

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE DE M'DJEDEL
(W.M'SILA)**

Présenté par :

M^r : ABES Anis

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r : K.MIHOUBI	M C.B	Président
M ^r : M.BACHIR CHERIF	M A.B	Examineur
M ^{me} : N.HADJ SADOK	M A.B	Examinatrice
M ^r : M.D BENSALAH	M A.A	Examineur
M ^{me} : A.ADDOU	M A.A	Promotrice

Septembre 2012

∞ DEDICACE ∞

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études en premier lieu à :

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

À ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère.

À mes frères FAICEL, NABIL , OMAR et SALAH.

À ma petite sœur NINA.

À tous mes amis et mes amies.

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux.

À tous (tes) mes cousins et cousines.

En un mot, à toute ma famille (ABES) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ABES ANIS 2012

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, je remercie le Dieu tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener à bien ce travail.

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mme ADDOU.A (ma promotrice) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je la remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Je tiens à remercier Monsieur MIHOUBI.M.K, chef département de génie de l'eau de l'École nationale supérieure d'hydraulique pour l'accès à laboratoire des aménagements hydraulique de l'université du Biskra.

Je remercie également tous mes enseignants de l'école nationale supérieure d'hydraulique, ainsi tous les enseignants de l'université du Biskra Particulièrement M^r OUAMANE .Ahmed, M^r BOUZIANE et BENAÏSSA Sahraoui.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert qui m'a fourni les données de la région d'étude en particulier, M^r ZIANI (chargé des études techniques du barrage M'djedel).

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Je remercie aussi tous mes amis particulièrement (KOUICI Adel TOUATI Khaled, ZAHOUANI Sadek , MENSSOURI Walid, HADI Yacine, IDIR Lounes Hmimi et Zouina) pour leurs soutiens et encouragements durant l'élaboration de mémoire de fin d'études.

En fin, je remercie mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien.

Grand Merci à tous.

ANIS

ملخص :

إن السدود تواجه مشكلتين أساسيتين. الأولى تتمثل في وجود الفيضانات و الثانية مرتبطة بضيق سعة التخزين بسبب الطمي. و على اثر ذلك يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية و الاختيار الامثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها هذه المنكرة تتضمن الدراسة المعمقة لما قبل انجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد مجدل بولاية المسيلة بالضبط على واد مجدل.

Résumé :

Les barrages réservoirs sont confrontés à deux problèmes fondamentaux, le premier est la maîtrise des inondations et le deuxième problème est lié à la perte de la capacité de stockage due à l'envasement du barrage.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de l'évacuateur de crues du barrage de M'djedel dans la wilaya de M'sila et principalement sur l'Oued M'djedel.

Abstract:

Dams are confronted with two fundamental problems. The first is the mastery of floods and the second problem is related to the loss of the storage capacity due to the silting of the dam.

There's ore, the choice and the dimensionality of the storage work deserve to be deepened , Our work involves study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of M'djedel dam (M'sila) in Oued M'djedel.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité	
Objectif de l'étude	2
I.1.Généralités.....	2
I.1.1.Objectif du barrage	2
I.1.2. Localisation de l'ouvrage	2
I.1.3.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité	3
I.1.3.1.Digue	3
I.1.3.2. Evacuateur de crue	3
I.1.3.3. Dérivation provisoire	3
I.1.3.4. Tour de prise d'eau	3
I.1.3.5. Vidange de fond	4
I.1.3.5. Vidange de fond	4
I.2.1.Généralités	4
I.2.2.Etudes topographiques	4
I.2.3.Etude géologique et géotechnique.....	5
I.2.3.1.Contexte géologique régional	5
I.2.3.1.1.lithologie et stratigraphie	5
I.2.3.1.2.tectonique régionale.....	7
I.2.3.2.Sismicité.....	7
I.2.3.3.Rappel des reconnaissances réalisées.....	8
I.2.3.3.1.Reconnaissance géologique	8
I.2.3.3.2.Puits	8
I.2.3.3.3.Géophysique	8
a)-Sismique réfraction.....	8
b)-Prospection électrique.....	9
I.2.3.3.4.Essais au laboratoire.....	9
I.2.3.4.Géologique de la cuvette.....	9
I.2.3.4.1.Terrains de couverture	9
I.2.3.4.2.Substratum rocheux	9
I.2.3.5.Etude géologique de site de barrage.....	9
I.2.3.5.1. Géologique de site de barrage.....	9
I.2.3.5.2. Les caractéristiques hydrogéologiques.....	10
a)-Niveau aquifère	10
b)-Mesures de la perméabilité du substratum.....	10
I.2.3.5.3.Aspect géotechnique.....	11
a)-substratum rocheux.....	11
b)- sols cohérents.....	11
c)- Dépôts alluviaux.....	12

I.2.3.6. Etude géologique des matériaux de constructions.....	12
I.2.3.6.1. Zone d'emprunts des graves	13
I.2.3.6.2. Zone d'emprunt d'argile	13
I.2.3.6.3. Zone de carrière.....	14
I.2.3.7. Synthèse de l'étude géophysique.....	15
I.2.4. Synthèse de l'étude hydrologique.....	16
I.2.4.1. hydrologie et climatologie.....	16
I.2.4.2. Rappel hydrologique des résultats.....	16
I.2.5. synthèse de l'étude d'impact	17
Conclusions et recommandations.....	17

Chapitre II : Etude hydrologique

Objectif de l'étude	19
II.1. Caractéristiques générales du bassin versant.....	19
II.1.1. Climatologie du bassin versant	21
II.1.2 Températures de l'air.....	21
II.1.3. Vitesse du vent	22
II.1.4. Evaporation	23
II.1.5. pluviométrie	23
II.2. Etude des précipitations	24
II.2.1. Homogénéisation des données par le test de la médiane (test de Mood).....	24
II.2.2. Ajustement des pluies maximales journalières.....	25
II.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	28
II.3. Etude des apports	30
II.3.1. L'apport moyen interannuel (A_0)	30
II.3.1.1. Apports liquides.....	30
a)- Formule de Samie.....	30
b)- Formule de l'ANRH.....	30
c)- Formule de MEDINGUER.....	30
d)- Formule de TURC.....	30
e)- Formule de CHAUMONT.....	31
II.3.1.2. Caractéristiques de l'écoulement	31
II.3.1.3. Les apports fréquents.....	32
a)- Formule Algérienne de N.N PADOUM	33
b)- Formule de SOKOLOVSKY.....	33
c)- Formule de L'ANTONOV.....	33
d)- Formule de KRISTEKLY MENKEL.....	33
II.3.2. Apport solide et Estimation de volume mort	34
II.3.2.1. Estimation de l'apport solide	35
a)- Formule de Tixeront.....	35
b)- Formule de Fournier.....	35
c)- Formule de Gravitovitch.....	36

II.3.2.2. Calcul du volume mort	37
II.4. Etude des crues	39
II.4.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques	39
a)-Formule de MALLET-GAUTHIER.....	39
b)-Formule de POSSENTI	39
c)- Formule de SOKOLOVSKY.....	40
d)-Formule de GIANDOTTI.....	40
II.4.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky.....	41
II.4.2.Choix de la crue de projet	42
II.5. Régularisation d'écoulement	43
II.5.1. Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »	43
II.5.2. Régularisation Interannuelle	45

Chapitre III : Laminage des crues et choix de variantes

III.1.Laminage des crues.....	48
III.1.1.Objectif	48
III.1.2.Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE	48
III.1.3. Etude d'optimisation	51
II.1.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue	51
III.1.3.1.1 Calcul de la revanche	52
III.1.3.1.2. Calcul de largeur en crête.....	53
III.1.3.1.3.Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	54
II.1.3.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	54
III.2.Choix de variantes d'évacuateurs de crues	58
III.2.1.Choix type d'évacuateurs de crue et leurs emplacements	58
III.2.2.Choix de la rive	60
III.2.3.Choix de l'axe du l'évacuateur de crue.....	60

Chapitre IV : Etude de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral

Objectif de l'étude	62
IV.1.Description de l'évacuateur de crue.....	62
IV.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	62
IV.2.1. Canal d'amenée.....	63
IV.2.2. Déversoir et canal latéral	64
IV.2.3.Coursier.....	70
IV.2.4. Dissipateur d'énergie.....	78

Chapitre V : Etude d'évacuateur de crue latéral à touches de piano (PK-Weir)

V.1.Première partie : Etude bibliographique.....	80
Objectif.....	80

V.1.1. Configuration géométrique des déversoirs à touche de piano (PK-Weir).....	80
V.1.1.1. PK-Weir Type A.....	82
V.1.1.1. PK-Weir Type B.....	83
V.1.2. Mode d'écoulement sur le PK-Weir.....	84
V.1.3. Performance hydraulique du PK-Weir.....	84
V.1.4.Coefficient de débit du PK-Weir.....	87
V.1.5.Rendement hydraulique du PK-Weir par rapport au seuil Creager	89
V.2. deuxième partie : Etude expérimentale.....	89
V.2.1. Model expérimental	89
V.2.2. Description de l'organisation expérimentale.....	89
V.2.3. Interprétation des résultats expérimentaux.....	92
V.3.Troisième partie : validation de modèle et dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	96
V.3.1.Validation de modèle réduit.....	96
V.3.2.Dimensionnement de l'évacuateur de crue	97
V.3.2.1.Ouvrage de transition (convergent)	97
V.3.2.2.Dimensionnement de coursier.....	99
V.3.2.3. Dissipateur d'énergie	104
Etude comparative des deux variantes	104
Etude technico-économique	106
Conclusion.....	108

Chapitre VI : Etude génie civil et ferrailage de l'évacuateur de crue.

Objectif.....	109
VI.1.Etude de stabilité.....	109
VI.1.1.Stabilité de déversoir	109
VI.1.2.Stabilité des murs bajoyers du coursier et de la transition	111
VI.2.Calcul de ferrailage	114
VI.2.1. Ferrailage des murs bajoyers	114
VI.2.2. Ferrailage de la semelle	116
VI.2.3. Ferrailage de radier du déversoir	119
VI.2.4. Ferrailage du déversoir	120
Recommandations et conclusions	122

Chapitre VII : Organisation de chantier.

Objectif.....	123
VII.1.Planification des travaux.....	123
VII.1.1. Procédures de travail de la planification.....	123
VII.1.2. La composition du projet	124
VII.1.3. Planification avec réseau a nœud.....	124

VII.1.4. Planification avec la méthode de tableau	125
VII.1.5. Planification avec la méthode de Guant (méthodes des barres)	126
VII.2. Matériel et personnel nécessaires	126
VII.2.1. Matériel nécessaires.....	126
VII.2.2. Personnel nécessaire	126
VII.3. Le coût de l'évacuateur du crue.....	126
Conclusion.....	127
Conclusion générale.....	128

Liste des tableaux

Tableau I.01 : Caractéristiques morphologique de bassin versant.....	4
Tableau I.02 : Coefficients d'accélération du séisme.....	8
Tableau I.03 : Le résumé des résultats obtenus sur la roche.....	11
Tableau I.04 : Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les sols cohérents.	12
Tableau I.05 : Le résumé des résultats obtenus sur la granulométrie.....	13
Tableau I.06 : Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les argiles.....	14
Tableau I.07 : Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur la zone de carrière.....	15
Tableau I.08 : Les résultats de l'étude géophysique.....	16
Tableau I.09 : Récapitulatif des résultats hydrologique de l'étude de faisabilité.....	17
Tableau II.01 : Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant.....	19
Tableau II.02 : Les coordonnées de la courbe hypsométrique.....	20
Tableau II.03 : Températures(C°) aux stations de Djelfa et M'sila.....	21
Tableau II.04 : Vent moyen a chaque direction.....	22
Tableau II.05 : Répartition de l'évaporation mensuelle.....	23
Tableau II.06 : Caractéristiques des stations pluviométrique disponibles.....	23
Tableau II.07: Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	24
Tableau II.08 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=42ans.....	26
Tableau II.09 : Pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour	27
Tableau II.10 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	27
Tableau II.11 : Récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes formules.....	31
Tableau II.12: Les apports de différentes fréquences.....	34
Tableau II.13: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence80%.....	34
Tableau II.14 : récapitulatif des résultats du volume mort.....	38
Tableau II.15 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	39
Tableau II.16 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	39
Tableau II.17 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	40
Tableau II.18 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	40
Tableau II.19 : Récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes formules.....	41
Tableau II.20 : Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ	42
Tableau II.21 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.....	44
Tableau II.22 : Détermination de la période d'étiage.....	47
Tableau III.01 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	49
Tableau III.02: Les différents résultats de la revanche.....	52
Tableau III.03 : Les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	53
Tableau III.04 : Volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	54
Tableau III.05 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	55
Tableau III.06 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	56
Tableau III.07 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	56
Tableau III.08 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	57
Tableau III.09 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.....	58

Tableau IV.01 : Les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs a H_0	65
Tableau IV.02 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.....	66
Tableau IV.03 : Hauteurs d'eau et pertes de charge.....	69
Tableau IV.04 : Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.....	69
Tableau IV.05 : Détermination de la hauteur normale.....	71
Tableau IV.06 : La longueur de la courbe de remous.....	72
Tableau IV.07 : Vitesse critique d'aération à pas de 10m.....	77
Tableau IV.08 : Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude.....	78
Tableau IV.09 : Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.....	79
Tableau V.01 : Caractéristiques géométriques du model.....	89
Tableau V.02 : Les résultats de calcul de la charge totale sur le déversoir et le coefficient débit...	93
Tableau V.03 : Rendement hydraulique du Pk-Weir par rapport au déversoir Creager.....	94
Tableau V.04 : Gain de la lame d'eau de Pk-Weir par rapport au déversoir Creager.....	95
Tableau V.05 : Les paramètres hydraulique à l'aval.....	95
Tableau V.06 : L'influence des corps flottants sur le coefficient de débit.....	96
Tableau V.07 : Configuration géométrique en prototype.....	97
Tableau V.08 : Détermination de la hauteur normale.....	100
Tableau V.09 : Vitesse critique d'aération à pas de 10m.....	103
Tableau V.10 : Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude.....	104
Tableau V.11 : Les dimensions des blocs de chute et le seuil terminal.....	105
Tableau V.12 : Calcul technico-économique des deux variantes.....	107
Tableau VI.01 : Calcul des sous pressions et les épaisseurs du radier.....	110
Tableau VI.02 : Calcul des forces agissantes sur le déversoir.....	111
Tableau VI.03 : Calcul de stabilité du déversoir.....	111
Tableau VI.04 : Calcul des différentes forces agissant sur l'ouvrage de transition et de coursier...	112
Tableau VI.05 : Calcul de stabilité au glissement et au renversement.....	113
Tableau VI.06 : Calcul de stabilité au poinçonnement	114
Tableau VI.07 : Diamètres d'armatures disponible sur le marché.	116
Tableau VI.08 : Choix des aciers.....	116
Tableau VII.01 : Symboles des opérations.....	124
Tableau VII.02 : Les paramètres du réseau à nœud	124
Tableau VII.03 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	125
Tableau VII.04 : devis estimatif de l'évacuateur de crue.....	127

Liste des figures

Figure I.01 : L'emplacement de site du barrage M'djedel.....	2
Figure I.02 :Topographie de bassin versant de M'djedel.....	5
Figure I.03 :carte géologique régionale.	6
Figure I.04 :Carte de micro zonage sismique du territoire national.....	8
Figure II.01: Rectangle équivalent.....	20
Figure II.02: répartition de la courbe hypsométrique.....	20
Figure II.03: profil en long de cours d'eau principal.....	21
Figure II.04 : Répartition mensuelle des températures a la station de Djelfa	22
Figure II.05: Répartition mensuelle des températures à la station de M'sila.....	22
Figure II.06:répartition de la vitesse de vent à chaque direction.....	22
Figure II.07:variation mensuelle de l'évaporation sur plan d'eau du M'djedel.....	23
Figure II.08 : Répartition mensuelle des précipitations.....	24
Figure II.09 :représentation graphique de l'ajustement par la loi de gamma inverse.....	28
Figure II.10 : Pluies de Courtes durées.....	29
Figure II.11 : Intensité –Durée –Fréquence.....	29
Figure II.12 : répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence80%.....	34
Figure II.13 : Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour(SOKOLOVSKY).....	42
Figure II.14 :courbe $S=f(Z)$	45
Figure II.15 : courbe $V=f(Z)$	45
Figure III.01 : représentation graphique de la méthode du KOTCHRINE.....	48
Figure III.02 : Courbe $H= f(q)$	50
Figure III.03 : Courbe $b= f(q)$	50
Figure III.04 : courbe d'optimisation.....	57
Figure III.05 : schéma pour le choix de l'axe d'évacuateur.....	60
Figure IV.01 :description de l'évacuateur de crue.....	62
Figure IV.02 : description de la géométrie du déversoir et définition de système de coordonnées.....	64
Figure IV.03 : détail de quadrant amont.....	64
Figure IV.04 : déversoir standard à parement surplombant.....	65
Figure IV.05 : profil de quadrant aval.....	66
Figure IV.06 :Représentation des tranchées.....	67
Figure IV.07 :Représentation des tranchées de canal latéral.....	68
Figure IV.08 : cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.....	69
Figure IV.08 : cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.....	73

Figure IV.10 :Tirant d'eau dans la section amont de coursier.....	74
Figure IV.11:Tirant d'eau dans la section aval de coursier.....	74
Figure IV.12 : Profil en long de coursier et l'évolution du la ligne d'eau	75
Figure V.01 : schéma d'un élément du déversoir en touche de Piano (PK-Weir).....	81
Figure V.02 : PK-Weir de type A.....	82
Figure V.03: PK-Weir de type B.....	83
Figure V.04 : Ecoulement en deux nappes déversante sur un cycle de PK-Wei.....	83
Figure V.05: Fonctionnement du PK-Weir avec encombrement de l'entrée par des corps flottants.....	84
Figure V.06 : Coefficient de débit en fonction de la présence des corps flottants.....	84
Figure V.06 : Coefficient de débit en fonction de la présence des corps flottants.....	85
Figure V.08 : Coefficient de débit en fonction du ratio L/W	85
Figure V.09: Coefficient de débit en fonction des largeurs des alvéoles amont et aval.....	85
Figure V.10: Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux.....	86
Figure V.11: Comparaison de débit entre le PK-Weir et le déversoir Creager.....	88
Figure V.12: l'abaque de sélection de model PK-Weir type A.....	90
Figure V.13 : Schéma de la station d'expérimentation. (Vue en plan).....	90
Figure V.14 : Schéma du dispositif expérimental (Vue de profil).....	90
Figure V.15 : Tableaux manométriques de mesure des niveaux d'eau amont et aval.....	91
Figure V.16 : dispositifs de mesure de débit et enregistrement automatique par ordinateur.....	91
Figure V.17 : l'évolution de coefficient de débit pour chaque charge déversante de déversoir (Pk-Weir).....	94
Figure V.18 : la performance de Pk-Weir par rapport au déversoir creager.....	95
Figure V.19 : vue en plan de la transition.....	99
Figure V.20.:tirant d'eau dans la section amont de coursier.....	101
Figure V.21.:Tirant d'eau dans la section aval de coursier.....	101
Figure V.22 :L'évolution de tirant d'eau dans le coursier en 3D.....	102
Figure V.23 :Profil en long de coursier et l'évolution du la ligne d'eau.....	102
Figure VI.01 : Schéma des forces agissantes sur le déversoir.....	109
Figure VI.02 : Représentation schématique des sous pressions.....	110
Figure VI.03 : Schémas des forces agissantes sur le coursier.....	112
Figure VI.04 : Schéma du diagramme des contraintes créer.....	113
Figure VI.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.....	118
Figure VI.06 : diagramme de contrainte de la partie BD.....	119
Figure VI.07 : Résultante des contraintes due au radier.....	120

Figure VI.08 : Schéma statique des forces agissantes sur le mur latéral.....	121
Figure VI.09 : Schéma de porte-à-faux.....	121
Figure VI.10 : Schéma statique des forces du porte-à-faux.....	122

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 et vue en plan de la 1^{ère} variante (évacuateur de crue latéral a entonnement latéral).

Planche N°04 : profil en long et vue en plan de la 2^{ème} variante (évacuateur de crue latéral en touches de piano).

Planche N°05 : détail de la variante retenue (évacuateur de crue latéral a touches de piano).

Planche N°06 : coupe en travers de la deuxième variante (évacuateur de crue latéral a touches de piano) .

Planche N°07 : ferrailage (évacuateur de crue latéral a touches de piano).

Planche N°08 : planning des travaux.

Introduction générale

Vu la croissance et la densité démographique de notre pays, les besoins en eau prennent la hausse de plus en plus. L'Algérie ne comptait que 40 barrages avant les années 2000, alors l'état s'est engagé dans son vaste programme de mobilisation des ressources hydriques, et elle a pris en considération ces déficits aussi bien pour l'AEP que l'irrigation.

A l'avenir l'état prévoit une capacité de stockage de 17 milliards de m³ par an, avec 75 projets qui sont en étude de faisabilité et d'APD de barrages et de transferts. Parmi ces ouvrages prévus, la wilaya de M'sila a bénéficié d'un projet de barrage pour but la mobilisation des ressources superficielles de l'oued M'djedel en vue de l'alimentation en eau potable et l'irrigation des terres agricoles. Pour cela, l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT) a confié cette étude pour le futur barrage qui comprend la digue et ses ouvrages annexes, dont l'étude d'avant projet détaillée de l'évacuateur des crues qui fait l'objet de notre travail.

L'évacuateur de crues constitue l'organe principal de la sécurité de futur barrage, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles de l'oued M'djedel dans les conditions favorables à la sécurité. Le bon fonctionnement de l'évacuateur de crues nécessite la construction d'un ouvrage de dimensions importantes, ce qui influe sur le coût global du projet de construction du barrage. Il est possible de réduire ces dimensions et par conséquent réduire son coût tout en conservant son bon fonctionnement et pour cela nous avons proposé une étude détaillée et plus précise pour le choix type d'évacuateur le plus économe et plus adéquat au futur barrage.

Ce mémoire de fin d'étude, comprendra l'étude de deux variantes de l'évacuateur de crues du futur barrage M'djedel, le premier est latéral à entonnement latéral, et le second latéral à déversoir sous forme labyrinthe développé, appelé déversoir en touches de piano.

Nous allons consacrer une partie de notre travail, pour résumer le rapport de synthèse établi par le bureau d'étude français « Coyne et bellier, Ingénieurs Conseils, Paris ». Et qui a défini le programme de reconnaissance de la zone d'étude, l'étude topographique, géologique et géotechnique.

Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données actualisées obtenues chez l'ANRH et on appliquera ces résultats à l'étude du dimensionnement des variantes des deux types d'évacuateurs de crues situés précédemment dans le cadre de l'avant projet détaillé, afin de trancher définitivement sur la variante à prendre après une étude technico-économique.

Le chapitre qui suit sera consacré à l'étude génie civil et calcul de ferrailage. Pour conclure, un chapitre qui traitera l'organisation de chantier et qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Chapitre I :
Synthèse de l'étude de
faisabilité

Objectif de l'étude :

Elle a pour but la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé descriptif et justificatif de la solution adoptée. Ce qui nous permettra de faire l'étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage M'djedel dans la wilaya de M'sila, en se basant et en complétant les études faites au stade de l'étude de faisabilité.

I.1.Généralités :

Le barrage M'djedel se situe sur Oued qui porte le meme nom, dans la willaya de M'sila, est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude de faisabilité qui a été faite par le bureau d'études Coyne et Bellier (France).

I.1.1.Objectif du barrage :

L'objectif est de mobiliser les ressources de surface par des reservoirs de régularisation de l'oued M'djedel afin d'alimenter les périmètres irrigués existants (environ 3000ha) et nouveau a créer (possibilité de centaines de héctars),ainsi la recharge la nappe phréatique pour utiliser les reservoirs souterrains comme reservoir de régularisation,pour faciliter les pompages ultérieurs.Donc la vocation du barrage est double, il sera destiné :

- ✓ à l'irrigation des terres agricoles (communes de M'Djedel , Menaa, Tamsa).
- ✓ à l'alimentation en eau potable.

I.1.2. Localisation de l'ouvrage :

Le projet de barrage M'Djedel est situé à quelques 3 Km en amont du village M'Djedel dans la wilaya de M'Sila, à moins de 55 Km de la ville de Boussaâda et à moins de 200 km de la zone côtière méditerranéenne, Le site se trouve à l'amont de l'endroit où le gazoduc traverse l'oued M'djedel, les coordonnées UTM de site sont :

X=562,750 Km ; Y=3887,145 Km ; Z=869 m, NGA (fond de la vallée)

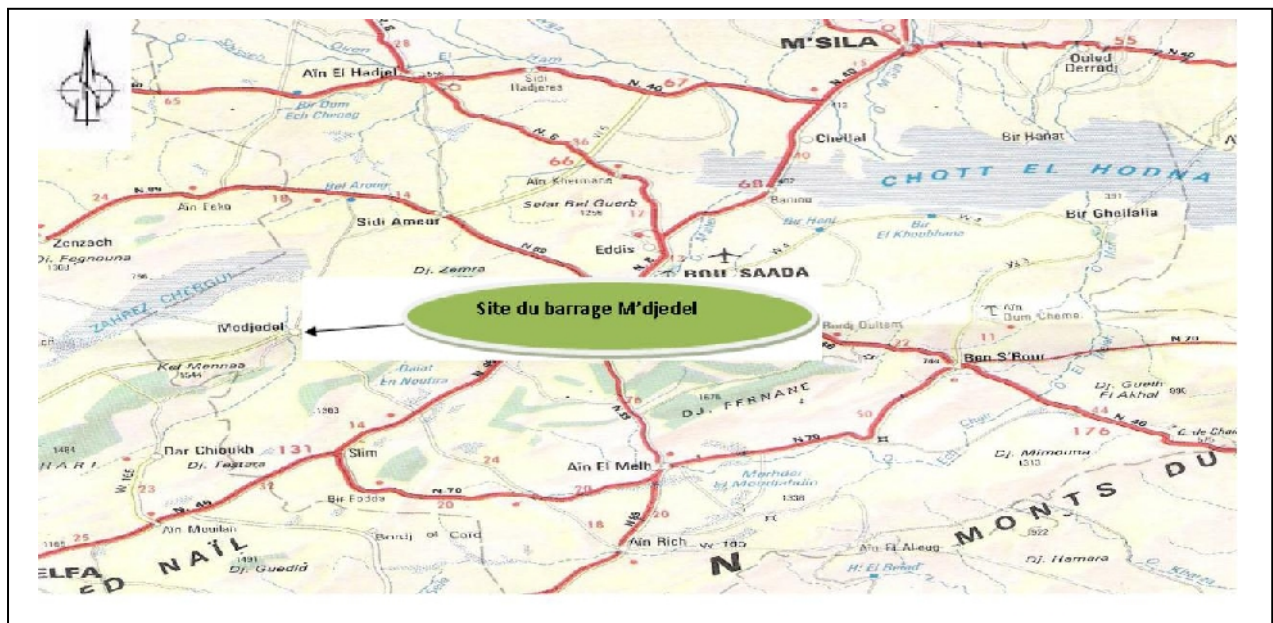


Figure I.01 : L'emplacement de site du barrage M'djedel.

(Source : A.N.B.T).

I.1.3.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :**I.1.3.1.Digue :**

- Variante retenue : barrage en alluvions avec noyau central imperméable,
- Côte de la crête : 901 m NGA
- Pente de talus amont : 2.8/1.
- Pente de talus aval : 2.2/1.
- Protection des talus :-Amont : Rip Rap d'épaisseur 1 mètre (m).
 - Aval : couche d'enrochements de 60 cm.

I.1.3.2. Evacuateur de crue :

La protection du barrage vis-à-vis des crues sera assurée par un évacuateur de surfaces bétonné, implanté en rive droite, le seuil est calé à la côte de niveau normale 896m NGA, a une longueur de 91m, il est fondé au rocher sain, des ancrages sont prévus au niveau de seuil déversoir sur les premiers 30m du coursier, la présence d'un rideau d'étanchéité sous le seuil déversant permet de limiter le débit de fuite aussi limiter le risque de sous pressions sous les dalles du coursier, le débit de la crue de projet est de $1025\text{m}^3/\text{s}$ pour une crue décennale avec une côte maximale du plan d'eau est de 899.5mNGA, le système de drainage est prévu sous le coursier de manière à éviter toutes les sous pressions d'eau.

I.1.3.3. Dérivation provisoire :**- la galerie sous le remblai :**

La dérivation provisoire de l'oued durant les travaux est assuré par une galerie bétonné de largeur 3.5m qui a une forme de fer à cheval avec une section de 12.69 m^2 et une hauteur de 4m, sa Longueur de 143 m, son radier aval est calé à 867mNGA, et 868mNGA à son radier amont. En phase définitive, la galerie sous le remblai assure les fonctions tel que la vidange de fond et la prise d'eau.

-le batardeau:

La protection de chantier contre la crue d'une période de retour 50ans qui a donné un débit $305\text{ m}^3/\text{s}$, avec une revanche de 1.5m et la Côte de la crête de batardeau est de 892,1 m NGA, Ce dernier sera intégré à la digue comme recharge amont de remblai.

I.1.3.4. Tour de prise d'eau :

La structure de la tour de prise a été étudiée pour obtenir un ensemble ayant des formes faciles à réaliser et économes en matériaux, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Hauteur : 38 m.
- forme :pentagonal.
- Vanne de garde : 1.8 X 2.4 m .
- Accès à la tour se fait par une passerelle a partir de la crête du barrage.

-Diamètre de la conduite de prise d'eau : 800mm dans la tour puis 600 mm dans la vidange de fond

I.1.3.5. Vidange de fond :

la galerie de vidange, par laquelle la conduite transite connectée aux deux prises d'eaux étagées, elle est équipée a l'amont d'une vanne de réglage, le débit maximal de vidange est de 30 m³/s et un temps de purge est de 3jours, l'énergie évacuée par la vidange est dissipé par un ouvrage aval de type saut de ski.

I.2.Synthèse des études préliminaires :

I.2.1.Généralités :

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique, géophysique et hydrologique.

I.2.2.Etudes topographiques :

La région se présente généralement comme une région a relief modéré et aux pentes moyennes , La plus grande partie du bassin versant de l'oued M'djedel se situe entre 1000 et 1200 m d'altitude, Les montagnes les plus escarpées s'élèvent jusqu'à 1400 m environ et culminent à 1484 m,Le bassin versant a une forme plus ou moins allongée, avec un coefficient de compacité de 1.49,Cette forme allongée, suggère que les crues seront moins catastrophiques au site du barrage, du fait que les eaux de crues drainées par les des différents affluents du bassin arriveront avec un certain décalage au site de la retenue.

Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont indiquées dans le tableau I.1.et la figure I.02

Tableau I.01 – Caractéristiques morphologique de bassin versant

désignation	unités	valeurs
Superficie du bassin «S»	Km ²	645
Périmètre du bassin versant « P»	Km	135
Kc (Coefficient de compacité) adimensionnel		1.49
L (longueur équivalent)	Km	55.98
I (largeur équivalent)	Km	11.52
H max	m, NGA	1484
H moy	m, NGA	1060
H min	m, NGA	862
H50%	m, NGA	1061
Dénivelée brute « h »	m	622
Dénivelée utile (H5%-H95%)	m	264
Indice de pente globale	m/m	0.005
Dénivelée spécifique Ds	m	120
Longueur du thalweg principal Lp	Km	52

(Source : A.N.B.T)

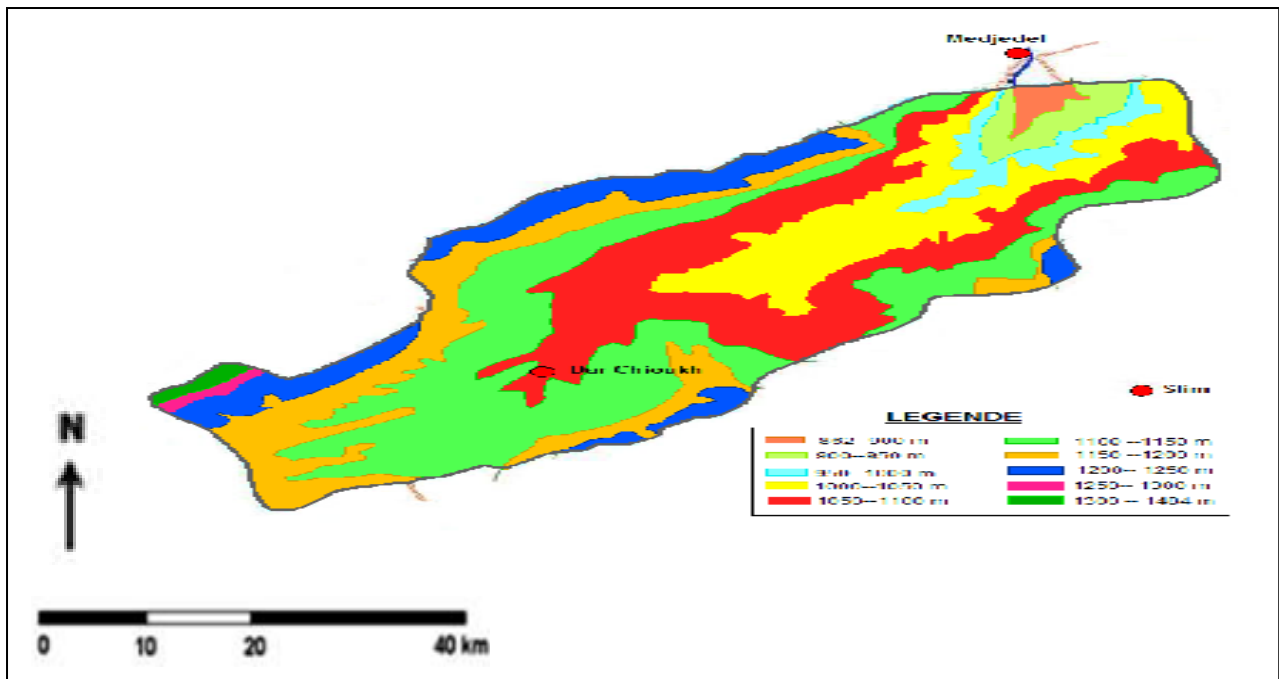


Figure I.02 :Topographie de bassin versant de M'djedel

(source A.N.B.T)

I.2.3.Etude géologique et géotechnique :

I.2.3.1.Contexte géologique régional :

La zone d'étude se situe à l'extrémité orientale de l'Atlas saharien,dans la région des Monts des Oulad Naïl.

I.2.3.1.1.lithologie et stratigraphie :

Dans la zone d'étude prédominent les sédiments marins du crétacé,des formations d'âge crétacé inférieur sont exposées dans les parties hautes des reliefs correspondant aux rides anticlinales,tandis que des sédiments du tertiaire continental recourent le substratum et occupent les larges dépressions séparant les rides, et le crétacé supérieur est constitué entièrement de sédiments d'origine marine.

-le crétacé inférieur est constitué par deux unités lithostratigraphique l'une est de formation argilo-gréseuse et l'autre formée d'une série argilo-carbonatée tel que les dolomies,le calcaire gréseux.

-le crétacé supérieur est largement représenté comme le cénonanien qui est constitué de marnes grises et les débris organiques avec des grés argileux fins, le turonien qui est le basale calcaire constitué généralement des falaises, le sénonien est constitué de l'ammonites et de calcaire argileux, le campanien qui est caractérisé par les marnes et une tendance de calcaire.

Les séries continentales du tertiaire se composent d'une alternance d'argiles sableuses, de grés, de sables et de graviers,de conglomérats à éléments polygéniques de taille variable

Le quaternaire récent couvre une superficie importante, il occupe toutes les zones dépressionnaires et se raccorde par un talus en pente douce aux flancs des reliefs son épaisseur dépasse 30m ,comme le montre la figure ci-dessous :

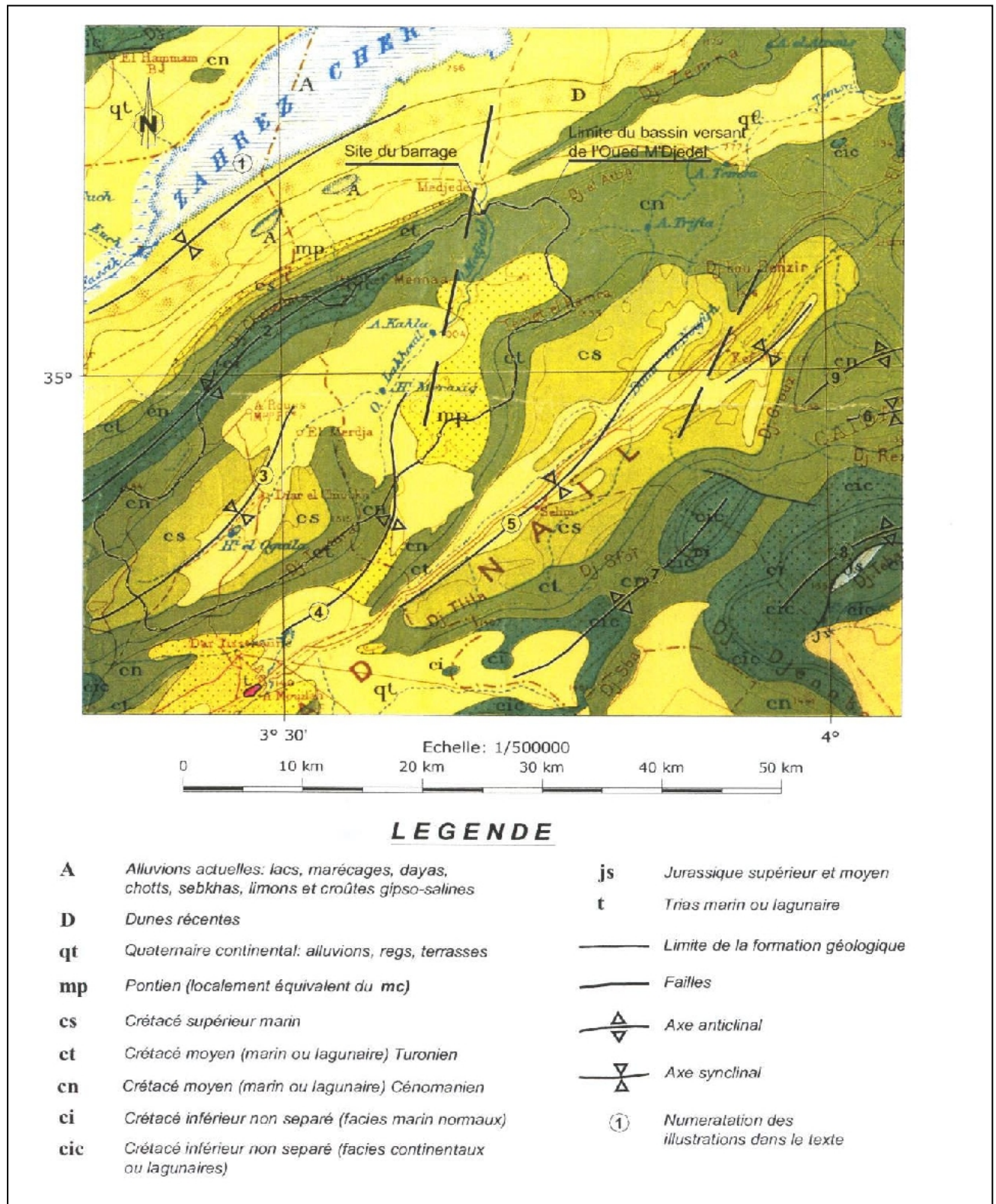


Figure I.03 :carte géologique régionale

(source A.N.B.T)

I.2.3.1.2.tectonique régionale:

les observations de terrain dans la zone d'étude et l'analyse des documents géologiques ont permis de distinguer les ensembles morpho-structuraux suivants :

-la depression des ZAHREZ, au nord et nord-ouest du site de barrage, et recouverte de dépôts quaternaires qui masquent les structures plissées des formations crétacées sous-jacentes.

-l'anticlinal du DJEDBEL CHEBEIBITA lequel s'appuie la forme synclinale des Zaherz, qui est situé au sud-ouest du site de barrage.

-le synclinal de DAR CHIOUKH est bien mis en évidence par les crêtes calcaires turno-senoniennes qui transparaissent à travers les dépôts quaternaires.

-l'anticlinal de DAR TISSELOUINE borde au sud le synclinal de Dar Chioukh, le long de son axe, les sédiments albiens sont localement par le cénomanien, l'inflexion de la zone axiale de cette structure marquée par un changement de direction de nord-est et sud-ouest vers le nord-sud pourrait être liée à des accidents tectoniques.

Alors à l'échelle régionale, les principales familles de failles sont orientées nord-est et sud-ouest ainsi l'est-ouest, les accidents de direction nord-ouest et sud-est sont aussi enregistrés dans la région d'étude, tous ces accidents auraient joué d'abord en failles à rejet vertical, regissant la sédimentation puis en décrochements senestres (nord-est et sud-ouest) ou dextre (est-ouest et nord-est ainsi sud-est).

Donc la structuration géologique serait liée aux épisodes d'activité tectonique intense relativement récents, d'âge Eocène moyen à Miocène, qui sont vraisemblablement superposés à des déformations plus anciennes, localement des structures géologiques complexes, tels des plissements dysharmoniques.

I.2.3.2.Sismicité:

Selon le zonage sismique en territoire algérien, le site du barrage M'djedel se situerait dans une zone de sismicité faible à modérée, d'après les documents historiques de seisme aucune indication sur le mécanisme de foyer, les séismes significatifs les plus proches de la zone de projet, c'est à dire pas d'identification des structures sismogéniques dans un rayon d'environ 100Km autour du site du barrage, de ce fait et en raison du niveau de sismicité faible à modéré, aucune étude sismotectonique spécifique ne fut réalisée à ce stade alors l'évaluation de l'aléa sismique a été basée sur l'analyse de la sismicité historique.

Les coefficients sismiques ont été estimés à partir de corrélations entre l'intensité et l'accélération maximale, pour un séisme d'intensité = VI

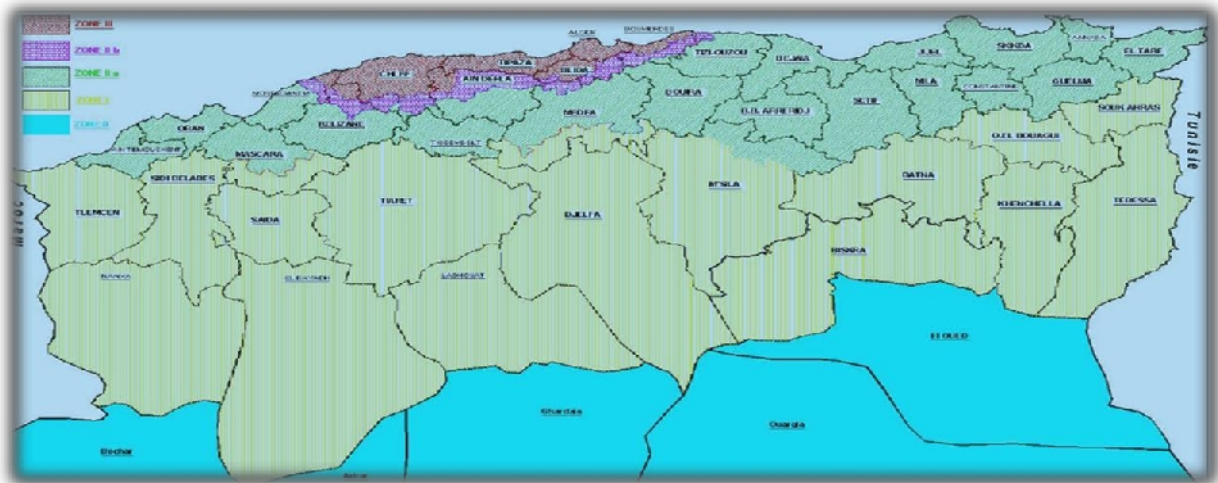


Figure I.04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national. Source : R.P.A (99) V2003 (source A.N.B.T)

Tableau I.02 : Coefficients d'accélération du séisme.

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

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 2 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage courant), notre ouvrage est implantée dans la wilaya de M'sila classe **zone I** selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

I.2.3.3. Rappel des reconnaissances réalisées:

I.2.3.3.1. Reconnaissance géologique :

- Neuf sondages carottés de 236 ml ,Six (06) dans l'axe (30 – 35 m),deux en fond de vallée, un sondage de 6m pour le prélèvement de 12 échantillons d'argiles dans l'axe de barrage .
- Quatre forages de perméabilité ont été équipés en piézomètre en rives de l'axe de barrage.
- 94 essais d'eau dont 56 Lugeons et 38 Lefranc.

I.2.3.3.2. Puits :

- Quatre puits à la pelle de 3 m de profondeur sur la zone d'emprunt d'argile à l'amont de l'axe.
- Sept puits de 2.2 m de profondeur sur la zone d'emprunt d'alluvions à l'amont de l'axe.

I.2.3.3.3. Géophysique :

a)-Sismique réfraction :

- 6 profils sur site de barrage,un profil suivant l'axe du barrage et cinq profils transversaux,dont un rive gauche,deux en fond de la vallée et deux en rive droite.
- 1 profil sur site de carrière proposé.
- 1 profil dans la zone d'emprunt de graves.

b)-Prospection électrique :

- deux profils de résistivité,l'un de rive à rive et l'autre de l'amont à l'aval
- dix sondages électriques dans la zone d'emprunt d'argile.

I.2.3.3.4.Essais au laboratoires :

Des échantillons ont été prélevés dans les carottes de sondage,dans les puits de reconnaissance et sur les affleurements pour étudier en laboratoire les terrains de la fondation du barrage , alors 22 échantillons de sols cohérents,dont 12 échantillons intacts dans le sondage de 6 m de profondeur(l'axe),7 échantillons de graves,4 échantillons de la roche à l'affleurement.

I.2.3.4.Géologique de la cuvette:**I.2.3.4.1.Terrains de couverture :**

Le substratum rocheux est en grande partie recouvert par des terrains meubles représentés par des sols fins dotés de cohésion a l'état sec et par des alluvions plus grossières dans les lits majeurs, des sédiments d'origine continentale et d'âge incertain (Miocène ou Quaternaire ancien),granulométrie globalement fine (argiles et limons sableux) mais incluant parfois des horizons ou des lentilles de graviers sableux ou limoneux, occupent généralement le haut des rives. Un horizon d'encroûtement conglomératique, plus résistant a l'érosion.

Dans le fond de vallée, le substratum est généralement recouvert d'alluvions fluviatiles Holocènes, ayant jusqu'a 3 m d'épaisseur, composées de dépôts gravelo-limoneux-sableux. Des terrasses basses, inondables, de même constitution lithologique mais avec une couche mince superficielle d'argile, s'étalent parfois latéralement a partir du lit de l'oued. Ces terrasses sont en général utilisées comme terrains agricoles.

I.2.3.4.2.Substratum rocheux :

Le substratum rocheux est constitué de sédiments marins du Crétacé supérieur (Cénomanien) où alternent des couches de calcaires et de marnes de 20 à 60 cm d'épaisseur, avec des inter lits d'argilites schisteuses d'épaisseur centimétrique. Dans les gorges de l'oued M'Djedel a l'aval du site, entre la station hydrométrique et le village, les bancs calcaires atteignent 40 a 60 cm d'épaisseur, séparés par des inter lits marneux de faible épaisseur.

