I. SYNTHESE DE L'ETUDE LA FAISABILITE

Objectif du barrage :

L'objectif du barrage est de mobiliser les ressources de surface par des reservoirs de régularisation de oued M'djedel pour l'alimentation en eau poutable et afin d'alimenter les périmétres irrigués existants (environ 300 ha), ainsi la recharge de la nappe phréatique pour utiliser les reservoirs soutérrains comme reservoir de régularisation,pour faciliter les pompages ultérieurs. Donc la vocation du barrage est double, il sera destiné

- A l'irrigation des terres agricoles (communes de M'Djedel , Menaa, Temsa).
- A l'alimentation en eau potable. (Source ANBT):

I.1 Description de l'ouvrage

I.1.1 Localisation de l'ouvrage :

Le barrage M'djedel se situe sur l'oued qui porte le même nom (oued M'djedel), dans la willaya de M'sila, l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'études Coyne et Bellier (France) (source ANBT):

Il est situé à 3 Km en amont de la commune de 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 31 du site sont X=562,750 Km ; Y=3887,145 Km ; Z=869 m, NGA (fond de la vallée)

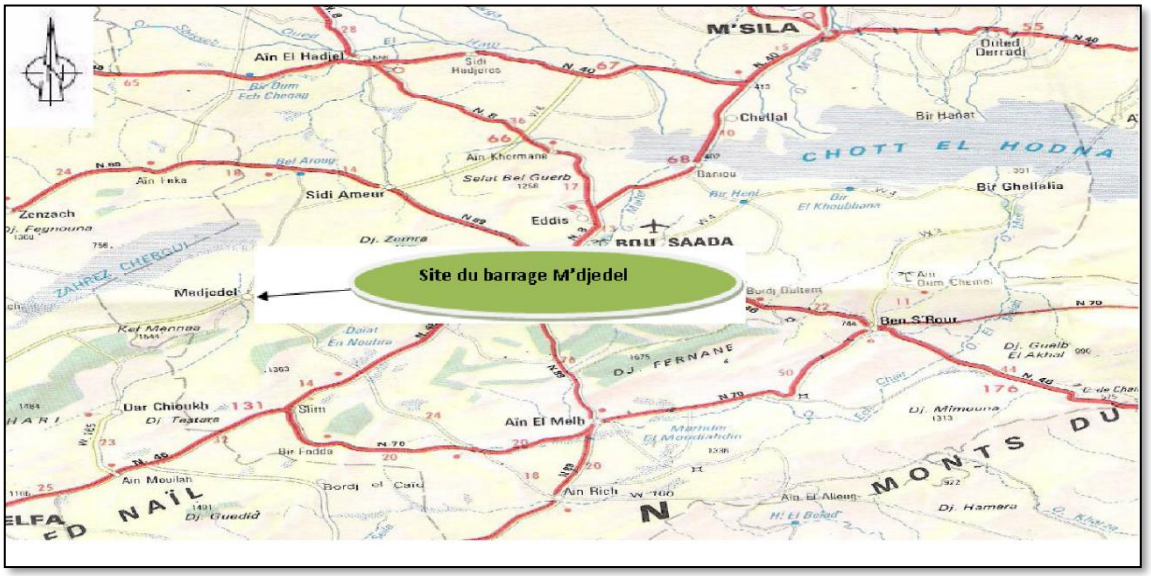

Figure I. 1 L'emplacement de site du barrage M'djedel. (Source : A.N.B.T)

I.1.2 Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

I.1.2.1 Digue :

- Variante retenue : barrage en alluvions avec noyau central imperméable en argile
- Côte de la crête : 908.14 m NGA
- Pente de talus amont : 2.8/1.
- Pente de talus aval : 2.2/1.
- Protection des talus : -Amont : Rip Rap d'épaisseur 60 cm (m).
  - Aval : couche d'enrochements de 60 cm.

I.1.2.2 Evacuateur de crue :

La protection du barrage vis-à-vis les crues sera assurée par un évacuateur de surface bétonné, implanté en rive droite, son seuil est calé à la côte de niveau normale 903.5m NGA.

Sa longueur 90.20m, il est fondé au rocher sain, la présence d'un rideau d'étanchéité sous le seuil déversant permet de limiter le débit de fuite aussi limiter le risque des sous pressions sous les dalles du coursier, le débit de la crue de projet est de 846.12m^3/s pour une crue millénale (1 000 ans) , le système de drainage est prévu sous le coursier de manière à éviter toutes les sous pressions d'eau.

