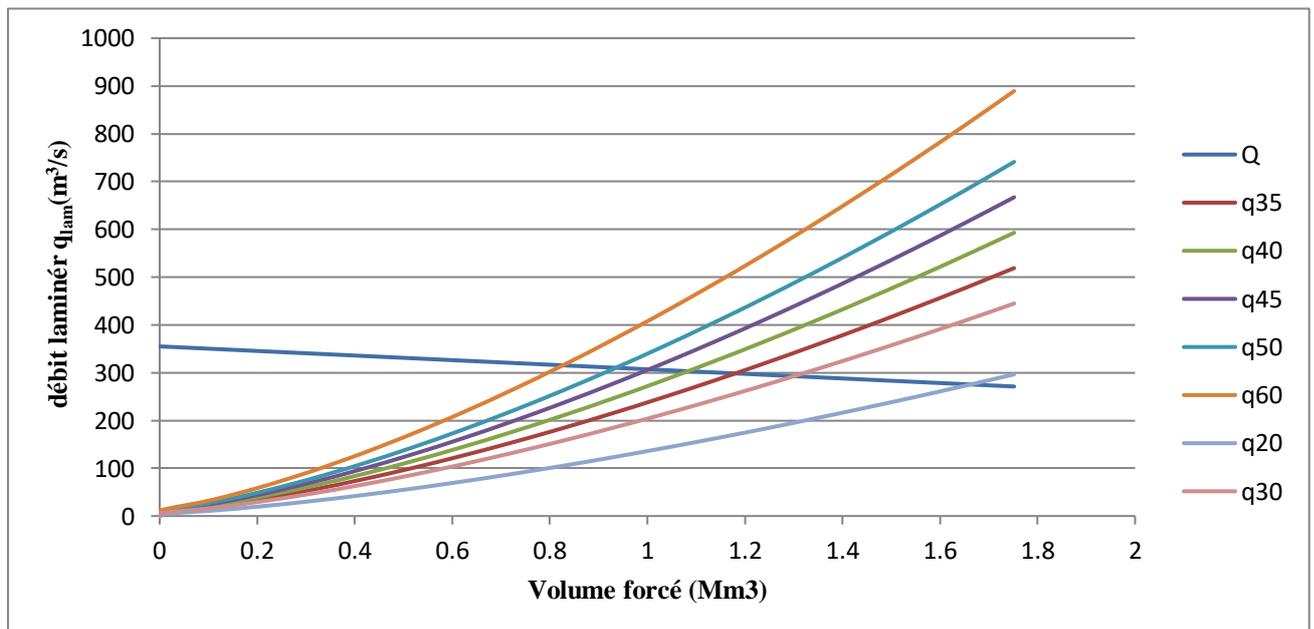


Fig. 02 Courbes $V=f(Q,q)$

Annexe III.01 Modélisation de l'écoulement dans le coursier pour la première variante de l'évacuateur de crues.

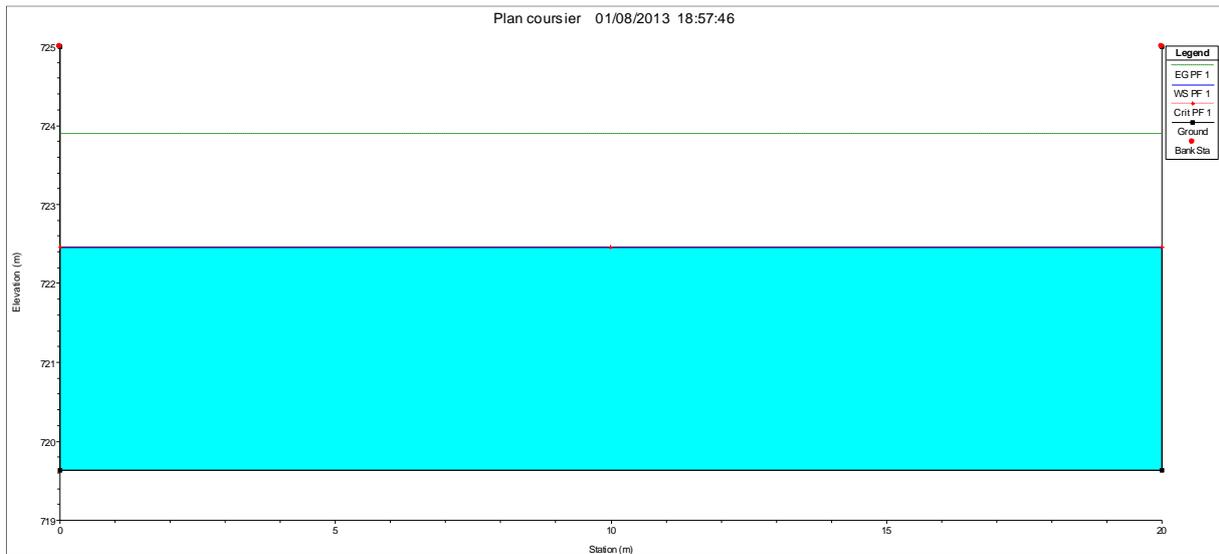


Figure.01 Tirant d'eau dans la section amont de coursier.