I.2.3.5.Etude géologique de site de barrage:**I.2.3.5.1. Géologique de site de barrage :**

Le choix du site s'imposait tout naturellement dans la zone de rétrécissement conditionnée par la résistance plus grande à l'érosion du substratum rocheux affleurant a la faveur du cœur du pli anticlinal, le barrage est recouvert d'alluvions dont l'épaisseur peut atteindre 2 à 3 mètres, Les terrains meubles de couverture sont représentés principalement par des argiles limoneuses ou sableuses et par les alluvions du lit et des basses terrasses. Accessoirement, des éboulements et des cônes de déjection de faible étendue (c') recouvrent localement le substratum. D'autre part, l'altération en place du substratum affleurant conduit à la formation d'un horizon peu opaques de sol éluvial et de rocher désagrégé (c¹_b).

Les argiles continentales limoneuses ou sableuses sont largement répandues sur la rive droite. Elles constituent également une frange étroite mais continue au pied de la rive gauche et s'étalent vers l'aval pour recouvrir entièrement la partie inférieure de l'interfluve qui sépare le lit de l'oued du thalweg rive gauche.

En rive droite et en dehors des thalwegs profonds, l'épaisseur des sols fins cohérents varie généralement de 5 à 11 m, au gré de l'érosion différentiel mais aussi de la morphologie du toit du substratum.

Le substratum rocheux, plus ou moins altéré, affleure à l'extrémité de l'axe du barrage, entièrement érodés sur toute la largeur du lit majeur, ces terrains peuvent atteindre 2 à 3m d'épaisseur au pied de la rive gauche

Les structures du site du barrage ont les caractéristiques identiques aux structures de la cuvette et celles des linéaments régionaux. La direction des couches est généralement perpendiculaire à celle de la vallée, tandis que le pendage varie sous l'effet du plissement. C'est ainsi qu'au droit de l'axe de barrage proposé, les affleurements en rive gauche indiquent l'existence d'un axe de pli anticlinal.

I.2.3.5.2. Les caractéristiques hydrogéologiques:

a)-Niveau aquifère :

L'enregistrement du niveau aquifère dans les sondages a été effectué pendant la période sèche. En conséquence, les côtes respectives sont probablement minimales, le lit de l'oued se situe à la côte 870. Dans les deux rives, le niveau de la nappe diminue, comme le montrent les sondages S-1 en Rive Gauche (côte 868) et S-6 en Rive Droite (côte 865), l'oued alimenterait donc la nappe phréatique pendant la période d'étiage, mais les alluvions fines du lit limitent le drainage vertical descendant. Les sondages S-1, S-2, S-5 et S-6 ont été équipés en piézomètres. La lecture régulière du niveau aquifère devrait permettre d'étudier plus en détail les caractéristiques de la nappe phréatique. (voir **Annexe n°04**).

b)-Mesures de la perméabilité du substratum :

La perméabilité du substratum rocheux serait en général faible à modérée. Il faut toutefois préciser que, souvent, la pression n'a pas atteint 10 bars dans les parties les plus profondes des sondages.

Les résultats suggèrent une bonne corrélation entre les fortes valeurs de perméabilité et les niveaux calcaires. Ceci est vraisemblablement lié à la fracturation plus intense des bancs calcaires, relativement plus durs que les horizons marneux, ainsi qu'à la karstification. L'ampleur de ce phénomène n'est pas, à ce stade, suffisamment étudiée. Elle semble pourtant limitée par l'absence de communication entre les nombreux vides karstiques de taille centimétrique et seulement responsable de l'agrandissement des ouvertures des diaclases par la dissolution de leurs épontes, les intercalations marneuses constitueraient des coupures étanches entre les différentes couches calcaires.

De manière générale, les valeurs enregistrées n'indiquent pas une diminution significative et systématique de la perméabilité en profondeur. Cependant, les travaux

d'injection ne sont pas jugés indispensables, étant donné d'une part les faibles fuites attendus au sein du rocher sain et d'autre part la relativement faible charge hydraulique à laquelle la fondation sera soumise. En effet, bien qu'il existe des vides de dissolution karstique, on peut s'attendre à ce que les marnes de la fondation assurent son étanchéité.

I.2.3.5.3.Aspect géotechnique :

La synthèse des résultats des sondages de reconnaissance et du levé géologique montre que les terrains à l'emplacement du barrage peuvent être attribués à trois unités géotechniques :

a)-substratum rocheux :

Du point de vue géotechnique, au-dessus du rocher sain, il est possible de distinguer une zone intermédiaire de rocher altéré et fracturé et une zone superficielle de rocher complètement altéré (sol éluvial). Cette séquence d'altération a été reconnue en particulier en rive gauche, tandis qu'en rive droite, le substratum est recouvert par les sols limoneux et argileux cohérents.

Tableau I.03 – Le résumé des résultats obtenus sur le substratum rocheux.

types de matériaux	Essais			
	essai de la roche(RQD)	Perméabilité (lugeons)	porosité	compression
l'ensemble de substratum	45%	3-12.7 UL	–	–
les bancs calcaires	50%	10 UL	–	–
les marnes	40%	7 UL	23-34 %	1.15 Mpa

b)- sols cohérents :

Les résultats des reconnaissances effectuées pendant l'étude préliminaire ont montrés que ces matériaux présentent une consistance dure et une compacité foisonnée et une résistance au cisaillement élevée. Dans le cas d'une teneur en eau naturelle, le module de compressibilité est de $M = 4,7-16,7$ MPa. Sous l'effet de l'eau, le complexe se tasse. La composition minéralogique est caractérisée par la présence d'illite et de CaCO_3 , accessoirement de montmorillonite et de gypse,

Parmi les essais qui ont été réalisés au laboratoire dans le cadre de la présente étude sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.04 :Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les sols cohérents.

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
Granulométrie et sédimentation.	diamètres des tamis et vitesses de chutes	$D_{50\%}, D_{95\%}$ V	- -	μm m/s	Les matériaux appartiennent à la classe CL (argiles, limon sableux)
Limites d'Atterberg	Limites de liquidité.	L_L	21-37	%	-
	Indice de plasticité	I_p	3-18	-	
Essais de cisaillement direct consolidé non drainé(2 essais)	Cohésion	C	0.1-0.15	Mpa	-
	Angles de frottement interne	Φ	22°-28.3°	-	
Essais Proctor (10 essais)	Teneur en eau optimale	W_{opt}	12-17	%	-
	Densités sèches max	γ_d^{max}	1.77-1.89	t/m ³	
Essais de compression	Pressions de pré-consolidation	P_c	0.4-2.8	bars	-
	Coefficient de compressibilité	C_c	7.8-17	-	
	Coefficient de gonflement	C_g	0.4-2.2	-	

Selon les résultats des essais Lefranc, la perméabilité est en moyenne de $8,5 \times 10^{-5}$ m/s dans la couche supérieure et de $7,2 \times 10^{-5}$ m/s dans la couche inférieure.

c)- Dépôts alluviaux :

Les essais d'identification réalisés sur 7 échantillons ont montré que ces matériaux sont de classes GW(graviers propres) et SW(sables bien gradué), avec un contenu en fraction fine $< 80 \mu\text{m}$ variable (3 à 35%), et sur la base de l'essai Lefranc, le coefficient de perméabilité est en moyenne de $2,8 \times 10^{-4}$ m/s.

I.2.3.6. Etude géologique des matériaux de constructions:

Pour les besoins de la construction du barrage et des ouvrages annexes, les trois matériaux de construction ci-dessous se trouvent sur place à proximité immédiat de l'axe

du barrage :

- les graviers sableux grossiers
- les sols limono-argileux cohérents
- la roche en bancs pour l'exploitation au moyen d'explosifs

I.2.3.6.1.Zone d'emprunts des graves :

Les essais sur deux échantillons d'agrégats naturels dans l'étude préliminaire ont donnés les résultats mentionnés ci-après :

- la composition granulométrique est donné dans le tableau suivant :

Tableau I.05 : Le résumé des résultats obtenus sur la granulométrie.

Les agrégats	Diamètre des tamisas	Pourcentage des tamisas
galets grossier	> 100 mm	0 %
graviers a gros grain	40-100 mm	10-16%
graviers grossiers	10-40 mm	19-35 %
gravillons	5-10 mm	12-14 %
sables	0-6.3 mm	19-20 %
sables fins	0-1 mm	13-34 %
sables très fins	0-0,1 mm	3-4 %
argile- limon	< 0,02 mm	1 %

- la teneur en sable est de $\omega=37-57\%$.
- le module de finesse est de $m=4.2-5.2$.
- la teneur en eau optimale $\omega_{opt}=6.3-5.7\%$.
- le poids volumique sec est de $\gamma_{d\max}=22.9-23.2 \text{ KN/m}^3$.

I.2.3.6.2.Zone d'emprunt d'argile :

Les essais qui ont été effectués sur deux échantillons d'argiles dans le cadre de l'étude préliminaire ont fourni les résultats comme le montre le tableau ci-après :

Tableau I.06 : Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les argiles.

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
sédimentation.	vitesse de chutes	V	-	m /s	Les matériaux appartiennent à la classe CL et ML (argiles maigres, limoneuses et sableuses, et limons, peu plastiques)
Limites d'Atterberg	Limites de liquidité.	L_L	31-44	%	-
	indice de plasticité	I_p	14-26	-	
Essais de cisaillement direct consolidé non drainé(2 essais)	Cohésion	C	22-35	KN/m ²	-
	Angles de frottement interne	Φ	26°-29°	-	
Essai Proctor	Teneur en eau optimale	ω_{opt}	13-14	%	-
	Densités sèches	γ_d	19.3	KN/m ³	
Essais de compression	Pressions de pré-consolidation	P_c	0.4-2.8	bars	Les argiles peu a moyennement compressibles
	Coefficient de compressibilité	C_c	7.8-17	-	
	Coefficient de gonflement	C_g	0.4-2.2	-	

I.2.3.6.3.Zone de carrière :

Les bancs calcaires d'une épaisseur de 40 à 60 cm dans les gorges sur la rive gauche de l'oued à l'aval a environ 1 km de l'axe du barrage sont considérés comme une source d'agrégats potentielle.

Après extraction de ces matériaux au moyen d'explosifs, ils pourront être employés pour protéger les talus, après concassage, ils pourront être utilisés comme agrégats pour le béton.

Quatre échantillons (cubes 30 x 30 x 30 cm) ont été prélevés à l'affleurement pour les essais de laboratoire. Les résultats sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.07 : Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur la zone de carrière.

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
essai de compression	Resistance à la compression	R_c	124 (état sec) 90 (état saturé)	Mpa	Ces valeurs indiquent une bonne résistance à l'abrasion ,et une bonne résistance mécanique
essai Los-Angeles	Coefficient de los Angeles	L_A	18.8-19.4	-	
essai de traction	Resistance à la traction.	R_t	2.6-4.6	Mpa	
essai Micro-Deval	Coefficient de Micro Deval	M_D	17.39	-	

Commentaire : Compte tenu de ces résultats préliminaires, les calcaires semblent adéquats pour la confection du béton. de point de vue durabilité et une bonne résistance mécanique.

I.2.3.7. Synthèse de l'étude géophysique :

Les méthodes géophysiques utilisées sont la sismique réfraction et la prospection électrique, l'ensemble des points de mesures ont été relevés topographiquement.

Les profils obtenus tant pour la sismique que pour l'électrique ont été calés sur les sondages carottés réalisés sur le site, la combinaison de ces données a donc abouti à la caractérisation des différents horizons rencontrés ainsi qu'à la définition de leur géométrie, donc les résultats de l'étude sismique réfraction mettent en évidence la succession de quatre couches, il s'agit de :

- une zone altérée
- une couche correspondant à l'ensemble des formations de graviers, sables et limons
- une couche dont le toit correspond aux formations de Marno-calcaires ou aux marnes.
- une dernière couche dont le toit est une couche de Marno-calcaire sains.

Ces couches ne sont pas présentes en continu. quelques fois, la corrélation des couches a été difficile à cause des hétérogénéités et des variations importantes des faciès, deux sondages électriques verticaux ont été réalisés, ils confirment l'hétérogénéité du sous sol. il est à noter aussi que le socle marno-calcaire présente une géométrie douce.

La zone d'emprunts des argiles contient une épaisse couche d'argile qui dépasse 10m, et une couche mince d'alluvions. et dans La zone de carrière potentielle, la couche de calcaire intéressante est définie sur tout le flanc Ouest de l'oued avec une épaisseur variant entre 4m en bas à 10m en haut elle n'est recouverte que partiellement, dans la partie supérieure, par une couche fine d'altération d'une épaisseur maximale de 0.5m.

L'étude géophysique nous a fournis les résultats comme le montre le tableau suivant :

Tableau I.08 : Les résultats de l'étude géophysique.

N profils	position des profils	vitesse sismique (m/s)	épaisseur des couches(m)	type de sol
PS1	est-ouest	500	7	complexe GLS
		1100	10	graviers
		2100	10	marne-calcaire
		3850	20	marne compacte
PS2	sud-nord	3850	8	graviers
		1500	10	marne-calcaire
		2000	15	marne-calcaire sain
		2100	10	marne-calcaire altéré
PS3	sud-nord	2290	20	marne compacte
		3750	5	argile
PS4	sud-nord	740	10	complexe GLS
		1200	20	marne-calcaire
		1650-2180	30	marnes compacte
		5000	35	argile
PS5	sud-nord	530	1	complexe GLS
		1080	6	marne-calcaire
		2400	10	marne-calcaire sain
		4000	20	marne-calcaire compacte
PS6	sud-nord	-	2	-
		1700	10	marne
		4000	14	marne-calcaire sain

I.2.4. Synthèse de l'étude hydrologique :

I.2.4.1.hydrologie et climatologie :

Le bassin versant de l'oued M'Djedel appartient à la zone semi aride, l'oued draine la partie nord de hauts plateaux, il s'écoule vers le nord et se dissipe dans la dépression ZAHREZ CHERGUI, les sols qui couvrent le bassin ont pour origine la décomposition des marnes et des calcaires, malgré que l'érosion soit active l'apport des sédiments vers le barrage n'est pas marqué.

La zone d'étude est située dans une zone à faible pluviométrie entre 200 et 300mm et la température de l'air considérée sur le bassin est de 15 °C, concernant le régime de vent, les directions dominantes sont nord et nord ouest avec des vitesses respectivement de 5.1 et de 5.4 m/s.

I.2.4.2.Rappel hydrologique des résultats:

Cette étude a été élaborée d'après les données hydrologiques et météorologiques existantes, elle a permis de reconstituer une série d'apports mensuels sur 55 années comprises entre

les années hydrologiques 1944/45 et 1998/99, les principaux résultats de cette étude sont les suivants :

Tableau I.09 :—recapitulatif des résultats hydrologique de l'étude de faisabilité

Apports liquides (Mm ³ /an)	6.5
Apports solides(Mm ³ sur 50 ans)	3.5
Débits de crue de projet(crue décennale m ³ /s)	1045
Volume de la crue de projet (Mm ³)	54.5

I.2.5. synthèse de l'étude d'impact :

Sur la base de l'examen des documents relatifs aux domaines concernés et de la visite de terrain, on peut confirmer que la construction du barrage de M'Djedel et des ouvrages annexes exercera des effets favorables sur l'environnement et sur les paramètres sociaux et économiques de l'ensemble de la région.

Les impacts identifiés ne sont pas de nature à remettre en question le projet, ni à modifier profondément sa conception. Les mesures d'optimisation destinées à éviter le déplacement des infrastructures de transport de gaz et d'électricité ont été incluses dans la conception de l'ouvrage. Il n'existe aucun impact négatif qui ne serait à caractère temporaire ou qui ne pourrait être supprimé par la mise en œuvre des mesures de protection, de compensation ou d'atténuation appropriées.

Les principaux approfondissements en matière de données, à mener au stade de l'étude d'impact environnemental réglementaire, concernent les domaines suivants:

- analyse des eaux de surfaces de façon à confirmer leur qualité pour l'irrigation des terres agricoles.
- vérification de la capacité de rétention des nappes souterraines afin de confirmer l'hypothèse de les utiliser comme réservoir souterrain.
- évaluation de l'opportunité, puis de la faisabilité d'un traitement anti-érosif du bassin versant amont.
- optimisation des emplacements des chantiers, bases et carrières pour limiter leurs impacts environnementaux;
- bilan hydro-sédimentaire destiné en particulier à estimer les risques de fragilisation des berges en aval du barrage, du fait du piégeage des sédiments dans la retenue;
- évaluation des possibilités de maintenir une vie aquatique permanente dans la retenue, et en particulier, des espèces aptes à la pêche.

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.

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 approfondie de la structure géologique au droit du site, en particulier la présence supposée d'une faille dans le lit de l'oued
- 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.
- Nous signalons donc qu'il est très important d'exécuter des investigations hydrométéorologiques détaillées (limnigraphe et pluviographes, jaugeages du débit liquide et solide) sur le site de futur barrage de M'Djedel afin de vérifier les résultats de l'étude hydrologiques pour les étapes postérieures du projet.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Objectif de l'étude :

L'objectif de cette étude est la mobilisation des ressources superficielles de l'oued M'djedel en vue de l'Alimentation en eau potable de la région de M'Djedel et l'irrigation des terres agricoles, en se basant sur les données hydrologiques disponibles tel que la morphologie du bassin versant, la climatologie et la pluviométrie.

II.1.Caractéristiques générales du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base d'une carte d'état major de M'DJEDEL à l'échelle 1/50000 :M'DJEDEL NI 31 XXII- 8 OUEST, ainsi les caractéristiques hydro-morphologiques sont calculées comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.01 : Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	645
Périmètre		P	km	135
Longueur du thalweg principal		L	km	52
Indice de compacité		KC	-	1,49
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.19
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	55.47
	Largeur	lr	Km	11.63
Altitudes	maximale	Hmax	m.NGA	1484
	moyenne	Hmoy	m.NGA	1055.21
	médiane	Hmed	m	1061
	minimale	Hmin	m	862
Indice de pente de Roche		IP	%	0.86
Indice de pente globale		Ig	m/km	4.76
Indice de pente moyenne		Ipm	%	11.81
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	3.3425
Coefficient de torrentialité		Ct	-	8.79
Temps de concentration		tc	h	16
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	3.25

-Le rectangle équivalent est donné comme le montre la figure ci-dessous :

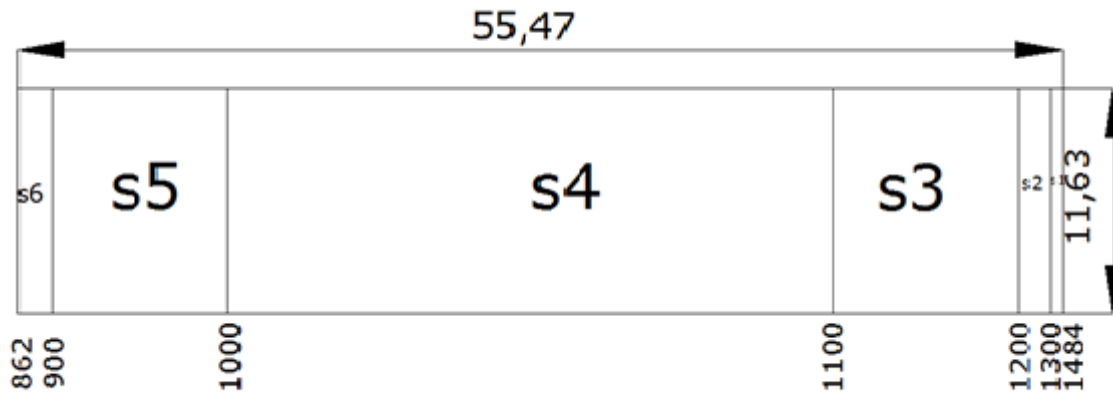


Figure II.01: Rectangle équivalent.

-les coordonnées et la répartition de la courbe hypsométrique sont données comme suit :

Tableau II-02 : les coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitudes (H) m	Altitudes ($H_i - H_{i-1}$) m	Surfaces partielles (Km^2)	Surfaces partielles(%)	Surfaces cumulées(Km^2)	Surfaces cumulées(%)
1484-1300	184	7.29	1.13	7.29	1.13
1300-1200	100	19.93	3.09	27.22	4.22
1200-1100	100	113.65	17.62	140.87	21.84
1100-1000	100	374.23	58.02	515.1	79.86
1000-900	100	108.23	16.78	623.33	96.64
900-862	38	21.67	3.36	645	100

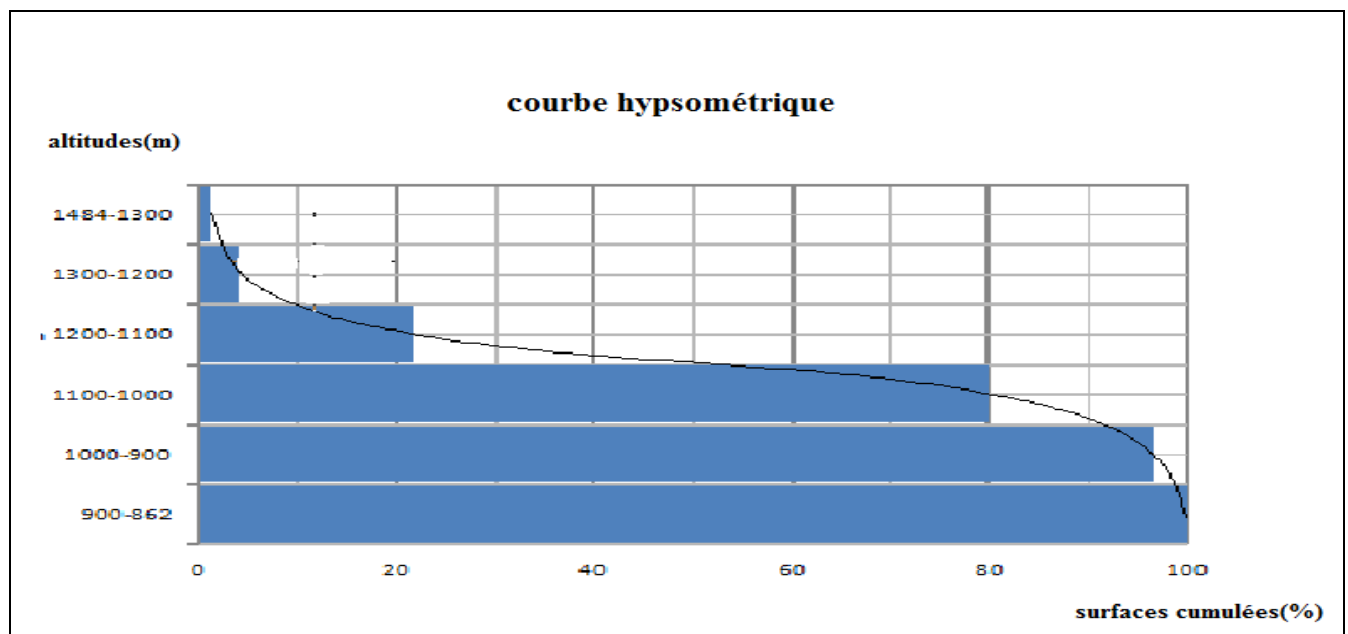


Figure II.02: répartition de la courbe hypsométrique

-Le profil en long de cours d'eau principal est donné comme le montre la figure ci-après :

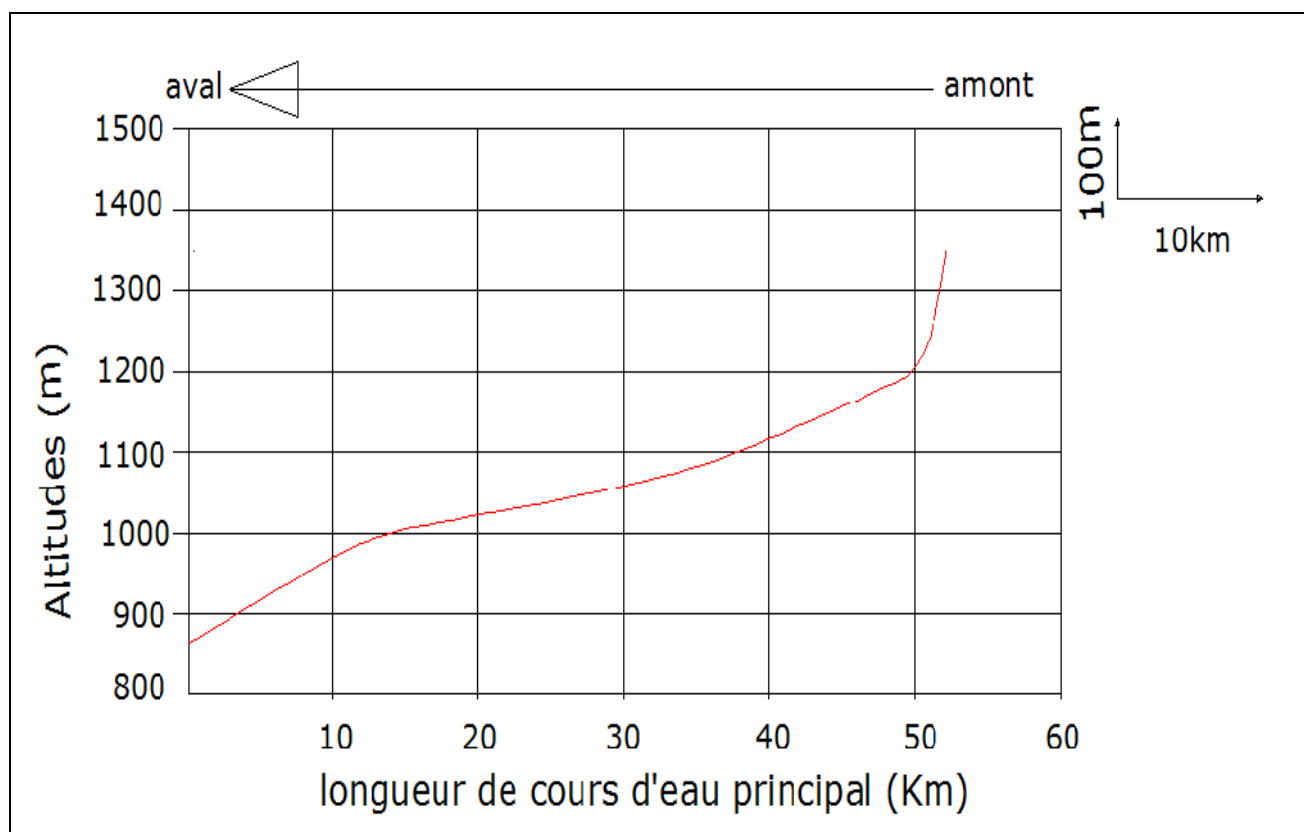


Figure II.03: profil en long de cours d'eau principal

II.1.1.Climatologie du bassin versant :

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station climatologique de Djelfa située à l'Ouest de M'djedel et la station de M'Sila, chef lieu de wilaya, qui se trouve au Nord Est de la zone d'étude.

II.1.2 Températures de l'air :

Dans le Tableau sont portées les températures moyennes, maximales et minimales aux stations de Djelfa et de M'Sila.

Tableau II.03 : Températures(C°) aux stations de Djelfa et M'sila

	Mois	sept	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	moyenne annuelle
station Djelfa	Max(°C)	27.4	20.3	14.1	11.1	10.4	11.7	14.7	17.6	22	29.3	33.6	32.2	20.4
	Moye (°C)	20.1	14.1	8.6	5.2	4.4	6	8.2	11.8	16.4	22.1	25.6	24.9	14.0
	Min (°C)	13.4	8.1	3.5	1.5	-0.2	1.6	2.4	5.4	9	14.5	17.6	17	7.8
station M'sila	Max (°C)	32	24.1	18.4	14.3	14	15.3	18.9	22.3	26.8	34.2	37.8	36.6	24.6
	Moye (°C)	24.7	18.2	12.1	8.3	7.8	9.5	12.4	16	21.1	27	30.2	29.4	18.1
	Min (°C)	18.9	12	7.4	3.7	2.9	4.4	6.2	9.7	14.2	20.2	23	22.5	12.1

Source : O.N.M

Les données de températures dans la zone d'étude sont essentiellement en fonction de l'altitude, le poste de Djelfa est à la fois proche géographiquement et avec une altitude (1144m) voisine de celle du bassin versant de l'oued Mdjedel (1060). Aussi les données à Djelfa caractérisent bien la température sur l'ensemble de bassin.

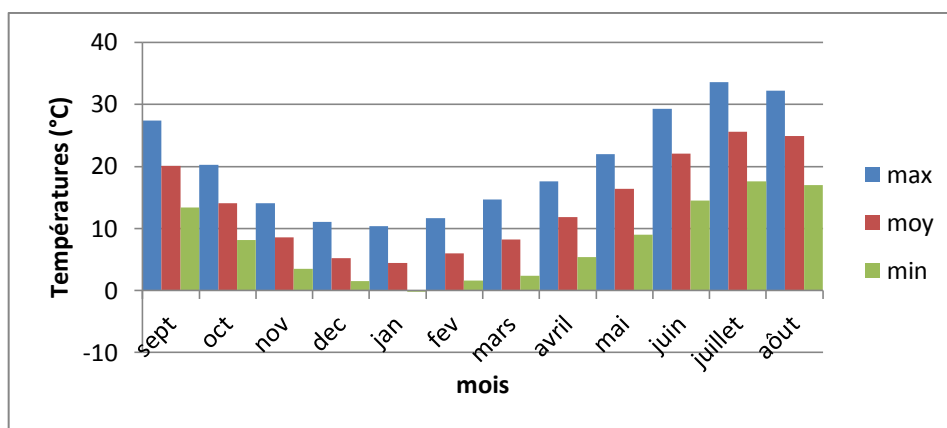


Figure II.04 : Répartition mensuelle des températures a la station de Djelfa .

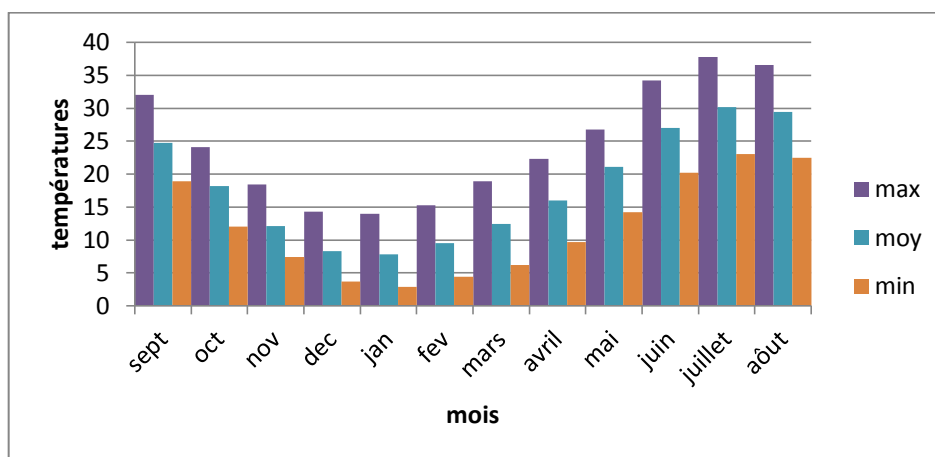


Figure II.05: Répartition mensuelle des températures à la station de M'sila .

II.1.3. Vitesse du vent :

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées pour la période 1991/2010, ainsi que leur direction sont présentées dans tableau suivant :

Tableau II.04 : vent moyen a chaque direction

direction du vent	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
vitesse moyenne(m/s)	5.1	3.8	3.4	4.1	4.6	4.6	5.1	5.4

(Source O.N.M)

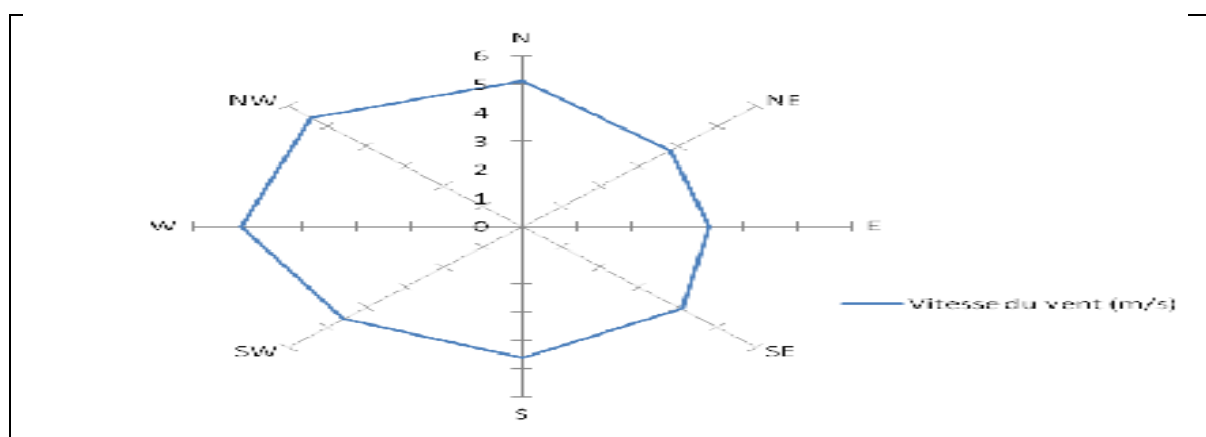


Figure II.06:répartition de la vitesse de vent à chaque direction.

II.1.4. Evaporation :

L'évaporation est un paramètre important dans l'étude hydrologique, car il intervient dans le calcul des pertes par évaporation à partir du plan d'eau de la retenue du barrage, donc le tableau suivant représente l'évaporation mensuelle sur plan d'eau du futur barrage M'djedel.

Donc le tableau suivant montre la répartition de l'évaporation mensuelle au cours de l'année

Tableau II.05 : répartition de l'évaporation mensuelle.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	total
Evaporation(mm)	158	111	77	62	65	68	91	115	161	183	237	211	1539
Evaporation(%)	10.3	7.2	5	4	4.2	4.4	5.9	7.5	10.5	11.9	15.4	13.7	100

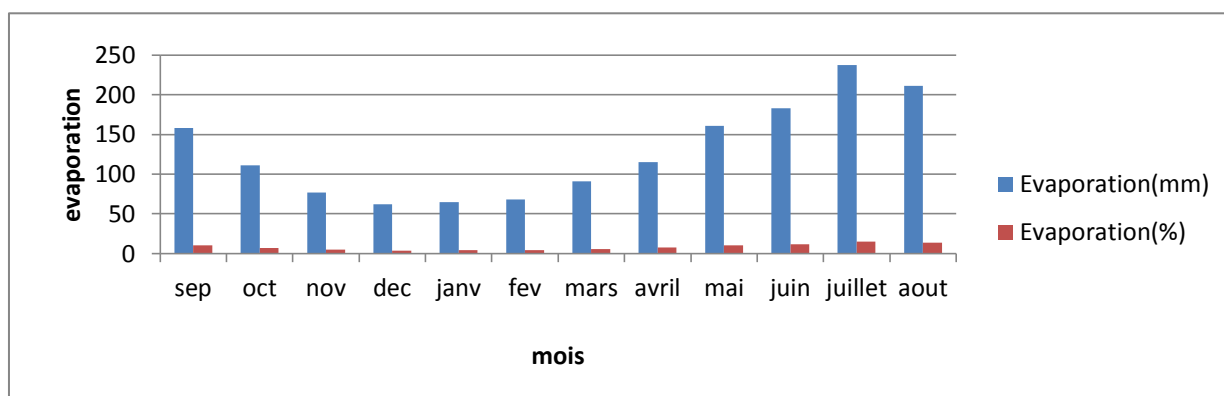


Figure II.07:variation mensuelle de l'évaporation sur plan d'eau du M'djedel

II.1.5.pluviométrie :

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

Tableau II.06 : caractéristiques des stations pluviométrique disponibles

station	code	coordonnées		Z(m,NGA)	période d'observation	nombre d'années d'observations
		X	Y			
		(Km)	(Km)			
Djelfa	17-02-08	551	153	1160	1945-2008	63
M'djedel	17-05-01	590	203.6	875	1976-2004	25
Dar chioukh	17-02-03	572	178	1100	1979-2009	40
slim	05-17-03	594.9	178	1070	1968-2006	38

(Source : A.N.R.H)

la station de Dar Chioukh, qui présente un long nombre d'années d'observation et qui est située au milieu du bassin versant ,donc elle est prise en compte pour caractériser les précipitations mensuelles et annuelles sur le bassin versant de M'djedel. Cette série servira aussi à générer une série d'apports liquides au site du barrage .

Et d'après la méthode de Tessein qui est basée sur les zones d'influence sur les stations observées, donc la station de Dar Chioukh représente une zone d'influence de 75% sur toute la surface de bassin versant

Le tableau II.07 : reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année .

Tableau II.07: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	total
P(mm)	23.48	20.47	21.66	21.62	23.88	17.22	20.72	21.33	25.48	11.49	2.92	7.64	217.91
P(%)	10.8	9.4	9.9	9.9	11.0	7.9	9.5	9.8	11.7	5.3	1.3	3.5	100.0

(Source : A.N.R.H)

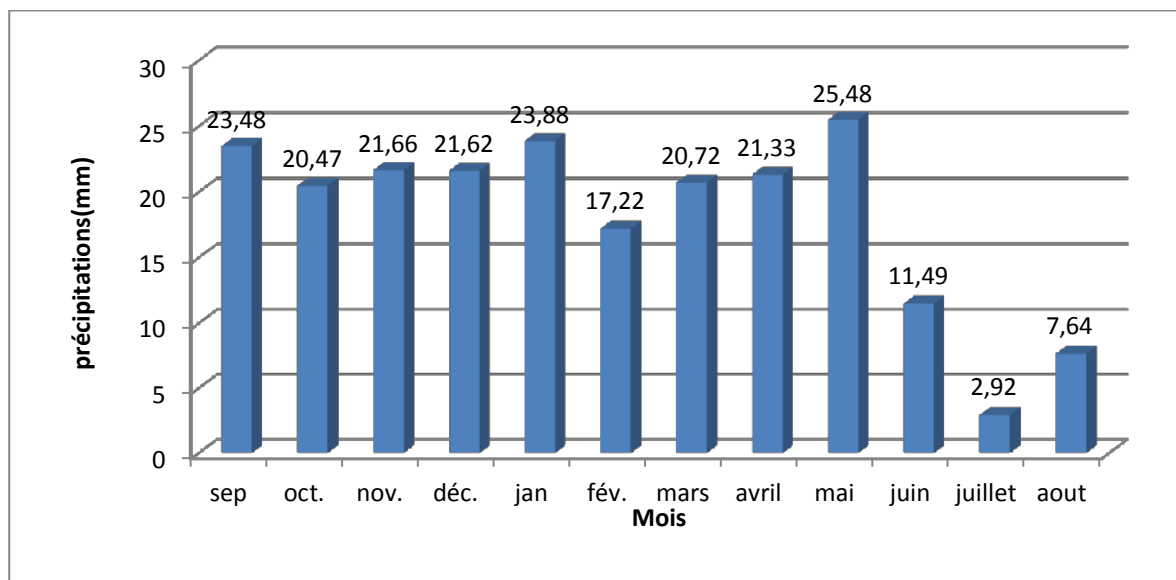


Figure II.08 : Répartition mensuelle des précipitations.

II.2. Etude des précipitation : [1]

II.2.1. Homogénéisation des données par le test de la médiane(test de Mood) :

Calculons les quantités N_s et T_s , après le calcul de la médiane avec :

N_s : nombre total de série de (+) ou de (-).

T_s : taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2} (N+1 - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) \dots\dots\dots (II.01).$$

$$T_s < 3.3 [\log(N+1)] \dots\dots\dots (II.02).$$

U : variable réduite de Gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$. Avec $\alpha = 5\%$.

N : nombre d'années d'observation (42ans)

$$(N_s = 18) > \frac{1}{2} (41+1 - 1.96 \sqrt{41+1}) = 14.64 \dots\dots\dots (1)$$

$$T_s = 5 < 3.3 [\log(41+1)] = 5.35 \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2) : les deux conditions sont vérifiées, donc notre série est homogène

Note : les résultats de calcul sont donnés dans l'Annexe n°08

II.2.2.Ajustement des pluies maximales journalières :

Les étapes d'ajustement à suivre sont :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donné.
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau II.08 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=42ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} X_i$	1120.90 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} X_i}{N}$	27.34 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \right]$	8.45 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,31
Coefficient d'asymétrie « Cs » :	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,5
L'exposant climatique :	b=0,2 (donnée ANRH)	

Pour l'ajustement nous avons choisis la loi de gamma inverse pour les raisons suivantes :

- les caractéristiques de la loi sont meme que l'échantillon.
- l'ajustement effectué estime les valeurs de faible et grande fréquence.
- le test de khi² montre que la loi adéquate à l'échantillon.

Par contre les les ajustements effectuées par lois (Gumbel ,Galton et GAUSS) sur estiment les valeurs de faibles fréquences et sous estiment les valeurs de grandes fréquences.

- **Calcul des paramètres de l'ajustement a la loi de Gamma inverse :**

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 42

Paramètres : $\alpha = 233.4$ et $\gamma = 9.49$

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1 / (1-q)$$

Tableau II.09 : Pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour

Période de retour (T)	Probabilité(q)	Pluies max (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	115	45.5	56.9-120
2000	0.9995	93.6	28.6	43.5-94.8
1000	0.999	85.4	23.1	42.1-94.6
200	0.995	68.1	13.3	41.9-94.3
100	0.99	61.2	10.2	41.1-81.2
50	0.98	54.6	7.65	39.6-69.6
20	0.95	46.3	4.95	36.6-56
10	0.9	40.2	3.39	33.5-46.8
5	0.8	34.1	2.21	29.7-38.4

- **Test d'adéquation**

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gamma inverse

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gamma inverse

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 2.95$

p-value $p = 0.7073$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes :8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

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

La comparaison entre les caractéristiques de la loi gamma inverse et celles de l'échantillon est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.10 :Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	10.0
Maximum	Aucun	51.2
Moyenne	27.4	27.2
Ecart-type	10	8.45
Médiane	26.3	27.5
Coefficient de variation (Cv)	0.33	0.31
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.6	0.505

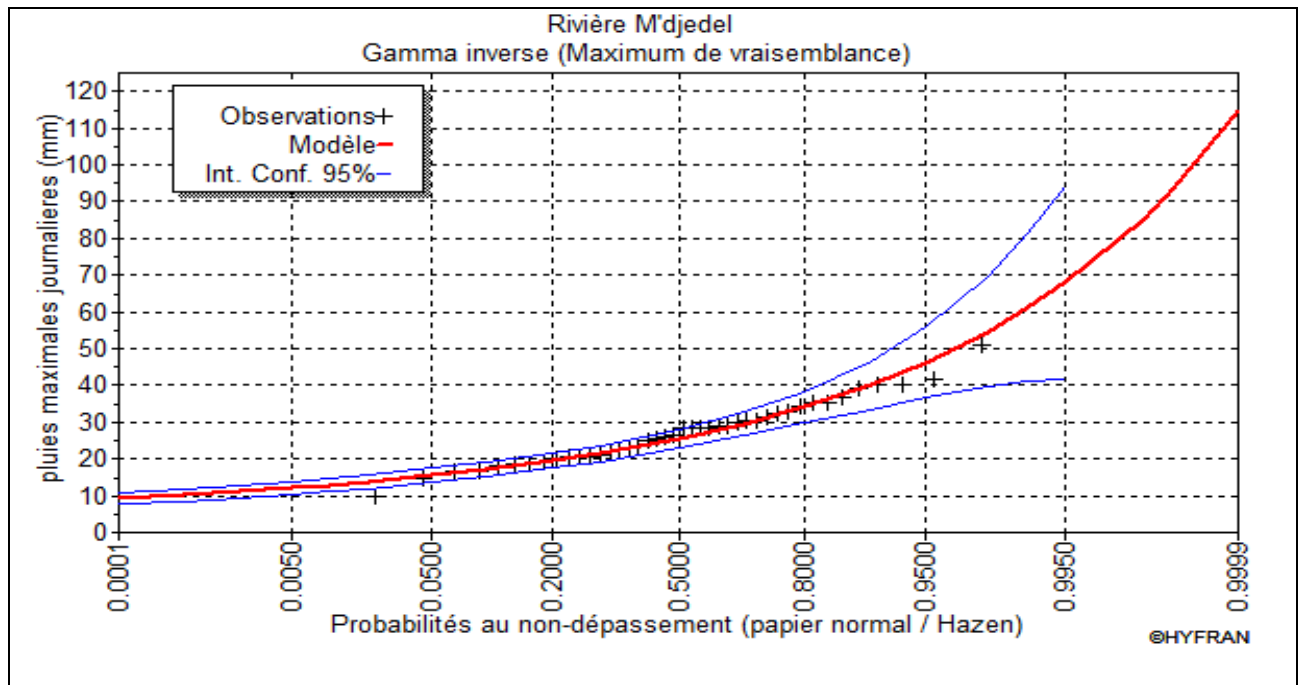


Figure II.09 : représentation graphique de l'ajustement par la loi de gamma inverse.

II.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

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

$$P_{\max, t_p\%} = P_{\max, j_p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.03).$$

Avec :

$P_{\max, t_p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max, j_p\%}$ (mm).

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

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,2$.