I.1.2.3 Dérivation provisoire :

- **La galerie sous le remblai :**
  La dérivation provisoire de l'oued durant les travaux est assurée par une galerie bétonnée de largeur 3.5m qui a une forme de fer à cheval avec une section de12.69 m^2 et une hauteur de 4m, sa longueur de 143 m, son radier aval est calé à 867m NGA, et 868m NGA à son radier amont.
  En phase définitive, la galerie sous le remblai assure les fonctions telles que la vidange de fond et la prise d'eau.
- **Le batardeau :**
  La protection du chantier contre la crue d'une période de retour 20 ans qui a donné un débit 488.35m3/s, avec une revanche de 1.5m, Ce dernier sera intégré à la digue comme recharge amont de remblai.

I.1.2.4 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 afin d'économiser en matériaux de construction, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Hauteur : 45 m.
- Forme : pentagonal.
- Vanne de garde : 1.8 X 2.4 m.
- Accès à la tour se fait par une passerelle à partir de la crête du barrage.

I.1.2.5 Vidange de fond :

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

I.2 Synthèse des études préliminaires :

I.2.1 Généralités :

Dans cette partie, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique, géophisique et hydrologique.

I.2.2 Etudes topographiques :

La région se présente généralement comme une région à relief modéré et aux pentes moyennes, la plus grande partie du bassin versant d'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 1536 m, le bassin versant à une forme plus ou moins allongée, avec un coefficient de compacité de 1.72, Cette forme allongée, suggère que les crues seront moins catastrophiques au site du barrage, du fait que les eaux de crues drainées par les différents affluents du bassin arriveront avec un certain décalage au site de la retenue.

Tableau I.1 Caractéristiques morphologique de bassin versant

(Source : A.N.B.T)

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 équivalant)	Km	55.98
I (largeur équivalent)	Km	11.52
H max	m, NGA	1536
H moy	m, NGA	1108.45
H min	m, NGA	869
H50%	m, NGA	1060
Dénivelée brute « h »	m	667
Dénivelée utile (H5%-H95%)	m	250
Indice de pente globale	m/m	0.081
Dénivelée spécifique Ds	m	120
Longueur du thalweg principal Lp	Km	52