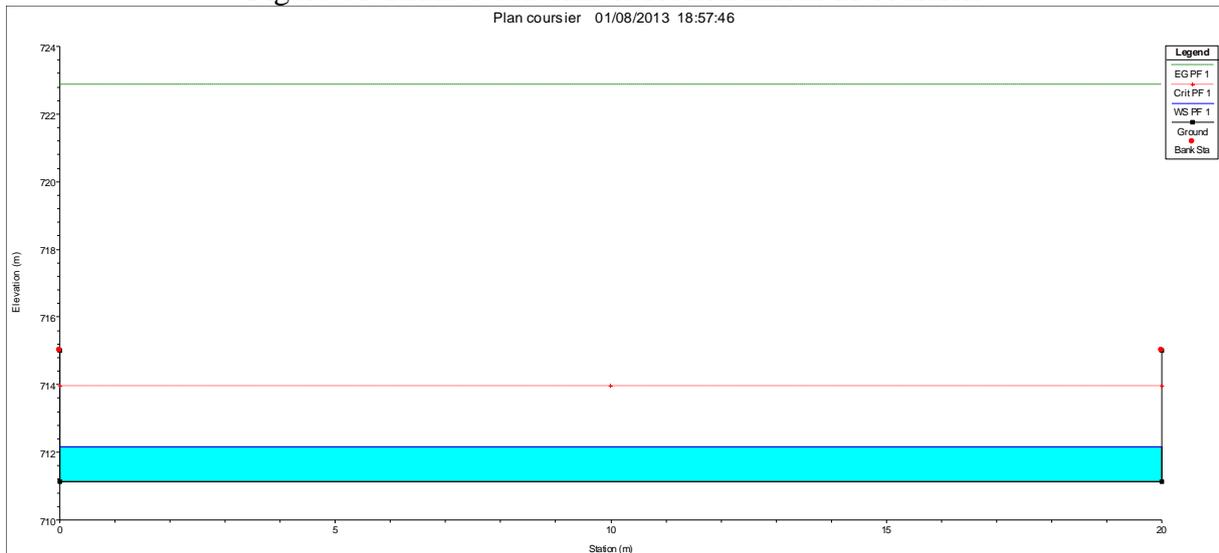


Figure 02: Tirant d'eau dans la section aval de coursier.