L'intensité : $I_0 = P_{\max, t_p\%} / t \dots\dots\dots (II.04).$

Note : les résultats de calcul sont donnés dans l'Annexe n°09

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

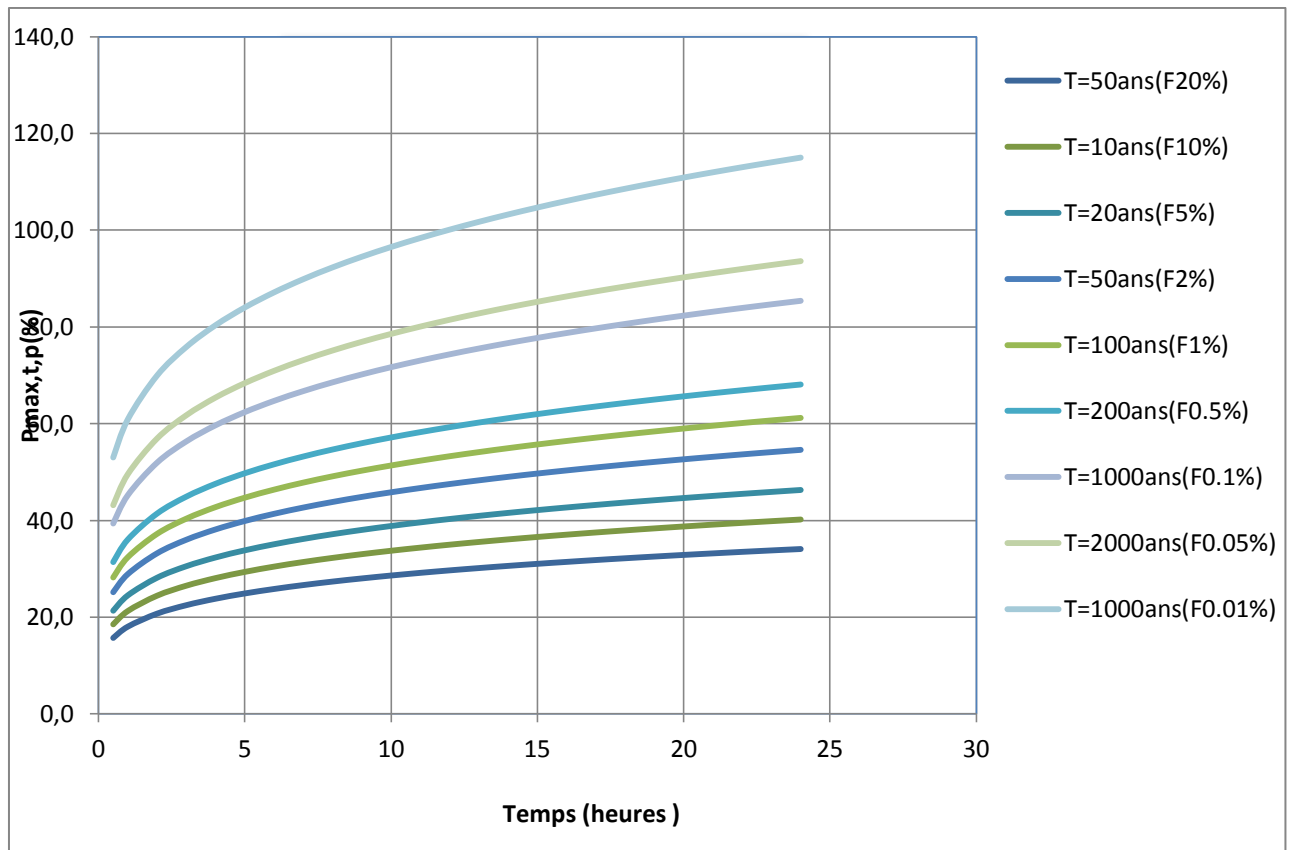


Figure II.10 : Pluies de Courtes durées

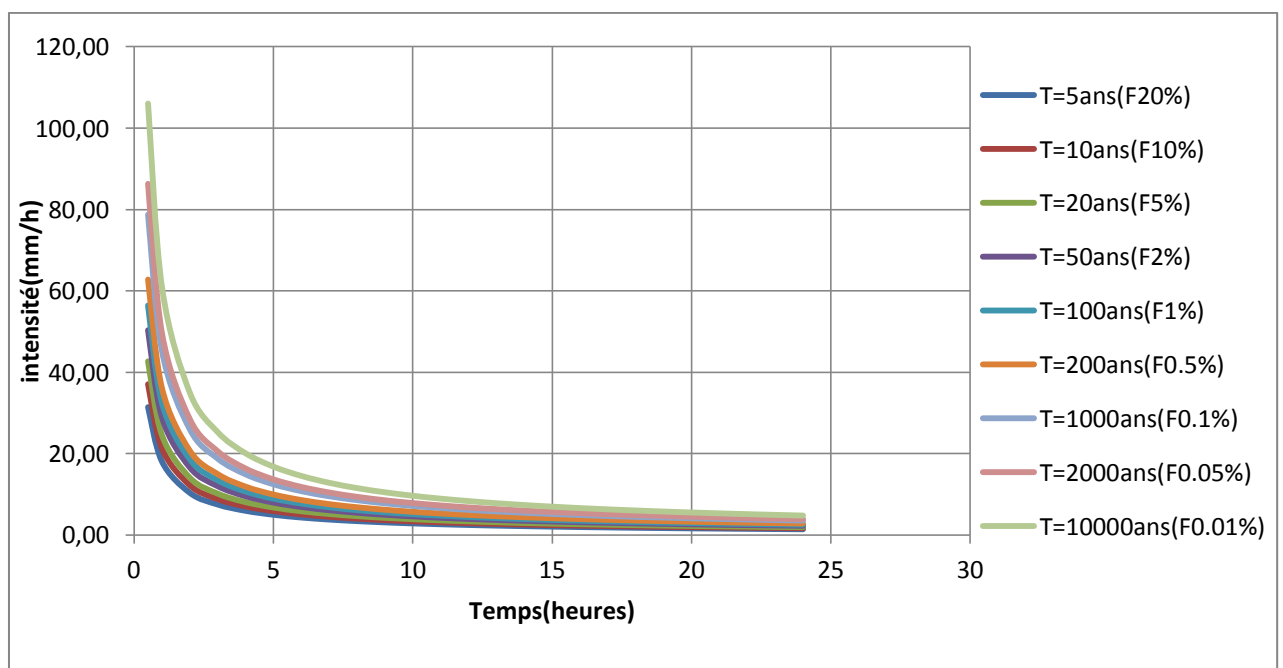


Figure II.11 : Intensité –Durée –Fréquence.

II.3. Etude des apports : [1]

II.3.1. L'apport moyen interannuel (A_0) :

Le manque de stations hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques et en tenant compte les apports des bassins avoisinants pour le choix de la formule .

II.3.1.1. Apports liquides :

La série des apports liquides au site du barrage sera obtenue à partir de la série des précipitations moyennes annuelles obtenue à l'aide des formules empiriques qui sont données comme suit :

a)-Formule de Samie :

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \text{ (mm)} \dots\dots\dots \text{ (II.05).}$$

Avec :

P : pluie moyenne annuelle, en (m)

S : Superficie du bassin versant, Km^2

A.N : $Le=14.83\text{mm}$ donc on trouve $A_0=9.36\text{Hm}^3$

b)- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots \text{ (II.06).}$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

A.N : $A_0=5.15 \text{ Hm}^3$

c)- Formule de MEDINGUER:

$$Le = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots \text{ (II.07).}$$

Avec : Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $Le = 10.24 \text{ mm}$ et $A_0 = Le \cdot S$ donc $A_0 = 6.61\text{Hm}^3$

d)-Formule de TURC :

$$A_0 = Le \cdot S \text{ et } Le = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots \text{ (II.08).}$$

Avec : P moy : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{\text{moy}}}{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2} \right] \dots\dots\dots \text{ (II.09).}$$

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^2$$

Avec : L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuelle de l'air ; $T=16^{\circ}\text{C}$

AN : L = 712.8, D = 244.38 mm. , Le = 5.62 mm : $A_0 = 3.62 \text{ Mm}^3$.

e)-Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$C_e = 0.6 * (1 - 10^{-0.36 * P^2}) \dots\dots\dots (\text{II.10}).$$

Avec : P : précipitation moyenne (m).

L_a : lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_a = P * C_e \quad \text{et} \quad A_0 = L_a * S$$

A.N : $C_e = 0,03$ Le = 7.57 mm : $A_0 = 4.88 \text{ Mm}^3$

Tableau II.11 :récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes formules

La formule	L'apport moyen annuel (Mm^3)
Formule de Samie	9.36
Formule de l'ANRH	5.15
Formule de MEDINGUER	6.61
Formule de TURC	3.62
Formule de CHAUMONT	4.88

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi celle qui est la plus commode donc on adopte $A_0=9.36 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de samie, qui a déjà montré sa bonne adéquation à des bassins versants de même nature en Algérie de point de vue superficie.

II.3.1.2.Caractéristiques de l'écoulement :

a)-Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (\text{II.11}).$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (litres).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 * 10^7 \text{ s}$

$$\text{A.N : } M_e = \frac{9.36 \cdot 10^9}{3.1536 \cdot 10^7} = 296.8 \text{ l/s} \quad \mathbf{M_e=296.8 \text{ l/s}}$$

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

Il est donné par : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (II.12).

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$\text{A.N : } M_0 = \frac{296.8}{645} = 0.46 \text{ l/s.km}^2 \quad \mathbf{M_0=0.46 \text{ l/s.km}^2}$$

c)- Lamme d'eau écoulée :

Elle est donnée par : $l_e = \frac{A_0}{S}$ (II.13)

Avec : S : Superficie du bassin.

A_0 :apport moyen annuel.

$$\text{A.N : } l_e = \frac{9.36 \cdot 10^6}{645 \cdot 10^6} = 0.0145 \text{ m} = 14.5 \text{ mm} \quad \mathbf{l_e=14.5 \text{ mm}}$$

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

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

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

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

$$\text{A.N : } C_e = \frac{14.5}{250} = 0.058 \quad \mathbf{C_e=0.06}$$

II.3.1.3. Les apports fréquentiels :

Pour dimensionner les ouvrages de barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad \text{..... (II.14).}$$

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

μ :Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm3).

C_v : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels de barrage, on utilise les formules empiriques a savoir :

a)- Formule de PADOUM :

$$C_v = 0.93 K / M^{0.23} \dots\dots\dots (II.15).$$

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).

A.N : $C_v = 0.72$

b)- Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = a - 0.063 * \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (II.16).$$

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \log(M_0)$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N : $a = 0.88$, $c_v = 0.71$

c)- Formule de L'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II.17).$$

Avec : S : Superficie du bassin en (km²).

A.N : $C_v = 0.34$.

d)- Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})} \dots\dots\dots (II.18).$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin en (km²).

A.N : $C_v = 0.7$

Remarque :

On constate que la formule de L'ANTONOV sous estime le coefficient de variation, car elle est seulement en fonction de la surface du bassin, donc le choix d'une formule dépend de nombre de grandeurs hydrologiques ainsi la bonne connaissance des paramètres hydromorphométriques.

Donc on opte a la formule SOKOLOVSKY qui donne un coefficient de variation $C_v = 0.71$, car trois formules presque donnent la même valeur, donc l'apport fréquentiel est donné comme suit :

$$A_{\%} = 7,63.e^{0,64.\mu}$$

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

Tableau II.12: Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	100	1000	10000
Fréquence P(%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apports (Mm ³)	4.7	17.33	21.83	28.33	33.89	57.65

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 4.7 \text{ Mm}^3$ le Remplissage de la retenue garanti de 8 années sur 10.

Donc le tableau suivant donne la répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Tableau II.13: répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	sep	Oct.	Nov	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	Total
Apport 80%(Mm ³)	0.26	0.41	0.45	0.44	0.46	0.43	0.40	0.41	0.47	0.45	0.31	0.20	4.70
A(%)	5.51	8.80	9.66	9.42	9.74	9.25	8.50	8.73	10.01	9.61	6.62	4.15	100

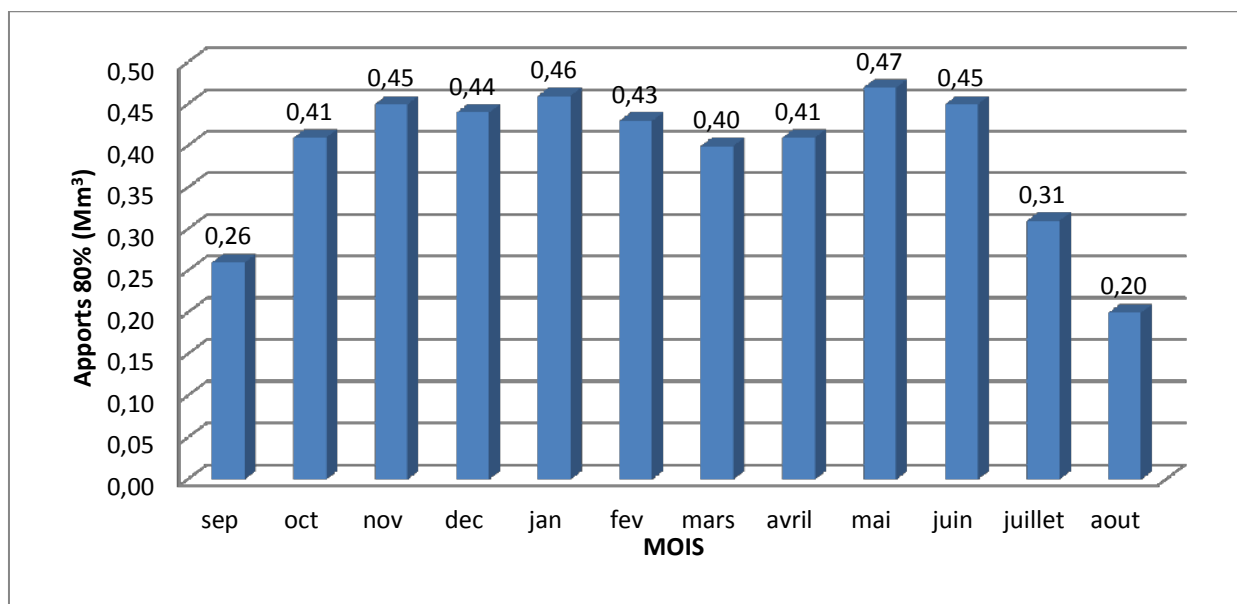


Figure II.12 : répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

II.3.2. Apport solide et Estimation de volume mort :

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

II.3.2.1. Estimation de l'apport solide :

a)-Formule de Tixeront :

Elle se base sur des corrélations établies sur des oueds en Algérie et en Tunisie, elle se présente sous plusieurs formes en fonction de la perméabilité du bassin versant, la formule donne le taux d'abrasion d'un bassin versant exprimé en t/km²/an, nous citerons ici que les principales formes de cette formule comme suit :

- $T_a = 75 * L_0^{0.15}$ pour des bassins versants à perméabilité moyenne à élevée.

- $T_a = 350 * L_0^{0.15}$ pour des bassins versants à perméabilité faible à moyenne.

- $T_a = 1400 * L_0^{0.15}$ pour des bassins versants à faible perméabilité.

Où :

T_a : est le taux d'abrasion exprimé en t/km²/an.

L_0 : la lame d'eau écoulée exprimé en mm. ($L_0=13\text{mm}$).

Pour notre cas : $T_a = 350 * L_0^{0.15}$ (II.19).

$$\text{A.N : } T_a = 350 * 12.87^{0.15} = 513.46(t / km^2 / an)$$

$$T_a = 513.45 t / km^2 / an$$

b)-Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.20).$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 25.48\text{mm}$.

P_a : Pluie moyenne interannuelle (mm) $P_a = 222.6 \text{ mm}$.

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

$H_{\max}$: Altitude maximale = 1484m.

$H_{\min}$: Altitude minimale = 862m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 645\text{Km}^2$

A.N :

$$h = 279.9\text{m}.$$

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{25.48^2}{222.6} \right)^{2.65} \left(\frac{279.9^2}{645} \right)^{0.46} = 4.3(t / km^2 / an)$$

$$T_a = 4.31 t / km^2 / an$$

a) Formule de Grailovitch :

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

$$T_a = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (II.21).$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (II.22).$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (II.23).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \dots\dots\dots (II.24).$$

T_a : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en (m³/km²/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 (°C). $t=15^\circ\text{C}$

P : périmètre du bassin versant (Km). $P=135 \text{ km}$.

L : longueur du talweg principal (Km). $L=52 \text{ km}$.

H_{moy} : Altitude moyenne (km). $H_{moy}=1.055 \text{ km}$.

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{15}{10}} + 1 = 2.22$$

$$T_{sp} = 2.22 * 222.6 * \pi * \sqrt{0.3^3} = 255.01 \text{ (} m^3 / km^2 . an \text{)}$$

$$G_{rm} = \frac{\sqrt{135} + 1.055}{0.2(52 + 10)} = 1.022 \text{ (} t / m^3 \text{)}$$

$$T_a = 255.01 * 1.022 = 260.7 \text{ (} t / km^2 . an \text{)} \quad \quad \quad \mathbf{T_a=260.7 t/km^2.an}$$

-D'après les résultats obtenus, on remarque que le taux d'abrasion est relativement important, et pour la protection vis-à-vis l'érosion du bassin versant, donc il faudra prévoir les dispositifs anti-érosifs comme :

- Les digues de décantations construites en gabions et implantées dans le lit de l'oued en amont de la retenue
- La bande forestière réalisée sur deux cotés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

II.3.2.2. Calcul du 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 suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.25).$$

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

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m³).[A.N.B.T]

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$V_m = \frac{4.31*645*50}{1.4} = 0.1*10^6 m^3 \qquad V_m=0.1Mm^3$$

b)-Formule de Tixeront :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.26).$$

Avec : $Q_s = T_a * S \dots\dots\dots (II.27).$

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,4 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_a : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

A.N : $Q_s = 513.45*645 = 331175.25(t / an).$

$$V_m = (1.1) \frac{331175.25 * 50}{1.4} = 11.83 * 10^6 m^3 \quad V_m = 11.83 Hm^3$$

c)-Formule de Gravilovitch :

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

$$V_m = \frac{T_a * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.28).$$

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 ($\gamma_s = 1,4 t/m^3$).

$$A.N : V_m = \frac{260.7 * 645 * 50}{1.4} = 6 * 10^6 m^3 \quad V_m = 6 Hm^3$$

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau II.14.

Tableau II.14 : récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (Hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.1
Tixeront	11.83
Gravilovitch	6
moyenne	5.97

Résultats et discussion:

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d'être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limites de validité des relations de « Fournier »

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 n'appartient pas à la zone d'érosion très active ($300 mm < P_{an} < 700 mm$),

Donc il reste la méthode de Gravilovitch qui est très largement utilisée en Algérie et qui donne de bon résultat donc on peut accepter le volume obtenu par cette formule soit : $V_m = 6 Hm^3$

II.4. Etude des crues : [1]

Le but de cette étude est la détermination des crues qui permettra de donner les dimensions du l'évacuateur de crue en fonction de la côte des plus hautes eaux et de débit maximal à évacuer. et malgré l'absence des données hydrométriques alors on oriente vers les formules empiriques qui sont valable en Algerie.

II.4.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques :

a)-Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max, p\%} = 2.K.\log(1 + AP_0) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4.\log T - \log S} \dots\dots\dots (II.29).$$

Avec : $Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle ($P_{\text{moy}}=0.222\text{m}$)

A : représente les conditions climatiques, variable entre 20 et 30.on prend 20

S : Superficie du bassin versant ($S=645\text{Km}^2$).

L : Longueur du talweg principal ($L=52\text{Km}$).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$1 < K < 3$ On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Tableau II.15 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour .

Période de retour(An)	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	389.51	484.89	587.68	654.81	840.135	991.42

b)-Formule de POSSENTI :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{\mu.P_{\max j, p\%}.S}{L_p} \dots\dots\dots (II.30).$$

Avec : $P_{\max, p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 760$.

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

Tableau II.16 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour .

Période de retour(An)	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	378.96	436.47	514.71	576.93	805.06	1084.1

c)- Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 * (P_{tc} - H_0) * \alpha * F * S}{t_m} \dots\dots\dots(\text{II.31}).$$

Avec : P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c

$t_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3.\gamma)$

γ : paramètre qui tient compte de la perméabilité du bassin et la surface donc on prend

$\gamma = 3.5$ d'où $F = 0.83$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale, au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm

S : Superficie du bassin (Km²).

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

Tableau II.17 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour .

Période de retour(An)	10	20	50	100	1000	10000
P_{tc} (mm)	37.07	42.69	50.35	56.43	78.75	106.04
α	0.5	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9
$Q_{\max P\%}$ (m ³ /s)	108.07	147.83	204.33	278.26	485.3	776.06

d)-Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C * S * P_{tcp\%} * \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L} \dots\dots\dots(\text{II.32}).$$

Avec : S : Surface du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal en Km.

H_{moy} : Altitude moyenne en m.

H_{min} : Altitude minimale en m.

$P_{tc, p\%}$: pluie de courte durée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : coefficient variable entre 100 et 166, pris égal à 130.

Tableau II.18 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour .

Période de retour(An)	10	20	50	100	1000	10000
P_{tc} (mm)	37.07	42.69	50.35	56.43	78.75	106.04
$Q_{\max P\%}$ (m ³ /s)	243.54	280.47	330.8	370.74	517.39	696.68

Tableau II.19 : récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes formules.

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	389.51	484.89	587.68	654.81	840.135	991.42
Formule de POSSENTI	378.96	436.47	514.71	576.93	805.06	1084.1
Formule de SOKOLOVSKY	108.07	47.83	204.33	278.26	485.3	776.06
Formule de GIANDOTTI	243.54	280.47	330.8	370.74	517.39	696.68
Moyenne(m³/s)	380.02	460.41	535.38	610.185	830.97	944.065

Résultats et discussion:

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de formule de MALLET-GAUTHIER, car du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne et c'est une formule qui est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie moyenne, caractéristiques climatiques, la surface du bassin versant) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de MALLET-GAUTHIER.

II.4.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky:

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue $Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (II.33).$

- Pour la décrue de la crue $Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots (II.34).$

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) .

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s) .

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

t_d : temps de la décrue en heures ;

$Q_{\max}$: débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y : Puissance des courbes : $x=2$ pour la montée de la crue.

$y=3$ pour la décrue.

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

- $t_m = t_c$, avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

- $t_d = \delta t_m$ avec : δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, on prend $\delta=2.5$ comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.20 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Note :

Les résultats de calcul des débits maxima pour différentes périodes de retour sont données dans l'Annexe n°10 .

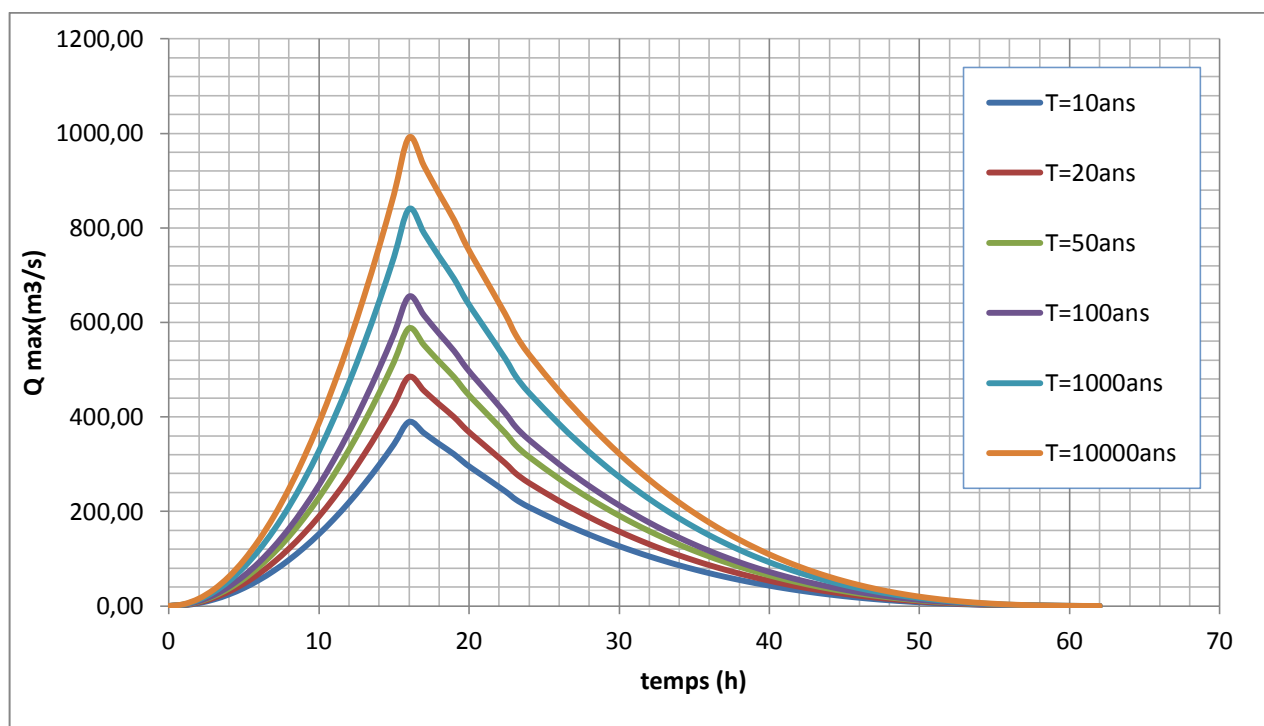


Figure II.13 : Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour(SOKOLOVSKY).

II.4.2.Choix de la crue de projet : [3]

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 "Ig" 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 moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans)

d'où $Q_{0,1\%} = 840.135 \text{ m}^3/\text{s}$

en vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 0,01% (T = 10000 ans).

d'où $Q_{0,01\%} = 991.42 \text{ m}^3/\text{s}$.

II.5. Régularisation d'écoulement : [2]

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued M'djedel afin de satisfaire les besoins d'irrigation et l'alimentation en eau potable mais pour notre objectif est de trouver la cote de niveau de volume forcé afin de caler le seuil de l'évacuateur de crue. Il existe deux types de régularisation qui sont :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, on s'intéresse à la régularisation interannuelle pour garantir la satisfaction des besoins.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport ($A \ 80\% \ \text{Hm}^3$).
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau.
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.5.1. Courbes « Hauteure-Capacité-Surface » :

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées $S=f(H)$ et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette $V=f(H)$. Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l'aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du site et de la cuvette.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \dots\dots\dots (II.35).$$

Avec : $V_1 = \frac{2}{3} S_1 * H_1$

S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_n (\text{m}^2)$.

S_{n-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_{n-1} (\text{m}^2)$.

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

V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_n (\text{m}^3)$.

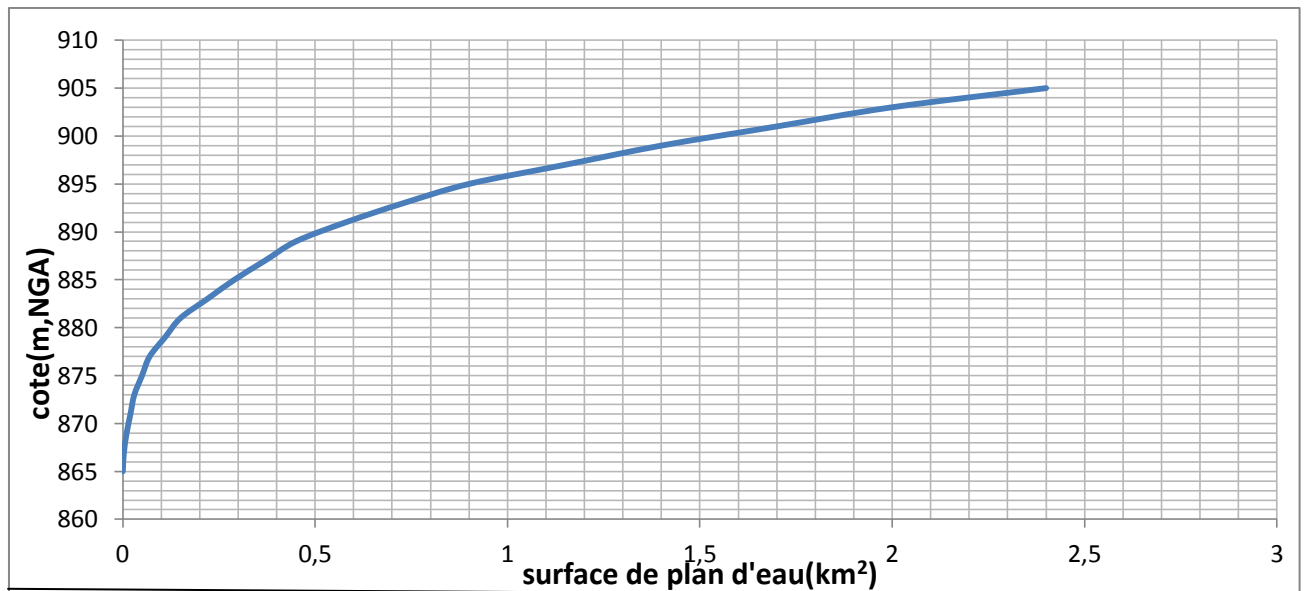
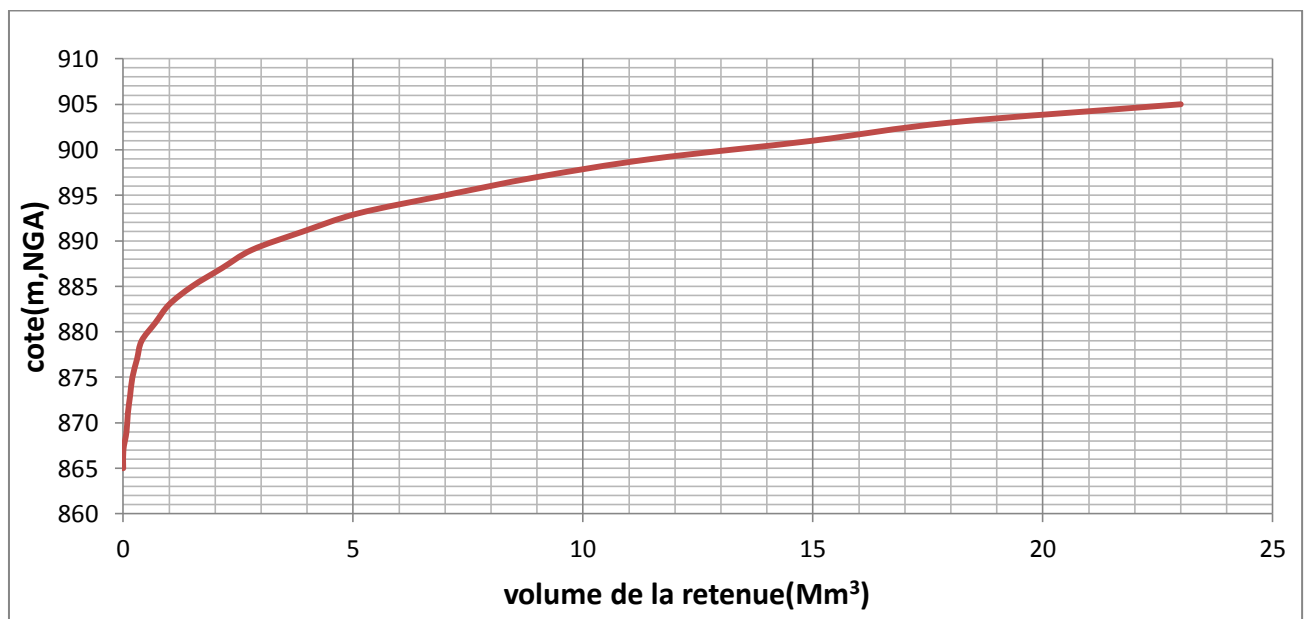
ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m^3)

Le tableau suivant donne les résultats de calcul

Tableau II.21 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.

Altitude(m)	Surface (km^2)	S_{moy} (km^2)	ΔH (m)	ΔV (Mm^3)	V (Mm^3)
865	0.000	0.0015	2	0.0035	0
867	0,003	0.0065	2	0.0675	0.0035
869	0,01				0.071
871	0,02	0.015	2	0.029	0.1
873	0,03	0.025	2	0.05	0.15
875	0,05	0.04	2	0.05	0.2
877	0,07	0.06	2	0.1	0.3
879	0,11	0.09	2	0.1	0.4
881	0,15	0.13	2	0.3	0.7
883	0,22	0.185	2	0.3	1
885	0,29	0.255	2	0.5	1.5
887	0.37	0.33	2	0.65	2.15
889	0.45	0.41	2	0.35	2.5
891	0.58	0.515	2	1.4	3.9
893	0.73	0.655	2	1.2	5.1
895	0.9	0.815	2	1.9	7
897	1.15	1.025	2	2	9
899	1.4	1.275	2	2.5	11.5
901	1.7	1.55	2	3.5	15
903	2	1.85	2	3	18
905	2.4	2.2	2	5	23

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est donnée comme le montrent les figures suivantes.

Figure II.14 : courbe $S=f(Z)$ Figure II.15 : courbe $V=f(Z)$

II.5.2. Régularisation Interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- ✓ Méthode de Kristly-Menkel.
- ✓ Méthode de Pléchkov-Svaïdzé

dans ce calcul on s'intéresse à la méthode de Kristly-Menkel.

a)-Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:

On a : $V_{u_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_0 = V_s + V_{int} \dots\dots\dots (II.36).$

Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

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

✓ **La composante saisonnière β_s est égale :**

$$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}}) \dots\dots\dots (\text{II.37}).$$

$$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12} \dots\dots\dots (\text{II.38}).$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$T_{\text{ét}}$: période relative de l'été au cours de l'année.

$N_{\text{ét}}$: nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_0 .

$$W_{\text{ét}} = \frac{\sum_{m=1}^{N_{\text{ét}}} W_m}{\sum_{pm=1}^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (\text{II.39}).$$

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

$\sum_{m=1}^{N_{\text{ét}}} W_m$: Apport pendant la période d'été.

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

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

$$\beta_{\text{plur}} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n] \dots\dots\dots (\text{II.40}).$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

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

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

Avec : C_v : Coefficient de variation.

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

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

$$\text{Donc : } \beta_{\text{plur}} = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n].$$

✓ **Pour la composante saisonnière :**

Tableau II.22 : Détermination de la période d'étiage.

Mois	sep	Oct.	Nov	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout
Apport 80%(Mm ³)	0.26	0.41	0.45	0.44	0.46	0.43	0.40	0.41	0.47	0.45	0.31	0.20

Sachant que $W_{\text{moy}} = 0.39 \text{ Mm}^3/\text{mois}$.

Donc : la période d'étiage est à partir de juillet jusqu'au mois septembre.

Alors : $N_{\text{ét}} = 3$ d'où : $T_{\text{ét}} = \frac{3}{12} = 0.25$

$$T_{\text{ét}} = 0.25$$

$$W_{\text{ét}} = \frac{0.77}{4.7} = 0.16$$

$$W_{\text{ét}} = 0.16$$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha = 0.9$ on aura :

$$\beta_s = 0.9(0.25 - 0.16) = 0.081$$

$$\beta_s = 0.081$$

$$V_s = 0.081 * 4.7 = 0.39 \text{ Mm}^3$$

$$V_s = 0.39 \text{ M m}^3$$

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

D'après le tableau de calcul dans l'Annexe n°11. on trouve :

$$\beta_{\text{plur}} = 2.024$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * W_o = 2.024 * 4.7 = 9.49 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{plur}} = 9.49 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc : } V_{\text{u}_{\text{int}}} = 0.39 + 9.49 = 9.87 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{u}_{\text{int}}} = 9.88 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{u}_{\text{int}}} = 6 + 9.87 = 15.87 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 15.88 \text{ Mm}^3$$

D'après la courbe $v=f(Z)$ on trouve la cote

$$\text{NNR} = 901 \text{ m.NGA}$$

Donc le calage de seuil de l'évacuateur s'effectue à partir de la cote de niveau normal de la retenue qui est **NNR=901m.NGA**.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre ouvrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologique et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

Chapitre III :
Laminage des crues et choix
de variantes

III.1.Laminage des crues : [2]

III.1.1.Objectif :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue, donc le but de ce dernier est de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, 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.

III.1.2.Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE :

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

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

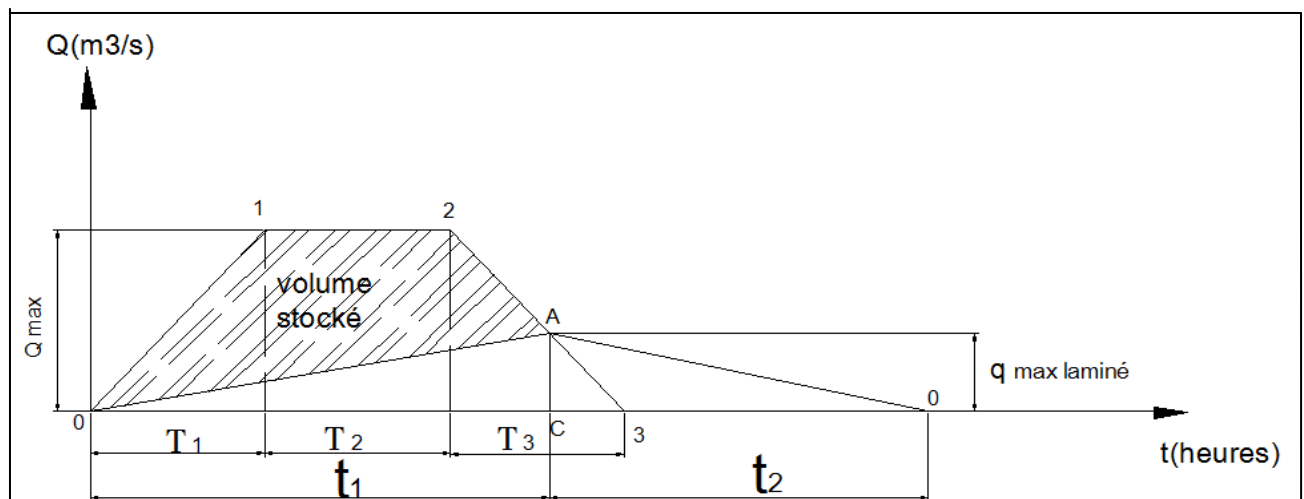


Figure III.01 : représentation graphique de la méthode du KOTCHERINE.

Avec :

$$T_1 + T_2 + T_3 = T_0$$

t_1 : temps de remplissage de la retenue.

t_2 : temps de vidange de la retenue.

$t_0 = t_1 + t_2$: temps de fonctionnement de l'évacuateur de crue.

Si $T_2=0$ alors on a hydrogramme pointue donc on obtient :

$$\sum(Qc * \Delta t) = \frac{T_0+T_2}{2} * Q_{max} \dots\dots\dots (III.01).$$

$$V_{stocké} = \sum Qc * \Delta t - \frac{Q_{emax}}{2} * T_0 \dots\dots\dots (III.02).$$

$$V_{forcé} = (A_{PHE} + A_{NNR}) * \frac{h_{max}}{2} \dots\dots\dots (III.03).$$

En utilisant les trois formules (1,2,3) on obtiendra:

$$Q_{e\ max} = \frac{1}{T_0} [(T_0+T_2) * Qc, max - (A_{PHE} + A_{NNR}) * h_{max}] \dots\dots\dots (III.04).$$

Connaissant $Q_{e\ max}$ et en se donnent h_{max} , on détermine :

$$L_{dev} = \frac{Q_{e\ max}}{m * \sqrt{2 * g * h_{max}}^{3/2}} \dots\dots\dots (III.05).$$

Avec :

Q_{cmax} :débit maximum de la crue .

Q_{emax} :débit maximum à évacuer.

$V_{stocké}(V_{forcé})$:volume stocké par la retenue à partir du niveau NNR.

m : coefficient de débit, dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge

h_{max} , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : l'accélération de pesanteur;(g = 9,81m/s).

A_{NNR} :surface de plan d'eau correspond au niveau normal de la retenue.

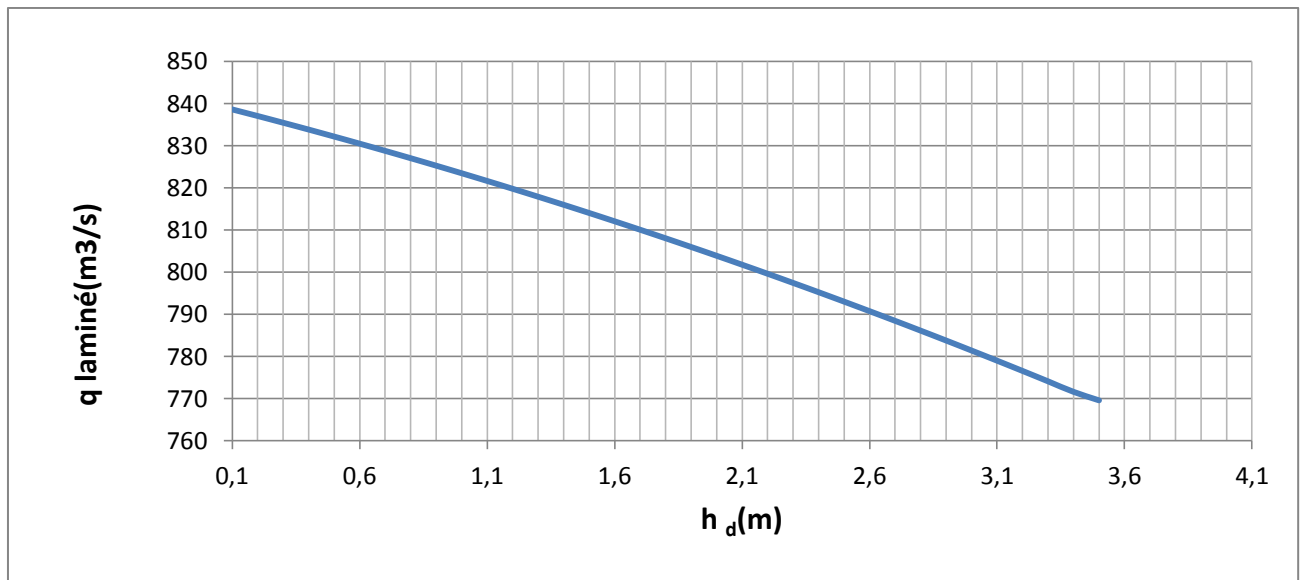
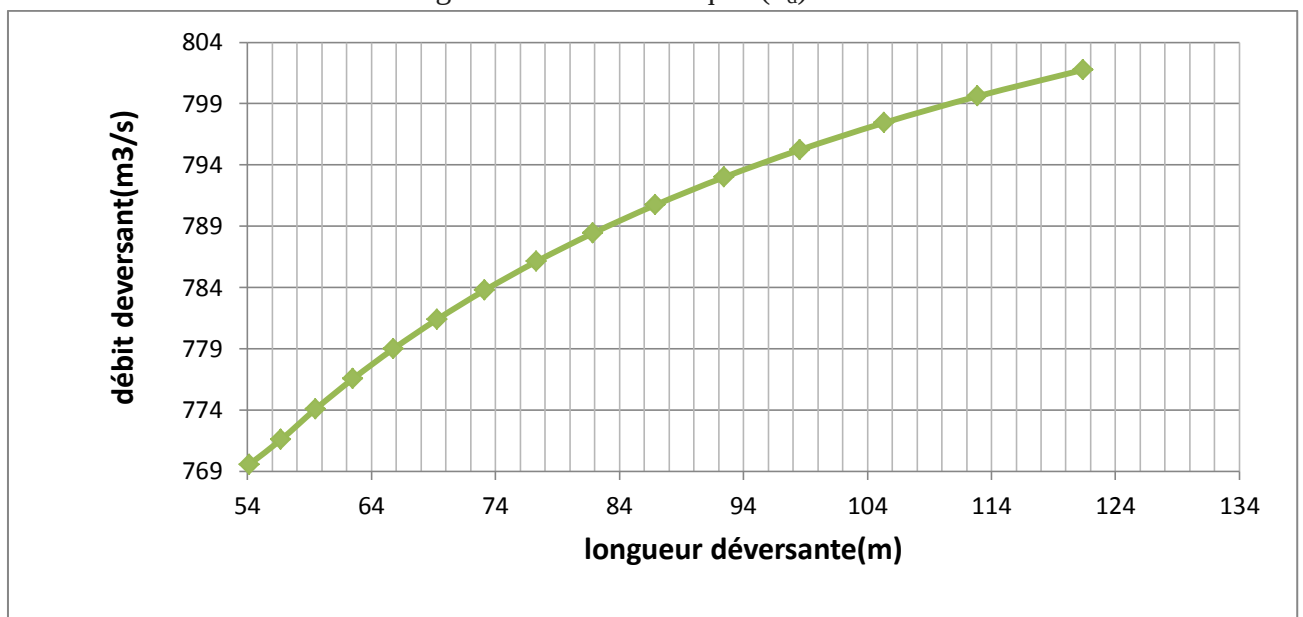
A_{PHE} :surface de plan d'eau correspond au niveau forcé de la retenue.

Note :les résultats de calcul de laminage par la méthode de kotchérine sont donnés dans l'Annexe n°12.

Récapitulatif des résultats obtenus pour quelques largeur sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.01 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m³/s)
55	3.4	770
60	3.25	775.2
65	3.1	777.15
70	3	782.5
75	2.85	785.3
80	2.72	787.4
85	2.63	789.6
90	2.5	791.7
95	2.45	793.85
100	2.35	796.7

Figure III.02 : Courbe $q = f(h_d)$ Figure III.03 : Courbe $q = f(b)$ **Remarque :**

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.

III.1.3. Etude d'optimisation : [4]

L'étude d'optimisation a pour objectif de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.1.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \dots\dots\dots(III.06).$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.07).$$

Avec :

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (III.08).$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (III.09).$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i , donnée par :

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + h_{\text{dév}} + t \dots\dots\dots (III.10).$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

$h_{\text{dév}}$: hauteur déversante.

III.1.3.1.1 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 :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{..... (III.11).}$$

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 :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \text{..... (III.12).}$$

Avec :

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 2.5 km).

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad \text{..... (III.13).}$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 1.5 Km/h.

c) Formule de Mallet-pacquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \quad \text{.....(III.14).}$$

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

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{.....(III.15).}$$

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

Tableau III.02: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.96	0.9	0.76
Molitor	0.47	0.9	0.39
Mallet-pacquant	1.022	0.9	0.81
Simplifiée	*	*	1.47

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=1.5m**

III.1.3.1.2. Calcul de largeur en crête :

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

a) **Formule de KNAPPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$ (III.16).

b) **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$ (III.17).

c) **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (III.18).

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \text{ (III.19).}$$

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

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau III.03 : 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)
55	3.4	754.9	39	10.3	7.88	9.21	9.13
60	3.25	759.55	38.75	10.27	7.84	9.18	9.1
65	3.1	765.28	38.6	10.25	7.83	9.17	9.08
70	3	776.1	38.5	10.23	7.82	9.16	9.07
75	2.85	778.48	38.35	10.22	7.81	9.14	9.05
80	2.72	780.84	38.22	10.2	7.8	9.13	9.04
85	2.63	782.94	38.13	10.19	7.79	9.12	9.03
90	2.5	784.32	38	10.17	7.88	9.11	9.02
95	2.45	786.07	37.95	10.16	7.77	9.10	9.01
100	2.35	787.6	37.85	10.15	7.76	9.09	9

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

III.1.3.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondant aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.04 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

b (m)	Volume de la digue(m ³)	Cout de la digue (DA)
55	2388262.5	1910610000
60	2359027.34	1887221875
65	2341572.5	1873258000
70	2329971.88	1863977500
75	2312624.84	1850099875
80	2297643.08	1838114460
85	2287299.54	1829839635
90	2272400	1817920000
95	2266682.34	1813345875
100	2255268.59	1804214875

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.8 et 2,2 mètres. Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 800 DA. [A.N.B.T].

II.1.3.2. 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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.20).$$

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b \dots\dots\dots (III.21).$$

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 33000DA, afin d'obtenir le prix du déversoir.