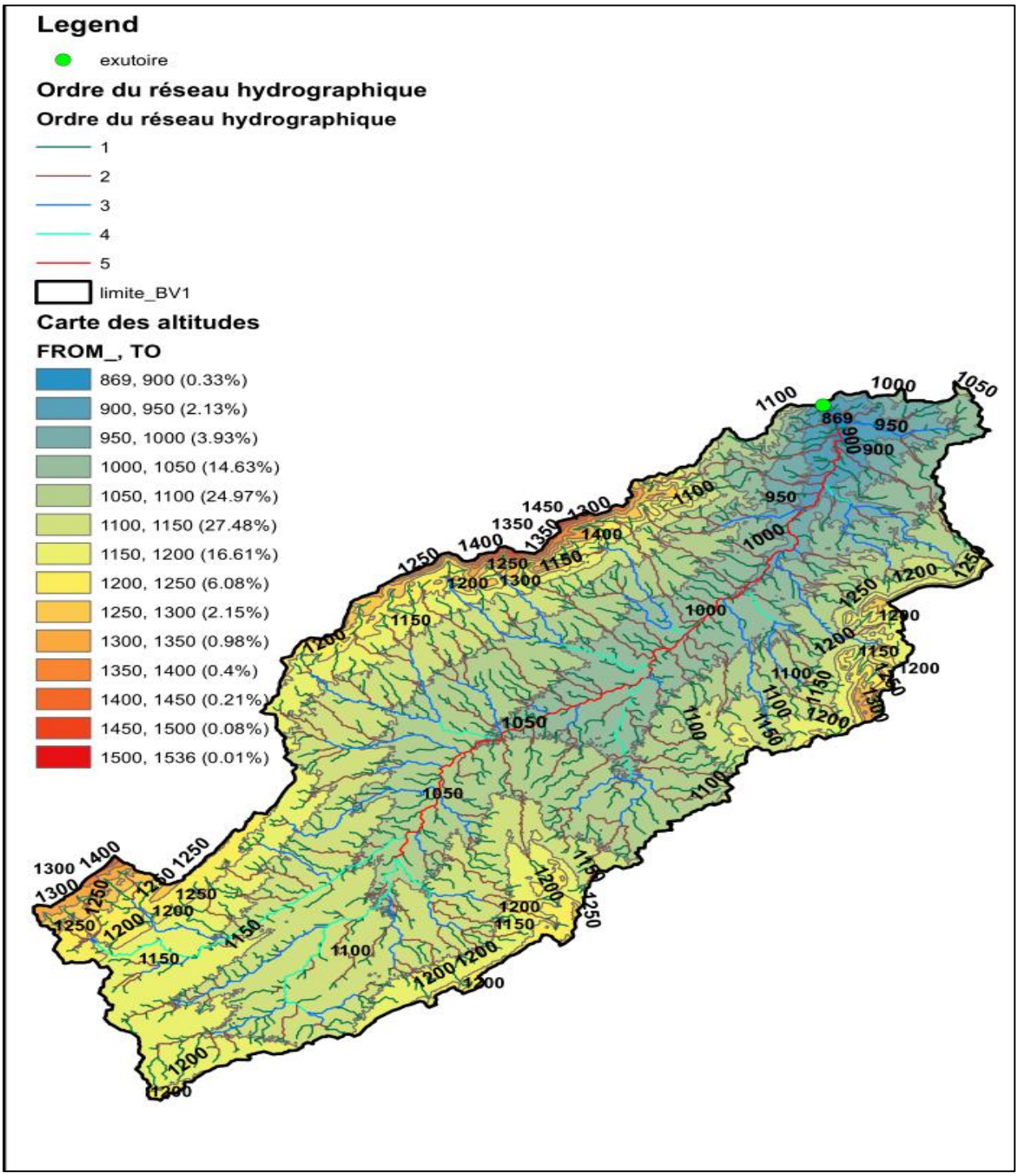

Figure I.2 Topographie de bassin versant de M'djedel

I.2.3 Etude géologique et géotechnique :

I.2.3.1 Contexte géologique régional :

La zone d'étude se situe à la partie 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 inferieur sont exposées dans les parties hautes des reliefs correspondant aux rides anticlinales, tandis que les sédiments du tertiaire continental recouvrent le substratum et occupent les larges dépressions séparant les rides, et le crétacé supérieur est constitué entièrement de sédiments d'origine marine.

- Le crétacé inferieur est constitué par deux unités litho-stratigraphique 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 cénomanien qui est constitué de marnes grises et les débris organiques avec des grés argileux fins, le turonien qui est la 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 :