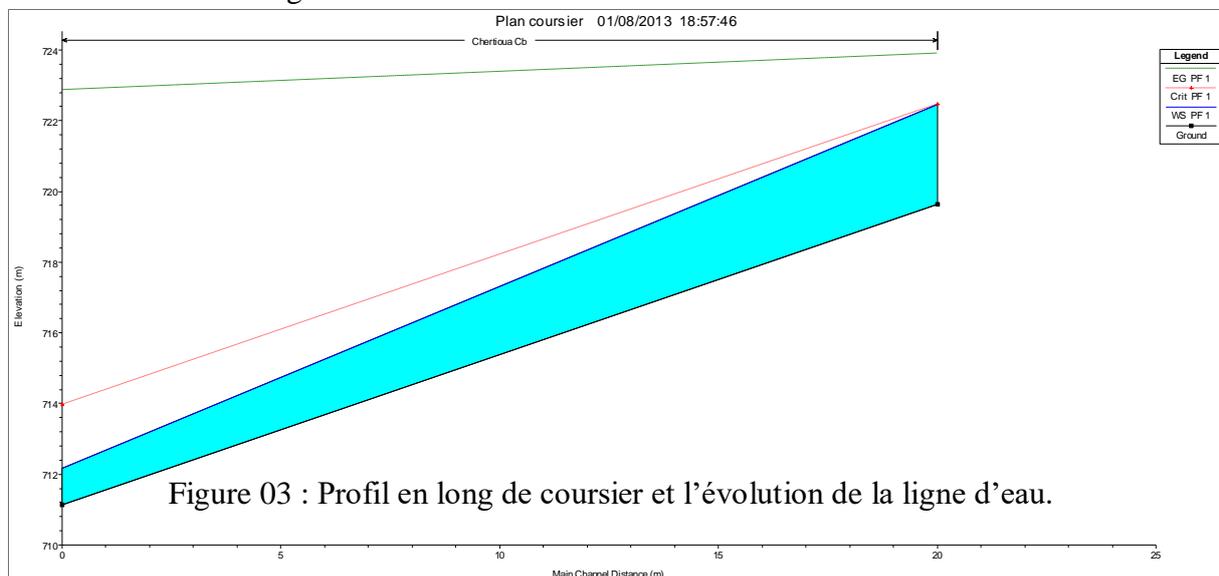
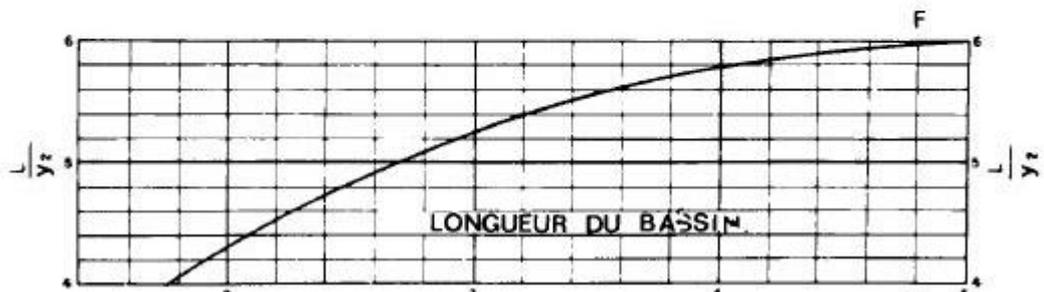
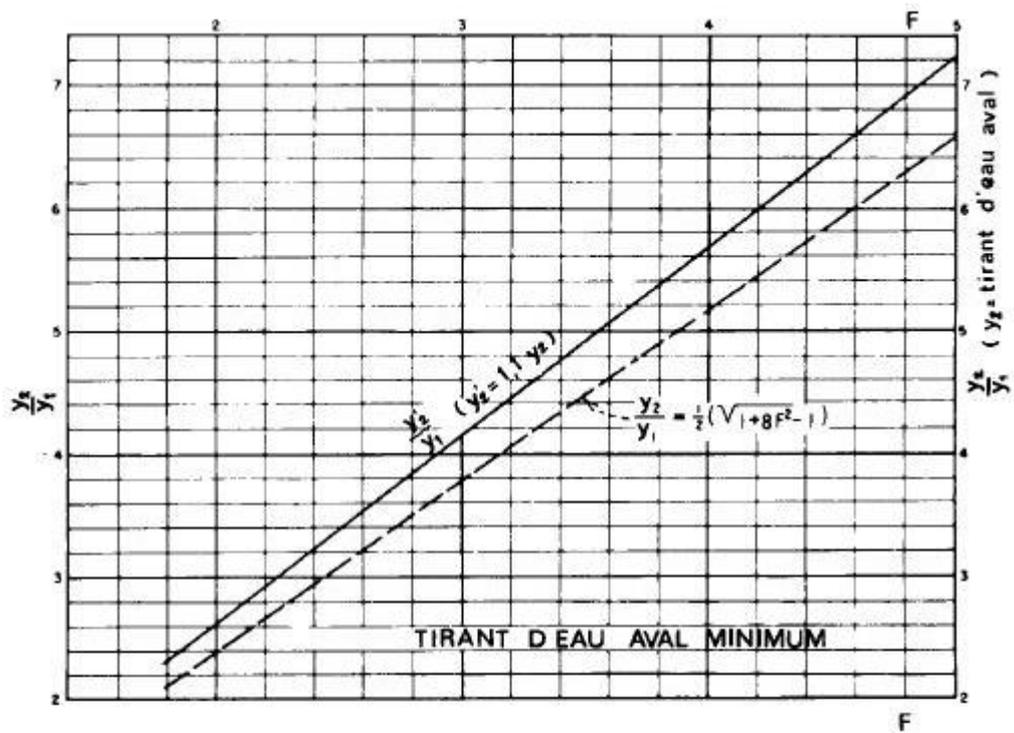
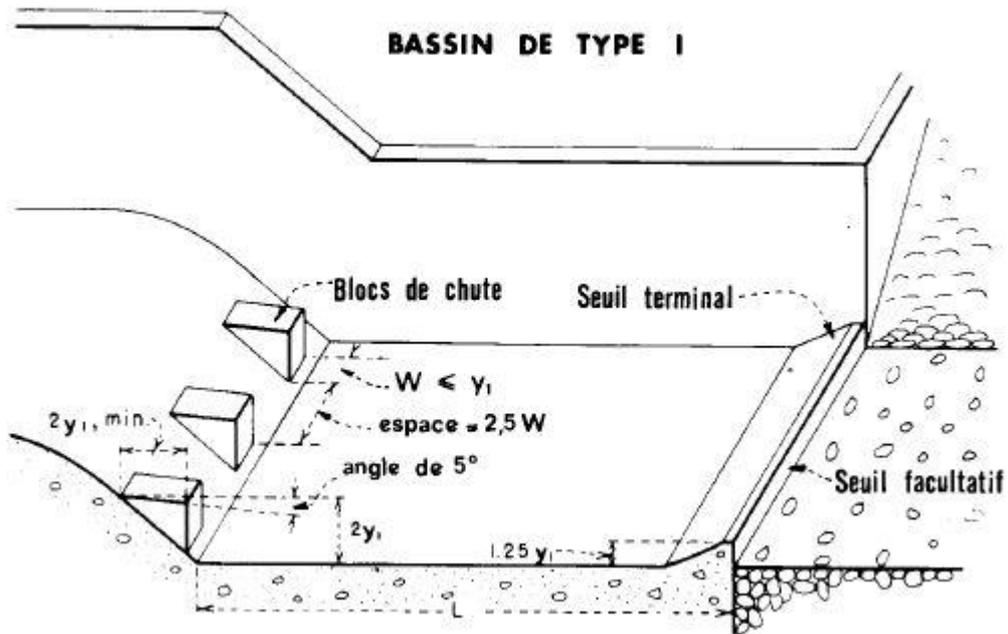
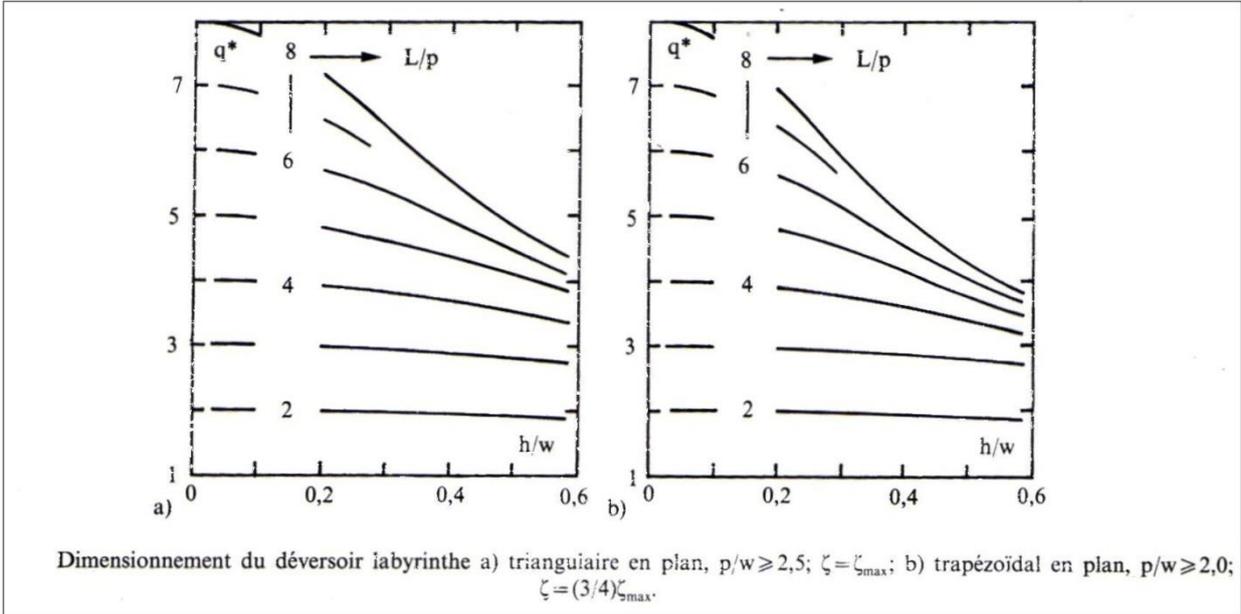