Tableau III.05 : 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	55	3.4	9.23	507.65	16244800
2	60	3.25	9.94	596.4	19084800
3	65	3.1	10.46	679.9	21756800
4	70	3	11.6	812	25984000
5	75	2.85	12.7	952.5	30480000
6	80	2.72	13.5	1080	34560000
7	85	2.63	14.95	1270.75	40664000
8	90	2.5	16.85	1516.5	48528000
9	95	2.45	17.5	1662.5	53200000
10	100	2.35	19.1	1910	61120000

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 : $H_{\text{ca}} = H + R \dots\dots\dots (III.22).$

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 52m
L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

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

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \dots\dots\dots (III.23).$$

Tableau III.06 : 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)
55	3.4	4.4	2.2	114.4	3660800
60	3.25	4.25	2.125	110.5	3536000
65	3.1	4.1	2.05	106.6	3411200
70	3	4	2	104	3328000
75	2.85	3.85	1.925	100.1	3203200
80	2.72	3.72	1.86	96.72	3095040
85	2.63	3.63	1.815	94.38	3020160
90	2.5	3.5	1.75	91	2912000
95	2.45	3.45	1.725	89.7	2870400
100	2.35	3.35	1.675	87.1	2787200

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 250 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{b\acute{e}ton} = S_{b\acute{e}ton} \times L_{cou} \dots\dots\dots (III.24).$$

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

-La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = (Q_{e,max})^{0,4} \dots\dots\dots (III.25).$$

-la hauteur de mur est donnée :

$$h_{mur} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g \cdot b_{cour}^2}} \dots\dots\dots (III.26)$$

Tableau III.07 : 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)
55	3.4	770	14.27	6.67	25227.9591	807294691
60	3.25	775.2	14.31	6.68	25364.16381	811653242
65	3.1	777.15	14.33	6.69	25415.19342	813286189
70	3	782.5	14.37	6.71	25555.06648	817762127
75	2.85	785.3	14.39	6.72	25628.19478	820102233
80	2.72	787.4	14.40	6.73	25683.00679	821856217
85	2.63	789.6	14.42	6.74	25740.39754	823692721
90	2.5	791.7	14.44	6.75	25795.14979	825444793
95	2.45	793.85	14.45	6.76	25851.17558	827237619
100	2.35	796.7	14.47	6.77	25925.39559	829612659

Tableau III.08 : 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)
55	3.4	39	1910610000	823539491.3	2734149491
60	3.25	38.75	1887221875	830738042	2717959917
65	3.1	38.6	1873258000	835042989.5	2708300989
70	3	38.5	1863977500	843746127.4	2707723627
75	2.85	38.35	1850099875	850582233	2700682108
80	2.72	38.22	1838114460	856416217.1	2694530677
85	2.63	38.13	1829839635	864356721.1	2694196356
90	2.5	38	1817920000	873972793.2	2691892793
95	2.45	37.95	1813345875	880437618.7	2693783494
100	2.35	37.85	1804214875	890732658.8	2694947534

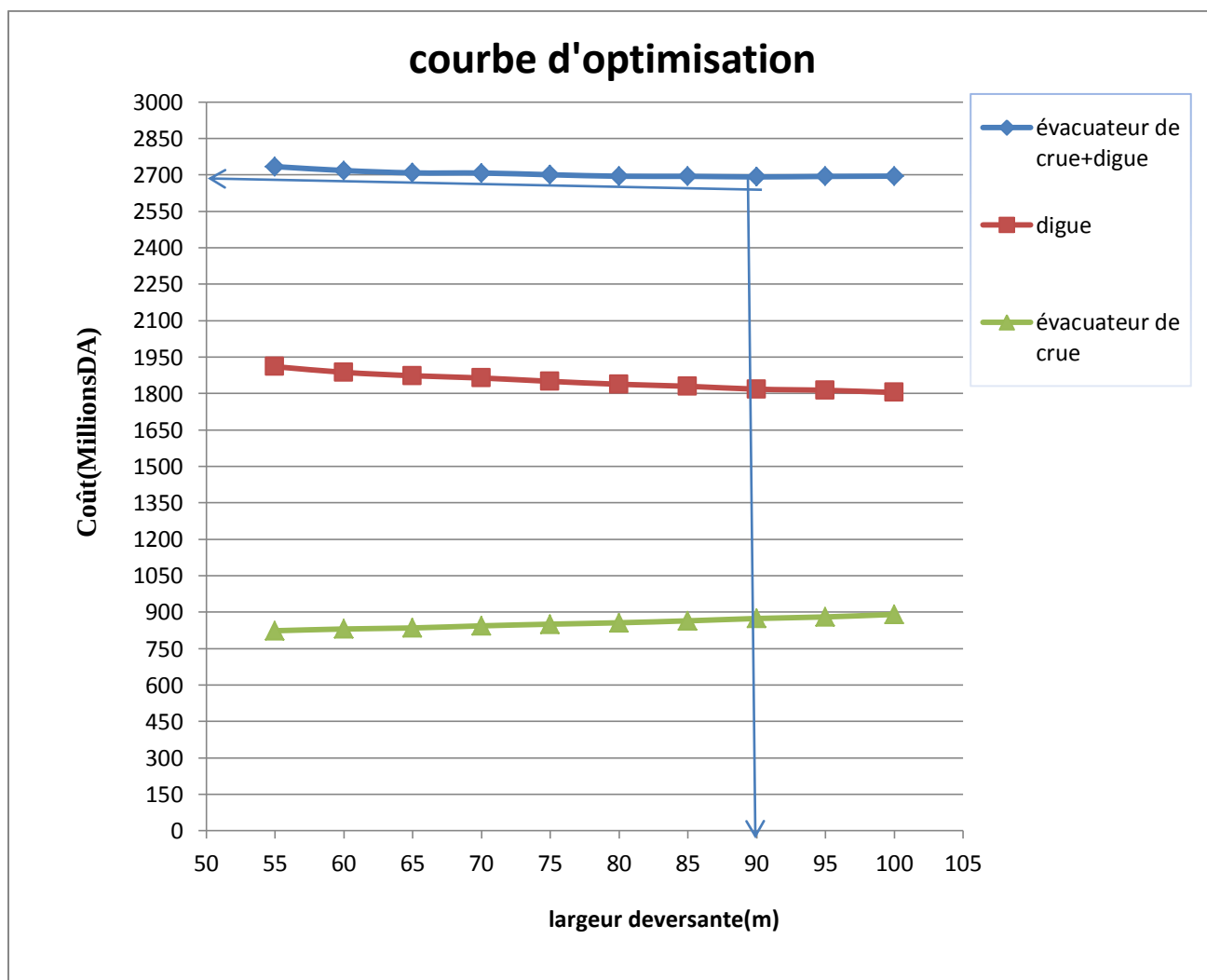


Figure III.04 : courbe d'optimisation

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 vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b = 90 m** » ce qui correspond à une hauteur déversée **h=2.5m** et un débit laminé **Q=791.7 m³/s.** avec une hauteur du barrage **H_b= 38 m**, à une côte en crête optimale de la digue égale à **903.5 m NGA**.

Conclusion :

Etude de laminage des crues nous a permis de trouver les caractéristiques du barrage qui sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.09 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
la hauteur de barrage	m	38
revanche	m	1.5
tassement	m	0.5
largeur en crête	m	9
largeur de déversoir	m	90
la charge déversante.	m	2.5
le débit évacué	m/s ³	791.7

III.2.Choix de variantes d'évacuateurs 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.2.1.Choix type d'évacuateurs de crue et leurs emplacement : [5]

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 M'djedel .
- ✓ Le type et les dimensions de barrage ainsi les dimensions de la vallée.
- ✓ La puissance de débit à évacuer en fonction des éventuels excavation 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.

Ces considérations éliminent la réalisation d'un évacuateur de crues à seuil commandé (seuil avec des organes de contrôle) malgré que notre zone d'étude a une faible sismicité.

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 :

- **l'évacuateur de crue central posé sur la digue (frontal a 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 coursiers
- Un ouvrage coûteux, n'est pas économique.

- **L'évacuateur de crue latéral posé sur les rives(soit a entonnement frontal ou a 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 moyenne de 7% entre(5 et 9%),donc c'est économique pour les excavations.
- le rocher de la rive droite est masquée par les terrains de couvertures de sols cohérents d'épaisseurs 5 m tels que les argiles limoneux tandis que la rive gauche, le rocher est affleuré a la surface de terrain naturel.

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

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

- Le rocher de la fondation n'est pas de bonne qualité d'après la coupe géologique de l'axe de l'oued (amont-aval) tel que les fracturations sont remarquables le long de l'oued .
- 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).

III.2.2.Choix de la rive :

a)-rive droite :

- Pente de versant est faible (5-9%).
- Le rocher un peu fracturé d'après les essais RQD , (5-7m) de profondeur.

b)-rive gauche :

- pente de versant est raide 20%.
- le rocher affleure a la surface de terrain naturel.
- presence de gazoduc le long de la rive ainsi la ligne électrique de haute tension.

Donc la rive la plus favorable pour la projection de l'ouvrage est celle de la rive droite, la rive gauche est impossible à cause de l'infrastructure de gaz et la topographie de versant.

III.2.3.Choix de l'axe du l'évacuateur de crue :

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

- Le plus court possible (coté économique).
- Les courbes de niveaux perpendiculaire à l'axe de l'évacuateur
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage (50à100m),
- Rectiligne si possible

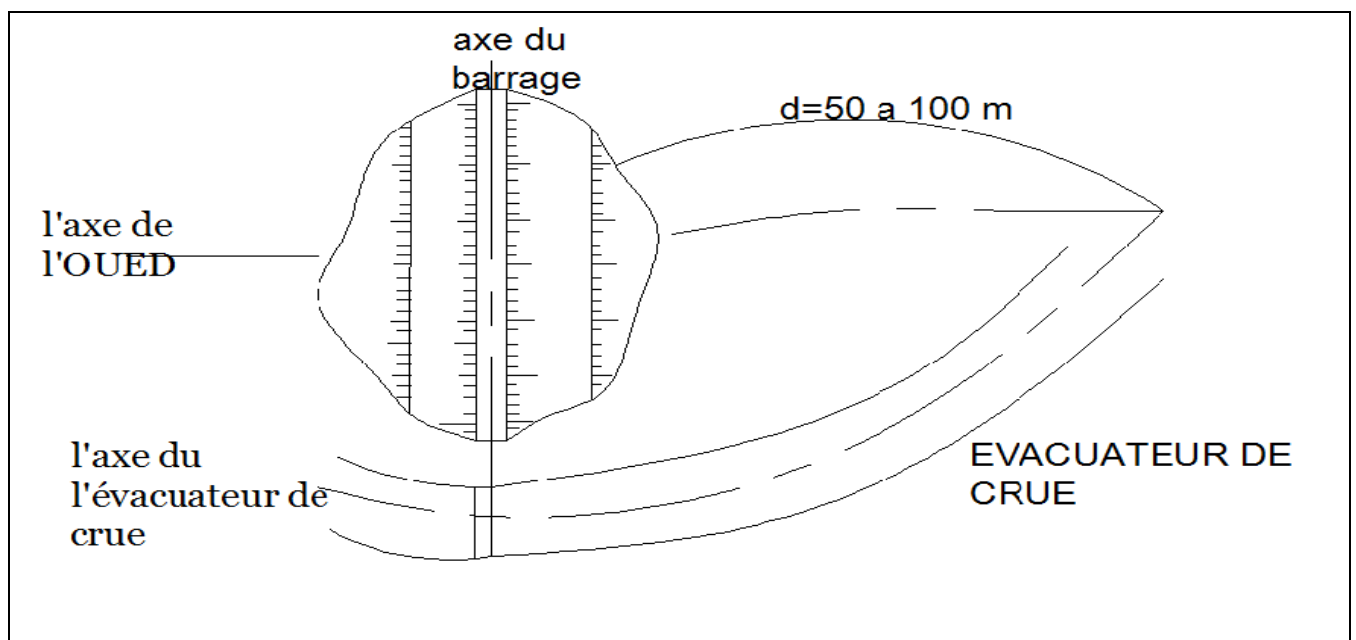


Figure III.05 : schéma pour le choix de l'axe d'évacuateur.

Conclusion :

D'après les conditions géologiques, topographiques et la présence de gazoduc qui traverse la rive gauche de site du futur barrage M'djedel, le choix d'évacuateurs de crue s'impose à deux variantes qui sont :

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

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

Chapitre IV :

**Etude de l'évacuateur de
crue latéral à entonnement
latéral**

Objectif de l'étude :

Le but de ce chapitre est de faire le dimensionnement détaillé de l'ensemble des éléments constituant l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral, en se basant sur les équations fondamentales de l'hydraulique pour les écoulements à surface libre.

Les précautions qu'on doit prendre dans ce dimensionnement sont telles que :

- Les conditions hydrauliques doivent être vérifiées le long de l'évacuateur (vision hydraulicienne).
- les conditions de l'écoulement à l'aval tel que la vitesse, le débit ainsi les tirants d'eau seront admissibles pour ne pas endommager les constructions urbaines et les habitants de la commune M'djedel.

IV.1. Description de l'évacuateur de crue : [5]

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Canal latéral (auge de réception)
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.

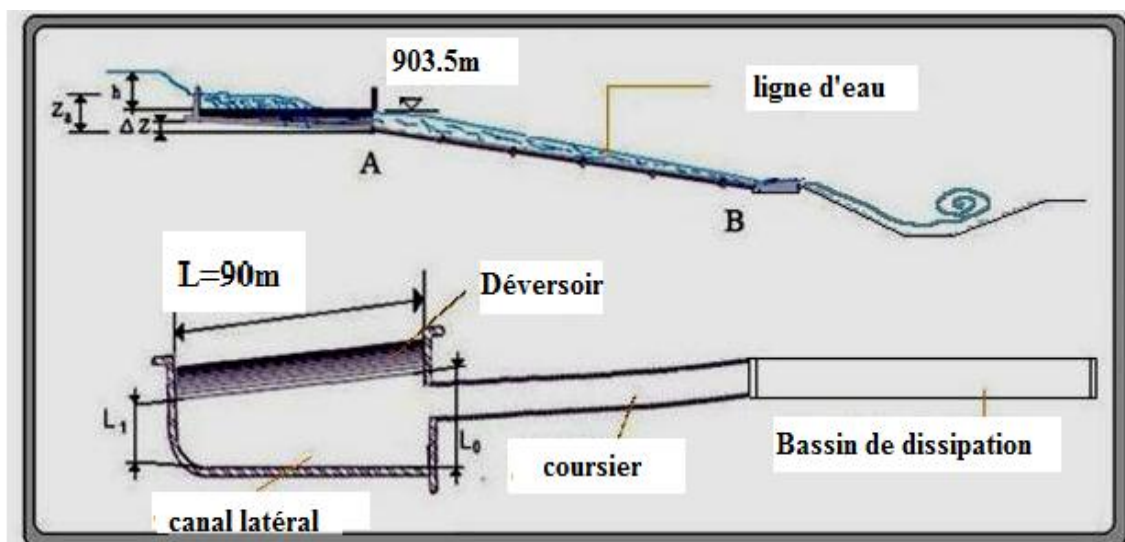


Figure IV.01 : description de l'évacuateur de crue

IV.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue: [6]

Données de départ :

- ✓ Longueur déversante : $L = 90 \text{ m}$
- ✓ Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 791.7 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Charge hydraulique : $H = 2,5 \text{ m}$
- ✓ Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 901 \text{ m}$.

IV.2.1. Canal d'amenée :**➤ La vitesse d'approche :**

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

$$V = \frac{Q}{A_c} \dots\dots\dots (IV.01).$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

A_c : section mouillée (section trapézoïdale) , (m²).

$$A_c = h \cdot b + m \cdot h^2 \dots\dots\dots (IV.02)$$

h: Charge d' eau (m). $h = H_o + P \dots\dots\dots (IV.03).$

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

Dans cette méthode, on recommande d'utiliser la relation suivante: $\frac{P}{H_o} = 1,4$

Et sa pour l'excavation de la couche superficielle qui contient d'argile d'épaisseur environ 4 à 5 m

P=3.5m

H_o : Lane déversante = 2,5 m.

$$\Rightarrow V = \frac{791.7}{540} = 1,46 \text{ m/s}$$

➤ La vitesse admissible :

$V \leq V_{adm} (4.4 - 10) \text{ m/s}$ (Donc pas de risque de l'érosion).

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 :

$$Q_d = \frac{1}{n} A_c R^{\frac{2}{3}} i_o^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (IV.04).$$

$$i_o = \left(\frac{nV}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \dots\dots\dots (IV.05).$$

$$R = \frac{A_c}{\chi_c}$$

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_o : pente du fond.

χ : périmètre mouillé du canal rectangulaire.

$$i_0 = \left(\frac{0.03 * 1.46}{5.29^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.0002079 \quad i_0 = 0,0002079 \quad \text{c'est la pente du canal}$$

IV.2.2 . Déversoir et canal latéral :[7]

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débit 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

➤ 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 :

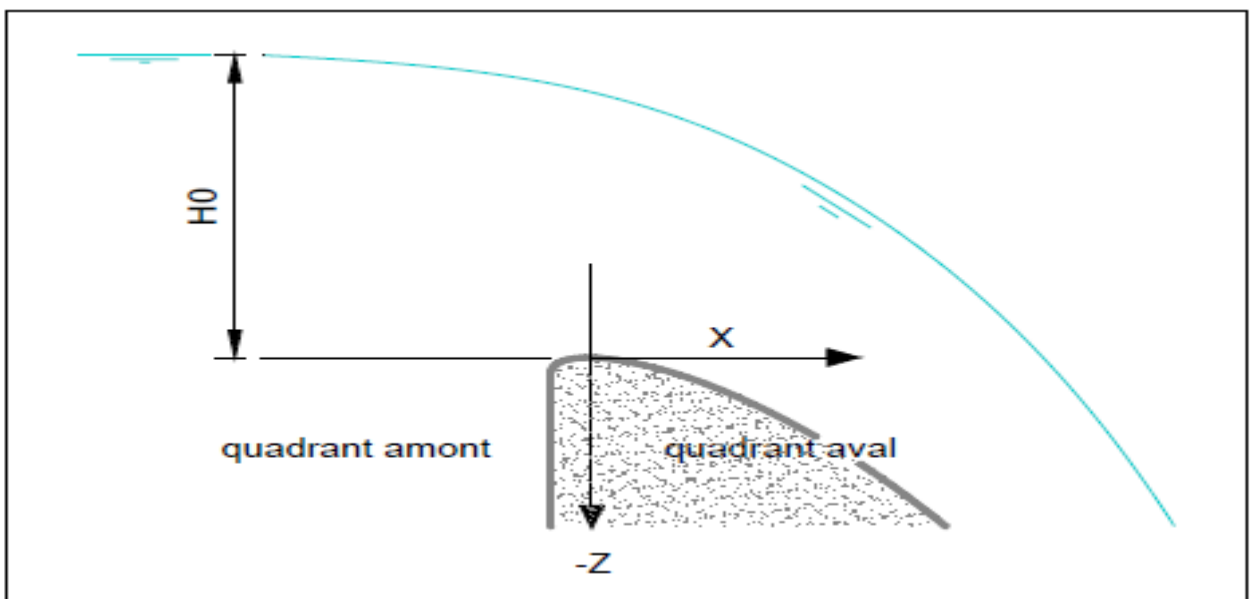


Figure IV.02 : description de la géométrie du déversoir et définition de système de coordonnées

A/ Calcul du quadrant amont :

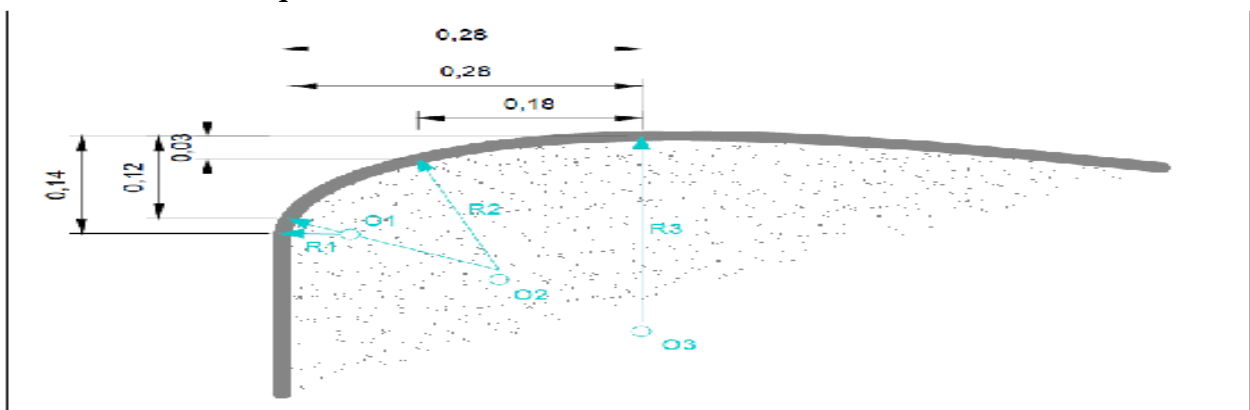


Figure IV.03 : détail de quadrant amont

Le tableau suivant montre les origines O , rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_0 pour le quadrant amont.

Tableau IV.01 : les origines O , rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_0 .

I	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

Donc pour notre cas on a : $H_0=2.5\text{m}$ on aura alors :

I	$O_i(\text{m})$	$R_i(\text{m})$
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, si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Donc on donne la forme de parement comme le montre la figure suivante :

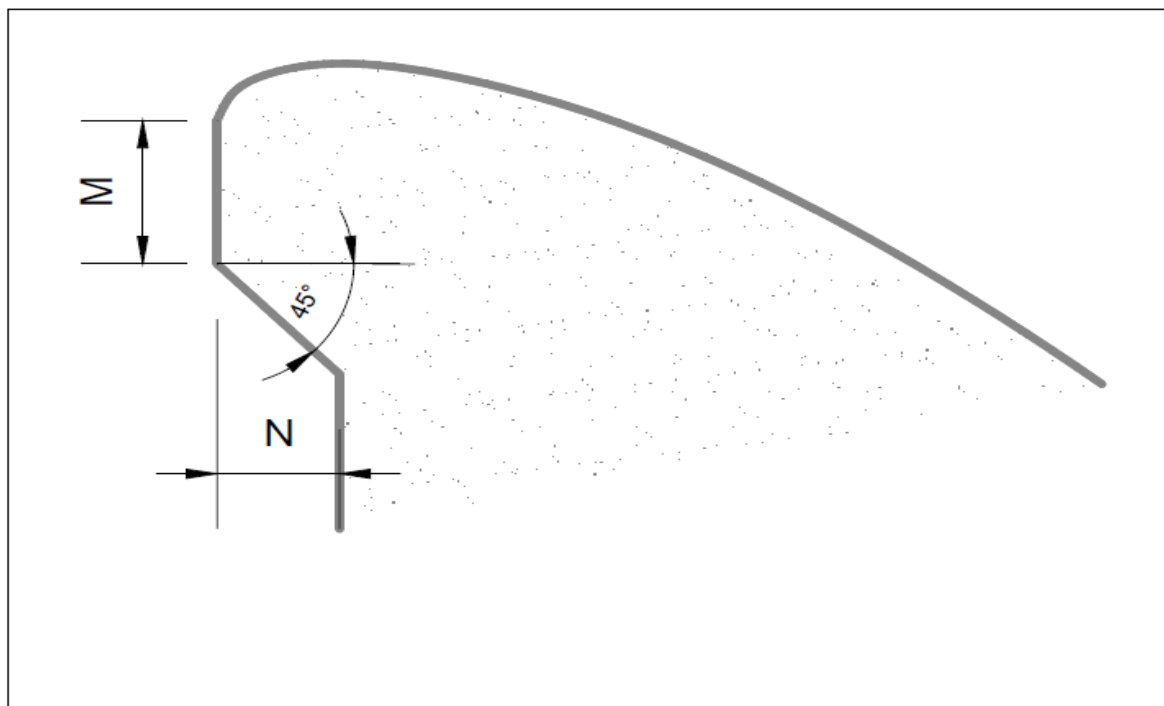


Figure IV.04 : déversoir standard à parement surplombant

Tel que on a :

$$\left. \begin{array}{l} -M/N > 1/2 \\ -N/H_0 > 0 \\ -M/H_0 > 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{d'après ces conditions : } M=1.5\text{m}, N=1\text{m}$$

B/ Calcul du quadrant aval :

On a l'équation de $-Z = \frac{1}{2} X^{1.85}$ (IV.06).

En appliquant la formule (IV.06), on obtient les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.02 : 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

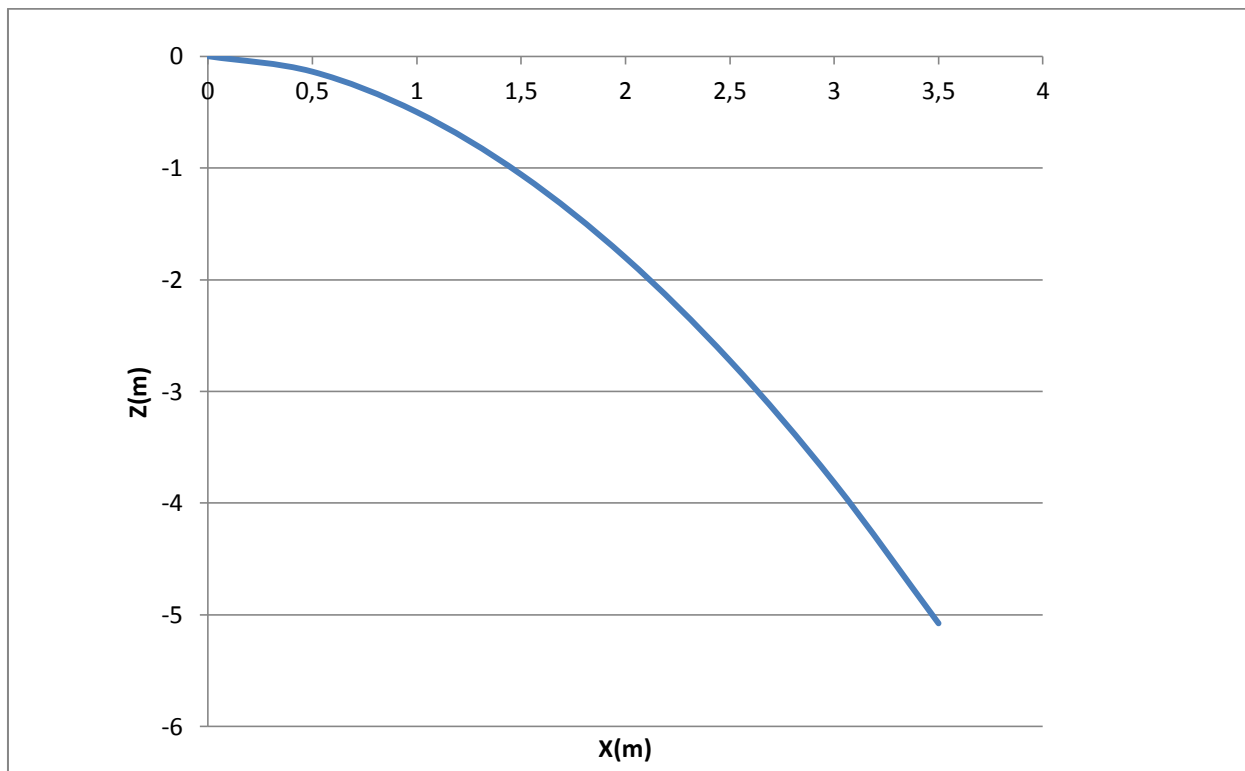


Figure IV.05 : profil de quadrant aval

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**

➤ Calcul hydraulique du déversoir et de canal latéral : [7]

Le calcul hydraulique du déversoir se fait par plusieurs étapes :

- On divise la largeur déversant en 9 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site xi.

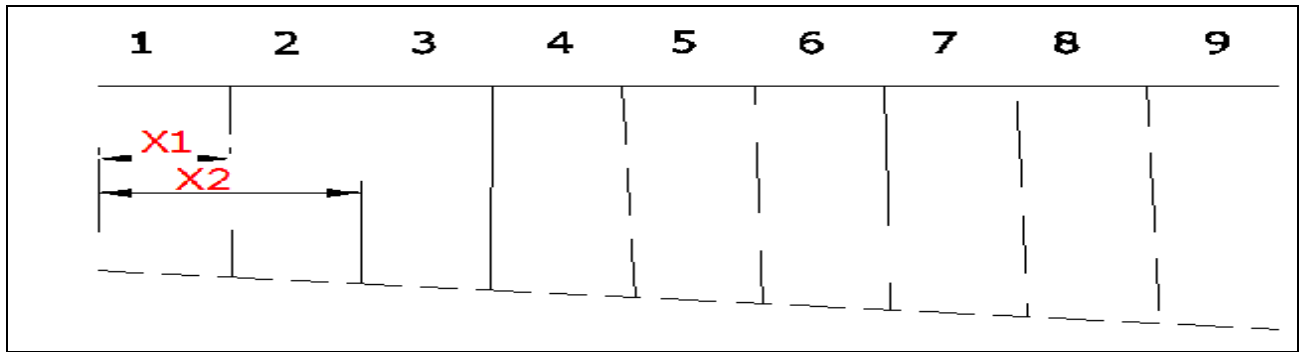


Figure IV.06 :Représentation des tranchées.

Le débit spécifique est donné par :

$$q_d = \frac{Q}{L_d} \dots\dots\dots (IV.07).$$

$$\text{A.N : } q_d = \frac{791.7}{90} \quad q_d = 8.8 \text{ m}^2/\text{s/m}.$$

Ayant le débit spécifique, on détermine le débit aux sites On a :

$$Q_i = q \cdot X_i \dots\dots\dots (IV.08).$$

- 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 :

$$V_i = V_{in} + a(X_i - 1) \dots\dots\dots (IV.09).$$

$$a = (V_f - V_{in}) / (L - 1) \dots\dots\dots (IV.10).$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

On prend :

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

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

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

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

$$a = \frac{9-4}{90-1} = 0,056.$$

$$\text{D'ou : } a = 0,056$$

- Calcul des sections mouillées aux sites :

cette section donnée par :

$$W_i = Q_i / V_i \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots (IV.11).$$

- Calcul de la largeur aux sites :

cette largeur est donnée par :

$$b_i = L_1 + \frac{X_i \times (L_0 - L_1)}{L} \dots\dots\dots (IV.12).$$

On calcul les différentes largeurs :

$$L_c = Q^{0.4}$$

donc : $L_c = 791.7^{0.4} = 15\text{m}$.

pour éviter les phénomènes de cavitation dans le canal on augmente cette largeur et selon aussi la topographie on prend **$L_c = 20\text{ m}$** .

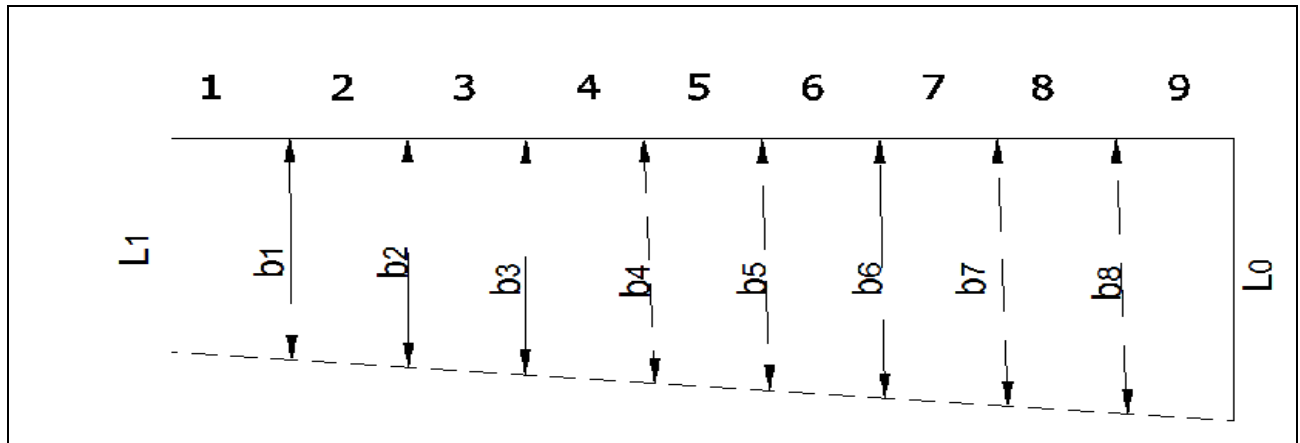


Figure IV.07 : Représentation des tranchées de canal latéral.

On a : 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 $L_1 = 15\text{m}$**

- calcul de la profondeur d'eau aux sites :

cette profondeur est donnée par :

$$h_i = (-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4m W_i}) / 2m \dots \dots \dots (IV.13).$$

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

- calcul de la pente de fond pour chaque sites :

cette pente est donnée par :

$$I_i = V_i^2 / C_i^2 \cdot R_i \dots \dots \dots (IV.14).$$

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

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficients de Chézy seront donnée par : $C_i = 1/n \times R_i^{1/6} \dots \dots \dots (IV.15)$

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

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

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \text{ (m)} ; \dots \dots \dots (IV.16)$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1} \text{ (m)} \dots \dots \dots (IV.17)$$

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

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.03 : hauteurs d'eau et pertes de charge.

N	Xi (m)	Qi (m ³ /s)	Vi (m ²)	Wi (m)	bi (m)	hi (m)	P mou	Ri	Ci	li	Δh(m)
1	10	88.0	4.504	19.531	15.556	1.223	18.135	1.077	77.880	0.003	0.031
2	20	175.9	5.064	34.742	16.111	2.068	20.471	1.697	84.012	0.002	0.021
3	30	263.9	5.624	46.924	16.667	2.673	22.301	2.104	87.077	0.002	0.020
4	40	351.9	6.184	56.900	17.222	3.116	23.791	2.392	88.955	0.002	0.020
5	50	439.8	6.744	65.218	17.778	3.446	25.042	2.604	90.228	0.002	0.021
6	60	527.8	7.304	72.262	18.333	3.694	26.120	2.767	91.141	0.002	0.023
7	70	615.8	7.864	78.302	18.889	3.880	27.068	2.893	91.821	0.003	0.025
8	80	703.7	8.424	83.539	19.444	4.019	27.918	2.992	92.340	0.003	0.028
9	90	791.7	8.984	88.123	20.000	4.123	28.692	3.071	92.743	0.003	0.031

Tableau IV.04 : cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.

N	Δh	Hi (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0	901.00	901.00
1	0.031	1.2235	900.97	899.78
2	0.021	2.0679	900.98	898.93
3	0.02	2.6726	900.98	898.33
4	0.02	3.1159	900.98	897.88
5	0.021	3.4459	900.98	897.55
6	0.023	3.6935	900.98	897.31
7	0.025	3.8798	900.97	897.12
8	0.028	4.0194	900.97	896.98
9	0.031	4.1229	900.97	896.88

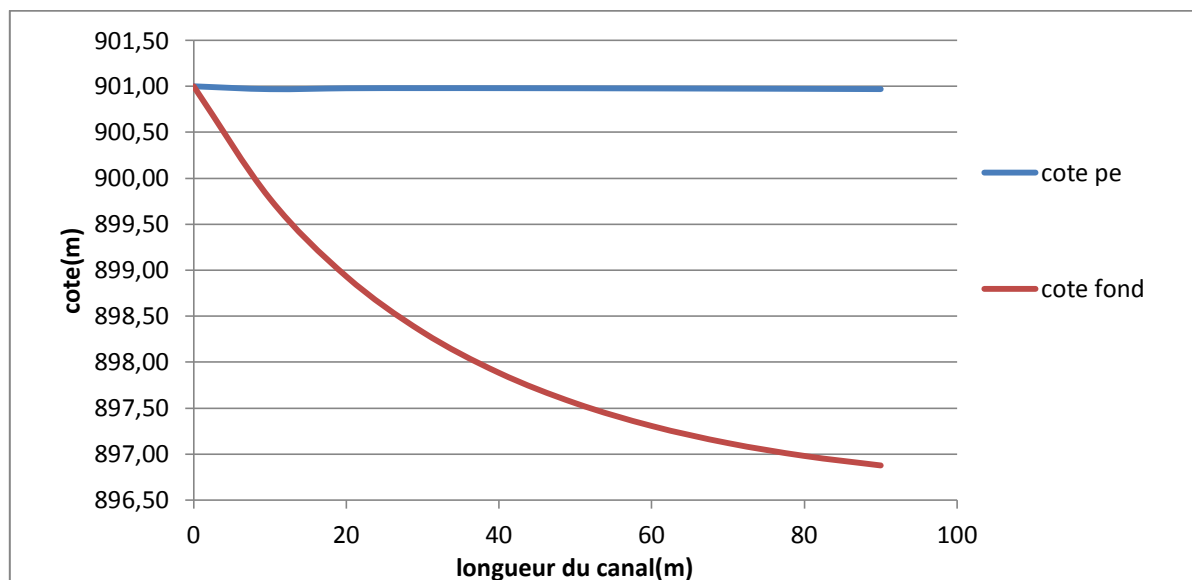


Figure IV.08 : cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

IV.2.3.Coursier :

On propose pour la section de coursier est 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 en utilisant le logiciel HEC-RAS.
- La pente du fond pour les terrassements économiques est égale à $I=6.3\%$.
- La débitance est donnée $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 12442.093$
- 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 :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (IV.18) .$$

S :section mouillée(m^2)

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 $k=12442.093$, donc tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.05 : Détermination de la hauteur normale

b (m)	h (m)	S (m ²)	P(m)	R(m)	C(m ^{1/3} /s)	K(m ³ /s)
20	1	20	22	0.9091	70.3029	1340.6235
20	1.5	30	23	1.3043	74.6628	2558.1274
20	2	40	24	1.6667	77.7762	4016.3460
20	2.5	50	25	2.0000	80.1759	5669.2895
20	3	60	26	2.3077	82.1111	7484.1385
20	3.5	70	27	2.5926	83.7197	9436.1070
20	3.8	76	27.6	2.7536	84.5648	10664.8618
20	3.9	78	27.8	2.8058	84.8295	11083.2324
20	4	80	28	2.8571	85.0865	11505.7938
20	4.1	82	28.2	2.9078	85.3361	11932.4323
20	4.2	84	28.4	2.9577	85.5787	12363.0383
20	4.22	84.4	28.44	2.9677	85.6264	12449.6263

donc la hauteur normale est : **h=4.22m.**

la hauteur critique pour une section rectangulaire est donné comme suit :

$$h_{cri} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (IV.19).$$

$$h_{cri} = 5.43m.$$

la pente critique pour une section rectangulaire est donné comme suit :

$$i_{cr} = \frac{n^2 * g * S}{b * R_h^{4/3}} \dots\dots\dots (IV.20).$$

$$I_{cr} = 0.002$$

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

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 325m.

$$B = \frac{i}{i_{cr}} \dots\dots\dots (IV.21).$$

$$\eta = \frac{h_{cr}}{h_{no}} \dots\dots\dots (IV.22).$$

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

donc la longueur de la courbe de remous par BAKHMETEFF est donné comme suit :

$$L = \frac{h_n}{i} * [(\eta_2 - \eta_1) - (1 - B) * (\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1))] \dots\dots\dots (IV.23).$$

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 donnée comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.06 : la longueur de la courbe de remous

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	$L(m)$	$\sum L(m)$
5.43	1.287	0.274	-0.005	0.014	28.2847619	28.2847619
5.41	1.282	0.288				
5.39	1.277	0.292	-0.005	0.004	7.85460317	36.1393651
5.37	1.273	0.295	-0.005	0.003	5.8115873	41.9509524
5.35	1.268	0.3	-0.005	0.005	9.89761905	51.8485714
5.33	1.263	0.304	-0.005	0.004	7.85460317	59.7031746
5.31	1.258	0.31	-0.005	0.006	11.9406349	71.6438095
5.29	1.254	0.32	-0.005	0.01	20.1126984	91.7565079
5.27	1.249	0.321	-0.005	0.001	1.72555556	93.4820635
5.22	1.237	0.33	-0.012	0.009	17.5934921	111.075556
5.19	1.230	0.34	-0.007	0.01	19.9539683	131.029524
5.17	1.225	0.341	-0.005	0.001	1.72555556	132.755079
5.15	1.220	0.343	-0.005	0.002	3.76857143	136.523651
5.1	1.21	0.36	-0.012	0.017	33.937619	170.46127
4.9	1.16	0.417	-0.047	0.057	113.277302	283.738571
4.84	1.15	0.432	-0.014	0.015	29.6928571	313.431429
4.83	1.14	0.45	-0.002	0.018	36.6155556	350.046984

D'après le tableau on trouve la hauteur d'eau a l'aval de coursier : $h_{cri}=4.82m$

➤ **Modélisation de l'écoulement dans le coursier :**

La modélisation s'effectue à l'aide de logiciel (HEC-RAS) (River Analysis System), le logiciel a été conçu par Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers, qui permet de visualiser les résultats afin les simulations telles que les vitesses et les tirants d'eau pour chaque section dans le coursier.

Note : Les résultats obtenus lors de calcul sont représentés dans Annexe n°13 .

Remarque : les résultats de calcul manuel sont les mêmes que les résultats obtenus par le logiciel car les formules qui sont introduites dans ce dernier sont les équations fondamentales de l'hydraulique a 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 da les figures suivantes :

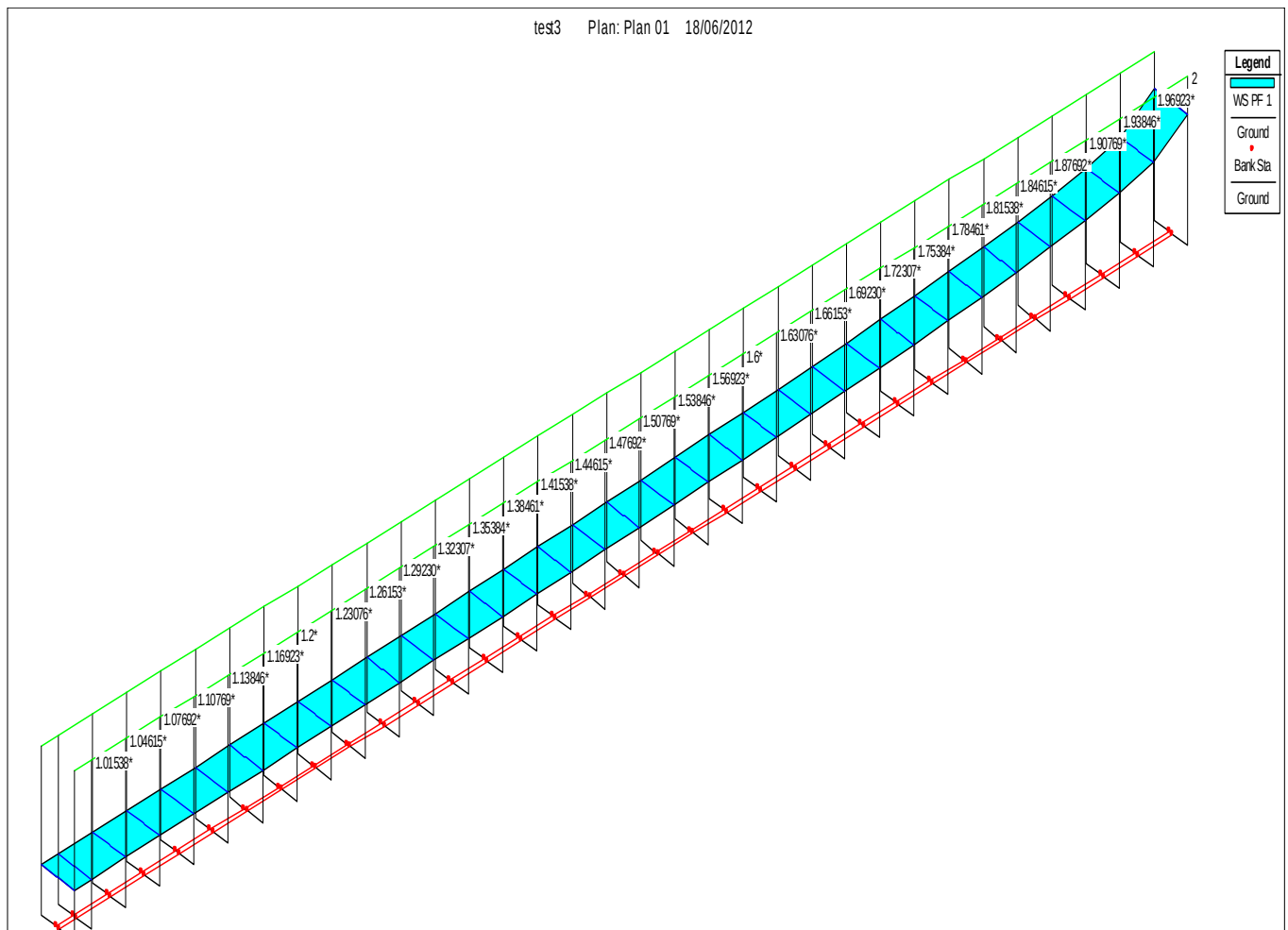


Figure IV.09 : l'évolution de tirant d'eau dans le coursier en 3D.

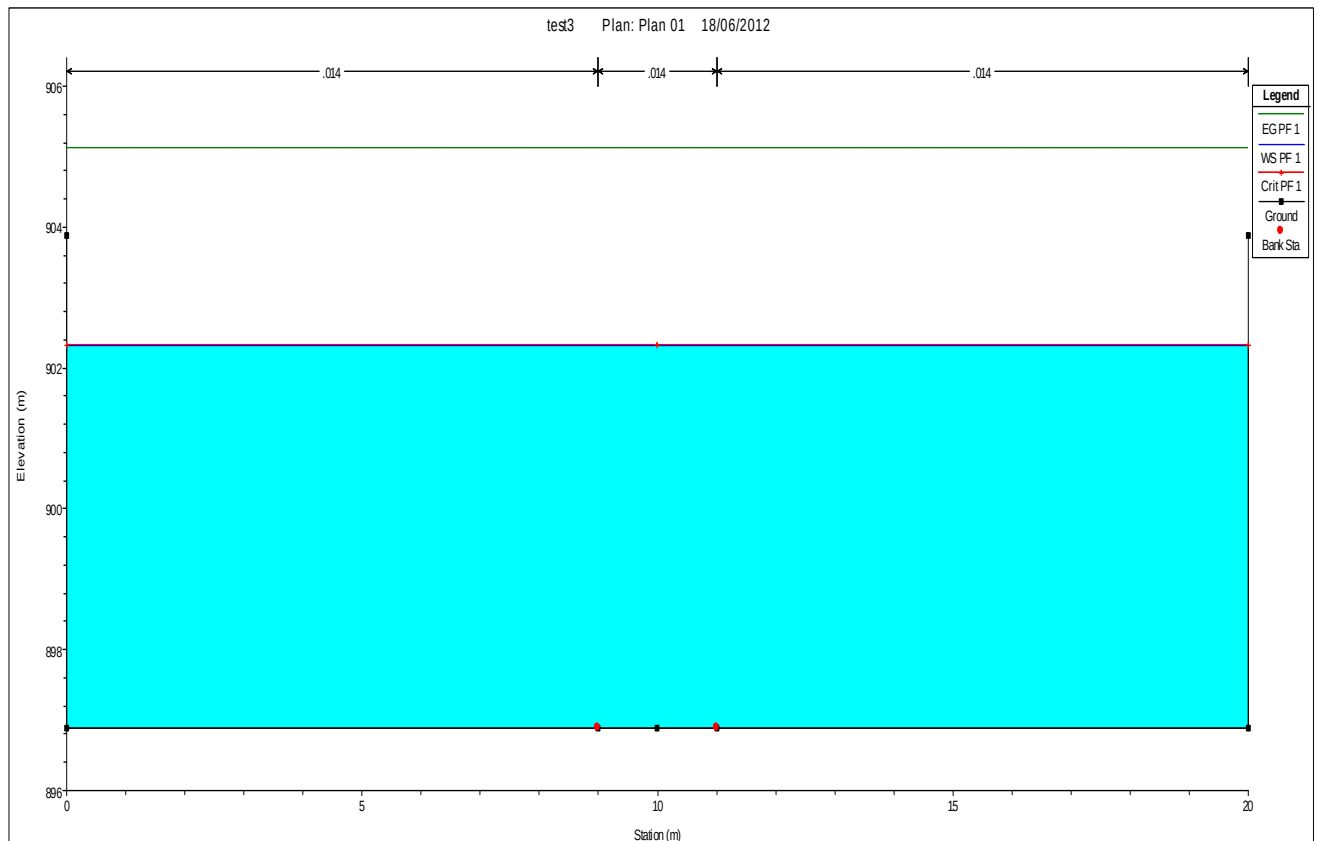


Figure IV.10 :Tirant d'eau dans la section amont de coursier.