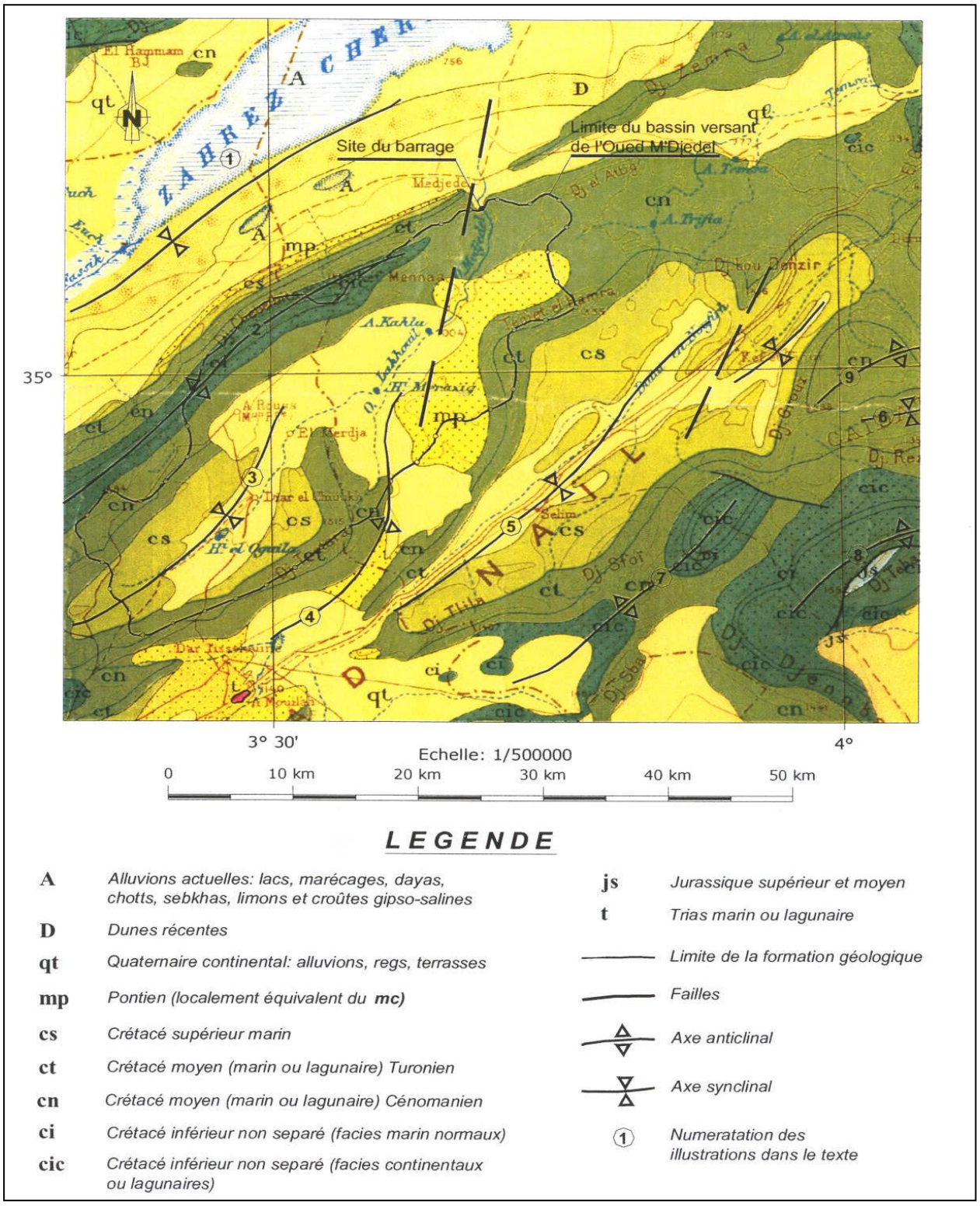

Figure I.3 Carte géologique régionale

(Source A.N.B.T)

I.2.3.1.2 Tectonique régionale:

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

- La dépression 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'echelle 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 Algerien,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 a modéré, aucune étude sismotectonique spécifique a été réalisée à ce stade alors l'évaluation de l'aléa sismique a été basée sur l'analyse de la sismicité historique.

Les coeficients sismiques ont été estimés à partir de corrélations entre l'intensité et l'accélération maximale,pour un séisme d'intensité =7

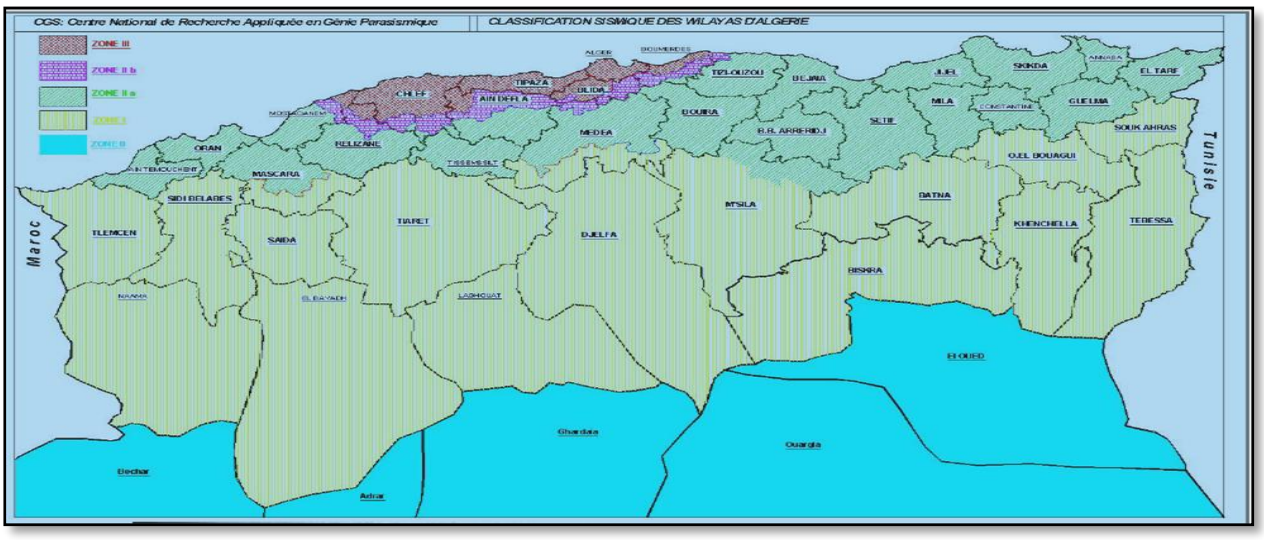

Figure I.4 Carte de micro zonage sismique du territoire national. Source :R.P.A (99) V2003