Figure 03 : Profil en long de coursier et l'évolution de la ligne d'eau.

Annexe III.02 Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE compris entre 2,5 et 4,5 (extrait de "Design of small dams")



Annexe III.03 Dimensionnement de déversoir labyrinthique trapézoïdale en plan ($D/p > 2$)



Annexe III.04 Modélisation de l'écoulement dans le coursier pour la 2^{ème} variante de l'évacuateur de crues.

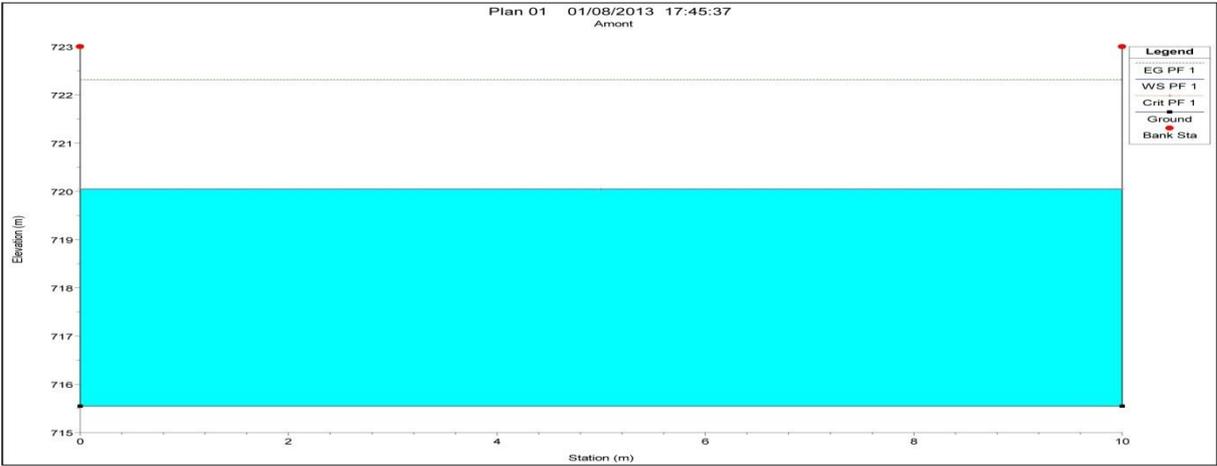


Figure 01: tirant d'eau dans la section amont de coursier.