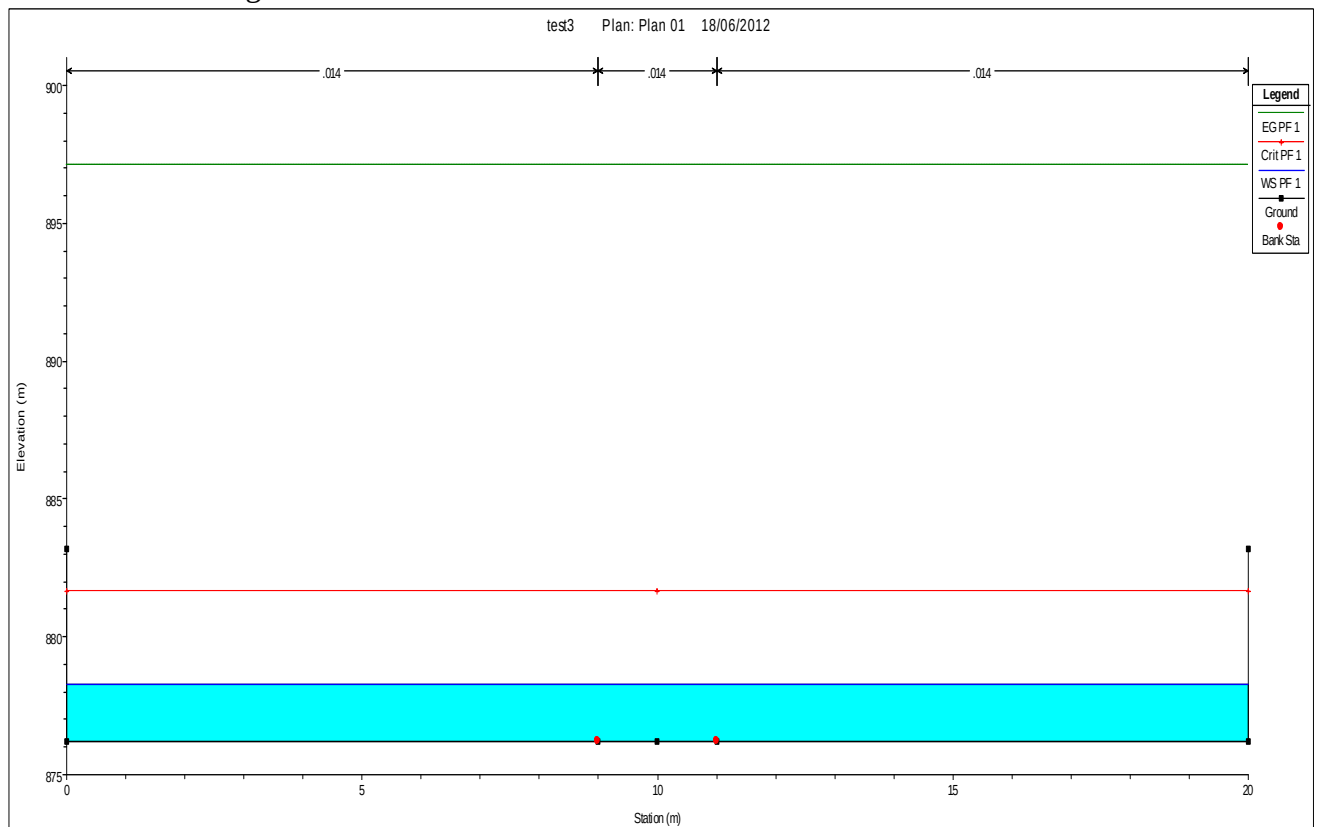


Figure IV.11:Tirant d'eau dans la section aval de coursier.

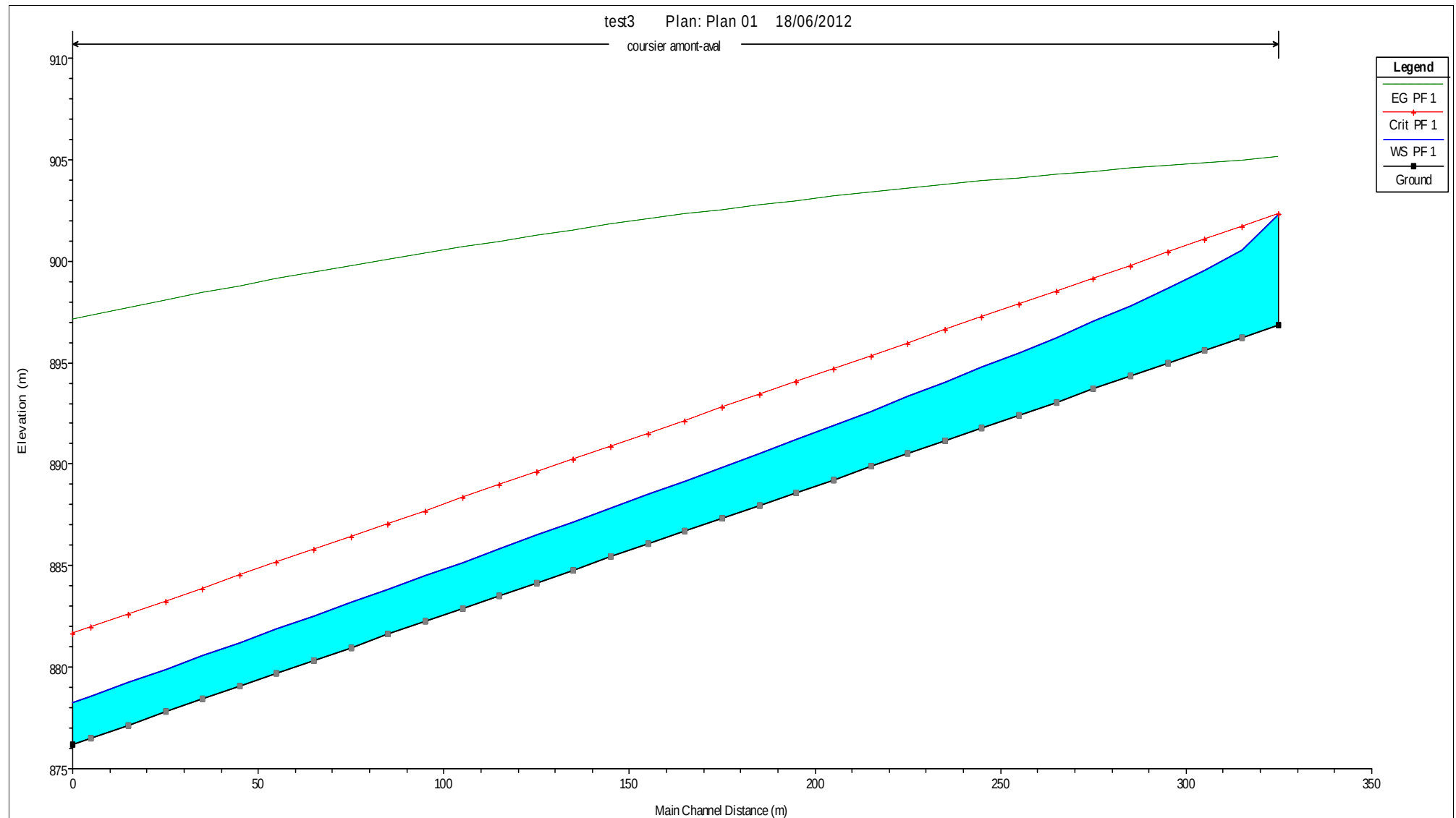


Figure IV.12 : Profil en long de coursier et l'évolution du la ligne d'eau .

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

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suit :

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

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

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

Pour la section aval de coursier on a :

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} = 1.44m.$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 2.06 + 1.44 = 3.5m$$

$$H_{baj} = 3.5m$$

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

• **Phénomène d'aération :**

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

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

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}} \right) \dots \dots \dots (IV.25).$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité.

Le calcul de v critique pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.07 : Vitesse critique d'aération à pas de 10m

Section	Y(m)	V(m/s)	R(m)	V _{crit}
1	5.44	9.62	3.52	42.83
2	4.33	11.53	3.02	39.76
3	3.93	12.47	2.82	38.46
4	3.67	13.2	2.68	37.55
5	3.48	13.83	2.58	36.84
6	3.31	14.39	2.49	36.18
7	3.18	14.89	2.41	35.66
8	3.06	15.36	2.34	35.15
9	2.97	15.78	2.29	34.76
10	2.89	16.19	2.24	34.41
11	2.81	16.56	2.19	34.05
12	2.74	16.92	2.15	33.73
13	2.68	17.26	2.11	33.44
14	2.62	17.58	2.08	33.16
15	2.57	17.88	2.04	32.91
16	2.53	18.17	2.02	32.71
17	2.48	18.45	1.99	32.46
18	2.44	18.71	1.96	32.26
19	2.4	18.97	1.94	32.05
20	2.37	19.21	1.92	31.89
21	2.34	19.44	1.90	31.73
22	2.3	19.66	1.87	31.52
23	2.28	19.88	1.86	31.41
24	2.25	20.08	1.84	31.25
25	2.23	20.28	1.82	31.14
26	2.21	20.47	1.81	31.03
27	2.18	20.65	1.79	30.86
28	2.16	20.83	1.78	30.75
29	2.14	21	1.76	30.63
30	2.12	21.16	1.75	30.52
31	2.11	21.32	1.74	30.46
32	2.09	21.47	1.73	30.35
33	2.07	21.62	1.71	30.23
34	2.06	21.69	1.71	30.17

Les vitesses d'écoulement sont toujours inférieure à V_{cr} donc y aura pas d'aération de l'écoulement, dans notre cas la hauteur de mur bajoyer est évoluer selon la ligne d'eau jusqu'à la section aval de coursier qui atteint 3.5m de hauteur .

Vagues roulantes : [6].

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h} \dots\dots\dots (IV.26).$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude

Donc on a : **b/h=9.71** et **Fr²=11,42** $\Rightarrow$ Les conditions pour l'aération sont vérifiées.

le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

IV.2.4 . Dissipateur d'énergie :

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.08 :type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude

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

Pour notre cas :

$2.5 \leq FR \leq 4.5$ et la vitesse a la sortie de coursier est supérieure à 15m/s.

donc on doit projeter un bassin de dissipation « type I »

➤ Dimensionnement du bassin :

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

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) = 4.33$$

$$y_2 = y_1 * 4.33 = 4.33 * 2.06 = 8.92 \text{ m}$$

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

$$\frac{L}{Y_2} = 5.5 \quad \text{on trouve } L_{\text{bassin}} = 5,5 * 8,92 = 49\text{m.}$$

• 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 IV.09 :Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	dimensions	Indice	Formules	valeurs	Unités
Blocs du chute	longueur	l	$2*y_1$	4	m
	hauteur	h	$2*y_1$	4	m
	largeur	w	$\leq y_1$	2	m
	Espacement entre deux blocs	e	$2.5* w$	5	m
Seuil terminal	hauteur	h_{seuil}	$1.25* y_1$	2.6	m

Remarque :

Suite à l'ouvrage suivant qu'est le canal de fuite, donc il n'est pas nécessaire de le projeter car on est arrivé au oued de l'aménagement, donc l'eau qui provienne par le dissipateur restituer directement dans le cours d'eau naturel

Conclusion :

D'après cette étude on constate que les paramètres hydrauliques le long de l'évacuateur de crue sont vérifiés tels que les vitesses et les débits d'écoulement, et on recommande de prévoir des rugosités artificielles en cas de forte crues dans la l'auge de réception, pour avoir une tranquillisation d'écoulement dans les éléments qui suit l'évacuateur de crue, tel que le coursier et le bassin dissipation, et sa dans le but d'éliminer le phénomène d'aération et la cavitation ainsi l'érosion de béton dans cet ouvrage.

Chapitre V :
Etude de l'évacuateur de
crue latéral à touches de
piano

Objectif :

Le but de ce chapitre est de donner les dimensions définitives de cette variante, en passant par trois étapes. En premier lieu une recherche bibliographique pour définir cette variante, la deuxième étape est de faire le protocole expérimental de cette variante basé sur essais au modèle réduit, la dernière est de valider le modèle à l'échelle réelle en utilisant les lois de similitudes qui sont valables pour l'écoulement à surface libre comme la similitude de Froude, et par changement d'échelles telles que l'échelle cinématique et dynamique pour les paramètres hydrauliques et l'échelle géométrique pour les dimensions de l'évacuateur de crue du futur barrage .

V.1.Première partie : Etude bibliographique**Introduction :**

Récemment, un nouveau type d'évacuateur labyrinthe non rectiligne appelé déversoirs à touche de piano (piano key weir) « PK-WEIR », il a été développé par Hydrocoop-France et le laboratoire d'Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de BISKRA (ALGERIE). [8]

Ce nouveau type de déversoirs a l'avantage d'être appliqué aux barrages en terre et sur des sections réduites de barrages poids existants ou nouveaux, le PK-Weir permet l'évacuation des débits spécifiques jusqu'à $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, en multipliant au moins par trois le débit d'un déversoir Creager, sa construction est simple et facile et peut être réalisé par des ressources locales de chaque pays, le PK-Weir réduira considérablement le coût de la plupart des nouveaux barrages et permettra l'amélioration à la fois, de la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues et la capacité de stockage de la retenue des barrages existants.

(A. Ouamane et F. Lempérière-2006)

V.1.1. Configuration géométrique du déversoirs à touche de piano (PK-Weir) : [9]

Sur la base des essais préliminaires sur des modèles réduits physiques la forme géométrique du PK-Weir a été définie par :

- Une disposition rectangulaire des alvéoles quelque peu semblable aux formes de Clefs de Piano, ce qui explique le nom de déversoir en Clefs de Piano (PK-Weir).
- Un radier incliné des alvéoles amont et aval, ce qui favorise l'utilisation des porte-à-faux.
- Une longueur réduite de la base grâce à l'utilisation des porte-à-faux.
- Une largeur réduite des éléments grâce à la forme rectangulaire.
- Une surface réduite des murs latéraux, comme le montre la figure suivante.

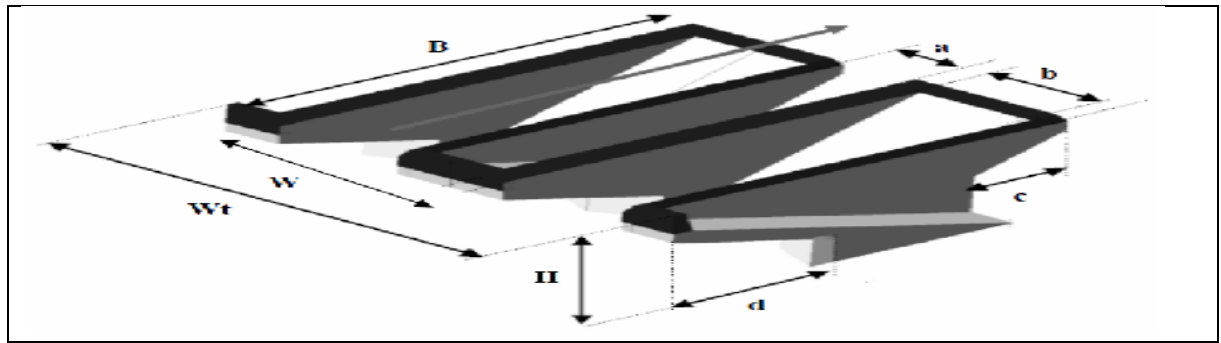


Figure V.01 : schéma d'un élément du déversoir en touche de Piano (PK-Weir)

Avec :

- | | |
|-------------------------------------|---------------------------------------|
| -H : hauteur de pelle du PK-Weir . | - c : longueur du porte-à-faux amont. |
| - B : longueur d'une paroi latéral. | - d : longueur du porte-à-faux aval. |
| - a : largeur de l'alvéole amont. | - W: largeur d'un cycle du déversoir. |
| - b : largeur de l'alvéole aval. | - Wt : largeur total du déversoir. |

Pour la configuration de telle géométrie de déversoir PK-weir des études expérimentales sur model réduit montrées :

D'après l'approche (Ouamane et Lempérière-2006), qui s'appuie sur des essais systématiques de différentes configurations géométriques, utilise comme longueur déversante L , la largeur du déversoir W , le coefficient de débit C_d est par contre fonction de la charge hydraulique H et des paramètres géométriques normalisés, alors le principe de ces essais consiste à faire varier un certain paramètres géométrique et d'en mesurer la sensibilité vis-vis la débitance et la charge sur le déversoir, de ces essais , il en résulte une série de recommandations géométriques concernant :

- L'aspect vertical W/P .
- La longueur relative L_T/W .
- La largeur des porte-à- faux.
- La forme d'entrée sous les porte-à- faux.
- Les corps flottants.

D'après la formulation proposé par (Leite Ribeiro.2009) qui se base sur les résultats d'essais du model réduit du barrage de Saint-Marc et Gloriette (France), donc il a aboutit à sa formule qui est donnée comme suit :

$$\frac{L_{eff}}{W} = 1 + \frac{1}{\left(\frac{H}{W} + \frac{1}{\sqrt[n]{\frac{L_t}{W} - 1}} \right)^n} \dots\dots\dots (V.01).$$

Avec :

L_{eff}/W : ratio de la longueur développée et la largeur déversoir.

H/W : aspect vertical.

L_t/W : La longueur relative.

n :exposant qui varie entre 7.5 à 14.5, et qui dépend avec d'autres paramètres (température de l'eau, masse volumique de l'eau et la viscosité cinématique).

Selon le travail de (Lempérière et Ouamane.2003), deux types de PK-Weir ont été définis, type A avec deux porte-à-faux en amont et en aval et le deuxième type B avec uniquement des porte-à-faux en amont, ceci permet des gains importants de rendement supérieurs à 10% par rapport au type A, les efforts structurelles sont moins importants pour les grands débits spécifiques.

V.1.1.1. PK-Weir Type A: [9]

Les porte-à-faux amont et aval sont identiques, ceci favorise l'utilisation des éléments en béton armé qui peuvent être utilisés pour des débits spécifiques jusqu'à 20 m³/s/ml. Ce type de PK-Weir peut être une solution pour l'amélioration de la capacité des retenues et ou la capacité d'évacuation de plusieurs déversoirs des barrages existants (Lempérière et Ouamane2003).

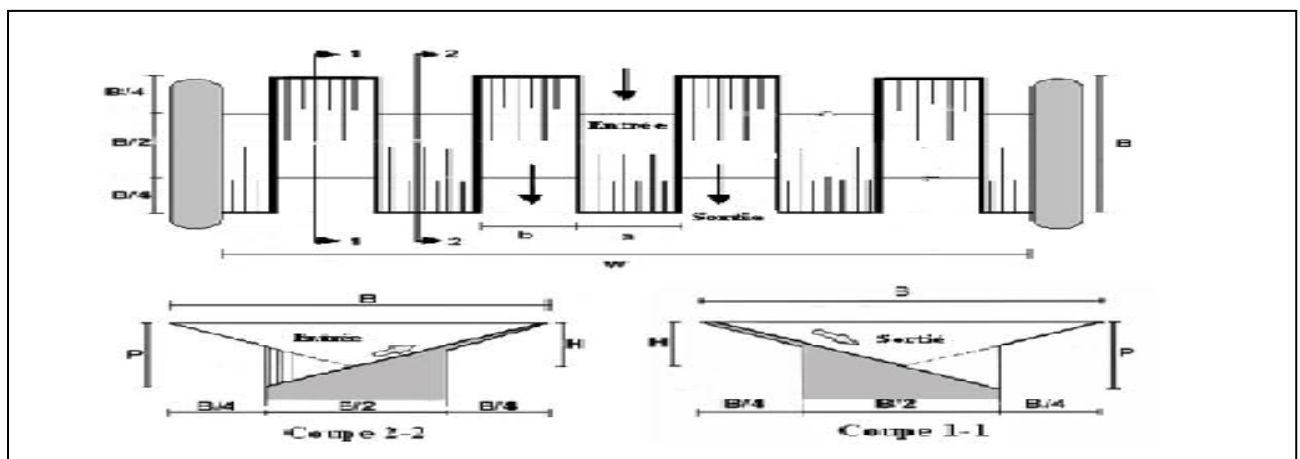


Figure V.02 : PK-Weir de type A.

V.1.1.1. PK-Weir Type B : [9]

Ce type de PK-Weir se caractérise par des porte-à-faux uniquement en amont, des gains importants en rendement, d'environ 10 % par rapport au type A sont enregistrés (Ouamane, 2006b). Les efforts structuraux sont moins importants pour les grands débits spécifiques. Cela pourrait ainsi être le choix le plus attirant pour plusieurs barrages futurs.

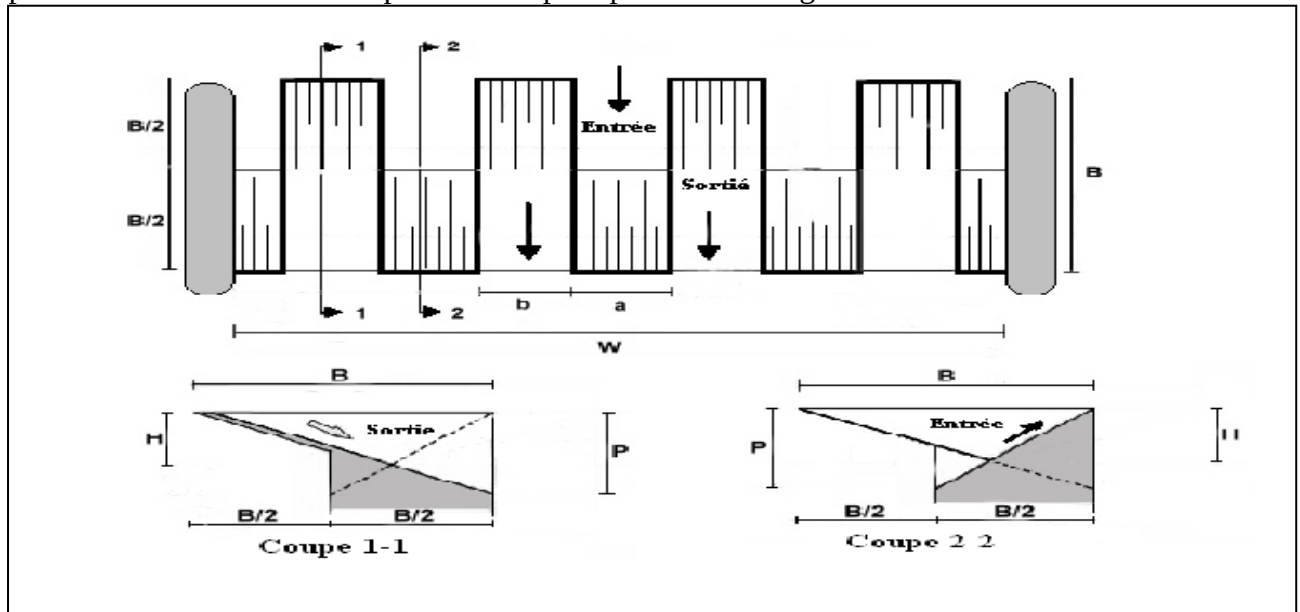


Figure V.03 : PK-Weir de type B.

V.1.2. Mode d'écoulement sur le PK-Weir : [9]

L'écoulement sur le PK-Weir est tout à fait différent de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe ancien, il se caractérise par deux nappes déversante, la première sous forme d'un jet du fond qui s'écoule le long du radier incliné de l'alvéole aval et la deuxième sous forme d'un écran plus au moins mince selon la charge sur le déversoir. La deuxième nappe qui est superficielle favorise l'aération du déversoir à cause de la présence des porte-à-faux (Ouamane, 2006b).



Figure V.04 : Ecoulement en deux nappes déversante sur un cycle de PK-Weir (Ouamane,2006,b)

V.1.3. Performance hydraulique du PK-Weir : [9]

La performance hydraulique du PK-Weir est en fonction des paramètres sans dimensions dérivant directement de la géométrie de conception du l'évacuateur de crue et de la charge d'exploitation qui sont d'importance principale.(Ouamane.A, 2006,a).

La performance peut aussi être affectée par les paramètres d'importance secondaire résultant des détails de construction, comme la forme de la section de la crête, la forme d'entrée sous les porte-à-faux, et la présence des corps flottants. (Ouamane.A, 2006,a).

V.1.4.Coefficient de débit du PK-Weir : [9]

Les résultats des essais obtenus sur modèles réduit de PK-Weir indiquent que le coefficient de débit dépend des paramètres géométriques suivant :

- L'aspect vertical W/P .
- Longueur relative L/W .
- Largeur des alvéoles a et b .
- Largeur des porte-à-faux

Ainsi la présence des corps flottants influent sur le coefficient de débit, comme le montre les figures ci-dessous :

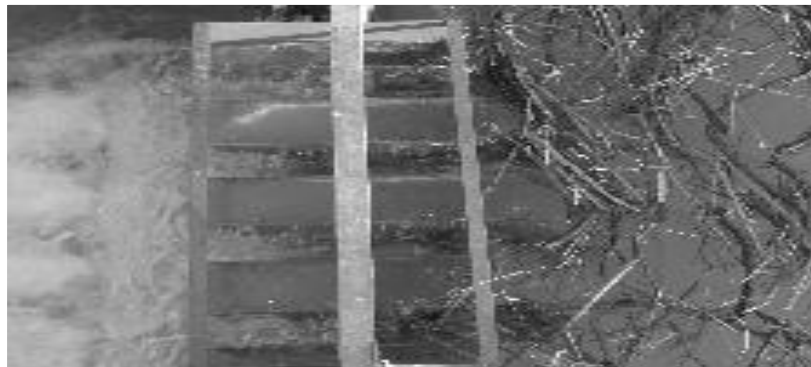


Figure V.05: Fonctionnement du PK-Weir avec encombrement de l'entrée par des corps flottants

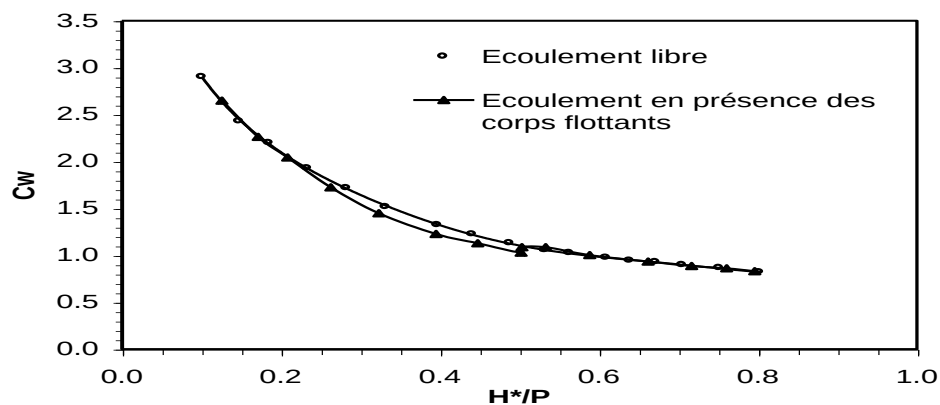


Figure V.06 : Coefficient de débit en fonction de la présence des corps flottants

(Ouamane, 2006b)

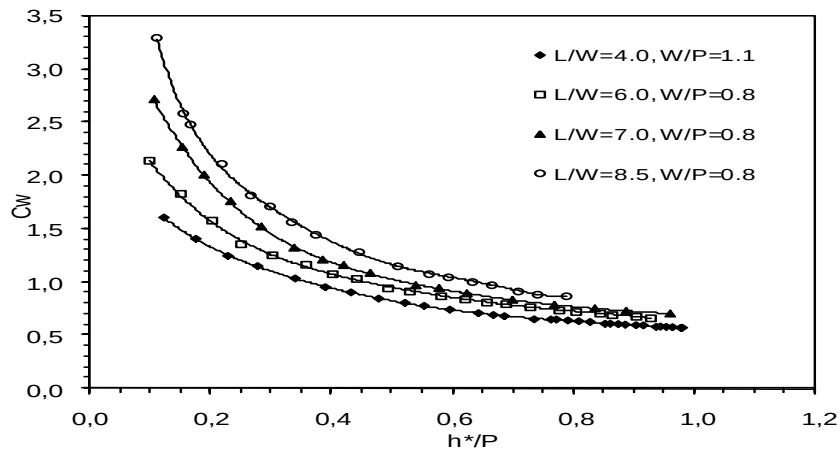


Figure V.07 : Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical W/P (Ouamane.A, 2006,b).

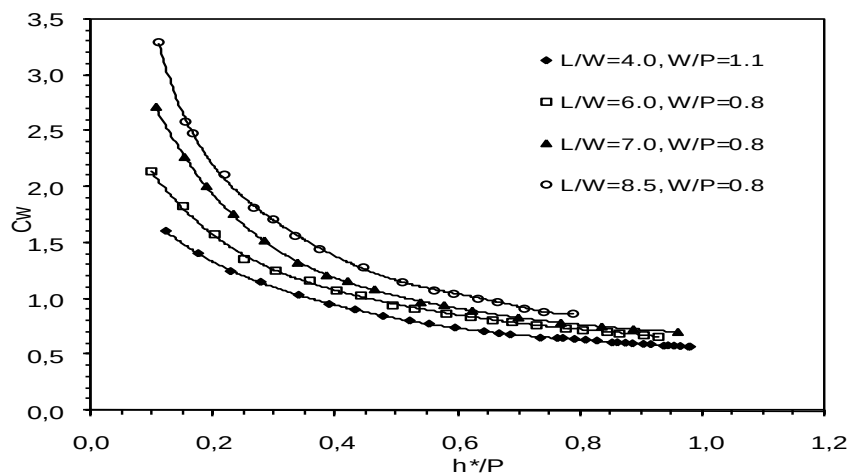


Figure V.08 : Coefficient de débit en fonction du ratio L/W (Ouamane.A, 2006b).

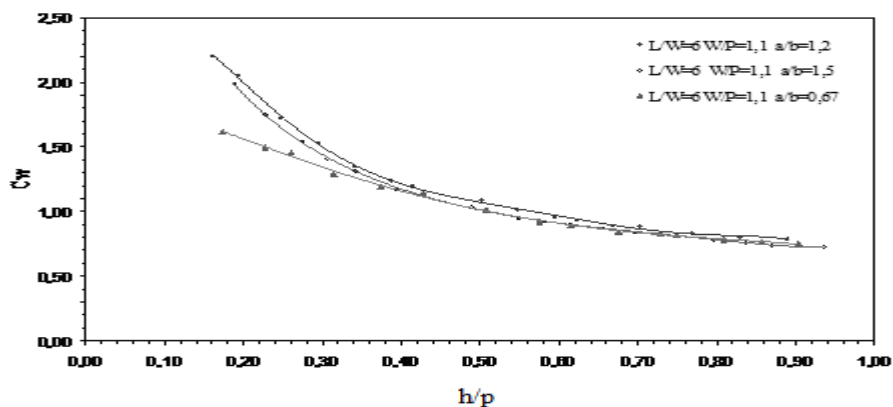


Figure V.09: Coefficient de débit en fonction des largeurs des alvéoles amont et aval

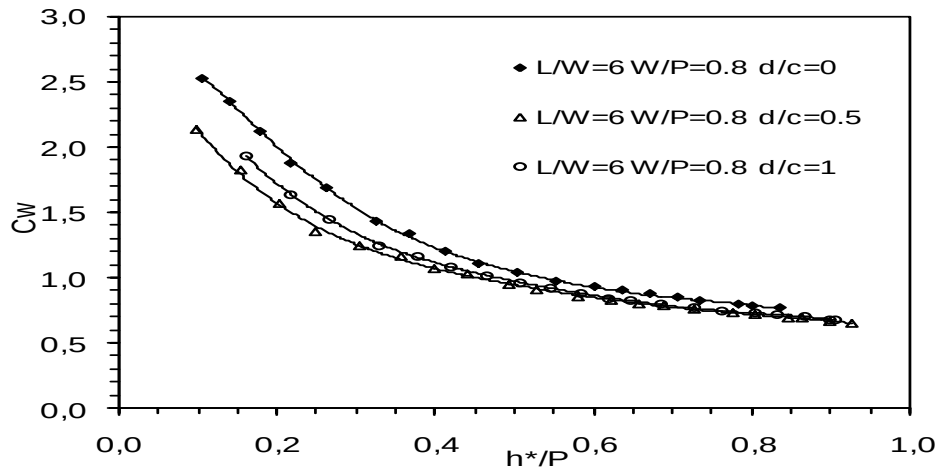


Figure V.10: Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux
(Ouamane.A, 2006b).

D'après les recherches analytique sur les essais du plusieurs modèle réduit réalisés (Oumane.2006,Lempériere.2006) ,le coefficient de débit du PK-Weir est donné comme suit :

$$C_d = C_{d\text{ amont}} + C_{d\text{ aval}} + C_{d\text{ latéral}} \dots\dots\dots (V.02).$$

D'où :

$$C_{d\text{ amont}} = 0.414 * \frac{L}{W} * \frac{b}{W} * \frac{\left(\frac{h}{p}\right)^{0.5} + \frac{b}{W}}{\left(\frac{h}{p}\right)^{0.5} + 1} \dots\dots\dots (V.03).$$

Avec :

$\frac{L}{W}$:largeur relative.

$\frac{b}{W}$:contraction latérale de la lame d'eau.

$\frac{\left(\frac{h}{p}\right)^{0.5} + \frac{b}{W}}{\left(\frac{h}{p}\right)^{0.5} + 1}$:variation de la contraction latérale due a la vitesse d'écoulement.

$$C_{d\text{ aval}} = 0.476 * \left(1 + 0.125 * \left(\frac{h}{p}\right)^{1-0.373 * \left(\frac{b}{a}\right)^{0.1}}\right) * \frac{a}{W} * \left(\frac{h}{p}\right)^{-0.56 * \left(\frac{b}{a}\right)^{0.1}} \dots\dots\dots (V.04).$$

Avec :

$$1 + 0.125 * \left(\frac{h}{p} \right)^{1 - 0.373 * \left(\frac{b}{a} \right)^{0.1}} : \text{contraction verticale de la lame d'eau due a la charge.}$$

$$\frac{a}{W} : \text{largeur relative.}$$

$$\left(\frac{h}{p} \right)^{-0.56 * \left(\frac{b}{a} \right)^{0.1}} : \text{prise en compte de la hauteur sur le déversoir.}$$

$$C_{d\text{latéral}} = 0.985 * \left(0.4 + 0.272 * \left(\frac{h}{p} \right)^{0.451 * \left(\frac{b}{a} \right)^{0.1}} \right) * \frac{2 * L}{W} * \left(\frac{h}{p} \right)^{0.451 * \left(\frac{b}{a} \right)^{0.1}} * \frac{a}{W} * \frac{\frac{b}{W}}{\left(\frac{h}{p} \right)^{0.5} + 1} \dots (V.05).$$

Avec :

$$\left(0.4 + 0.272 * \left(\frac{h}{p} \right)^{0.451 * \left(\frac{b}{a} \right)^{0.1}} \right) : \text{contraction latérale de la lame d'eau due a la charge.}$$

$$\frac{2 * L}{W} : \text{largeur relative.}$$

$$\left(\frac{h}{p} \right)^{0.451 * \left(\frac{b}{a} \right)^{0.1}} : \text{prise en compte de la hauteur sur le déversoir.}$$

$$\frac{a}{W} : \text{contraction latérale de la lame d'eau due au débit sur l'alvéole amont.}$$

$$\frac{\frac{b}{W}}{\left(\frac{h}{p} \right)^{0.5} + 1} : \text{variation de la contraction latérale due a la vitesse d'écoulement.}$$

V.1.5.Rendement hydraulique du PK-Weir par rapport au seuil Creager : [9]

Le débit spécifique du PK-Weir est comparé au débit du déversoir standard de type Creager en fonction de la profondeur de la lame déversante h.

- Le débit spécifique d'un déversoir Creager est près de $2,2h^{1.5}$ ($m^3/s/m$).
- Le débit spécifique d'un PK-Weir est près de $1,7nh^{1.5}$ pour $h < 0.3H$

Etant donné : n : nombre de cycle du Pk-Weir

Les figures suivantes montrent la comparaison entre les deux déversoirs de point de vue charge hydraulique(h) et débit spécifique (q).

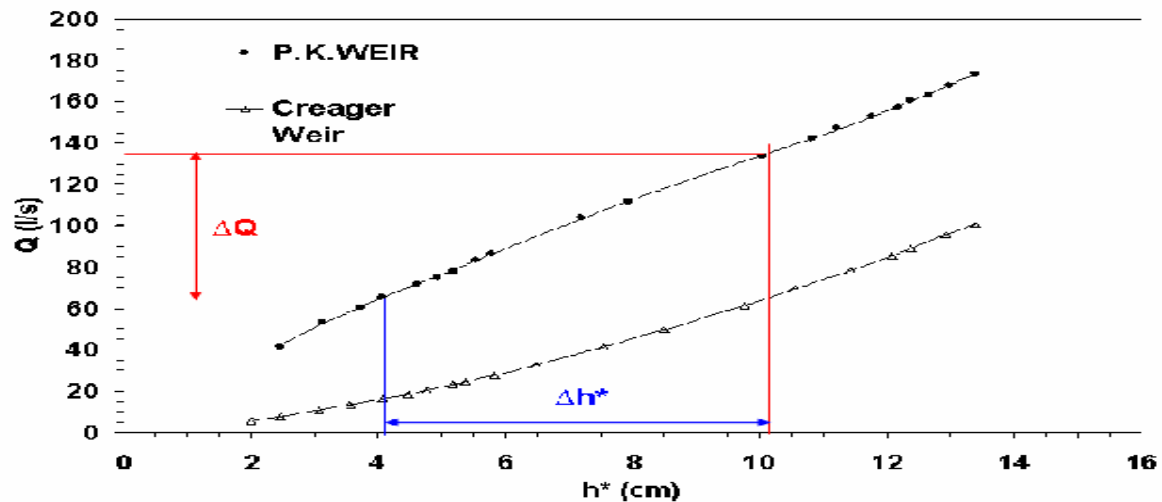


Figure V.11: Comparaison de débit entre le PK-Weir et le déversoir Creager (Ouamane 2006c).

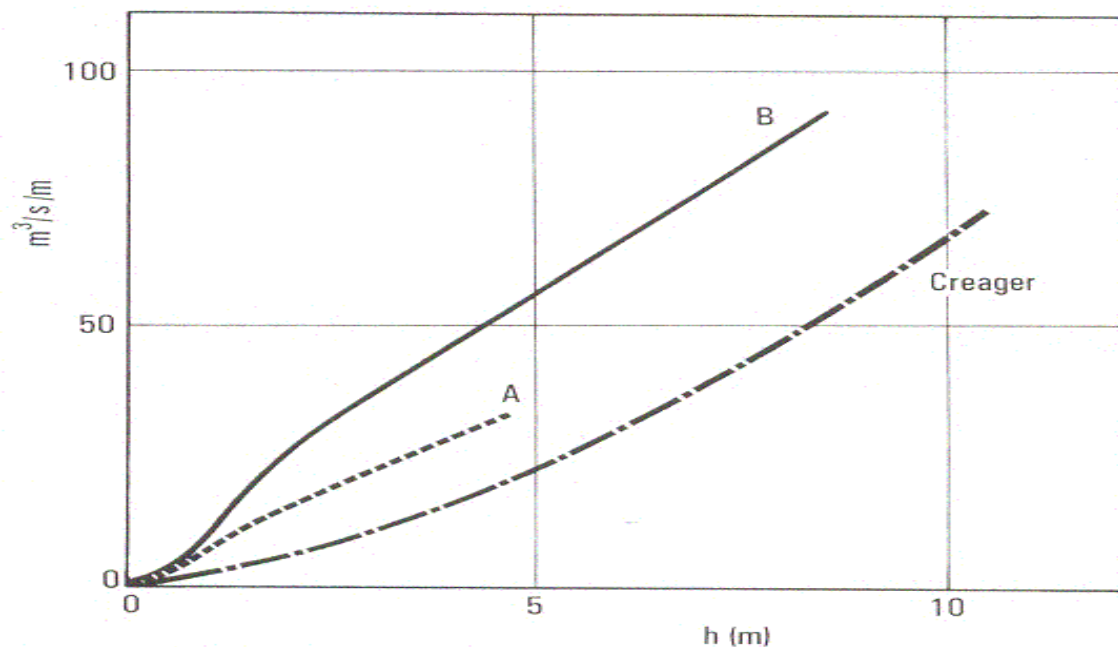


Figure V.12: l'abaque de sélection de modèle PK-Weir type A et B (A.Ouamane et F.lempériere 2006).

Conclusion :

L'étude bibliographique a eu pour objectif de passer en revue les principaux travaux effectués dans le domaine des évacuateurs de crues, en particulier l'évacuateur labyrinthe en touche de piano. Cette étude a permis de définir la géométrie, le mode d'écoulement des différents types de déversoirs et leur rendement de point de vue hydraulique.

V.2. deuxième partie : Etude expérimentale

Introduction :

Cette étude expérimentale consiste à déterminer dans un premier temps l'influence des paramètres hydraulique amont sur la performance du PK-Weir dans des conditions d'écoulement dénoyé. Dans un second temps les essais auront pour but d'établir l'effet de la variation du niveau aval sur l'écoulement en amont du déversoir.

V.2.1. Modèle expérimental :

- **Sélection de modèle :**

D'après l'abaque de sélection de modèle Pk-Weir (A.Ouamane et F.lempériere 2006), on a défini le modèle type A d'une échelle géométrique (1/34), et ce qui concerne le débit model donc le rapport h/p va définir le débit laminé dans le model qui correspond au débit réel qui est de l'ordre $791.7\text{m}^3/\text{s}$.

- **Etude sur modèle :**

L'étude expérimentale a été réalisée sur un modèle de déversoir PK-Weir type A1m d'une configuration géométrique normalisé, confectionné en plaques de tôles métalliques d'épaisseur $e = 3\text{mm}$.

Les caractéristiques géométriques de ce model sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.01 : caractéristiques géométriques du model

Nombre de cycle	longueur développée	Largeur totale de déversoir	Hauteur de pelle	Longueur des alvéoles	Largeur d'un cycle	Largeur alvéole amont	Largeur d'alvéole aval	Longueur de porte à faux amont	Longueur de porte à faux aval	Rapport c/d	Rapport L/W_t	L'aspect vertical	Rpport largeur des alvéoles
n	L	Wt	P	B	W	a	b	c	d	c/d	L/Wt	W/P	a/b
-	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	-	-	-
6	543.5	104	16	41	17	9.5	7.5	10	10	1	5.22	17	1.27

V.2.2. Description de l'organisation expérimentale :

a)- Description de la station d'expérimentation :

La station d'expérimentation est équipée d'une station de pompage regroupant deux pompes qui débitent 175 l/s , raccordées par l'intermédiaire de deux conduites de diamètre 200mm à un bassin de tranquillisation de l'écoulement, qui est raccordé à son tour à un canal d'amenée de longueur 5m , de hauteur 1.2m et de largeur 0.95m . L'une des parois de ce canal est conçue en verre afin de permettre la visualisation de l'écoulement, l'eau qui transite par le canal d'amenée passe dans un bassin de simulation de retenue de section $5 \times 4\text{m}$ et de hauteur 1.5m , des vitres en verre sont insérées dans l'une des parois latérale du bassin permettant ainsi la visualisation de l'écoulement. Le bassin de simulation de retenue est équipé d'un réseau de

prise de pression permettant de déterminer les profondeurs d'eau aux différents endroits du bassin. Ces prises de pression sont raccordées à un tableau manométrique qui permet la lecture directe de la profondeur d'eau en chaque point. Le débit qui transite par le dispositif expérimental est mesuré par un débitmètre à ultrason installé sur les deux conduites d'adduction.

A la sortie aval du bassin de simulation se situe l'endroit d'emplacement de model déversoir qui est raccordé à un canal de restitution de largeur 1.90m qui joue le rôle de coursier d'un évacuateur de crues. Le canal de restitution est équipé d'un réseau de prise de pression, Le réglage des débits se fait par deux vannes qui permettent d'effectuer des essais avec une large gamme de débit. Le débit transitant par le canal de restitution se déverse dans une bêche à eau, qui sert comme bassin de puisage pour les pompes, le système fonctionne en circuit fermé. Comme le montrent les figures ci-dessous :

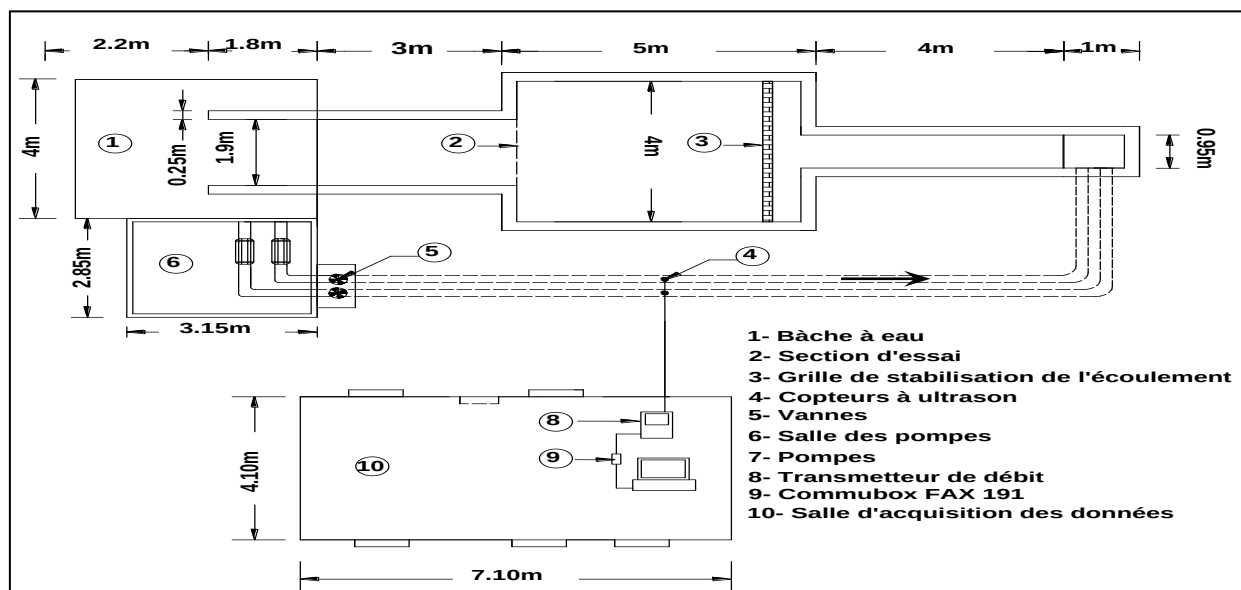


Figure V.13 : Schéma de la station d'expérimentation. (Vue en plan)

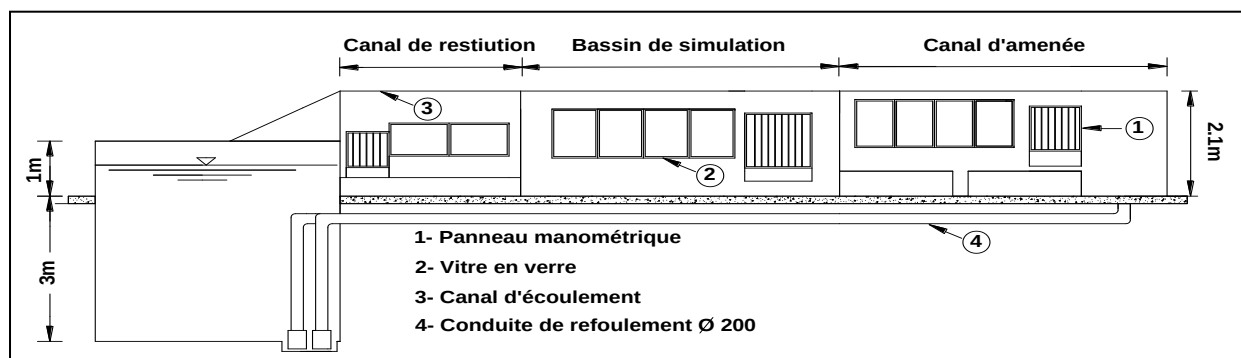


Figure V.14 : Schéma du dispositif expérimental (Vue de profil)

b)- Instrumentation de mesure :

- **Mesure de profondeurs d'eau amont et aval :**

Les profondeurs d'eau dans les différents canaux du dispositif sont mesurées à l'aide de trois séries de tubes piézométriques raccordés aux prises de pressions installées au fond des canaux et du bassin de simulation.