(Source A.N.B.T)

Tableau I.2 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, l'ouvrage est classé groupe d'usage 2 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage courant), notre ouvrage est implanté 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.
- Quatre-vingt-quatorze (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 :

- Six (6) profils sur site de barrage, un profil suivant l'axe du barrage et cinq profils transversaux, dont un en rive gauche, deux en fond de la vallée et deux en rive droite.
- Un (1) profil sur site de carrière proposé.
- Un (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 représentes par des sols fins dotés de cohésion à l'état sec et par des alluvions plus grossiés 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'encroutement conglomératique, plus résistant a l'érosion.

Dans le fond de la vallée, le substratum est généralement recouvert d'alluvions fluviales Holocènes, ayant jusqu'à 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 à 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 à l'aval du site, entre la station hydrométrique et le village, les bancs calcaires atteignent 40 à 60 cm d'épaisseur, séparés par des inter lits marneux de faible épaisseur.

I.2.3.5 Etude géologique du site de barrage:

I.2.3.5.1 Géologique de site du 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 à 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 recouvrent localement le substratum. D'autre part, l'altération en place du substratum affleurant conduit à la formation d'un horizon peu opales de sol éluvial et de rocher désagrège.

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 propose, les affleurements en rive gauche indiquent l'existence d'un axe de pli anticlinal.

I.2.3.5.2 Les caractéristiques hydrogéologiques:

a) Niveau aquifére :

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 862 m NGA. Dans les deux rives, le niveau de la nappe diminue, comme le montrent les sondages S1 en Rive Gauche (côte 868) et S6 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 S1, S2, S5 et S6 ont été équipés en piézomètres. La lecture régulière du niveau aquifère devrait permettre d'étudier plus en détail les caractéristiques de la nappe phréatique.

b) Mesures de la perméabilité du substratum :

La perméabilité du substratum rocheux serait en général faible à modérée. II 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 probablement 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 sont jugés indispensables, étant donné d'une part les faibles fuites attendues au sein du rocher sain et d'autre part la faible charge hydraulique à laquelle la fondation sera soumise. En effet, bien qu'il existe des vides de dissolution karstique.

I.2.3.5.3 Aspect géotéchnique :

La synthèse des résultats des sondages de reconnaissance et du levé géologique montre que les terrains à l'emplacement du barrage peuvent être attribues 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 du rocher altéré et fracturé et une zone superficielle du rocher complètement altérée (sol éluvial). Celle 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.3 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 montré 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 CaCO3, 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.4 Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les sols cohérents.

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
Granulométrie et sédimentation.	Diamètres des tamisas et vitesses de chutes	$D_{50\%}$,$D_{95\%}$ V	0.07-1.2 -	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 x 10-5 m/s dans la couche supérieure et de 7,2 x 10-5 m/s dans la couche inferieure.

c) Dépôts alluviaux :

Les essais d'identification réalisés sur 7 échantillons ont montrés que ces matériaux sont de classes GW (graviers propres) et SW (sables bien gradué), avec un contenu en fraction 80 µm variable (3 à 35%), et sur la base de l'essai Lefranc, le coefficient de perméabilité est en moyenne de 2,8 x 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 donné les résultats mentionnés ci-après :

La composition granulométrique est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.5 Le résumé des résultats obtenus sur la granulométrie.

Les agrégats	Diamètre des tamisas	Pourcentage des tamisas
Galets grossier	> 100 mm	0 %
Graviers à 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 ω=37-57%.
- Le module de finesse est de m=4.2-5.2.
- La teneur en eau optimale ω opt=6.3-5.7%.
- Le poids volumique sec est de γd max=22.9-23.2 KN/m^3.