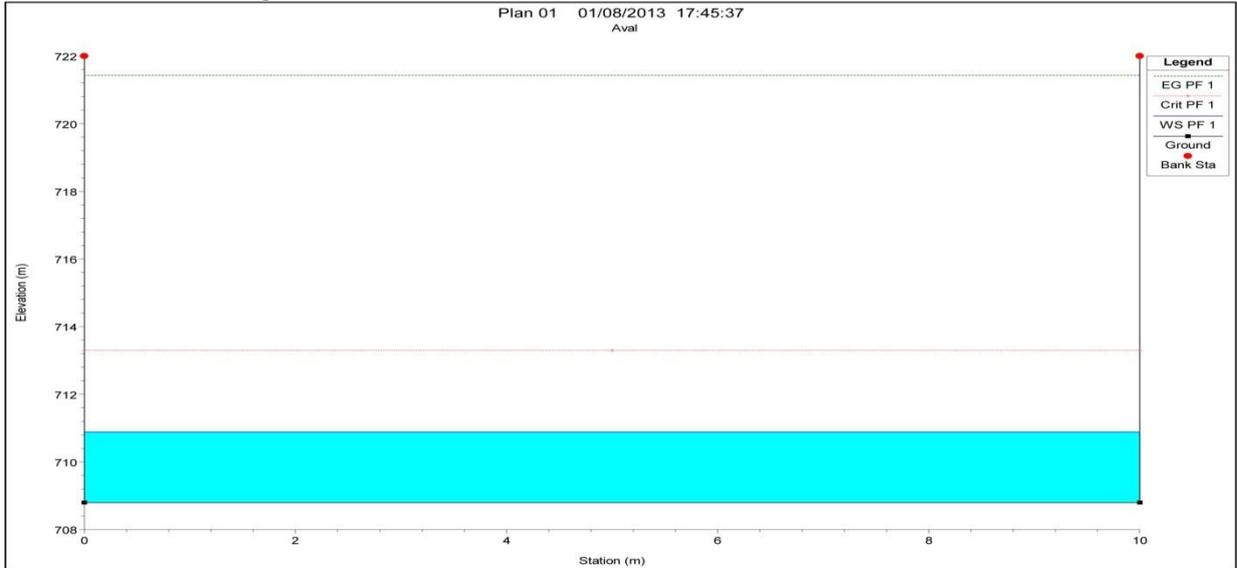


Figure 02: tirant d'eau dans la section aval de coursier.