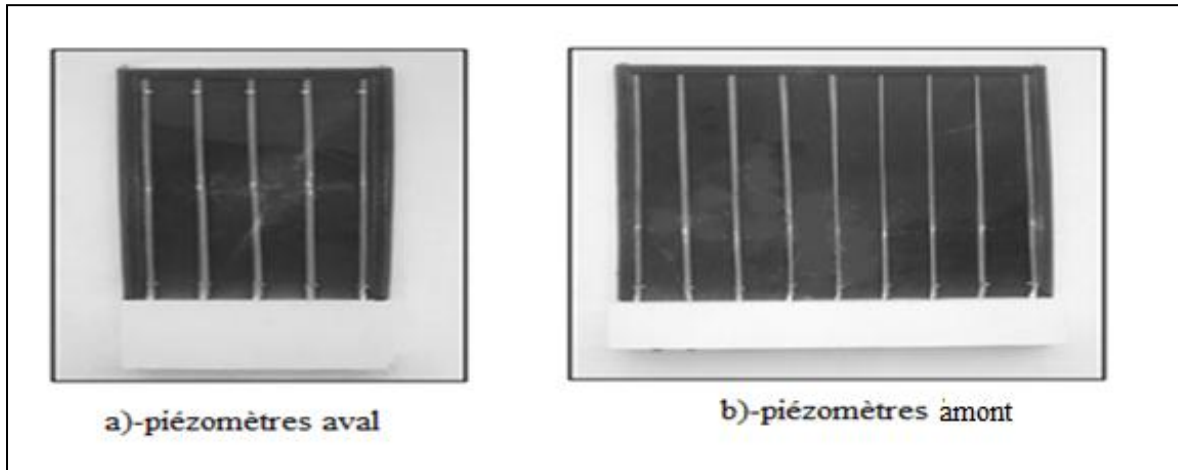


Figure V.15 : Tableaux manométriques de mesure des niveaux d'eau amont et aval

- **Mesure des débits :**

Les débits qui transitent par le modèle sont mesurés par un débitmètre à ultrason raccordé à un ordinateur qui permet d'enregistrer et de traiter automatiquement les valeurs par un logiciel Commwin.

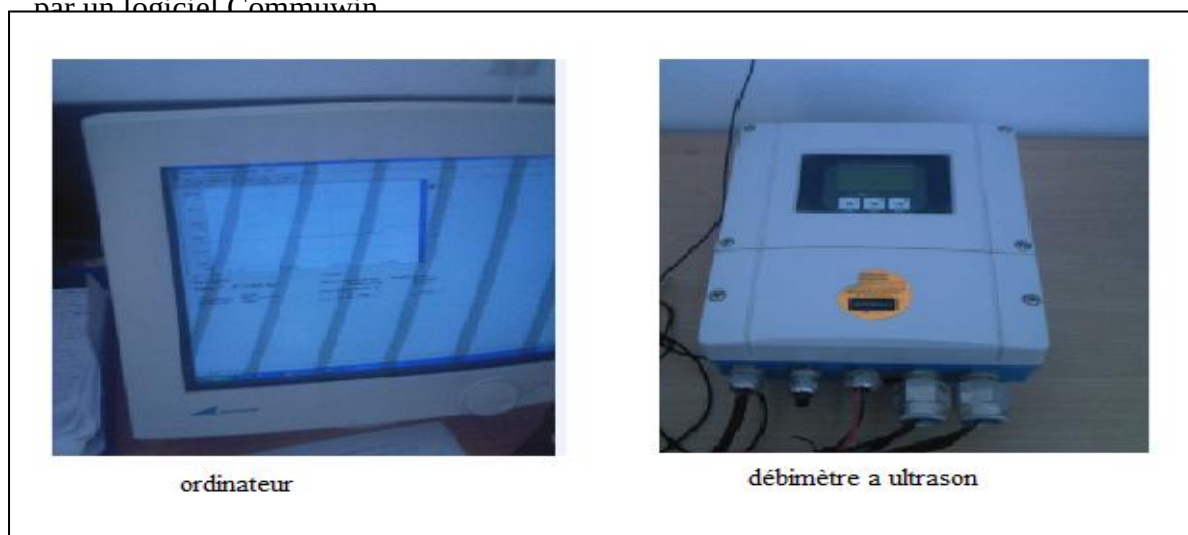


Figure V.16 : dispositifs de mesure de débit et enregistrement automatique par ordinateur.

c)- Procédure expérimentale :

le protocole expérimental est constitué de quatres étapes :

- Installation et calage du modèle réduit dans la section d'essai.
- Vérification du bon fonctionnement des instruments de mesure et de l'ensemble du système

expérimental

-mise en marche des pompes et l'alimentation de barrage jusqu'à le niveau de la crête du déversoir.

-lecture des profondeurs d'eau amont et aval pour chaque ouverture de la vanne, et le débit bien sûr enregistré automatiquement.

V.2.3. Interprétation des résultats expérimentaux :

• Etude à l'amont du déversoir :

La charge totale sur le déversoir est donné comme suit :

$$H_0 = h_0 + h_c \dots\dots\dots (V.06)$$

H_0 :charge totale sur le déversoir.

h_0 :charge piézométrique mesuré(cm).

h_c :charge cinétique (cm) , elle est donnée comme suit :

$$h_c = \frac{Q^2}{2gA^2} = \frac{Q^2}{2g(l(P + h_0))^2} \dots\dots\dots (V.07)$$

Ou :

- Q : Débit mesuré (l/s).

- A : Section de l'écoulement dans le bassin de simulation (cm²).

- l : Largeur du déversoir (cm).

- P : Hauteur du déversoir (cm).

- h_0 : Profondeur d'eau mesuré sur le seuil du déversoir (cm).

Le coefficient de débit peut être déterminé à partir de la relation de Poleni

$$C_d = \frac{Q}{W_t \sqrt{2gH}^{*3/2}} \dots\dots\dots (V.08)$$

Où :

- C_d : Coefficient de débit du déversoir testé ;

- W_t : Largeur totale du déversoir (cm) ;

- H_0 : Charge totale sur le seuil du déversoir (cm) .

La performance représente le rendement du PK-Weir par rapport au déversoir Creager. elle est exprimée par le rapport entre le débit qui transite par le PK-Weir et celui d'un déversoir Creager de même largeur et sous la même charge.

$$q = \frac{Q_{P.K.Weir}}{Q_{cr}} \dots\dots\dots (V.09).$$

Où :

- q : performance du déversoir PK-Weir.
- $Q_{P.K.Weir}$: débit mesuré du PK-Weir (l/s).
- Q_{cr} : Débit calculé pour un déversoir rectiligne à mince paroi (l/s) .

Le débit qui transite par le déversoir rectiligne à paroi mince est déterminé par la relation :

$$Q_{cr} = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots (V.10).$$

Où :

- μ : Coefficient de débit d'un déversoir standard de type Creager ($\mu=0.49$).
- L : Largeur du déversoir (L=W) (cm).
- H_0 : Charge totale sur le déversoir (cm).

Les résultats de calcul de la charge totale sur le déversoir testé et le coefficient de débit sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.02 : les résultats de calcul de la charge totale sur le déversoir et le coefficient débit

résultats obtenus par moyenne de trois essais					
débit	charge amont	charge cinétique	charge totale sur le déversoir	coefficient de débit (pk-weir)	Rapport h/p
Q (l/s)	h_0 (cm)	h_c (cm)	H_0 (cm)	Cd	h/p
37	2.95	0.1796	3.13	1.45	0.20
47	3.55	0.1688	3.72	1.42	0.23
56	4.2	0.1581	4.36	1.34	0.27
64	4.7	0.1506	4.85	1.30	0.30
80	5.85	0.1351	5.99	1.19	0.37
112	8.3	0.1093	8.41	1.00	0.53
117	8.8	0.1049	8.90	0.96	0.56
131	9.8	0.0969	9.90	0.91	0.62
143	10.8	0.0898	10.89	0.86	0.68
158	12.1	0.0817	12.18	0.81	0.76
173	13.4	0.0746	13.47	0.76	0.84

Donc l'analyse adimensionnel de rapport h/p dans le model qui est de l'ordre 0.68 et qui correspond à h/p dans le prototype donc on peut définir le débit laminé dans le model qui est :

$$Q_{\text{laminé model}} = 143 \text{ l/s}$$

La figure ci-dessous représente l'évolution de coefficient de débit pour chaque charge déversante de déversoir (Pk-weir).

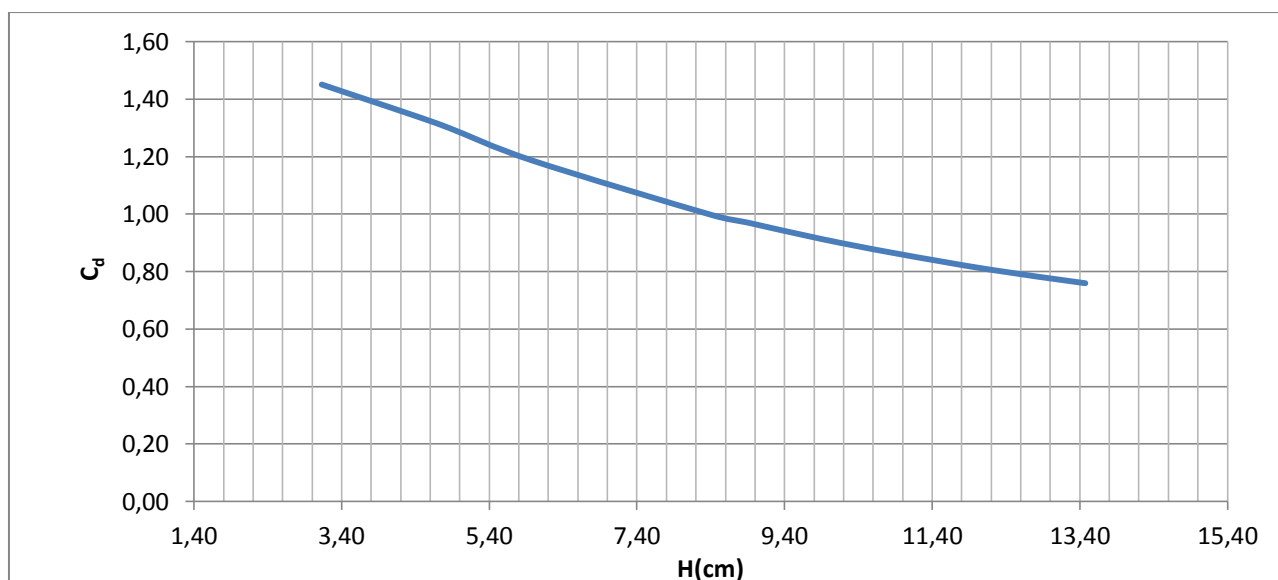


Figure V.17 :l'évolution de coefficient de débit pour chaque charge déversante de déversoir (Pk-Weir).

Le rendement hydraulique du PK-Weir par rapport au déversoir Creager est donné comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.03 :rendement hydraulique du Pk-Weir par rapport au déversoir creager

Débit de déversoir (pK-Weir) en (l/s)	Débit de déversoir Creager en (l/s)	Performance de (pk- weir)
37	12.50	3.0
47	16.19	2.9
56	20.54	2.7
64	24.11	2.7
80	33.05	2.4
112	55.04	2.0
117	59.98	2.0
131	70.28	1.9
143	81.12	1.8
158	95.97	1.6
173	111.65	1.5

La représentation graphique de la performance de déversoir (Pk-Weir) est donné comme le montre la figure suivante :

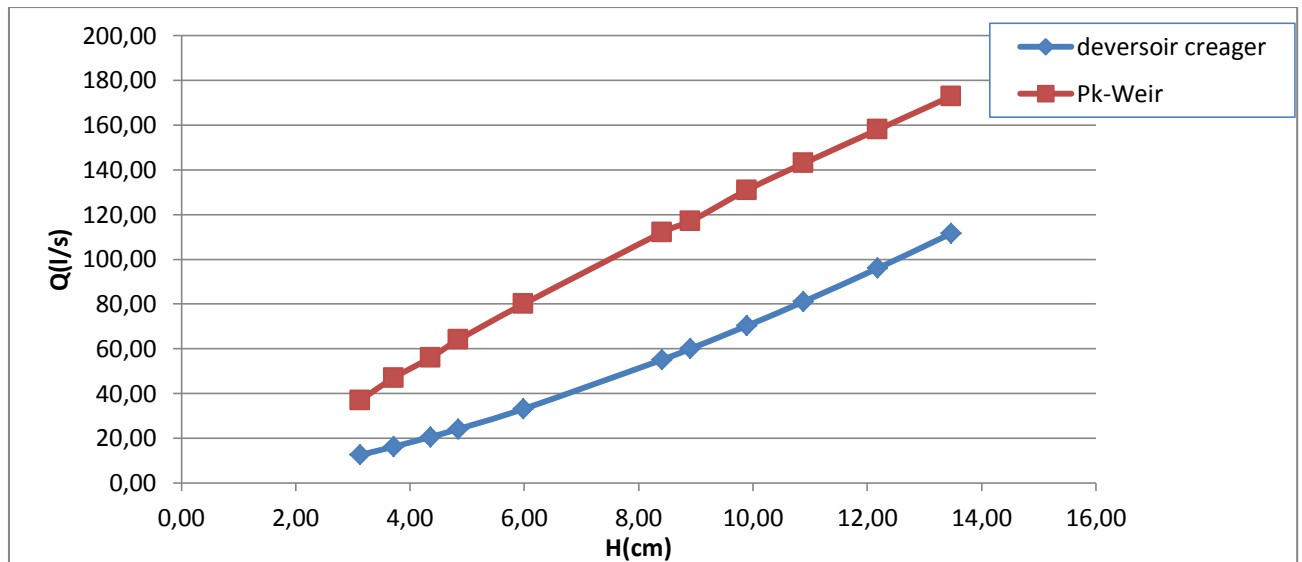


Figure V.18 : la performance de Pk-Weir par rapport au déversoir creager.

Le gain de la lame d'eau est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.04 :gain de la lame d'eau de Pk-Weir par rapport au déversoir creager.

H_d du Pk-Weir(cm)	3.13	3.72	4.36	4.85	5.99	8.41	8.90	9.90	10.89	12.18	13.47
H_d du devesoir creager(cm)	6.5	7.6	5.8	9.3	10.8	13.5	13.9	15	15.9	17	18
gain de la lame d'eau(cm)	3.37	3.88	1.44	4.45	4.81	5.09	5.00	5.10	5.01	4.82	4.53

- Etude à l'aval de déversoir :**

Dans cette étude on va voir l'influence des paramètres hydraulique dans le coursier tel que les tirants d'eau et les vitesses d'écoulement pour chaque débit mesuré.

Les résultats de test sont donnés dans le tableau mentionné ci-dessous :

Tableau V.05 :les paramètres hydraulique à l'aval

résultats obtenus par moyenne de trois essais			
débit	Tirants d'eau aval	vitesse d'écoulement	hauteur critique
(l/s)	(cm)	m/s	cm
37	3.8	5.27	5.05
47	4.2	5.61	5.93
56	4.7	6.01	6.66
64	5.1	6.32	7.28
80	6	6.97	8.45
112	7.5	7.96	10.57
117	7.7	8.08	10.89
131	8.5	8.56	11.74
143	9.1	8.90	12.44
158	9.9	9.34	13.30
173	10.6	9.70	14.13

- **Etude d'impact des corps flottants sur le déversoir :**

l'étude consiste à déterminer l'influence des corps flottants sur le déversoir pour les faibles, moyens et grands débits à savoir :

-l'influence des corps flottants sur le coefficient de débit.

-le passage des corps flottants à travers les alvéoles du déversoir.

Le tableau ci-dessous montre l'influence des corps flottants sur le coefficient de débit.

Tableau V.06 :l'influence des corps flottants sur le coefficient de débit

résultats obtenus par corps flottants		coefficient de débit
débits	charge déversante	
(l/s)	(cm)	Cd
40	3	1.7
70	5.2	0.7
86	6.3	0.5
173	13.4	0.2

Remarque et discussion :

D'après l'essai effectué par corps flottants on constate que le coefficient de débit et diminue pour les grands débits ,mais pour les faibles et moyens débits le coefficient reste constant à celui des premiers essais.

Et pour le passage de ces derniers à travers le déversoir donc on remarque que les corps flottants s'encombrent pas dans les alvéoles vue l'importance des porte-à-faux amont et aval.

V.3.Troisième partie : validation de modèle et dimensionnement de l'évacuateur de crue.

Introduction :

Après avoir testé le déversoir en touche de piano(Pk-Weir) dans le model réduit, donc on va passer à la validation en prototype en se basant sur la similitude de Froude, qui est valable pour faire des changements d'échelle en hydraulique tel que les vitesses d'écoulement et les tirants d'eau dans le prototype.

V.3.1.Validation de modèle réduit :

- **La géométrie de déversoir dans le prototype :**

D'après l'échelle du model sélectionné et la similitude de Froude qui est donné comme suit :

$$F_{rm}=F_{rp} \Rightarrow \frac{V_m}{\sqrt{g_m * h_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g_p * h_p}} \dots\dots\dots (V.11).$$

Avec :

V_m et V_p : vitesses d'écoulement respectivement model et prototype .

$g_m = g_p$: la pesanteur.

h_m et h_p : hauteurs d'eau respectivement model et prototype.

Note : cette étape a été faite à la station d'expérimentation avec Monsieur Ouamane et on a défini l'échelle géométrique 1/34.

Donc la configuration géométrique dans le prototype est donnée comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.07 : configuration géométrique en prototype

Nombre de cycle	longueur développée	Largeur totale de déversoir	Hauteur de pelle	Longueur des alvéoles	Largeur d'un cycle	Largeur alvéole amont	Largeur d'alvéole aval	Longueur de porte à faux amont	Longueur de porte à faux aval
n	L	Wt	P	B	W	a	b	c	d
-	m	m	m	m	m	m	m	m	m
6	200	35	5.5	14	17	3.2	2.5	3.4	3.4

- **Remarque et recommandation :**

L'épaisseur des murs latéraux $e=10$ cm pour l'acier de model mais pour le béton armé l'épaisseur doit être égal 20 à 25 cm à savoir la stabilité c'est-à-dire le poids de déversoir et la force hydrostatique qui s'exerce sur les parements des alvéoles.

V.3.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un déversoir en touche de piano.
- Ouvrage de transition (convergent).
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.

V.3.2.1. Ouvrage de transition(convergent) : [10]

- **Définition :**

Les transitions sont des structures qui placées entre le déversoir et le coursier, on peut s'en passer par rapport aux dimensions du déversoir. L'utilisation des transitions est déterminée par la nécessité de réduire les dimensions des ouvrages en aval qui par rapport aux grandes longueurs déversantes qui sont généralement tirées du calcul de la section de contrôle

• **Dimensionnement de la transition :**

Les conditions à respecter pour le dimensionnement de la transition sont :

$$- 0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0.87$$

$$- 8.5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$$

$$\text{Où: } \theta = \arctan \frac{B_T - b_T}{2L_T}$$

a)-Calcul de la longueur de la transition :

$$P = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46 * B_t^2 * Y_1^2} \right) - H_0 \dots\dots\dots (V.12).$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{gP^3}} \dots\dots\dots (V.13).$$

où:

Q_d : débit de projet (m^3/s).

P : hauteur des parements des eaux en aval (m).

g : accélération de la gravité (m/s^2).

$$L_T = 1.60(B_T - b_T) \dots\dots\dots (V.14).$$

où:

B_t : Largeur initiale de la transition (m).

L_t : longueur de la transition (m).

b_t : largeur finale de la transition(m).

b)-Calcul du niveau d'eau au début et à la fin de la transition : [10]

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{88.29 * B_T^2}} \dots\dots\dots (V.15).$$

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{gb_t^2}} \dots\dots\dots (V.16).$$

où:

Y_1 : hauteur de l'eau au début de la transition (m).

Y_2 : hauteur de l'eau à la fin de la transition (m).

Application numérique :

-la charge déversante h_p (H_0):

En utilisant la similitude de Froude :

$$\frac{V_m}{\sqrt{g_m * h_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g_p * h_p}}$$

donc on aura :

$$h_p = \left(\frac{Q_p^2 * b_m^2 * h_m^3}{Q_m^2 * b_p^2} \right)^{1/3} \quad h_p = 1 \text{ m}$$

- la hauteur de l'eau au début de la transition d'après la section de contrôle aval dans le model et la similitude de Froude on obtient $Y_1=2.8\text{m}$ d'après la formule on obtient $Y_1=2.5\text{m}$

-la hauteur de parement $p=5.5\text{m}$.

-la largeur finale de la transition. $b_t=14\text{m}$.

-la longueur de la transition $L_t=32\text{m}$.

-la hauteur d'eau à la fin de la transition. $Y_2=6.9\text{m}$.

Vérification les conditions de dimensionnement : [10]

$-0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0.87$ on a $\frac{b_T}{B_T} = 0.41$ il est vérifié.

$-8.5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$ on a $\theta = 17^\circ$ l'angle est vérifié.

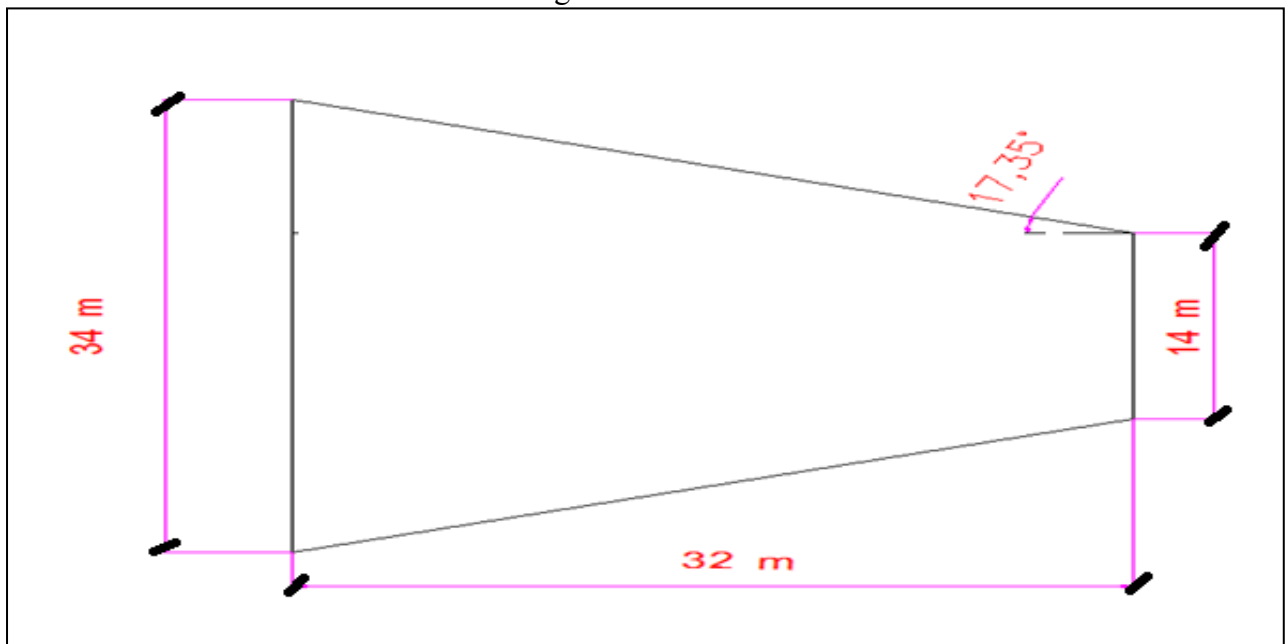


Figure V.19 : vue en plan de la transition.

V.3.2.2. Dimensionnement de coursier:

On propose pour la section de coursier est 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 la section de contrôle il est égale 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 en utilisant le logiciel HEC-RAS.
- La pente du fond pour les terrassements économique est égale à $I=5\%$.

- La débitance est donnée $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 3540.59$

- 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 :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots(V.17).$$

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=3540.59, donc tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.08 : Détermination de la hauteur normale

b (m)	h (m)	S (m ²)	P(m)	R(m)	C(m ^{1/3} /s)	K(m ³ /s)
14	1	14	29	0.48275862	63.2645326	615.394143
14	1.5	21	29.5	0.71186441	67.4949859	1195.88507
14	2	28	30	0.93333333	70.6119319	1910.093
14	2.5	35	30.5	1.14754098	73.085855	2740.2203
14	3	42	31	1.35483871	75.1368926	3673.21475

donc la hauteur normale est : **h=3 m.**

la hauteur critique pour une section rectangulaire est donné comme suit :

$$h_{cri} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(V.18).$$

h_{cri}=6.9m.

la pente critique pour une section rectangulaire est donné comme suit :

$$i_{cr} = \frac{n^2 * g * S}{b * R_h^{4/3}} \dots\dots\dots(V.19).$$

I_{cr}=0.0034

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

➤ **Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydraulique dans le coursier :**

Le calcul s'effectue à l'aide de logiciel (HEC-RAS) (River Analysis System), le logiciel a été conçu par Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers, qui permet de visualiser les résultats à fin de simulation tel que les vitesses et les tirants d'eau pour chaque section dans le coursier.

Note : Les résultats de calcul des paramètres hydrauliques dans le coursier sont représentés dans l'Annexe n°15.

L'évolution de tirant d'eau dans le coursier du l'évacuateur de crue est donné dans les figures suivantes :

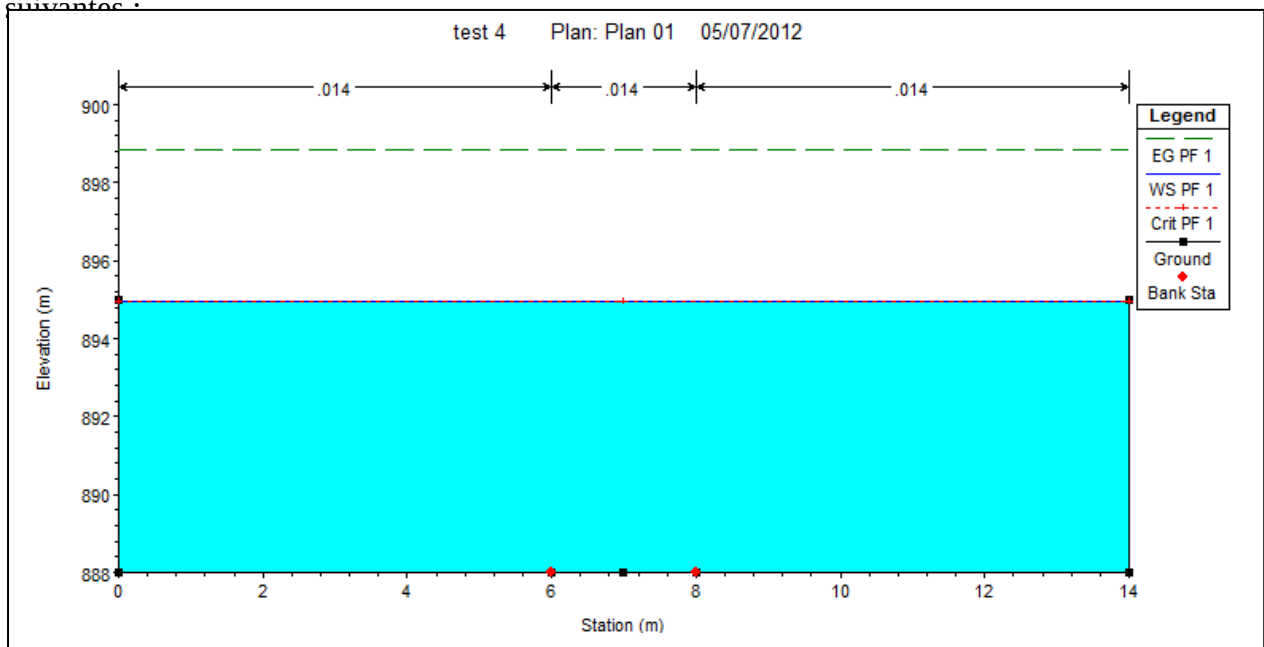


Figure V.20.:tirant d'eau dans la section amont de coursier.

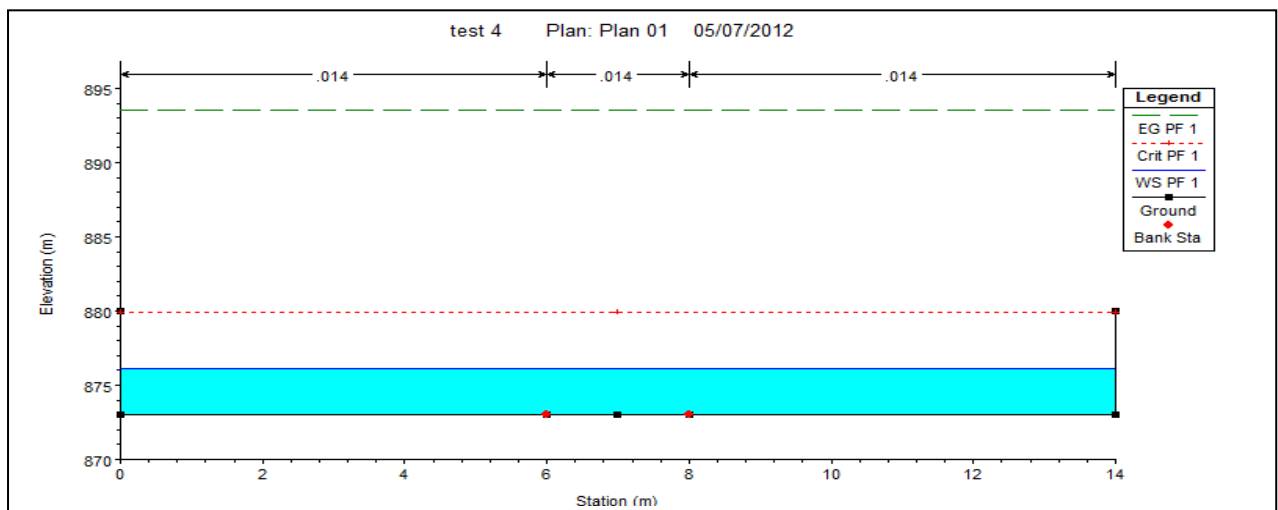


Figure V.21.:tirant d'eau dans la section aval de coursier.

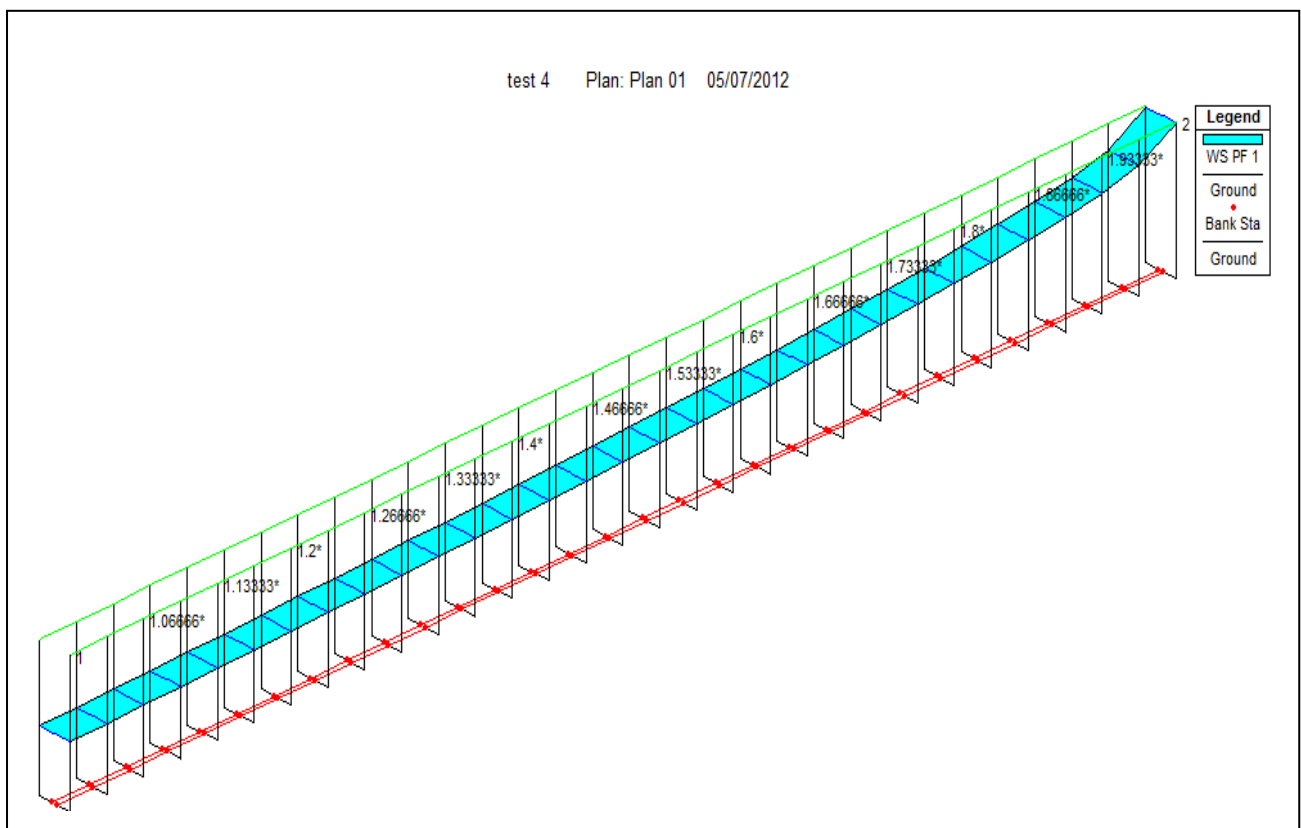


Figure V.22 :l'évolution de tirant d'eau dans le coursier en 3D.

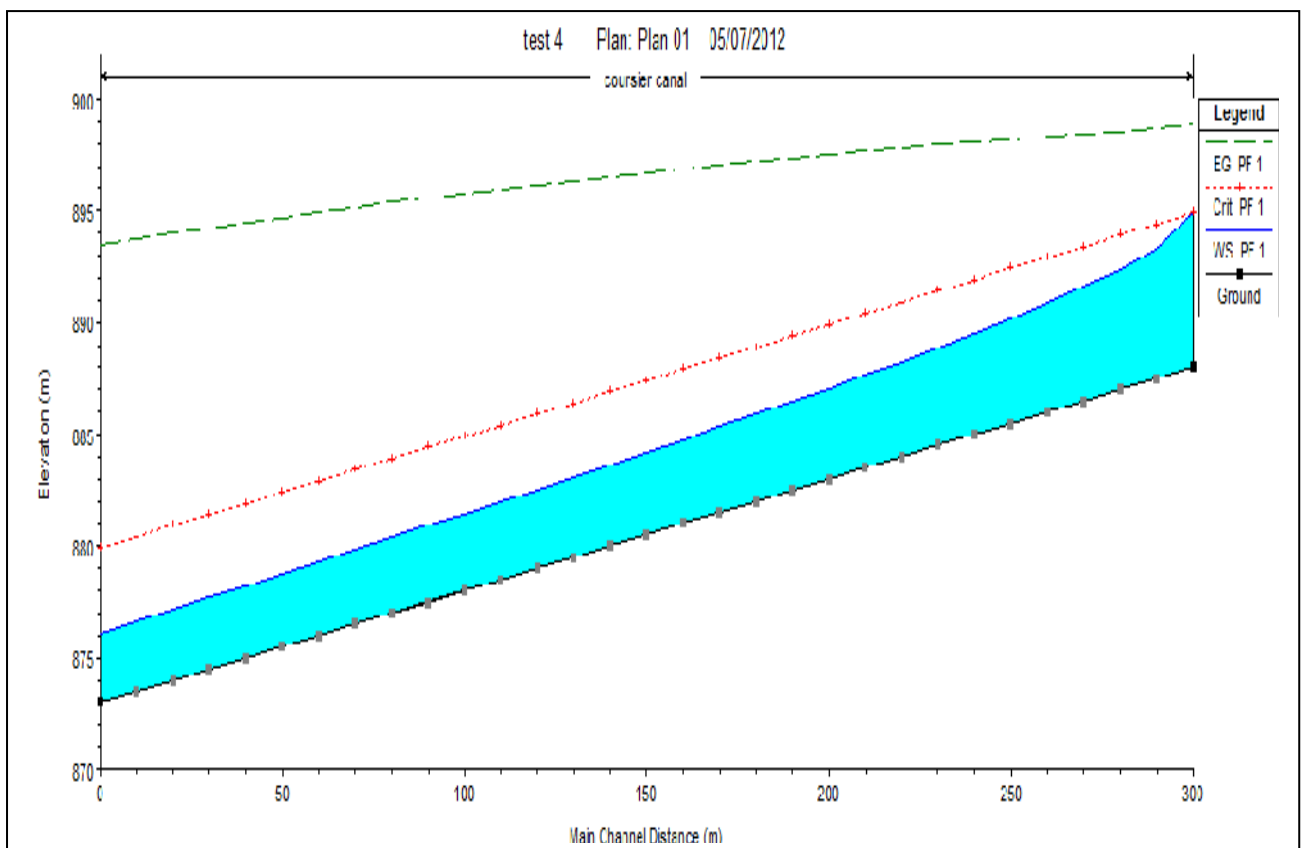


Figure V.23 :profil en long de coursier et l'évolution du la ligne d'eau.

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

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suit :

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

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} \dots\dots\dots (V.20).$$

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

Pour la section aval de coursier on a :

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} = 1.73 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 3.12 + 1.73 = 4.9 \text{ m}$$

$$H_{baj} = 5 \text{ m}$$

➤ **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 :

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots\dots\dots (V.21).$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité.

Le calcul de la vitesse critique pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.09 : Vitesse critique d'aération à pas de 10m

Section	y	v	R	vcrt
1	6.94	9.23	3.48	57.00
2	5.83	10.1	3.18	52.36
3	5.39	10.49	3.05	50.64
4	5.1	10.66	2.95	49.51
5	4.87	10.78	2.87	48.69
6	4.68	10.93	2.80	47.93
7	4.52	11.02	2.75	47.36
8	4.39	11.42	2.70	46.83
9	4.27	11.47	2.65	46.45
10	4.16	11.59	2.61	46.12
11	4.07	11.62	2.57	45.76
12	3.98	11.65	2.54	45.46
13	3.9	11.73	2.50	45.21
14	3.83	12.47	2.48	44.95
15	3.76	12.54	2.45	44.74
16	3.7	12.69	2.42	44.59
17	3.64	12.72	2.39	44.37
18	3.59	12.75	2.37	44.20
19	3.54	12.89	2.35	44.03
20	3.49	12.28	2.33	43.92
21	3.45	12.32	2.31	43.81
22	3.41	12.38	2.29	43.62

(suite) Tableau V.09 :Vitesse critique d'aération à pas de 10m

23	3.37	12.4	2.27	43.56
24	3.33	12.56	2.26	43.43
25	3.29	12.89	2.24	43.37
26	3.26	13.02	2.22	43.30
27	3.23	13.1	2.21	43.16
28	3.2	14.05	2.20	43.09
29	3.17	14.1	2.18	43.01
30	3.14	14.2	2.17	42.93
31	3.12	14.5	2.16	42.92

La vitesse d'écoulement sont toujours inférieure à V_{cr} donc y aura pas d'aération de l'écoulement dans notre cas, la hauteur de mur bajoyer est évoluer selon la ligne d'eau jusqu'à la section aval de coursier qui atteint 5 m de hauteur .

- **Vagues roulantes :**

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$b/h < (10 \div 12)$ et $Fr^2 < 40$.

$$F_r^2 = \frac{V^2}{g \cdot h} \dots\dots\dots (V.22).$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude

Donc on a : $b/h=2.85$ et $Fr^2=23.23 \Rightarrow$ Les conditions pour l'aération sont vérifiées.

le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

V.3.2.3. Dissipateur d'énergie : [11]

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USB) « The Bureau Of Réclamation »montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.10 :type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude

Fourchette de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	ressaut faible de petites apparaissions en surface.
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	ressaut oscillant.
$4.5 \leq Fr \leq 9$	ressaut stable (stationnaire).
$Fr \geq 9$	ressaut fort (écoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$Fr > 4.5$. donc on conçoit un dissipateur de « type II ».

➤ **Dimensionnement de dissipateur de Type II : [11]**

D'après l'abaque (voir Annexe) on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) = 5.38$$

$$y_2 = y_1 * 5.38 = 5.38 * 3.12 = 16.8 \text{ m}$$

la longueur du bassin d'après l'abaque(voir Annexe)

$$\frac{L}{Y_2} = 2.2 \quad \text{donc on a } L_{\text{bassin}} = 2.2 * 16.8 = 37 \text{ m.}$$

- **Dimensionnement des blocs de chute ,Les blocs de chicanes ainsi le seuil terminal :**

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

Tableau V.11 :les dimensions des blocs de chute et le seuil terminal.

Eléments du bassin		dimensions	Indice	Formules	valeurs	Unités
Blocs du chute		longueur	L	$L = 2 * y_1$	6	m
		hauteur	h	$h = y_1$	3	m
		largeur	l	$l = y_1$	2.5	m
		Espacement entre deux blocs	e	$e = y_1$	3	m
Seuil terminal		hauteur	h_{seuil}	$h_{\text{seuil}} = h_4$	3	m
		pente	i	-	1/2	-
D'après l'abaque	Blocs de chicanes	Hauteur de chicanes	h_{chic}	$h_{\text{chi}} = h_2$	2.4	m
		Espacement en deux chicanes	e	$e = 0.75 * h_2$	1.8	m
		Largeur des chicanes	l	$l = 0.75 * h_2$	1.8	m

Remarque :

Les eaux qui transitent par le dissipateur vont être restitués dans l'oued M'djedel, donc le canal de fuite n'est pas jugé indispensable, c'est juste de prévoir les éléments anti-érosifs dans le lit de l'oued.

Etude comparative des deux variantes :**Objectif :**

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

Etude technico-économique :

Le tableau suivant résume le calcul technico-économique des deux variantes:

Tableau V.12 :Calcul technico-économique des deux variantes .

Calcul la variante évacuateur latéral a entonnement latéral	Paramètres hydraulique	Charge déversante	Débit évacué	Vitesse moyenne d'écoulement	Observations
		H (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	-risque de saturation dans la l'auge de réception pour les débits extrêmes
		2.5	791.7	17	
	Volume de béton	déversoir	Volume (m ³)	Coût (DA)	Cout total de l'évacuateur de crue (DA)
			1800	57600000	
		auge de réception	1079	34528000	
		coursier	4712.5	150800000	
		bassin de dissipation	710.5	22736000	
					265664000
Calcul variante évacuateur latéral en touche de piano	Paramètres hydraulique	Charge déversante	Débit évacuer	Vitesse moyenne d'écoulement	Observations
		H(m)	Q(m ³ /s)	V (m/s)	-Baisse de niveau de la crête de barrage de 1.5m -gain de volume remblai pour la digue qui' est de l'ordre 1225m ³ -les paramètres hydrauliques sont admissibles
		1	(1.8 fois) 791.7	15	
	Volume de béton	déversoir	Volume (m ³)	Coût (DA)	Coût total de l'évacuateur (DA)
			1050	33600000	
		transition	640	20480000	
		coursier	3699	118368000	
		bassin de dissipation	485	15520000	
					187968000

Conclusion :

D'après le calcul technico-économique des variantes donc le choix intéressant est celui de l'évacuateur de crue latéral en touches de piano pour les raisons suivantes :

- la capacité d'évacuation est importante avec des faibles charges déversantes.
- le risque à l'aval n'est envisageable d'après l'étude sur modèle réduit.
- gain important de volume du remblai par rapport à la variante évacuateur latéral à entonnement latéral.

Et on a écarté la variante latéral à entonnement latéral car elle n'est pas économique en plus le risque de saturation pour les débits spécifiques extrêmes, donc déstabilisation de régime d'écoulement dans les ouvrages d'évacuations surtout au niveau de la l'auge de réception et pour pallier à ce problème on doit disposer des piliers sur le seuil déversoir mais il reste toujours ouvrage couteux.

Donc le choix définitif de la variante évacuateur est s'arrêté à la variante évacuateur latéral à déversoir labyrinthe (touches de piano) , il reste à étudier sa stabilité et calcul de son ferrailage qui est l'objet de chapitre suivant.

Chapitre VI :

Etude génie civil

Objectif :

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 en question.

VI.1.Etude de stabilité :

VI.1.1.Stabilité de déversoir :

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

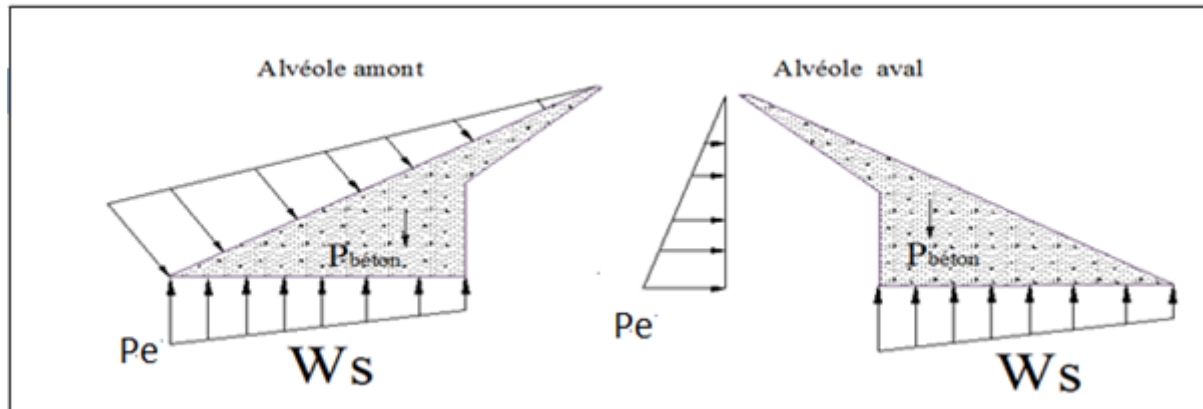


Figure VI.01 : Schéma des forces agissantes sur le déversoir.

Etant donné :

P_e : la pression hydrostatique à la base, qui est $p_e = \gamma_{eau} * (h + p)$

Remarque :

La force hydrostatique a deux composantes l'une est horizontale et l'autre verticale en fonction de l'angle d'inclinaison du parement.

W_s : les forces dues au sous pressions.

P : poids des alvéoles. (poids de béton).

- **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.

Dimensionnement : ($H = 5,5 \text{ m}$).

- **avant radier :**

- longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 5.5 \text{ m}$

-épaisseur : $tar_1 = 1 \text{ m}$

$tar_2 = 0,75 + 0,05.H = 1.025 \text{ m}$

- **radier :**

- longueur = $(1,25 \div 2,5) H = 8.5 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} \text{-épaisseur : } tr_1 &= (0,25 \div 0,3) H = 1,5 \text{ m} \\ tr_2 &= (0,13 \div 0,15) H = 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

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 = 17 m

$$L_{CD} = C \cdot H$$

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : $L_{RCD} = 17 \text{ m} > L_{CD} = 16,5 \text{ m}$ (condition de BLIGH est vérifiée)

➤ Les sous pressions :

$$h_x = H \cdot (l_x / L_R) = 5,5 \cdot (l_x / 17)$$

$$t_x = \frac{n h_x \gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \dots\dots\dots (VI.01)$$

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**

γ_w : 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 leur épaisseur :

Tableau VI.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	0	0	0	0	0
1	1.5	0.48	0.34	1	1.5
2	10	3.23	2.32	1.025	1.5
3	15.5	5	3.6	1.5	1.5
4	17	5.5	3.96	-	-

La représentation schématique des sous pressions est donnée comme le montre la figure suivante :

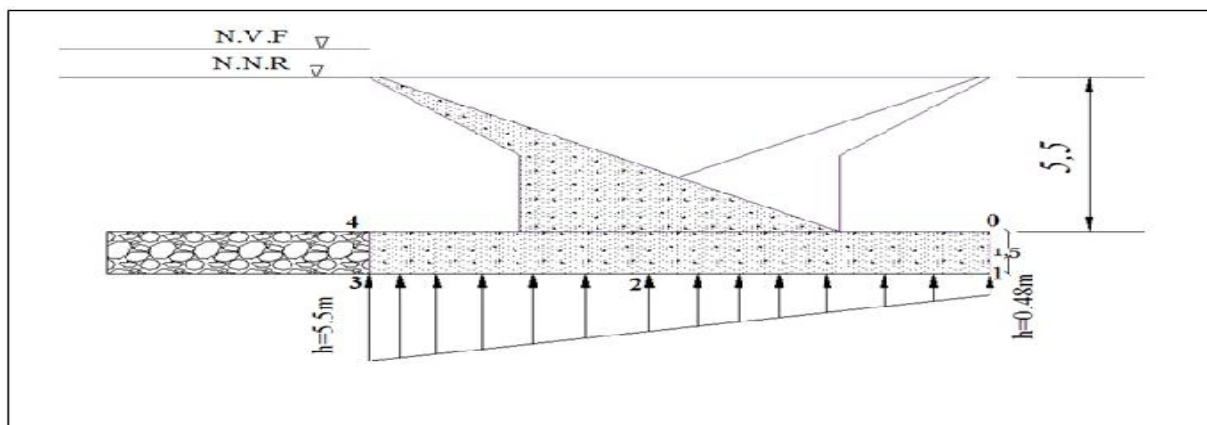


Figure VI.02 : Représentation schématique des sous pressions.