Tableau I.6 Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les argiles

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
Sédimentation.	Vitesses 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.2.3.6.2 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 :

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 à 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.7 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 présentées 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 a fournie les résultats comme le montre le tableau suivant :

Tableau I. 8 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	Marno-calcaire
		3850	20	Marne compacte
PS2	Sud-Nord	3850	8	Graviers
		1500	10	Marno-calcaire
		2000	15	Marno-calcaire sain
		2100	10	Marno-calcaire altéré
PS3	Sud-Nord	2290	20	Marne compacte
		3750	5	Argile
PS4	Sud-Nord	740	10	Complexe GLS
		1200	20	Marno-calcaire
		1650-2180	30	Marnes compacte
		5000	35	Argile
PS5	Sud-Nord	530	1	Complexe GLS
		1080	6	Marno-calcaire
		2400	10	Marno-calcaire sain
		4000	20	Marno-calcaire compacte
PS6	Sud-Nord	-	2	-
		1700	10	Marne
		4000	14	Marno-calcaire sain

I.2.3.8 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 plateauxs, 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 actif 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 300 mm et la température de l'air considérée sur le bassin est de 15 C°,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.2.3.9 Rappel hydrologique des résultats:

Les principaux résultats de l'étude hydrologique réalisée par le bureau d'études Coyne et Bellier (France) sont les suivants (source ANBT)

Tableau I. 9 Récapitulatif des résultats hydrologiques de l'étude de faisabilité

Apports liquides (Mm^3/an)	9.34
Apports solides(Mm^3 sur 50 ans)	4.84
Débits de crue de projet(crue millénale m^3/s)	866

Il est à signaler qu'on va refaire cette étude dans ce travail qui est indispensable dans toute étude hydrotechnique.

I.2.4 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.

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 antiérosif du bassin versant amont.
- Optimisation des emplacements des ateliers, 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

En résumé, les conditions naturelles qui règnent dans la région et au site du barrage, bassin à relief modéré et de forme allongée et un contexte géologique dans la zone de retenue qui se caractérisent par une sismicité faible, un substratum rocheux imperméable recouvert par des terrains meubles, avec disponibilité des zones d'emprunt pour le noyau et les recharges sont favorables à la réalisation de barrage en terre et ses ouvrages annexes.

Les travaux de reconnaissance réalisés ont permis de caractériser l'ensemble de la zone de la retenue et le site du barrage s'avère insuffisante, d'autres études géotechniques complémentaires sont nécessaires durant la phase d'exécution.

II. ETUDE HYDROLOGIQUE

Objectif de l'étude :

L'objectif de l'étude est de déterminer les caractéristiques du barrage M'djedel en matière des apports et l'étude des crues, 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.1 Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km2	645
Périmètre		P	km	156
Longueur du thalweg principal		L	km	52
Indice de compacité		KC	-	1,72
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.19
Rectangle équivalent	**Longueur**	Lr	Km	64
	Largeur	lr	Km	10.08
Altitudes	**Maximale**	Hmax	m.NGA	1536
	Moyenne	Hmoy	m.NGA	1108.45
	Médiane	Hmed	m	1060
	Minimale	Hmin	m	869
Indice de pente de Roche		IP	%	0.4
Indice de pente globale		Ig	m/km	3.9
Indice de pente moyenne		Ipm	%	11.81
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	3.3425
Coefficient de torrentialité		Ct	-	8.79
Temps de concentration		tc	h	15
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	3.25

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

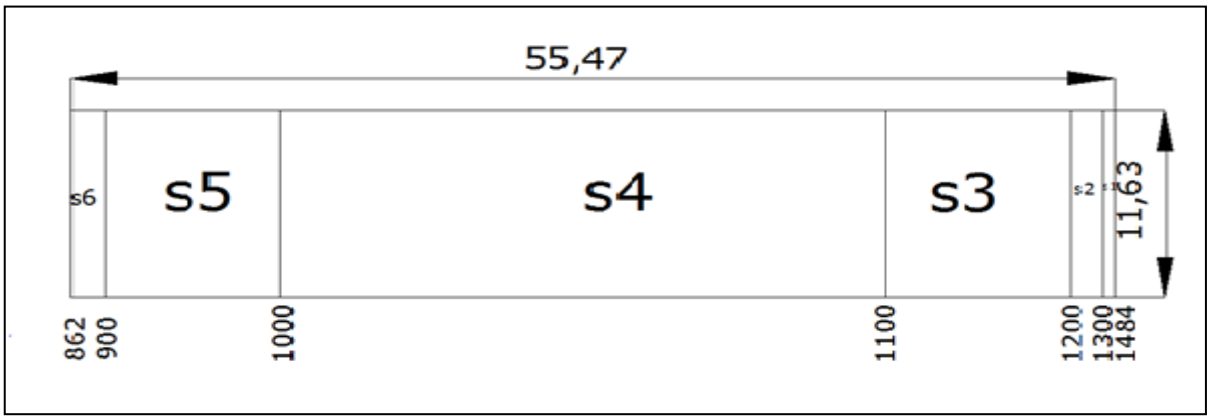

Figure II-1 Rectangle équivalent.