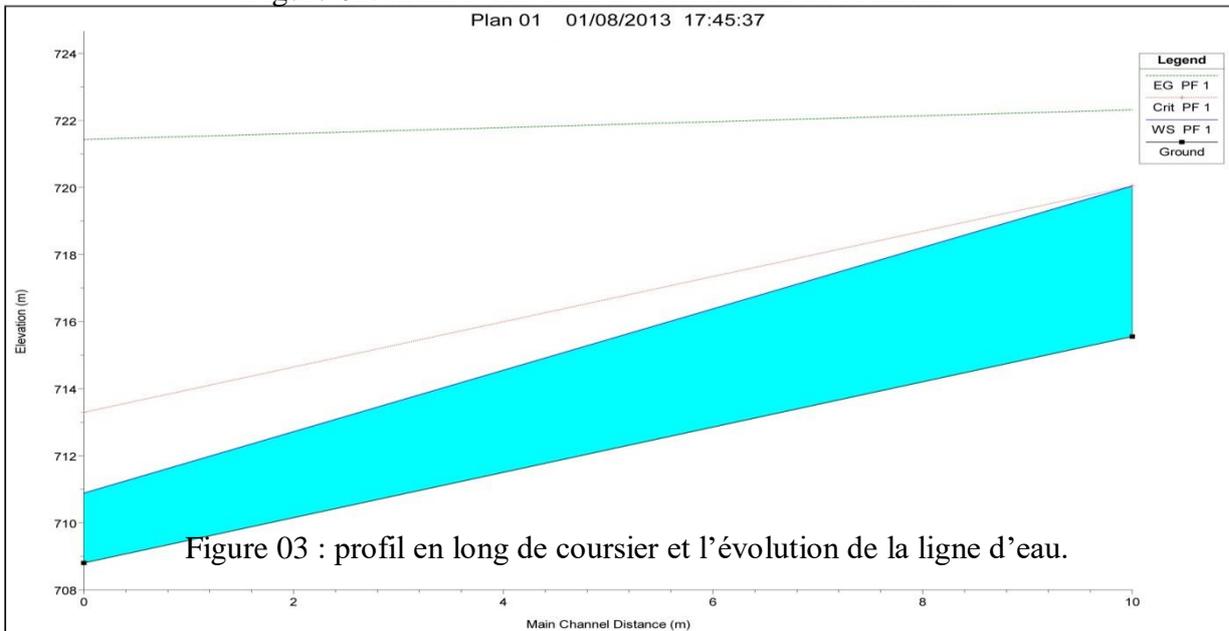
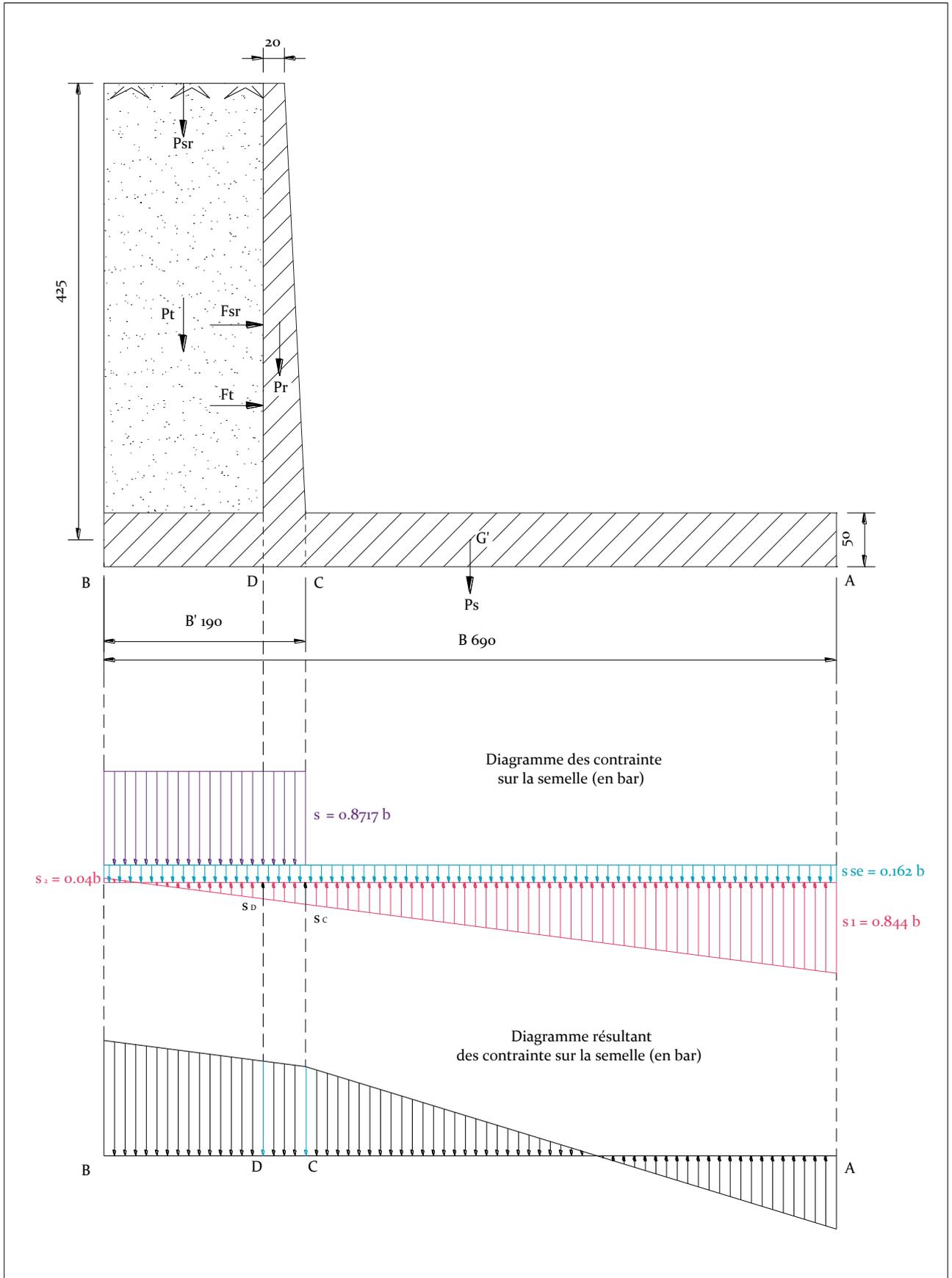
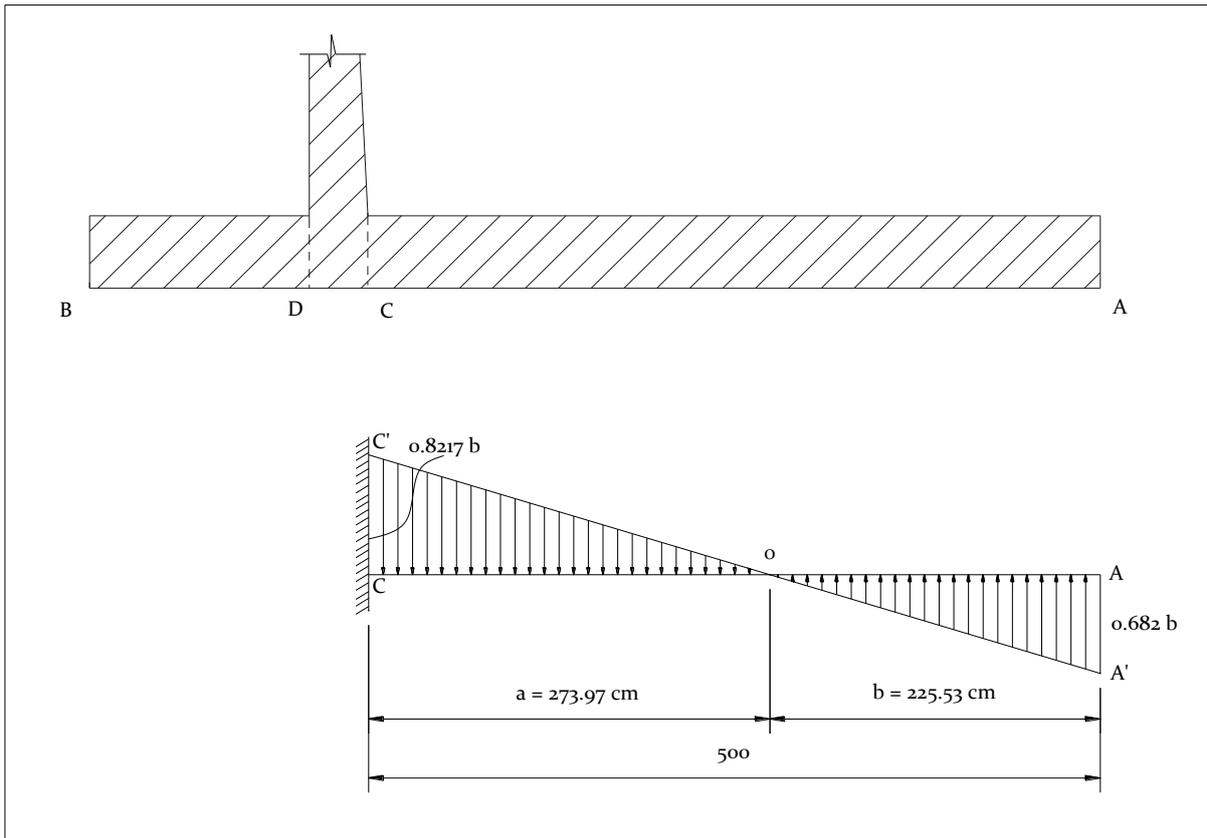