- **Calcul 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.

Le tableau suivant résume le calcul des forces agissantes sur l'ouvrage.

Tableau VI.02 : Calcul des forces agissantes sur le déversoir.

Les forces	résultats	Unités
Préssion hydrostatique P_e	6,5	t/m ²
Poids de l'ouvrage P_b	39,25	T
surpressions hydrodynamiques P	0,523	t/m ²
sous pression W_s	14.95	t/m ²

Remarque :

Les surpressions hydrodynamiques sont calculées par la formule de Westergaard qui est

$$P = \frac{7}{8} * \alpha * \rho_w * \sqrt{h * z} \dots \dots \dots (VI.02)$$

$$\alpha = C_s * g = 0.1$$

ρ_w :masse volumique de l'eau 1000 kg/m³

h :hauteur d'eau qui est h=5.5+1=6.5

z :hauteur de déversoir (5.5m).

Le tableau suivant résume le calcul stabilité .

Tableau VI.03 :Calcul de stabilité du déversoir.

Stabilité	Conditions de vérification	Résultats de calcul	Observation
Stabilité au glissement	$F_H / F_V < 0,8$	0.476	Les conditions de stabilité sont vérifiées pour le cas extrême.
Stabilité au reversement	$M_s/M_r > 2$	2.214	

VI.1.2.Stabilité des murs bajoyers du coursier et de la transition : [13]

La transition et le coursier ont la même forme géométrique et ils sont soumis à des même charges comme le montre la figure suivante.

- Définition des charges :

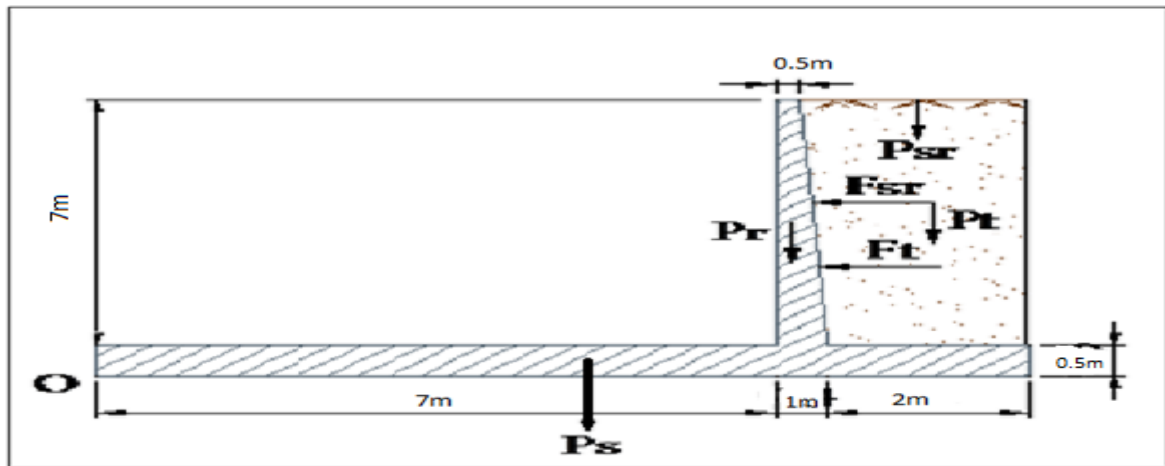


Figure VI.03 : Schémas des forces agissantes sur le coursier.

Remarque :

Le calcul de stabilité se fait dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire pour le canal est vide.

Les tableaux suivants résument le calcul des différentes charges soumises par l'ouvrage ainsi la vérification de la stabilité au glissement et au renversement.

Tableau VI.04 : calcul des différentes forces agissant sur l'ouvrage de transition et de coursier

Forces		Formules	Remarque	résultats	Unités
forces verticales	Poids du mur	$P_r = \gamma_b \cdot V_r$	Vr : Volume du mur pour 1 m	12.6	T.f
	Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot V_s$	Vs : volume de la semelle pour 1 m	12.4	T.f
	Poids des surcharges	$P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$	Sr : surcharge ; Sr = 1 t/m² ls : (tranche de 1m)	1,7	T.f
	Poids des terres sur la semelle	$P_t = \gamma_s \cdot V_t$	Vt: Volume des terres sur la semelle pour 1m	35.4	T.f
forces zontales	Poussée des terres	$F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$	$A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; 		

Tableau VI.05 : calcul de stabilité au glissement et au renversement

Stabilité	conditions de vérification	résultats de stabilité	Observation
Stabilité au glissement	$F_H / F_V < f = 0,8$	0,44	Les conditions de stabilité sont vérifiées pour le canal vide.
Stabilité au reversement	$M_s/M_r > 2$	2,8	

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 :

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (VI.03)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (VI.04) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (VI.05) \end{array} \right.$$

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 du semelle.

$S = b \times B$: Surface de la base du semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: est 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 Pénétromètre dynamique.

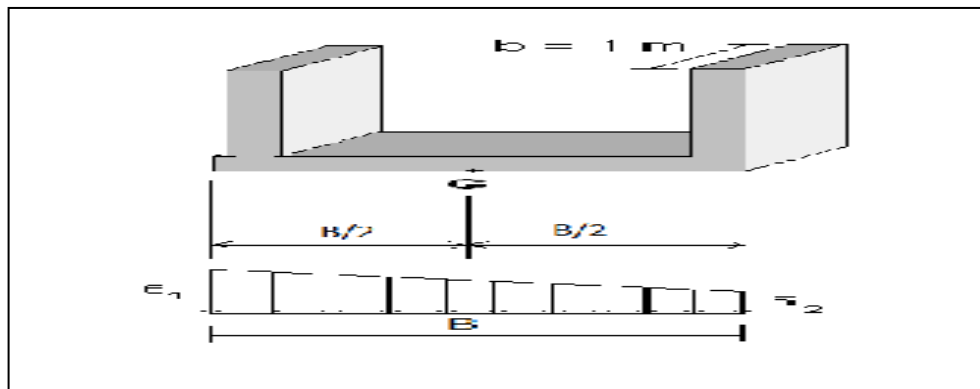


Figure VI.04 : Schéma du diagramme des contraintes créées.

Le résultat de calcul de stabilité au poinçonnement est représenté comme le montre le tableau suivant :

Tableau VI.06 : Calcul de stabilité au poinçonnement

les contraintes	résultats	unité	vérification	Observation
σ_1	7,5	bars	σ_1 et $\sigma_2 > 0$	La stabilité est vérifiée dans les cas défavorable (en cas de crue)
σ_2	2,5	bars		
σ_{sol}	d'après l'essai de compression $\sigma_{sol} = 11,5$	bars	σ_1 et $\sigma_2 < \sigma_{sol}$	

VI.2. Calcul de ferrailage : [13]

VI.2.1. Ferrailage des murs bajoyers :

- **Ferrailage à l'état limite ultime (ELU) :**

Le moment d'encastrement (à la base et demi hauteur) est donné comme suit :

$$M_e^h = 1.35 \frac{A \gamma h^3}{6} + 1.5 \frac{A s h^2}{2} \dots\dots\dots (VI.06)$$

$$M_e^{h/2} = 1.35 \frac{A \gamma (h/2)^3}{6} + 1.5 \frac{A s (h/2)^2}{2} \dots\dots\dots (VI.07)$$

$$M_e = 1.35 M_e^{ft} + 1.5 M_e^{fst}$$

M_e^{ft} : moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M_e^{ft} = 2.33 * 18.37 = 42.8 \text{ t.m}$$

M_e^{fst} : moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_e^{fst} = 9 * 1.7 = 15.3 \text{ t.m.}$$

Donc on trouve :

$$M_e^h = (1.35 * 42.8) + (1.5 * 15.3) = 80.73 \text{ t.m}$$

$$M_e^{h/2} = \left(\frac{1.35 * 42.8}{8} \right) + \left(\frac{1.5 * 15.3}{4} \right) = 12.96 \text{ t.m}$$

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \dots\dots\dots (VI.08)$$

σ_{bc} : Contrainte admissible à la compression du béton

b : longueur de la tranche 1m

d : largeur du mur diminué de l'enrobage « e », comme le montre la figure ci-dessous :

$$e = 5 \text{ cm.}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = 142 \text{ bars}$$

$$\text{Ce qui donne : } \mu = 0.28$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} \text{ et } E_s = 2.1 * 10^6 \\ \alpha_l = \frac{3.5}{1000 * \varepsilon_l + 3.5} \\ \mu_l = 0.8 * \alpha_l - 0.32 * \alpha_l^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = 5.25 * 10^{-5} \\ \alpha_l = 0.98 \\ \mu_l = 0.48 \end{cases}$$

On remarque que $\mu < \mu_l$ donc la section ne comportera donc que des armatures tendues

En calculant la section d'acier :

$$A = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s} \dots\dots\dots (VI.09)$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.83$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.42$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{c'est la contrainte maximale de l'allongement de l'acier (en bars)}$$

Pour $\mu = 0,28$ on calculera la section d'aciers qui est :

$$A = \frac{80.73}{0.83 * 50 * 4000} = 48.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures à la base})$$

$$A = \frac{12.96}{0.83 * 50 * 4000} = 7.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures à demi hauteur})$$

D'après le tableau suivant on tire le diamètre des armatures.

Tableau VI.07 : diamètres d'armatures disponible sur le marché.

Nombre de barre par mètre	Diamètre des barres (mm)										
	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,7	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,7	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,4
7	1,37	1,98	3,52	5,5	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,3	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,2	13,85	18,1	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,3	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,4	16,93	22,12	34,56	54	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,6	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,2	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11	15,8	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,8	17	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,6	18,1	24,63	32,17	50,27	78,54	120,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,4	19,2	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,1	20,4	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,9	21,5	29,25	38,2	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,7	22,6	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Tableau VI.08 : Choix des aciers.

1ere Tranche (h)			2eme Tranche (h/2)		
T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)	T (mm)	n (barres/m)	esp (cm)
20	15	10	14	5	20

- **Disposition constructive :**

- Sur les premiers mètres de l'évacuateur, les murs vont être ferrailés avec 15T₂₀ et 5T₁₄, et sur les derniers mètres le ferrailage s'effectue avec 5T₁₄, car la hauteur des murs diminue.

- Le diamètre des armatures longitudinales, doit être inférieur ou égal :

$$D_{ar} \leq \frac{\text{espacement}}{10} \text{ dans notre cas on opte pour } T_{12} \text{ et } T_{10}.$$

VI.2.2. Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise, aux charges dues au poids des murs, poids de l'eau, les réactions de sol, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

- **Contraintes σ dues aux forces verticales :**

$$\sigma = \frac{1.35*(P_t + P_r) + 1.5*(P_{sur})}{100*B'} \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$\text{A.N : } \sigma = \frac{[1.35*(12.6 + 35.4) + 1.5*(1.7)]*1000}{100*150} = 4.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

- **Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :**

$$\sigma_{sem} = \frac{1.35*P_s}{100*B} \dots\dots\dots (VI.12)$$

$$\text{A.N : } \sigma_{sem} = \frac{1.35*12.4*10}{100*10} = 0.17 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{sem} = 0.17 \text{ kg/cm}^2$$

- **Contraintes de réaction du sol :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1.35*(P_t + P_r + P_{sem}) + 1.5*(P_{sur})}{100*B'} \pm \frac{6*M'_G}{100*B^2} \dots\dots\dots (VI.11)$$

Avec :

M_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(avec l'application de coefficient de sécurité)

On trouve :

$$\sigma_{1,2} = 1.402 \pm 0.29$$

Alors on aura :

$$\sigma_1 = 1.7 \text{ bars et } \sigma_2 = 1.11 \text{ bars}$$

NOTE : le diagramme des contraintes sur la semelle est représenté dans (Annexe n°18).

- **Détermination des réactions du sol σ_C et σ_D :**

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma_C = 1,38b \quad \text{et} \quad \sigma_D = 1, b$$

- **Etude de la partie CA :**

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3..$$

➤ **Calcul de a et b :**

$$a = 148 \text{ cm et } b = 152 \text{ cm}$$

Dans la partie OC :

$$\text{La force résultante est : } F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 10360 \text{ kg}$$

Dans la partie OA:

$$\text{La force résultante est : } F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 10336 \text{ kg}$$

Donc Le moment d'encastrement égale a :

$$M_c = F_b \cdot (300 - b/3) - F_a \cdot a/3 = 2,066.10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm on aura } \mathbf{M_c = 20,66 \text{ t.m}}$$

on a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b .

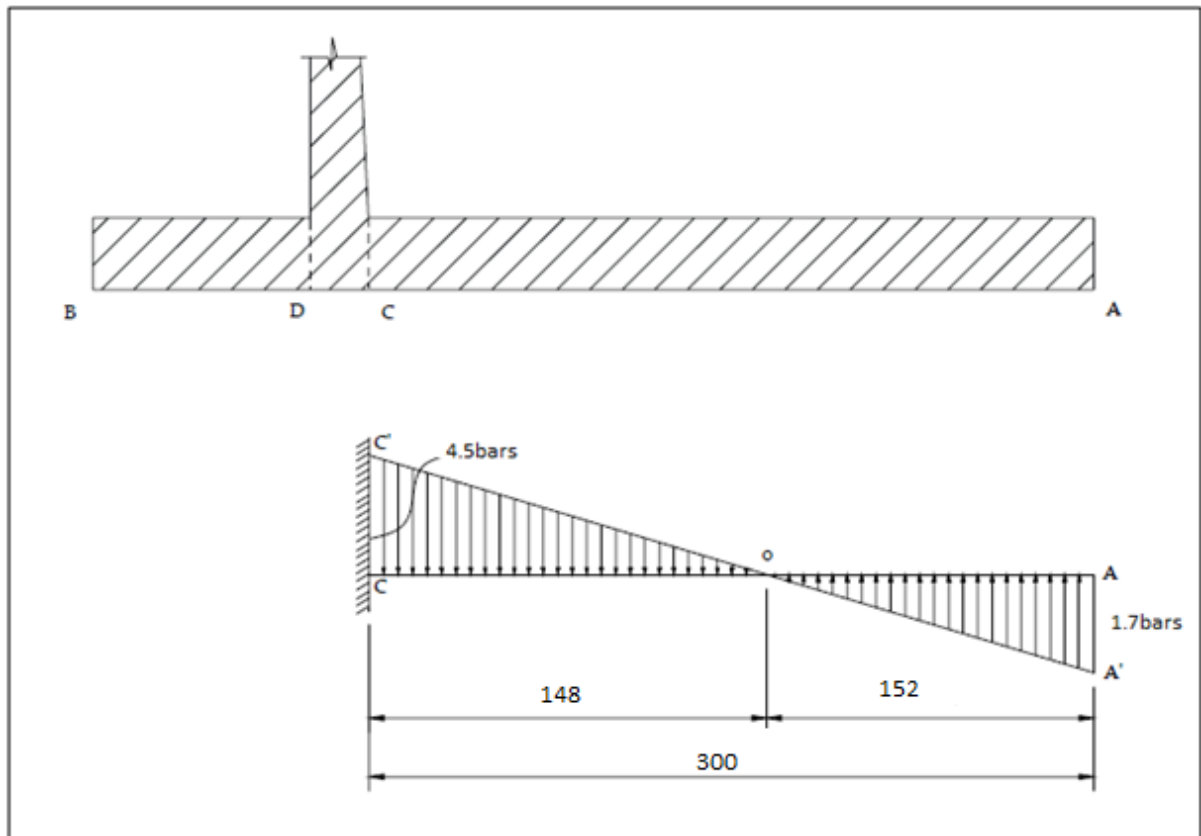


Figure VI.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.

➤ **calcul des aciers de la partie CA :**

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible due la compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : épaisseur du mur diminue de l'enrobage = 45 cm

c : l'enrobage = 5 cm.

Ce qui donne : $\mu = 0,0714 < 0,186$

$$\alpha = 0,0927 < 0,259$$

$$\beta = 0,963$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{min} , A_{cal})$$

$$A_{min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{min} = 13,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2) ; A_{cal} = 19,86 \text{ cm}^2$$

On prendra 10barres de diamètre 16 mm : 10T16_{e=10cm}.

• **Etude de la partie BD :**

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement.

$$M_D = F_r \cdot g$$

Avec :

Fr : aire du diagramme des pressions = 14663,25 kg et $g = 77,46$ cm.

Donc : $M_D = 10,921$ t.m

➤ **Calcul des aciers de la partie BD :**

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible de à la compression du béton. $\sigma_{bc} = 142$ b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 45 cm.

c : l'enrobage = 5 cm.

Ce qui donne : $\mu = 0,0362 < 0,186$

$$\alpha = 0,0461 < 0,259$$

$$\beta = 0,982.$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{min} , A_{cal})$$

$$A_{min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = Me / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{cal} = 7,08 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm : 8T20e=12,5cm.

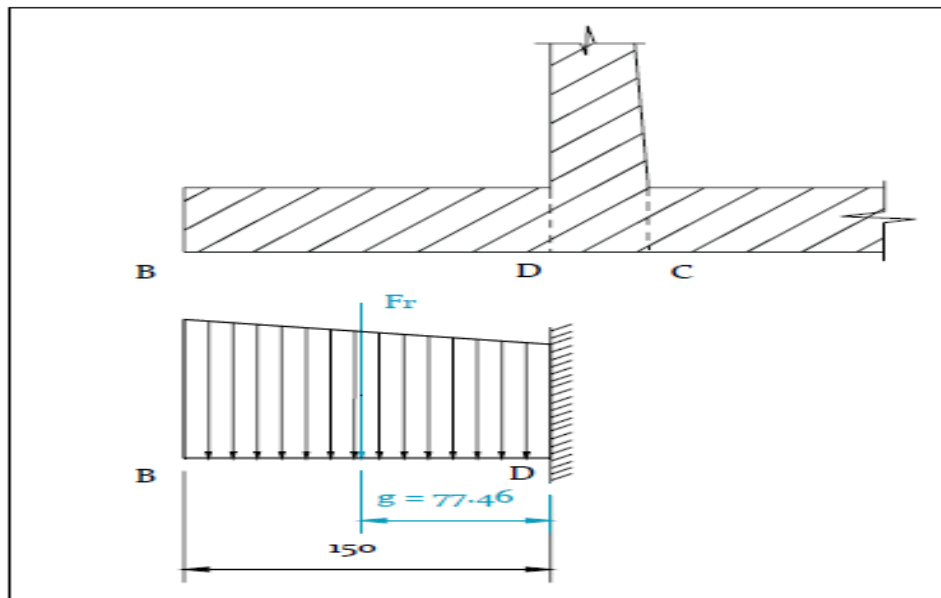


Figure VI.06 : diagramme de contrainte de la partie BD.

VI.2.3. Ferrailage de radier du déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces).

on détermine les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_G}{L \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec :

$$N : \text{effort normal} \quad N = Pr + Ps + P_{\text{eau}} - W_t = 63.048 + 21 + 47 - 41.86 = 89.188 \text{ t}$$

M_G : moment par rapport au centre de gravité de la semelle.

$$M_G = Pr \cdot A + P_e \cdot C - F h \cdot D + W_T \cdot F$$

$$M_G = (1.25 \cdot 63.048) + (47 \cdot 5.3) - (19.84 \cdot 2.85) - (35.14 \cdot 2.34) = 189.13 \text{ t.m}$$

$$\text{On aura: } \sigma_1 = 11.56 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.59 \text{ bars}$$

Les Contraintes qui dues aux forces verticales :

$$\sigma = \frac{P_{\text{eau}} + P_{\text{déversoir}} + P_{\text{radier}}}{L \cdot B} = \frac{47 + 63.048 + 21}{1 \cdot 14} = 9.36 \text{ bars.}$$

Le diagramme résultant des contraintes est donné comme suit :

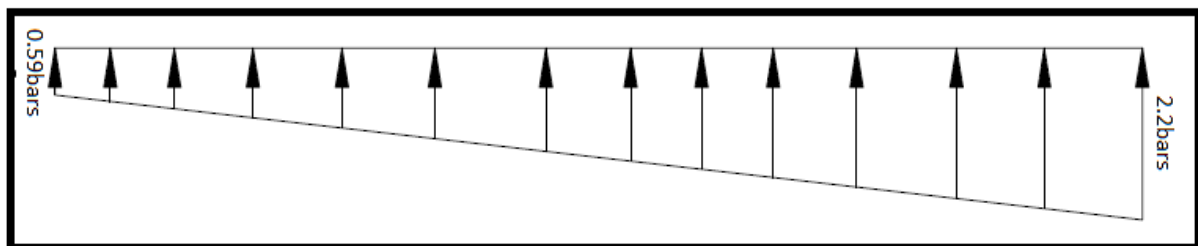


Figure VI.07 : Résultante des contraintes due au radier.

- **Calcul le moment d'encastrement:**

$$M = F \cdot A_G$$

$$F = 19.53 \text{ t.}$$

$$A_G = 4.66 \text{ m}$$

$$M = 91 \text{ t.m.}$$

- **Calcul des aciers :**

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{91.009}{142 \cdot 1 \cdot 1.45^2} = 0.3$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.459$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.82$$

$$A = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{91.009 \cdot 10^5}{0.82 \cdot 145 \cdot 4000} = 19.135 \text{ cm}^2$$

On prendra 7 barres de T20 avec espacement 15cm : 7T20_{e=20cm}

VI.2.4. Ferrailage du déversoir :

L'utilisation de logiciels, basés sur les méthodes des éléments finis, s'avère judicieux pour trouver les moments en appuis et en travée.

- **Les murs latéraux :**

-Les murs latéraux seront considérés comme encastres sur quatre côtés, dont on négligera les déplacements entre le parement amont de déversoir et le mur, on peut quantifier les forces aux quels est soumis les murs latéraux comme le montre la figure suivante :

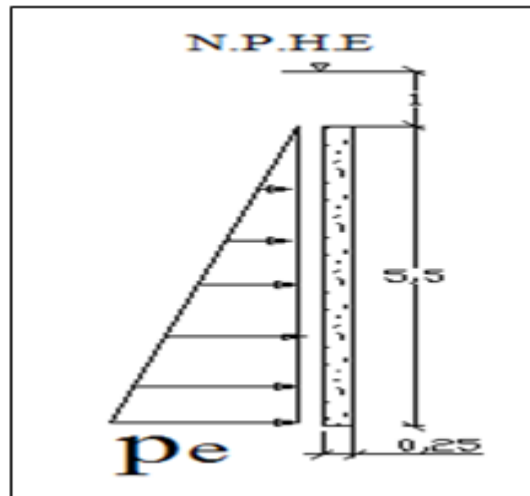


Figure VI.08 : Schéma statique des forces agissantes sur le mur latéral

On a :

$$P_e = \gamma_{eau} * (5,5 + 1) = 6,5 \text{ t/m}^2$$

Le mur sera calculé comme une dalle encastree dans le radier.

- **Le parement amont :**

Cet élément pourra être décomposé, dans les calculs en deux éléments S1 et S2 comme le montre la figure suivante :

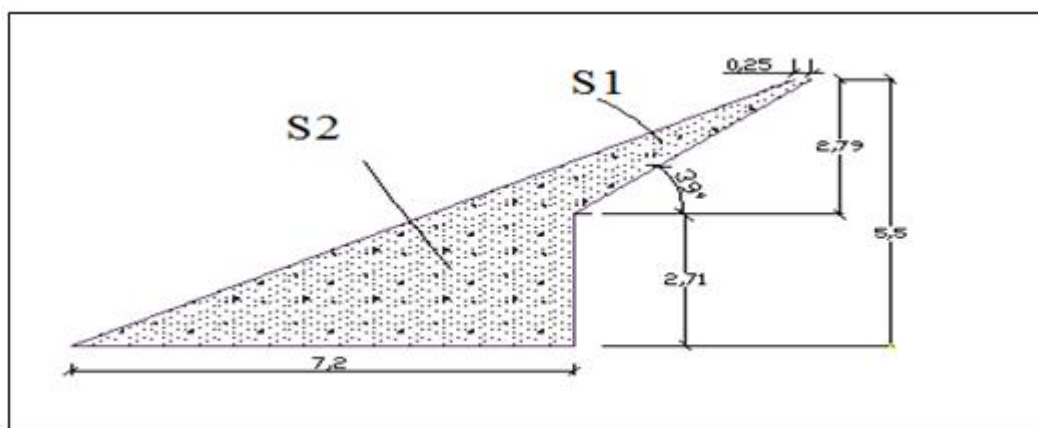


Figure VI.09 : Schéma de porte-à-faux

Entre les deux éléments S1 et S2, un encastrement qui est parfait.

L'élément S1 (porte-à-faux) :

Est une dalle encastrée sur trois cotés qui sont :

- les deux voiles latéraux.
- l'élément S2.

Les forces et les pressions qui s'exercent sur S1 sont :

- Nous avons l'effet de la pression hydrostatique, sur le parement, qui est

$$P_e = \gamma_{eau} * (2.79 + 1) = 3.79 \text{ t/m}^2$$

- le poids de l'élément qui est le poids de porte-à-faux, il est donné comme suit :

$$P_e = V_{béton} * \gamma_b = 2.5 * V_{béton}$$

- le poids de l'eau qui est la force verticale sur le porte-à-faux

il est donné comme suit :

$$P_{eau} = V_{eau} * \gamma_{eau} = \left(\frac{2.7^2}{\tan 39^\circ} * 3.4 + \frac{2.7}{\tan 39^\circ} * 1 * 3.4 \right) * 1$$

V_{eau} : volume de l'eau sur le porte-à-faux.

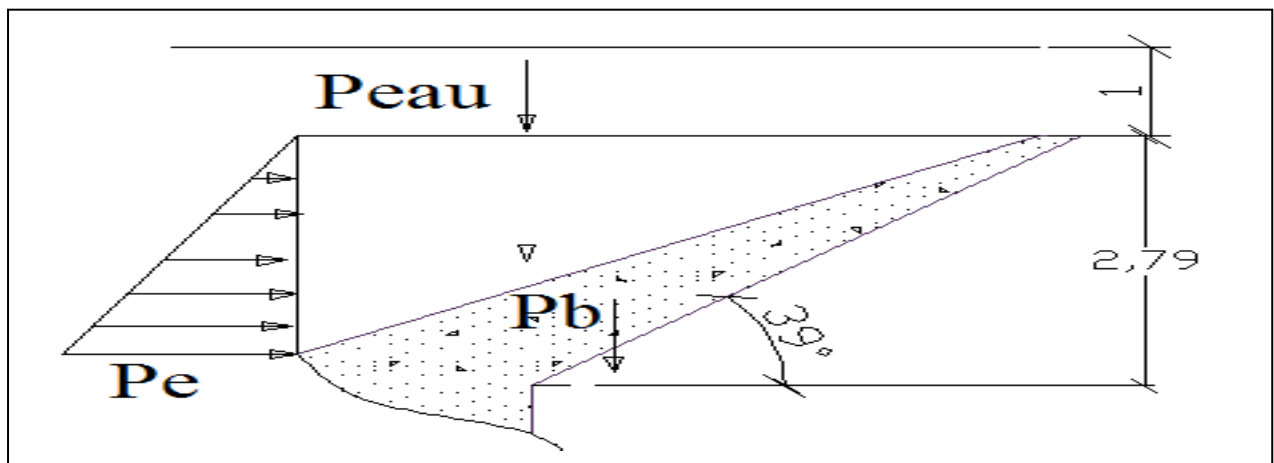


Figure VI.10 : Schéma statique des forces du porte-à-faux.

Recommandations et conclusions :

D'après l'étude, il ressort que le traitement de la fondation est indispensable à cause de l'existence de légères fissurations au niveau de la rive droite.

Ce traitement doit s'exécuter en injectant des coulis de ciment au niveau des points vulnérables. Ceci bien sur, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Tandis qu'on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltration qui peuvent éventuellement pénétrer sous la semelle de l'ouvrage.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

Objectif :

L'objectif de ce chapitre est de connaître le délai de réalisation de tous le barrage M'djedel , ainsi l'estimation de cout de notre ouvrage à savoir les moyens matériels tel que les engins mécaniques modernes et rentables, qui destinent à excaver, transporter et bétonné l'ensemble de l'aménagement, ainsi les moyens humains tel que la main d'œuvre.

VII.1.Planification des travaux :

VII.1.1. Procédures de travail du planification :

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- ✓ Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- ✓ Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- ✓ Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique :
exemple
 - on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - on peut pas réaliser les murs bajoyers avant la semelle.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 murs 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 murs au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- ✓ Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \dots\dots\dots (VII.01).$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- ✓ Conception du réseau.

Remarque :

Pour trouver la durée de réalisation de notre aménagement, donc 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 Gant) ou méthode des barres .

VII.1.2. La composition du projet :

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui compose le projet ainsi que leur temps de réalisation

Tableau VII.01 : Symboles des opérations.

Travaux	Opération	Durée (mois)
Installation du chantier	A	7
Fouille galerie sous remblai	B	2
Fouille en rive droite	C	4
Fouille en rive gauche	D	3
Recharge du barrage et du noyau	E	6
Bétonnage galerie sous remblai	F	3
Construction de l' évacuateur de crue (Béton)	G	5
Béton de tour de prise et la cabine	H	6
Travaux d'injection de l'évacuateur de crue	I	3
Matériel électromécanique	J	3
Appareillage d'auscultation	K	2
Mise en eau du barrage	L	5

VII.1.3. Planification avec réseau a nœud :

Cette méthode consiste à faire le calcul aller et 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 la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{C.C} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

Note : Le réseau à nœud est représenté dans la planche planning des travaux.

VII.1.4. 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	7	0	7	2	7	0
2 – 3	2	7	9	7	9	0
2 – 4	3	7	10	10	13	3
2 – 5	4	7	11	9	13	2
3 – 8	3	9	12	9	12	0
4 – 6	6	10	16	13	19	3
5 – 7	5	11	16	13	18	2
6 – 10	2	16	18	19	21	3
7 – 10	3	16	19	18	21	2
8 – 9	6	12	18	12	18	0
9 – 10	3	18	21	18	21	0
10 – 11	5	21	26	21	26	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **26mois**.

VII.1.5. Planification avec la méthode de Gant (méthodes des barres) :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Note : le réseaux a nœud et le diagramme de Gant sont représentés dans la planche n°8.

VII.2. Matériel et personnel nécessaires :**VII.2.1. Matériel nécessaires :**

Les différents engins nécessaires pour le projet du barrage M'djedel sont les suivants :

- ✓ Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- ✓ Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- ✓ Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- ✓ Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- ✓ 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 meme temps son transport.

VII.2.2. Personnel nécessaire :

Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est 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.3. Le coût de l'évacuateur de crue :

Dans le cadre de cette étude, on peut chiffrer le volume des travaux pour l'évacuateur de crue du futur barrage M'djedel, donc le tableau suivant estime le coût total de l'évacuateur :

Tableau VII.04 : devis estimatif de l'évacuateur de crue.

		Prix unitaires	Montant (DA)
ferraillage	Poids des armatures : 495000 Kg	150 DA/Kg	74250000
Coffrage	Surface de coffrage : 5500 m ²	3000 DA/m ²	16500000
Bétonnage	Volume de béton : 5874 m ³	12000DA/m ³	70488000
excavation	Volume des déblais : 70800 m ³	600DA/m ³	42480000
Injection sous l'évacuateur	Quantités d'injection : 333 ml	85000DA/ml	28305000
Coût total	232023000DA		

Conclusion :

D'après la planification qu'on a effectué, le barrage se terminera dans un délai de 26 mois.

Pour respecter ce délai, les conditions suivantes doivent répondre :

- disponibilité des matériaux de construction.
- le bon rendement des ouvriers.
- le bon rendement des engins.
- aucune contrainte n'affectera le chantier.

Conclusion générale

Le projet de barrage sur l'oued M'djedel fait partie des projets visant à améliorer la mobilisation des eaux de surface, ce qui favorise le développement du secteur agricole. Et la recharge des nappes phréatiques, et ce qui facilite le pompage vers les réservoirs d'alimentation en eau potable.

A l'instar de notre étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue de ce barrage, on peut tirer les conclusions suivantes :

Le type de barrage est en terre avec un noyau argileux ce qui implique que l'évacuateur de crue projeté est celui latéral à déversoir touches de piano (Pk-Weir type A), d'après l'étude expérimentale et l'étude comparative des variantes.

L'évacuateur de crue à touches de piano est une solution innovante et économique pour la sécurité du futur barrage, et elle sera réalisable sans difficultés surtout pour les barrages en terre comme dans notre cas.

Cette variante représente des multitudes d'avantages pour l'amélioration de la capacité d'évacuation pour les débits extrêmes sans risque, et elle permet de doubler le débit de projet qui est de l'ordre $791.7 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une charge déversante de 1 m seulement.

L'évacuateur de crue assurera la sécurité de l'agglomération en aval, car il donne des bonnes conditions hydrauliques d'après l'étude sur le model réduit.

Le passage des corps flottants tel que les arbres, ne poseront aucun problème sur l'évacuateur, vu l'importance des porte-à-faux et la forme de la crête du déversoir, ce qui a montré l'étude expérimentale.

L'étude sur le modèle réduit nous a amené les paramètres hydrauliques plus exacts pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue, tel que le coefficient de débit et les vitesses d'écoulement.

Les résultats trouvés sur le modèle réduit notamment la charge déversante, montre qu'on peut abaisser le niveau de la crête du barrage qui est de l'ordre 1.5m, ce qui réduit le volume de remblai, donc on peut dire que cette variante est économique aussi bien pour le barrage.

L'étude génie civil, montre que l'évacuateur est stable pour les différentes sollicitations ainsi pour le cas le plus défavorable qui est le cas extrême

Sur le plan technique et économique, l'évacuateur de crue à touches de piano (Pk-weir) peut être une solution innovante pour les barrages futurs, et comme l'oued M'djedel est connu par des crues exceptionnelles, et sa d'après les informations qu'on a collecté.

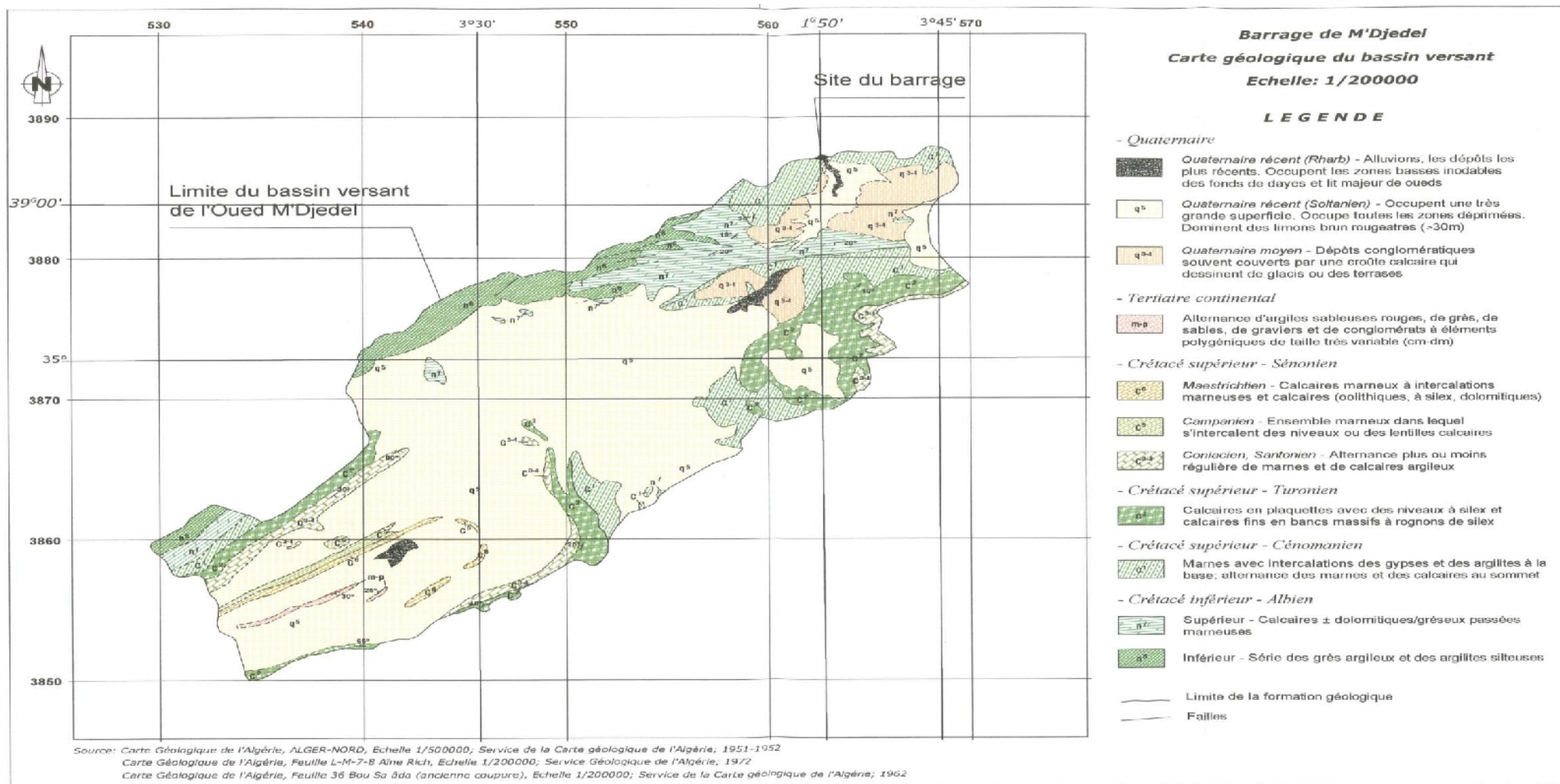
Et pour pallier à ce problème, donc on a importé cette variante qui va servir à l'évacuation de la crue de projet du futur barrage M'djedel.

Références bibliographiques.

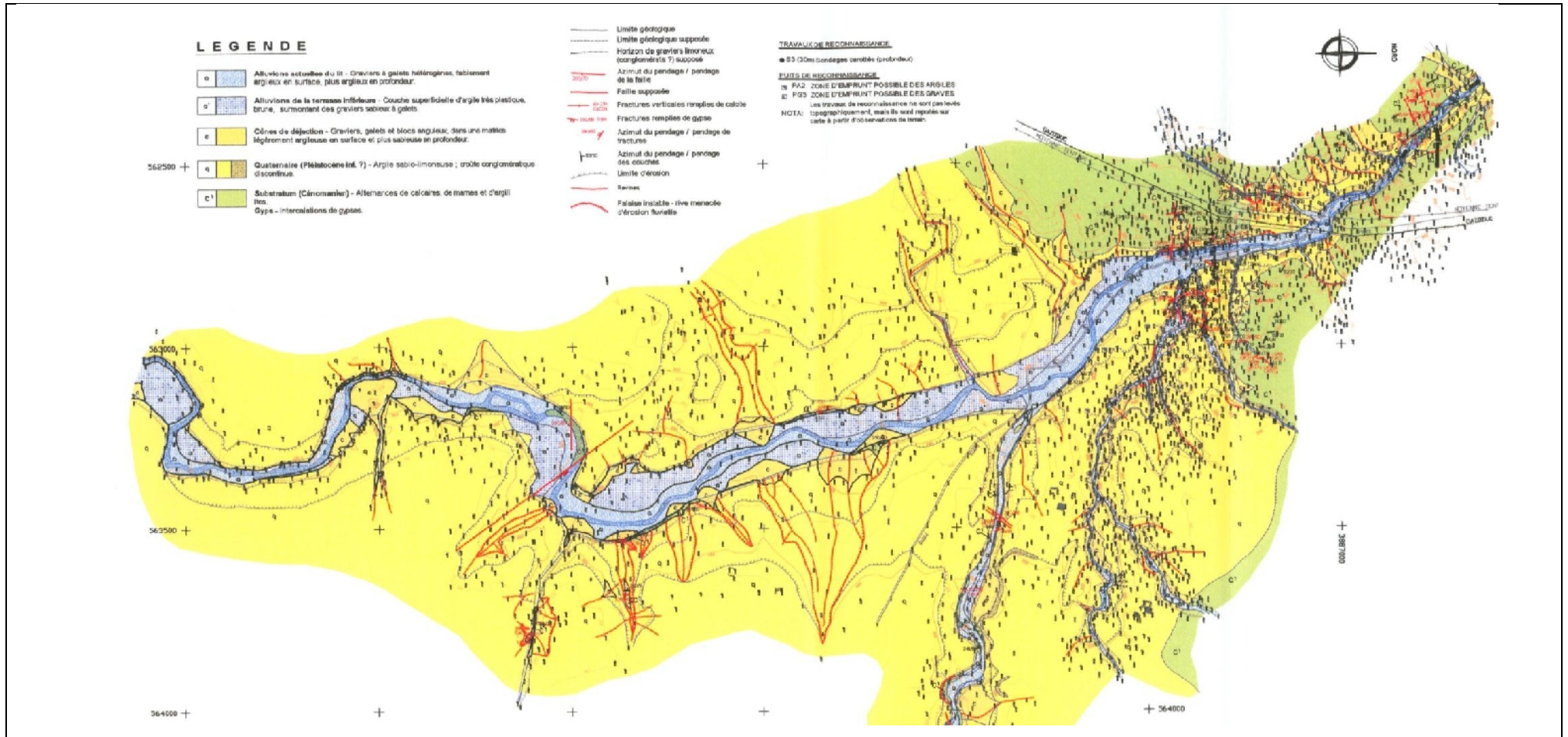
- [1].**TOUAÏBIA.B(2004) ; Manuel pratique d'hydrologie ;Presses Madani Frères ; Grouaou-Blida,p166.
- [2].** TOUÏBIA.B(2001),les retenues ;polycopie de régularisation des débits ; ENSH-Blida.janvier2001.P58.
- [3].** CIGB (1984) : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82, P125.
- [4].** R.BERNARDO A et L.SANTOS , manuel de conception et projets typiques des digues
Avril 2004.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.Hager et ANTON J.Schleiss ; constructions hydrauliques (volume 15) ;presses polytechnique et universitaires ROMANDES.p587.
- [8].** BEN SAID M., OUAMANE A., février 9-10 2011. Study of optimization of labyrinth weir, Séminaire International sur Labyrinth et Piano Key Weirs,Université de Liège, Belgique.
- [9].** LEMPÉRIÈRE F., OUAMANE A., 2003. The Piano Keys Weir: a new cost-effective solution for spillways, The International Journal on Hydropower & Dams ; Issue Four.
- [10].** LOUIS.E et ALVAREZ.G (2004) ; Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; (version française).
- [11].** MIHOUBI .M. K ; polycopie d'ouvrage hydrotechnique. ENSH(BLIDA) 2000.p26
- [12].** GRENOBLE. I (2004/2005), Génie Civil et Infrastructures.

ANNEXES

Annexe n°01 : carte géologique de la cuvette (échelle 1/200 000).



Annexe n°02 : carte géologique de la cuvette (échelle 1/500 000).