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

Tableau II.2 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 (%)**
1536-1500	884.5	2.13	0.332	2.14	0.33
1500-1450	925	13.73	2.129	15.87	2.46
1450-1400	975	25.37	3.935	41.24	6.40
1400-1350	1025	94.32	14.628	135.57	21.03
1350-1300	1075	161.04	24.974	296.62	46.00
1300-1250	1125	177.19	27.478	473.81	73.48
1250-1200	1175	107.12	16.612	580.94	90.09
1200-1150	1225	39.20	6.079	620.14	96.17
1150-1100	1275	13.86	2.150	634.00	98.32
1100-1050	1325	6.33	0.983	640.34	99.30
1050-1000	1375	2.60	0.404	642.95	99.70
1000-950	1425	1.38	0.214	644.33	99.91
950-900	1475	0.49	0.076	644.82	99.99
900-869	1518	0.04	0.007	644.86	100.00

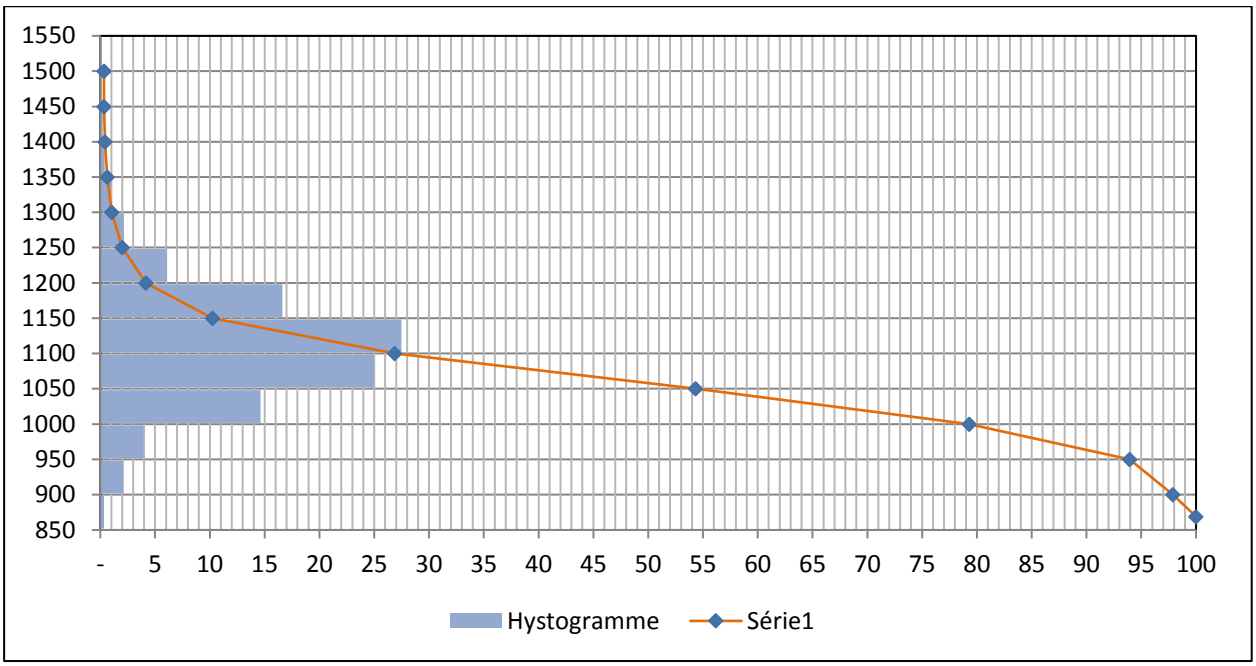