Figure 03 : profil en long de coursier et l'évolution de la ligne d'eau.

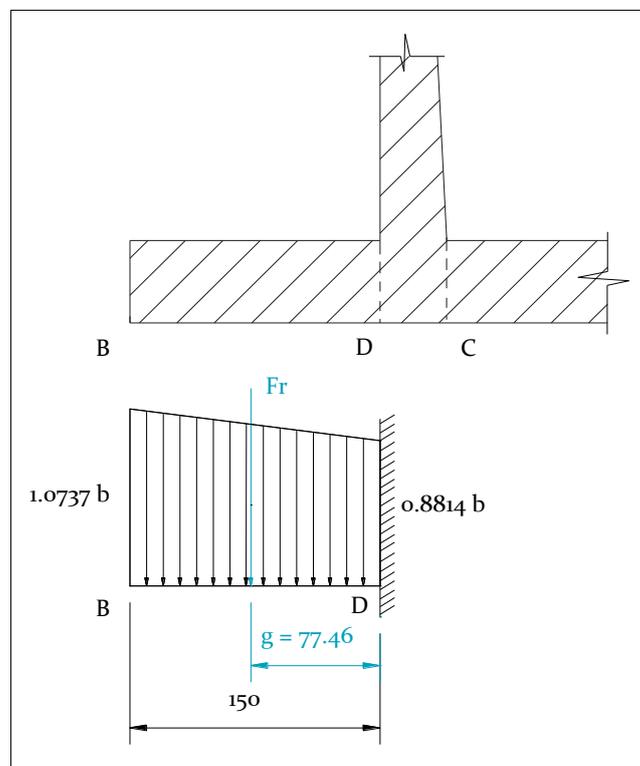
Annexe IV.01 : Diagramme des contraintes sur la semelle



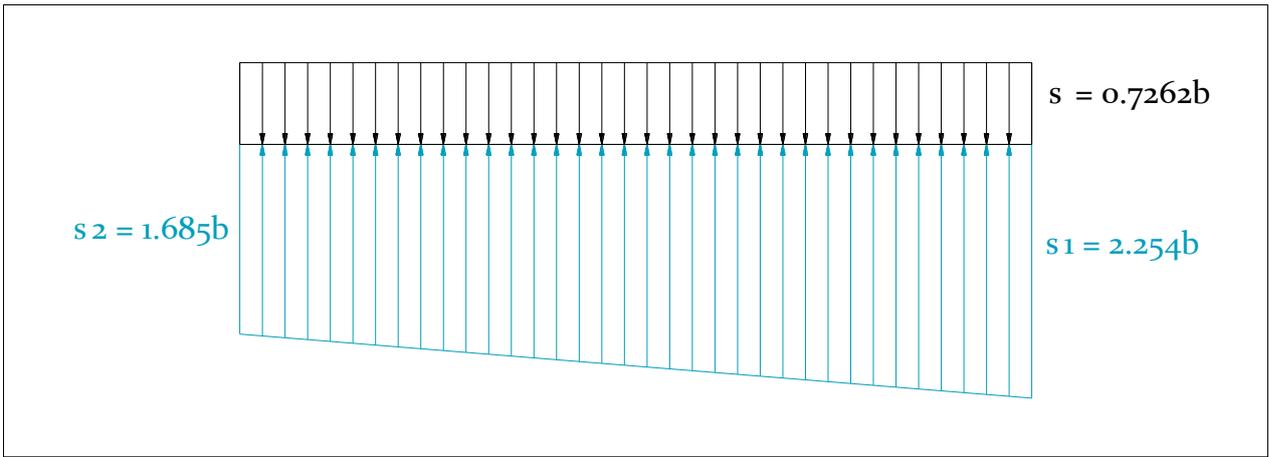
Annexe IV.02 : Diagramme de contrainte de la partie CA