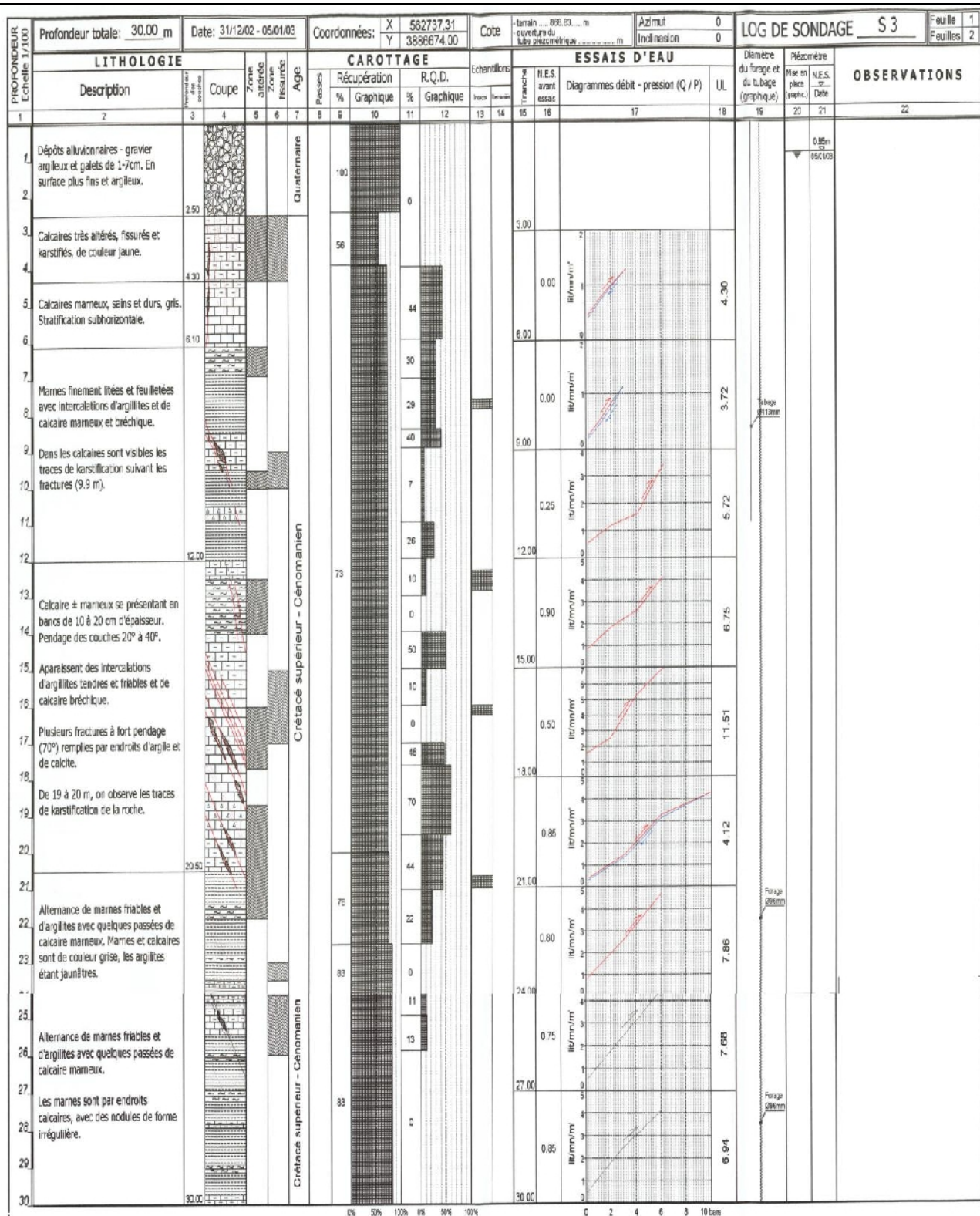


[illegible]

échelle 1/2000

Annexe n°04 :Le détail des sondages réalisés

[illegible]

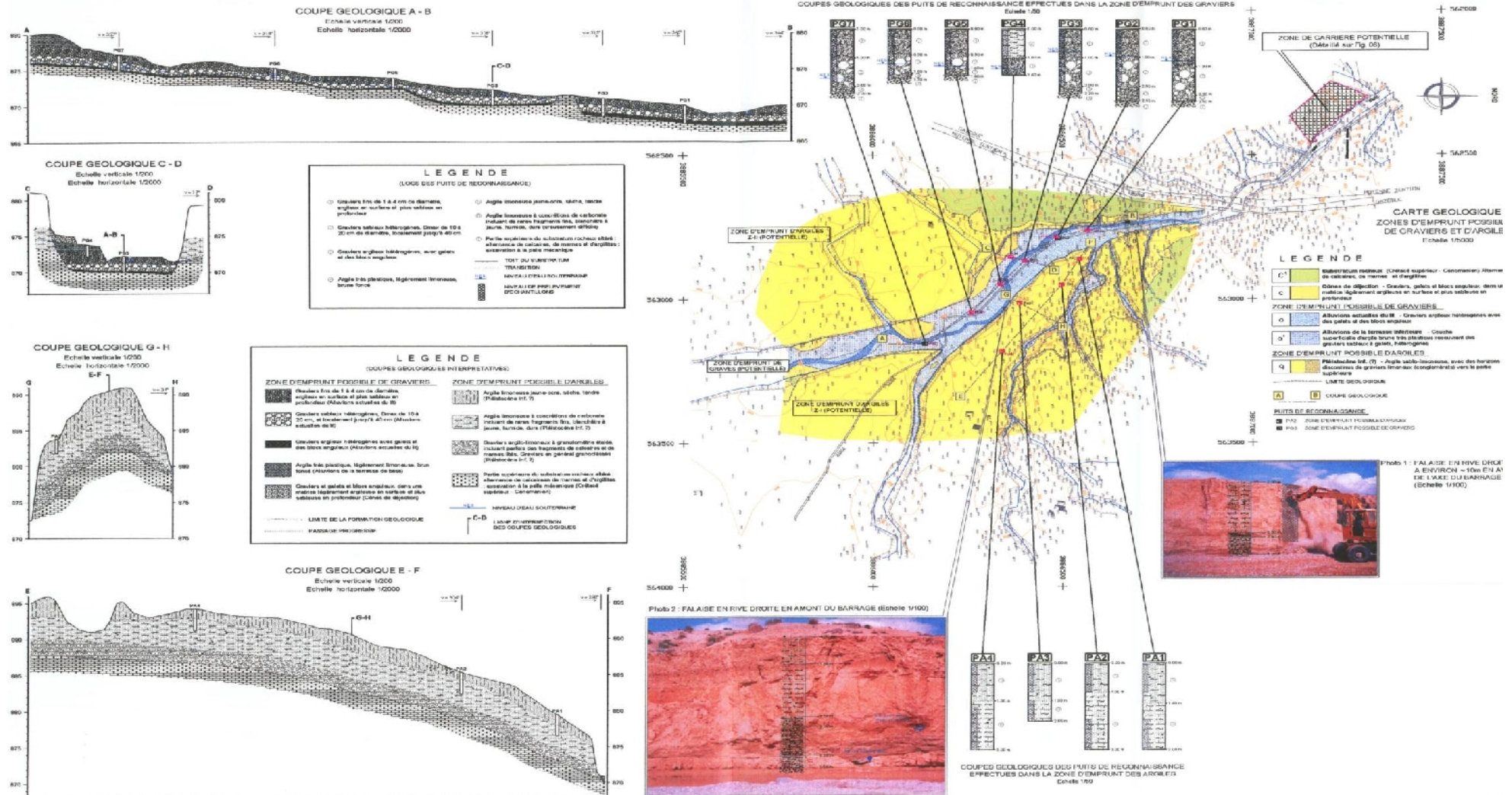


PROFONDEUR Echelle 1/100	Profondeur totale: 30.00 m		Date: 13/01/03 - 31/01/03		Coordonnées: X 562797.51 Y 3886877.20		Cote terrain: 877.47 m ouverture du tube piézométrique: m		Azimut 0 Inclinaison 0		LOG DE SONDAGE S 4		Feuille 1 Feuilles 2								
	LITHOLOGIE							CAROTTAGE				ESSAIS D'EAU				Diamètre du forage et du tubage (graphique)		Pézomètre		OBSERVATIONS	
	Description	Profondeur (m)	Coupe	Zone altérée	Zone fissurée	Age	Récupération %	R.Q.D. %	Echantillons	Trans-Ch	N.E.S. avant essais	Diagrammes débit - pression (Q/P)	U.L.	N.E.S. en place (mots)	N.E.S. Date						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	Argiles limoneuses, ocre.	1.50				Quaternaire	83					1.00		$K = 1.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$							
2	Argiles limoneuses, brunes avec concrétions de carbonates.	4.00										2.00		$K = 3.7 \times 10^{-5} \text{ m/s}$							
3												3.00		$K = 3.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$							
4	Argiles sablo-limoneuses avec une faible présence de fragments fins de calcaire.	6.00										4.00		$K = 2.1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$							
5	Fragments de calcaires arrondis et anguleux dans une matrice limono-argileuse, délavée en majeure partie lors de la foration.	8.00										5.00		$K = 1.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$							
6	Calcaires très fissurés et altérés.	9.00										6.00		$K = 9.2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$							
7	A 10 m, calcaires altérés et karstifiés en partie.											7.00		$K = 9.7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$							
8	Pendage des couches de 15° à 20°.											8.00		$K = 1.1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$							
9	De 11.5 à 12,3 m, niveau de marnes finement litées.	13.70				Crétacé supérieur - Cénomani	71					9.00									
10	Marnes friables avec interlits de calcaire mameux et d'argillites à pendage voisin de 20°.						100														
11	Marnes et calcaires gris-bruns et argillites de couleur ocre.																				
12																					
13																					
14																					
15																					
16																					
17																					
18																					
19																					
20																					
21																					
22																					
23																					
24																					
25	Marnes friables avec des interlits de calcaires mameux.	26.00				Crétacé supérieur - Cénomani	79				</										

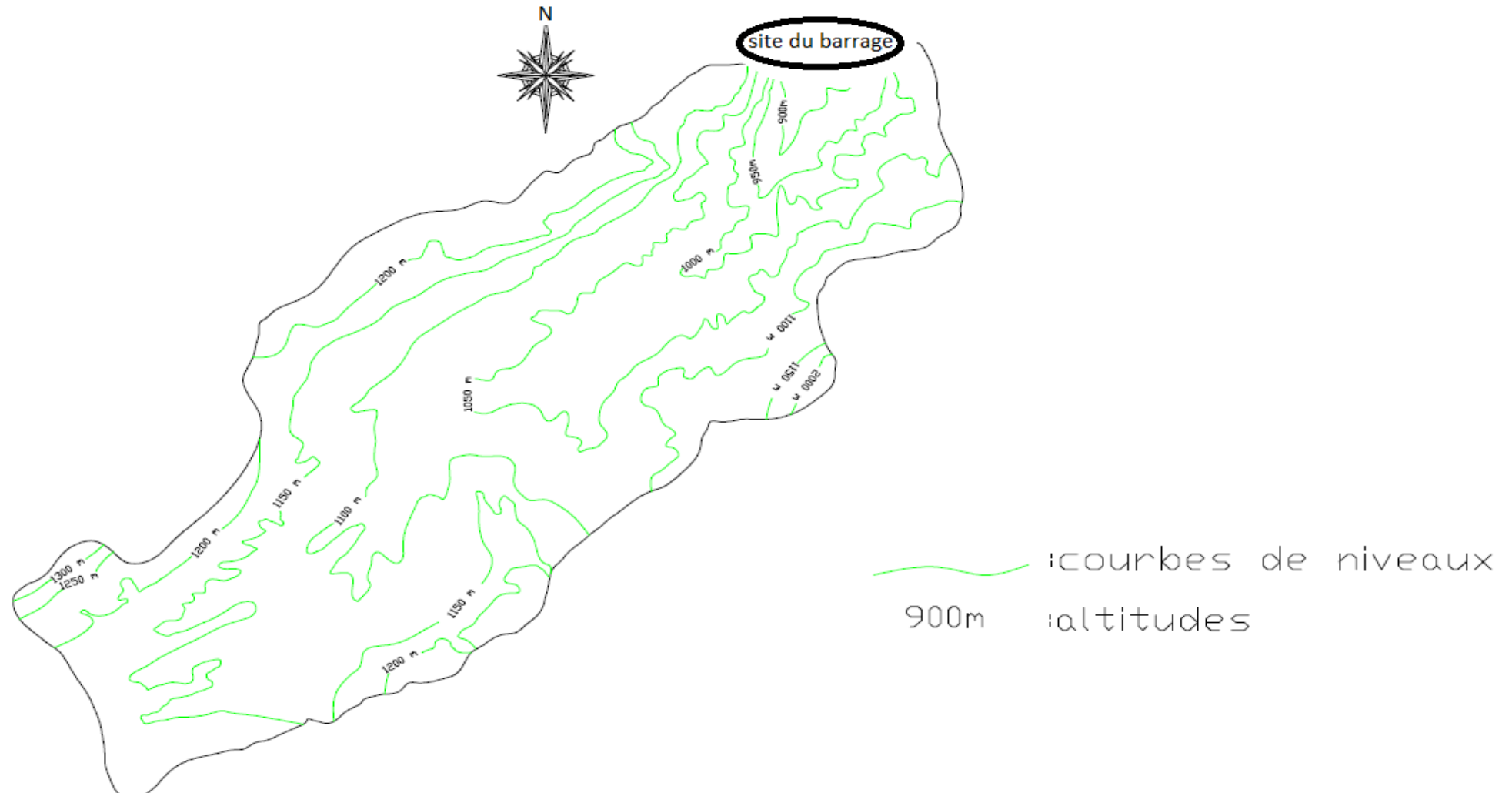
PROFONDEUR Echelle 1/100	Profondeur totale: 30.00 m		Date: 01/02/03 - 22/02/03		Coordonnées: X Y 562959.47 3889579.33		Cote: - terrain: 85.43 m - ouverture du tube piezométrique: m		Azimut 0 Inclinaison 0		LOG DE SONDAGE S 5		Feuille 1 Feuilles 2								
	LITHOLOGIE					CAROTTAGE				ESSAIS D'EAU				OBSERVATIONS							
	Description	Profondeur (m)	Coupe	Zone altérée	Zone fissurée	Age	Précis	Récupération %	R.Q.D. %	Echantillons	NES avant essais	Diagrammes débit - pression (Q / P)	UL	Diamètre du forage et du tubage (graphique)	Pégomètre	NES					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	Argile limonneuse ocre.					Quaternaire								1.00	$K = 1.5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$						
2		2.00												2.00	$K = 2.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$						
3	Argile limo-sableuse avec concrétions de carbonates.													3.00	$K = 8.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
4														4.00	$K = 4.3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
5		5.00												5.00	$K = 3.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
6	Argile sablo-limonneuse avec de rares fragments de calcaire.													6.00	$K = 2.3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
7														7.00	$K = 3.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
8														8.00	$K = 2.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
9		9.00												9.00	$K = 1.9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
10	Fragment de calcaires arrondis dans une matrice limo-sableuse, délavée en majeure partie lors de la foration.													10.00	$K = 1.9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$						
11		11.00																			
12	Calcaires très fissurés, altérés et karstifiés.													12.20							
13		13.00												7.50							
14	Calcaires marneux, altérés, ocre; karstifiés le long des fractures.													15.00							
15		15.00																			
16	Marnes laminaires + argilleuses, ocre et grises, par endroits altérées.													2.50							
17	Exposée à l'air la carotte se désagrège (effet de relaxation).													19.00							
18	Pendage des couches 15°-20°.																				
19	Intercalaire de bancs de calcaires marneux fissurés, altérés et karstifiés le long des fractures.													2.40							
20														21.00							
21														20.15							
22																					
23																					
24		24.00												24.00							
25	Alternance de marnes et de calcaires marneux et bréchiques.																				

[illegible]

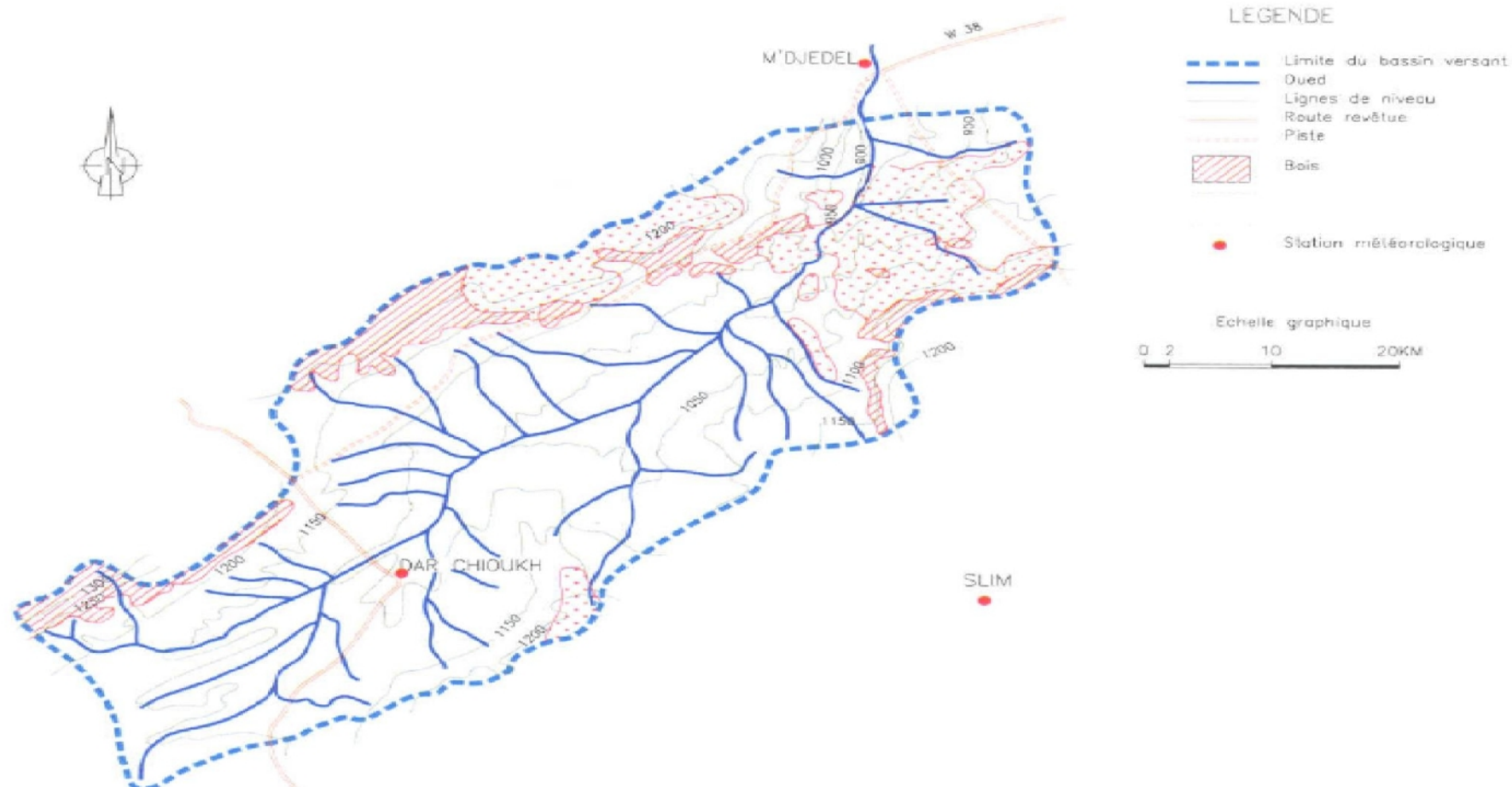
Annexe n°05 : coupe géologique de la zone d'emprunt



Annexe n°06 : topographique du bassin versant (échelle 1/ 50000)



Annexe n°07 : réseau hydrographique du bassin versant .



Annexe n°08 : homogénéisation des données pluviométriques

test de la médiane				
année	Pmax j(mm)	série classée	série non classée	signe
1967/1968	29.7	10	29.7	+
1968/1969	35.2	14.6	35.2	+
1969/1970	51.2	16.9	51.2	+
1970/1971	18.8	16.9	18.8	-
1971/1972	16.9	18.1	16.9	-
1972/1973	28.6	18.5	28.6	+
1973/1974	29.1	18.8	29.1	+
1974/1975	20.1	18.9	20.1	-
1975/1976	30.6	20.1	30.6	+
1976/1977	23.2	20.8	23.2	-
1977/1978	18.1	20.8	18.1	-
1978/1979	10	20.8	10	-
1979/1980	25.7	21.1	25.7	-
1980/1981	22.1	22.1	22.1	-
1981/1982	40.2	22.5	40.2	+
1982/1983	28.3	23.2	28.3	+
1983/1984	14.6	24.8	14.6	-
1984/1985	21.1	25.7	21.1	-
1985/1986	40.4	26	40.4	+
1986/1987	28.5	26.7	28.5	+
1987/1988	26.7	28.3	26.7	+
1988/1989	36.7	28.3	36.7	-
1989/1990	32.3	28.5	32.3	+
1990/1991	39	28.6	39	+
1991/1992	41.8	28.9	41.8	+
1992/1993	20.8	29.1	20.8	-
1993/1994	16.9	29.7	16.9	-
1994/1995	20.8	30.5	20.8	-
1995/1996	30.5	30.6	30.5	+
1996/1997	18.5	31.6	18.5	-
1997/1998	28.3	32.3	28.3	+
1998/1999	26	33	26	-
1999/2000	33	34.2	33	+
2000/2001	24.8	35.2	24.8	-
2001/2002	28.9	35.5	28.9	+
2002/2003	31.6	36.7	31.6	+
2003/2004	20.8	39	20.8	-
2004/2005	22.5	40.2	22.5	-
2005/2006	18.9	40.4	18.9	-
2006/2007	35.5	41.8	35.5	+
2007/2008	34.2	51.2	34.2	+
médiane		28.3		

Annexe n°09 : les pluies de courte durée.

période	5		10		20		50		100		200		1000		2000		10000	
fréquence	20		10		5		2		1		0.5		0.1		0.05		0.01	
P max,p(%)	34.1		40.2		46.3		54.6		61.2		68.1		85.4		93.6		115	
T(h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	Pmaxt,p% (mm)	I0 (mm/h)	P maxt,p% (mm)	I0 (mm/h)
0.5	15.7	31.44	18.53	37.07	21.35	42.69	25.17	50.35	28.22	56.43	31.40	62.80	39.37	78.75	43.15	86.31	53.02	106.04
1	18.1	18.06	21.29	21.29	24.52	24.52	28.92	28.92	32.41	32.41	36.07	36.07	45.23	45.23	49.57	49.57	60.91	60.91
2	20.7	10.37	24.46	12.23	28.17	14.08	33.22	16.61	37.23	18.62	41.43	20.71	51.95	25.98	56.94	28.47	69.96	34.98
3	22.5	7.50	26.52	8.84	30.55	10.18	36.02	12.01	40.38	13.46	44.93	14.98	56.34	18.78	61.75	20.58	75.87	25.29
4	23.8	5.96	28.09	7.02	32.36	8.09	38.16	9.54	42.77	10.69	47.59	11.90	59.68	14.92	65.41	16.35	80.37	20.09
5	24.9	4.98	29.37	5.87	33.83	6.77	39.90	7.98	44.72	8.94	49.76	9.95	62.40	12.48	68.40	13.68	84.03	16.81
6	25.8	4.31	30.47	5.08	35.09	5.85	41.38	6.90	46.38	7.73	51.61	8.60	64.72	10.79	70.94	11.82	87.15	14.53
7	26.7	3.81	31.42	4.49	36.19	5.17	42.67	6.10	47.83	6.83	53.23	7.60	66.75	9.54	73.16	10.45	89.88	12.84
8	27.4	3.42	32.27	4.03	37.17	4.65	43.83	5.48	49.13	6.14	54.67	6.83	68.55	8.57	75.14	9.39	92.32	11.54
9	28.0	3.11	33.04	3.67	38.05	4.23	44.87	4.99	50.30	5.59	55.97	6.22	70.19	7.80	76.93	8.55	94.52	10.50
10	28.6	2.86	33.74	3.37	38.86	3.89	45.83	4.58	51.37	5.14	57.16	5.72	71.68	7.17	78.57	7.86	96.53	9.65
11	29.2	2.65	34.39	3.13	39.61	3.60	46.71	4.25	52.36	4.76	58.26	5.30	73.06	6.64	80.08	7.28	98.39	8.94
12	29.7	2.47	35.00	2.92	40.31	3.36	47.53	3.96	53.28	4.44	59.28	4.94	74.35	6.20	81.48	6.79	100.11	8.34
13	30.2	2.32	35.56	2.74	40.96	3.15	48.30	3.72	54.14	4.16	60.24	4.63	75.54	5.81	82.80	6.37	101.73	7.83
14	30.6	2.19	36.09	2.58	41.57	2.97	49.02	3.50	54.95	3.92	61.14	4.37	76.67	5.48	84.03	6.00	103.25	7.37
15	31.0	2.07	36.59	2.44	42.15	2.81	49.70	3.31	55.71	3.71	61.99	4.13	77.74	5.18	85.20	5.68	104.68	6.98
16	31.4	1.97	37.07	2.32	42.69	2.67	50.35	3.15	56.43	3.53	62.80	3.92	78.75	4.92	86.31	5.39	106.04	6.63
17	31.8	1.87	37.52	2.21	43.21	2.54	50.96	3.00	57.12	3.36	63.56	3.74	79.71	4.69	87.36	5.14	107.34	6.31
18	32.2	1.79	37.95	2.11	43.71	2.43	51.55	2.86	57.78	3.21	64.29	3.57	80.63	4.48	88.37	4.91	108.57	6.03
19	32.5	1.71	38.36	2.02	44.19	2.33	52.11	2.74	58.41	3.07	64.99	3.42	81.50	4.29	89.33	4.70	109.75	5.78
20	32.9	1.64	38.76	1.94	44.64	2.23	52.64	2.63	59.01	2.95	65.66	3.28	82.34	4.12	90.25	4.51	110.88	5.54
21	33.2	1.58	39.14	1.86	45.08	2.15	53.16	2.53	59.59	2.84	66.31	3.16	83.15	3.96	91.13	4.34	111.97	5.33
22	33.5	1.52	39.51	1.80	45.50	2.07	53.66	2.44	60.14	2.73	66.93	3.04	83.93	3.81	91.99	4.18	113.02	5.14
23	33.8	1.47	39.86	1.73	45.91	2.00	54.14	2.35	60.68	2.64	67.52	2.94	84.68	3.68	92.81	4.04	114.03	4.96
24	34.1	1.42	40.20	1.68	46.30	1.93	54.60	2.28	61.20	2.55	68.10	2.84	85.40	3.56	93.60	3.90	115.00	4.79

Annexe n°10 : les débits de crue pour différents période de retour.

temps(h)	périodes de retour					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.52	1.89	2.30	2.56	3.28	3.87
2	6.09	7.58	9.18	10.23	13.13	15.49
3	13.69	17.05	20.66	23.02	29.54	34.85
4	24.34	30.31	36.73	40.93	52.51	61.96
5	38.04	47.35	57.39	63.95	82.04	96.82
6	54.77	68.19	82.64	92.08	118.14	139.42
7	74.55	92.81	112.49	125.33	160.81	189.76
8	97.38	121.22	146.92	163.70	210.03	247.86
9	123.24	153.42	185.95	207.19	265.82	313.69
10	152.15	189.41	229.56	255.79	328.18	387.27
11	184.10	229.19	277.77	309.50	397.10	468.60
12	219.10	272.75	330.57	368.33	472.58	557.67
13	257.14	320.10	387.96	432.28	554.62	654.49
14	298.22	371.24	449.94	501.34	643.23	759.06
15	342.34	426.17	516.52	575.52	738.40	871.37
16	389.51	484.89	587.68	654.81	840.14	991.42
17	365.67	455.21	551.71	614.73	788.71	930.74
18	342.82	426.77	517.24	576.32	739.43	872.58
19	320.95	399.54	484.23	539.55	692.25	816.90
20	300.02	373.49	452.66	504.37	647.12	763.65
21	280.03	348.60	422.50	470.76	603.99	712.75
22	242.74	302.18	366.24	408.08	523.57	617.85
23	225.41	280.61	340.09	378.94	486.19	573.74
24	208.92	260.08	315.22	351.22	450.63	531.77
25	178.40	222.09	269.17	299.91	384.80	454.09
26	164.32	204.56	247.93	276.25	354.43	418.26
27	151.01	187.99	227.84	253.86	325.71	384.36
28	138.43	172.33	208.86	232.72	298.58	352.35
29	126.57	157.57	190.97	212.78	273.00	322.16
30	115.41	143.67	174.13	194.02	248.93	293.75
31	104.93	130.62	158.31	176.39	226.31	267.07
32	95.10	118.38	143.48	159.87	205.11	242.05
33	85.90	106.93	129.60	144.41	185.28	218.64
34	77.32	96.25	116.65	129.98	166.76	196.79
35	69.32	86.30	104.59	116.54	149.53	176.45
36	61.90	77.06	93.40	104.07	133.52	157.56
37	55.03	68.51	83.03	92.51	118.70	140.07
38	48.69	60.61	73.46	81.85	105.02	123.93
39	42.85	53.35	64.65	72.04	92.43	109.07

40	37.50	46.69	56.58	63.05	80.89	95.46
41	32.62	40.60	49.21	54.83	70.35	83.02
42	28.18	35.08	42.51	47.37	60.77	71.72
43	24.16	30.07	36.45	40.61	52.11	61.49
44	20.54	25.57	30.99	34.53	44.30	52.28
45	17.30	21.54	26.11	29.09	37.32	44.04
46	14.43	17.96	21.77	24.25	31.12	36.72
47	11.89	14.80	17.93	19.98	25.64	30.26
48	9.66	12.03	14.58	16.25	20.85	24.60
49	7.74	9.63	11.67	13.01	16.69	19.70
50	6.09	7.58	9.18	10.23	13.13	15.49
51	4.69	5.84	7.07	7.88	10.11	11.93
52	3.52	4.38	5.31	5.92	7.60	8.96
53	2.57	3.20	3.87	4.32	5.54	6.54
54	1.80	2.24	2.72	3.03	3.89	4.59
55	1.21	1.50	1.82	2.03	2.61	3.07
56	0.76	0.95	1.15	1.28	1.64	1.94
57	0.44	0.55	0.66	0.74	0.95	1.12
58	0.23	0.28	0.34	0.38	0.49	0.57
59	0.10	0.12	0.14	0.16	0.21	0.24
60	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07
61	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Annexe n°11 : La composante pluri-annuelle

n	$\sqrt{n}$	C_v	C_s	$F_{(n)p\%}$	$K_{p\%}$	$Z_{p\%}$
1	1.000	0.700	1.920	-0.78	0.4540	0.4060
2	1.414	0.495	1.358	-0.84	0.5842	0.5516
3	1.732	0.404	1.109	-0.85	0.6565	0.6106
4	2.000	0.350	0.960	-0.85	0.7025	0.6300
5	2.236	0.313	0.859	-0.85	0.7339	0.6305
6	2.449	0.286	0.784	-0.85	0.7571	0.6174
7	2.646	0.265	0.726	-0.85	0.7751	0.5942
8	2.828	0.247	0.679	-0.85	0.7896	0.5629
9	3.000	0.233	0.640	-0.85	0.8017	0.5250
10	3.162	0.221	0.607	-0.85	0.8118	0.4816
11	3.317	0.211	0.579	-0.85	0.8206	0.4334
12	3.464	0.202	0.554	-0.85	0.8282	0.3811
13	3.606	0.194	0.533	-0.85	0.8350	0.3253
14	3.742	0.187	0.513	-0.85	0.8410	0.2663
15	3.873	0.181	0.496	-0.85	0.8464	0.2044
16	4.000	0.175	0.480	-0.85	0.8513	0.1400
17	4.123	0.170	0.466	-0.85	0.8557	0.0732
18	4.243	0.165	0.453	-0.85	0.8598	0.0044
19	4.359	0.161	0.440	-0.85	0.8635	-0.0665
20	4.472	0.157	0.429	-0.85	0.8670	-0.1391
21	4.583	0.153	0.419	-0.85	0.8702	-0.2134
22	4.690	0.149	0.409	-0.85	0.8731	-0.2892
23	4.796	0.146	0.400	-0.85	0.8759	-0.3665
24	4.899	0.143	0.392	-0.85	0.8785	-0.4451
25	5.000	0.140	0.384	-0.85	0.8810	-0.5250
26	5.099	0.137	0.377	-0.85	0.8833	-0.6061
27	5.196	0.135	0.370	-0.85	0.8855	-0.6883
28	5.292	0.132	0.363	-0.85	0.8876	-0.7716
29	5.385	0.130	0.357	-0.85	0.8895	-0.8558
30	5.477	0.128	0.351	-0.85	0.8914	-0.9411
31	5.568	0.126	0.345	-0.85	0.8931	-1.0272
32	5.657	0.124	0.339	-0.85	0.8948	-1.1142
33	5.745	0.122	0.334	-0.85	0.8964	-1.2020
34	5.831	0.120	0.329	-0.85	0.8980	-1.2906
35	5.916	0.118	0.325	-0.85	0.8994	-1.3799
36	6.000	0.117	0.320	-0.85	0.9008	-1.4700
37	6.083	0.115	0.316	-0.85	0.9022	-1.5608
38	6.164	0.114	0.311	-0.85	0.9035	-1.6522
39	6.245	0.112	0.307	-0.85	0.9047	-1.7442
40	6.325	0.111	0.304	-0.85	0.9059	-1.8369
41	6.403	0.109	0.300	-0.85	0.9071	-1.9301
42	6.481	0.108	0.296	-0.85	0.9082	-2.0240

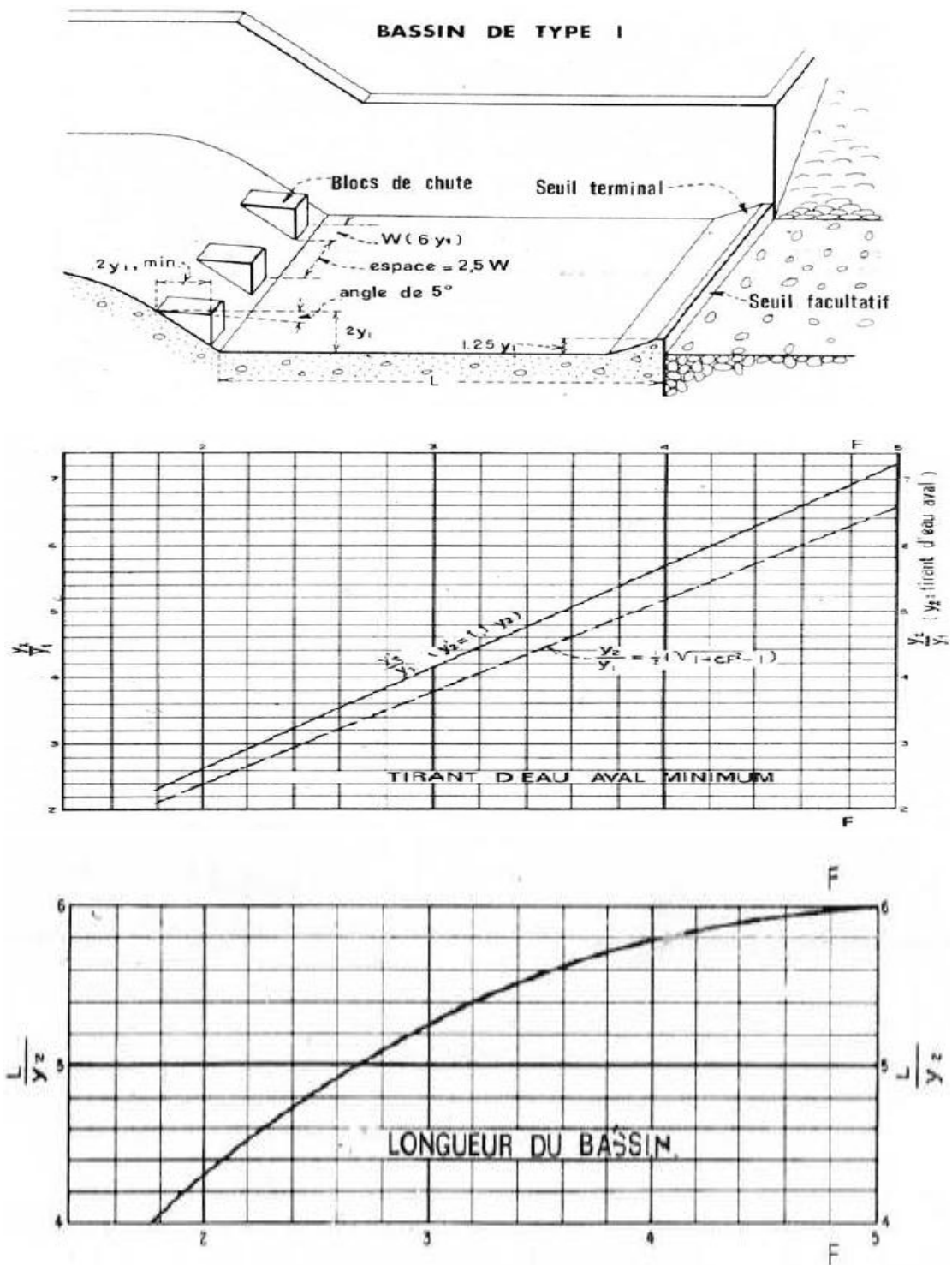
Annexe n°12 : Laminage par la méthode de KOTCHERINE

NNR (m,NGA)	N PHE (m,NGA)	$h_{\max}$ (m)	S PHE (Km ²)	S NNR (Km ²)	V stocké (Mm ³)	V crue (Mm ³)	Q laminé (m ³ /s)	L _{dev} (m)	temps de laminage(h)
901	901.1	0.1	1.73235	1.7	0.172	93.7591	838.59721	12218	62.11
901	901.2	0.2	1.76471	1.7	0.346	93.7591	837.03042	4312	62.23
901	901.3	0.3	1.79706	1.7	0.525	93.7591	835.43465	2343	62.35
901	901.4	0.4	1.82941	1.7	0.706	93.7591	833.80989	1519	62.47
901	901.5	0.5	1.86176	1.7	0.890	93.7591	832.15614	1084	62.59
901	901.6	0.6	1.89412	1.7	1.078	93.7591	830.47339	823	62.72
901	901.7	0.7	1.92647	1.7	1.269	93.7591	828.76166	652	62.85
901	901.8	0.8	1.95882	1.7	1.464	93.7591	827.02094	533	62.98
901	901.9	0.9	1.99118	1.7	1.661	93.7591	825.25123	445	63.12
901	902	1	2.02353	1.7	1.862	93.7591	823.45252	379	63.26
901	902.1	1.1	2.05588	1.7	2.066	93.7591	821.62483	328	63.40
901	902.2	1.2	2.08823	1.7	2.273	93.7591	819.76815	287	63.54
901	902.3	1.3	2.12059	1.7	2.483	93.7591	817.88247	254	63.69
901	902.4	1.4	2.15294	1.7	2.697	93.7591	815.96781	227	63.84
901	902.5	1.5	2.18529	1.7	2.914	93.7591	814.02416	204	63.99
901	902.6	1.6	2.21765	1.7	3.134	93.7591	812.05151	185	64.14
901	902.7	1.7	2.25000	1.7	3.357	93.7591	810.04988	168	64.30
901	902.8	1.8	2.28235	1.7	3.584	93.7591	808.01926	154	64.46
901	902.9	1.9	2.31471	1.7	3.814	93.7591	805.95964	142	64.63
901	903	2	2.34706	1.7	4.047	93.7591	803.87104	131	64.80
901	903.1	2.1	2.37941	1.7	4.283	93.7591	801.75345	121	64.97
901	903.2	2.2	2.41176	1.7	4.523	93.7591	799.60686	113	65.14
901	903.3	2.3	2.44412	1.7	4.766	93.7591	797.43129	105	65.32
901	903.4	2.4	2.47647	1.7	5.012	93.7591	795.22672	99	65.50
901	903.5	2.5	2.50882	1.7	5.261	93.7591	792.99317	92	65.69
901	903.6	2.6	2.54118	1.7	5.514	93.7591	790.73063	87	65.87
901	903.7	2.7	2.57353	1.7	5.769	93.7591	788.43909	82	66.07
901	903.8	2.8	2.60588	1.7	6.028	93.7591	786.11857	77	66.26
901	903.9	2.9	2.63823	1.7	6.290	93.7591	783.76906	73	66.46
901	904	3	2.67059	1.7	6.556	93.7591	781.39055	69	66.66
901	904.1	3.1	2.70294	1.7	6.825	93.7591	778.98306	66	66.87
901	904.2	3.2	2.73529	1.7	7.096	93.7591	776.54657	63	67.08
901	904.3	3.3	2.76765	1.7	7.372	93.7591	774.0811	59	67.29
901	904.4	3.4	2.80000	1.7	7.650	93.7591	771.58663	57	67.51
901	904.5	3.5	2.80000	1.7	7.875	93.7591	769.57048	54	67.68

Annexe n°13 : Paramètres hydraulique obtenus par logiciel HEC-RAS dans le coursier.

Section à pas de 10 m	cote de fond(m)	tirants d'eau(m)	profondeurs critique(m)	pente d'énergie (m/m)	vitesse d'écoulement (m/s)	hauteurs des murs bajoyers (m)
1	896.88	5.44	5.44	0.001895	9.62	6.3
2	896.24	4.33	5.43	0.003696	11.53	5.3
3	895.61	3.93	5.42	0.004908	12.47	5.0
4	894.97	3.67	5.43	0.006033	13.2	4.7
5	894.34	3.48	5.43	0.007132	13.83	4.6
6	893.7	3.31	5.42	0.008217	14.39	4.4
7	893.06	3.18	5.43	0.009294	14.89	4.3
8	892.43	3.06	5.42	0.010367	15.36	4.2
9	891.79	2.97	5.42	0.011434	15.78	4.2
10	891.15	2.89	5.43	0.012506	16.19	4.1
11	890.52	2.81	5.42	0.013573	16.56	4.0
12	889.88	2.74	5.43	0.014637	16.92	4.0
13	889.24	2.68	5.43	0.0157	17.26	3.9
14	888.61	2.62	5.42	0.016753	17.58	3.9
15	887.97	2.57	5.43	0.017803	17.88	3.9
16	887.34	2.53	5.43	0.018848	18.17	3.8
17	886.7	2.48	5.42	0.019878	18.45	3.8
18	886.06	2.44	5.43	0.020897	18.71	3.8
19	885.43	2.4	5.42	0.021911	18.97	3.7
20	884.79	2.37	5.42	0.02291	19.21	3.7
21	884.15	2.34	5.43	0.023901	19.44	3.7
22	883.52	2.3	5.42	0.024877	19.66	3.7
23	882.88	2.28	5.43	0.025842	19.88	3.6
24	882.25	2.25	5.42	0.026793	20.08	3.6
25	881.61	2.23	5.42	0.027727	20.28	3.6
26	880.97	2.21	5.43	0.028652	20.47	3.6
27	880.34	2.18	5.42	0.029556	20.65	3.6
28	879.7	2.16	5.42	0.030447	20.83	3.6
29	879.06	2.14	5.43	0.031326	21	3.6
30	878.43	2.12	5.42	0.032184	21.16	3.5
31	877.79	2.11	5.43	0.03303	21.32	3.5
32	877.15	2.09	5.43	0.033861	21.47	3.5
33	876.52	2.07	5.42	0.034673	21.62	3.5
34	876.2	2.06	5.42	0.035072	21.69	3.5
				vitesse moy	17.839	

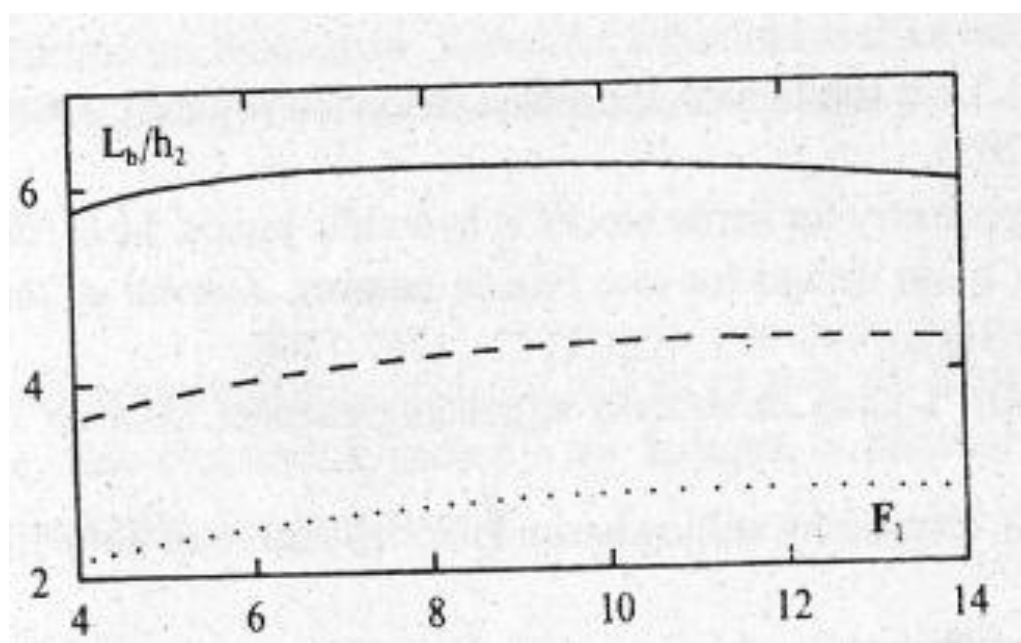
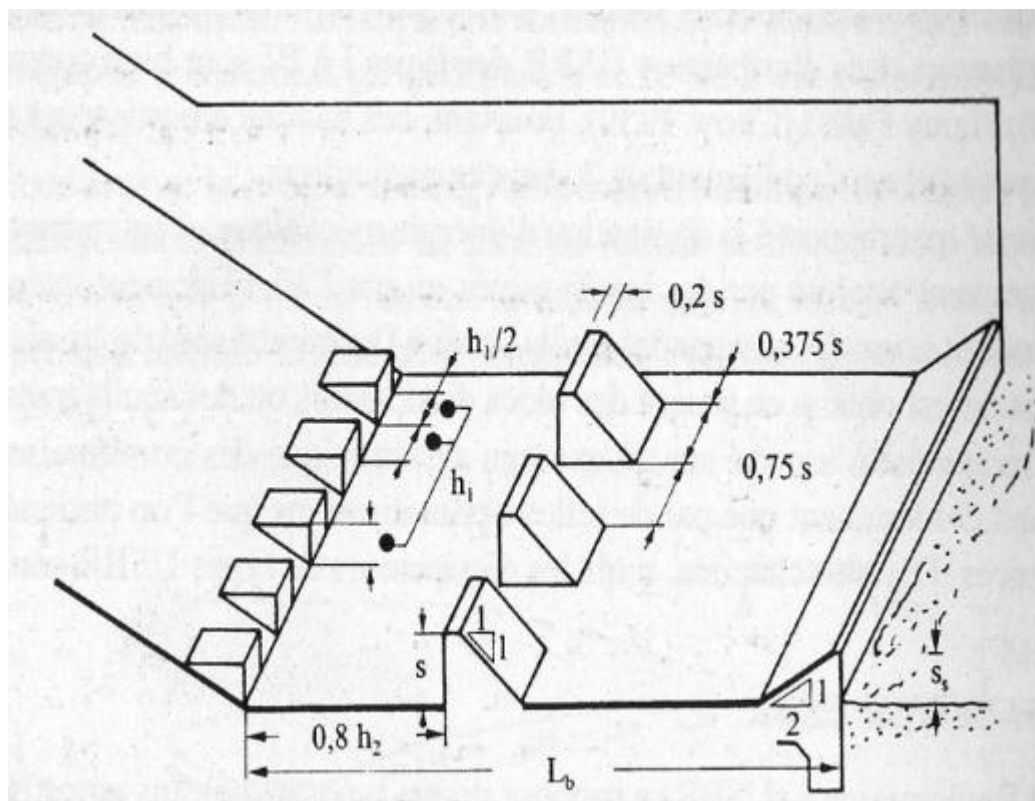
Annexe n°14: abaque de dimensionnement bassin type I



Annexe n°16 : Paramètres hydraulique obtenus par logiciel HEC-RAS dans le coursier.

section à pas de 10m	cote de fond(m)	tirants d'eau(m)	profondeurs critique(m)	pente d'énergie (m/m)	vitesse d'écoulement (m/s)	hauteurs des murs bajoyers(m)
1	888	6.94	6.94	0.002282	9.23	7
2	887.5	5.83	6.91	0.003721	10.1	6.8
3	887	5.39	6.91	0.004623	10.49	6.6
4	886.5	5.1	6.91	0.005427	10.66	6.5
5	886	4.87	6.91	0.00619	10.78	6.3
6	885.5	4.68	6.91	0.006923	10.93	6.1
7	885	4.52	6.91	0.007639	11.02	6.0
8	884.5	4.39	6.91	0.008343	11.42	5.9
9	884	4.27	6.91	0.009036	11.47	5.8
10	883.5	4.16	6.91	0.009718	11.59	5.7
11	883	4.07	6.91	0.010396	11.62	5.6
12	882.5	3.98	6.91	0.011069	11.65	5.5
13	882	3.9	6.91	0.011732	11.73	5.5
14	881.5	3.83	6.91	0.012393	12.47	5.4
15	881	3.76	6.91	0.013043	12.54	5.4
16	880.5	3.7	6.91	0.013686	12.69	5.3
17	880	3.64	6.91	0.014323	12.72	5.3
18	879.5	3.59	6.91	0.014955	12.75	5.2
19	879	3.54	6.91	0.015581	12.89	5.2
20	878.5	3.49	6.91	0.016202	12.28	5.1
21	878	3.45	6.91	0.016816	12.32	5.1
22	877.5	3.41	6.91	0.017423	12.38	5.1
23	877	3.37	6.91	0.018024	12.4	5.0
24	876.5	3.33	6.91	0.01862	12.56	5.0
25	876	3.29	6.91	0.019208	12.89	5.0
26	875.5	3.26	6.91	0.01979	13.02	5.0
27	875	3.23	6.91	0.020365	13.1	4.9
28	874.5	3.2	6.91	0.020933	14.05	4.9
29	874	3.17	6.91	0.021496	14.1	4.9
30	873.5	3.14	6.91	0.022052	14.2	4.9
31	873	3.12	6.91	0.022599	14.5	4.9
				la vitesse moyenne	12.146	

Annexe n°17: abaque de dimensionnement bassin de dissipation type II



Annexe n°15 : Les résultats de similitude de Froude.

section de contrôle amont	paramètres hydrauliques	nombre de Froude Fr	charge déversant	débit	vitesse d'écoulement
	modèle	1,22	10,89cm	143 l/s	2.5m/s
	prototype	1,22	1,02m	791,7m ³ /s	8.76m/s
section de contrôle aval	paramètres hydrauliques	nombre de Froude Fr	tirant d'eau	débit	vitesse d'écoulement
	modèle	1,59	9,1cm	143l/s	3,75m/s
	prototype	1,59	2,8m	791,7m ³ /s	11,6m/s

Annexe n°18 : Diagramme des contraintes sur la semelle.