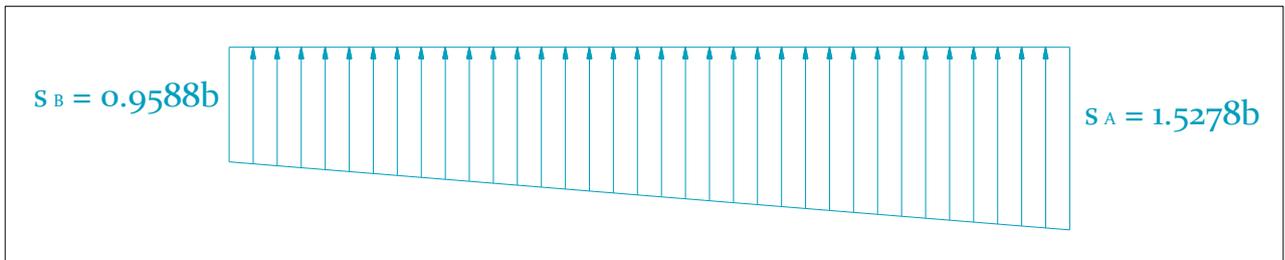
Annexe IV.03 : Diagramme de contrainte de la partie BD



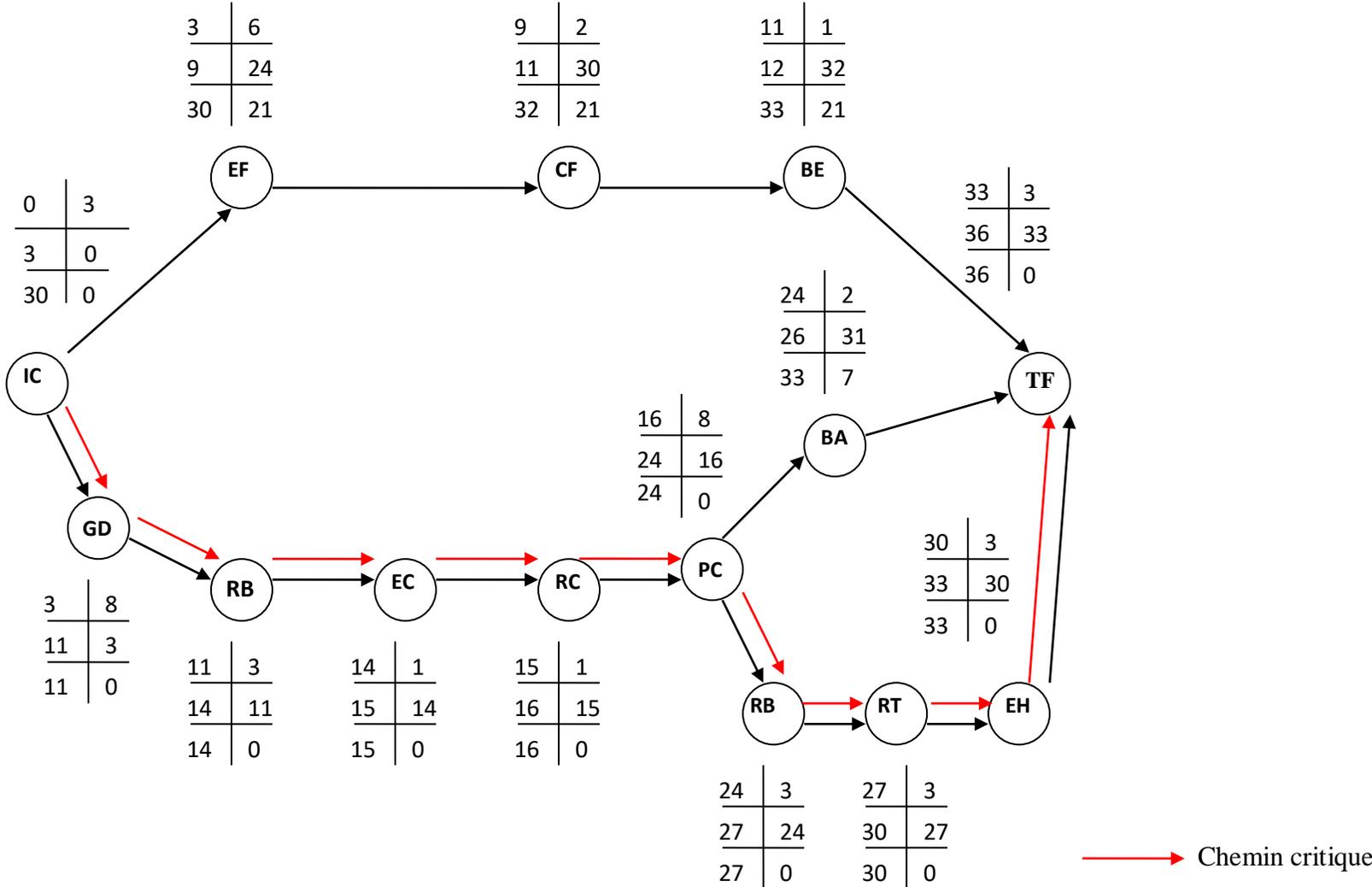
Annexe IV.04 : Diagramme de contrainte de la semelle de déversoir



Annexe IV.05 : Diagramme résultant de contrainte de la semelle de déversoir



Annexe VII.01 Représentation du réseau à nœuds.



Annexe VIII.01 Délimitation de la zone inondée en cas de rupture du barrage