Figure II.2 Courbe hypsométrique

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

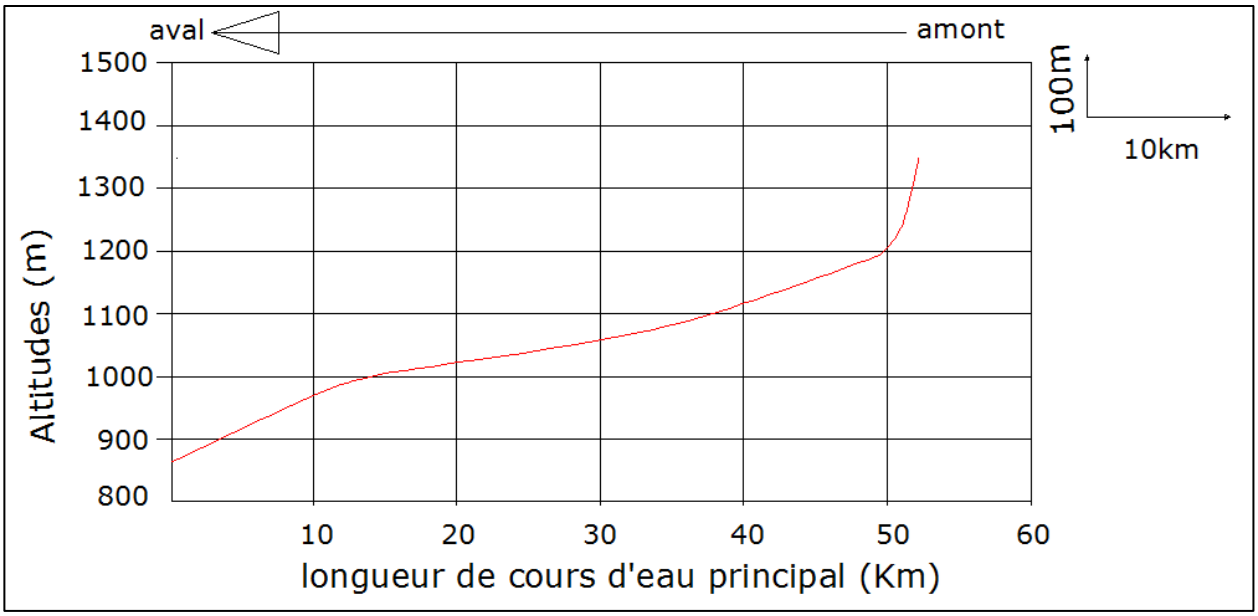

Figure II.3 Profil en long de cours d'eau principal

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.3 Températures(C°) aux stations de Djelfa et M'sila Source : O.N.M

	Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	moy annl
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

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 M'djedel (1069). Aussi les données à Djelfa caractérisent bien la température sur l'ensemble du bassin.

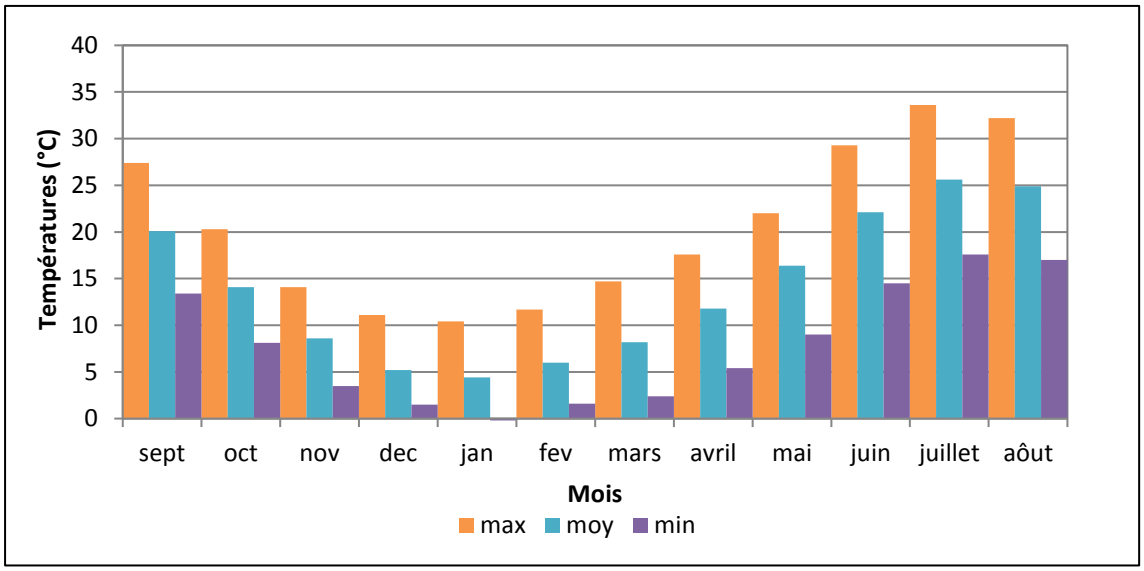

Figure II.4 Répartition mensuelle des températures a la station de Djelfa

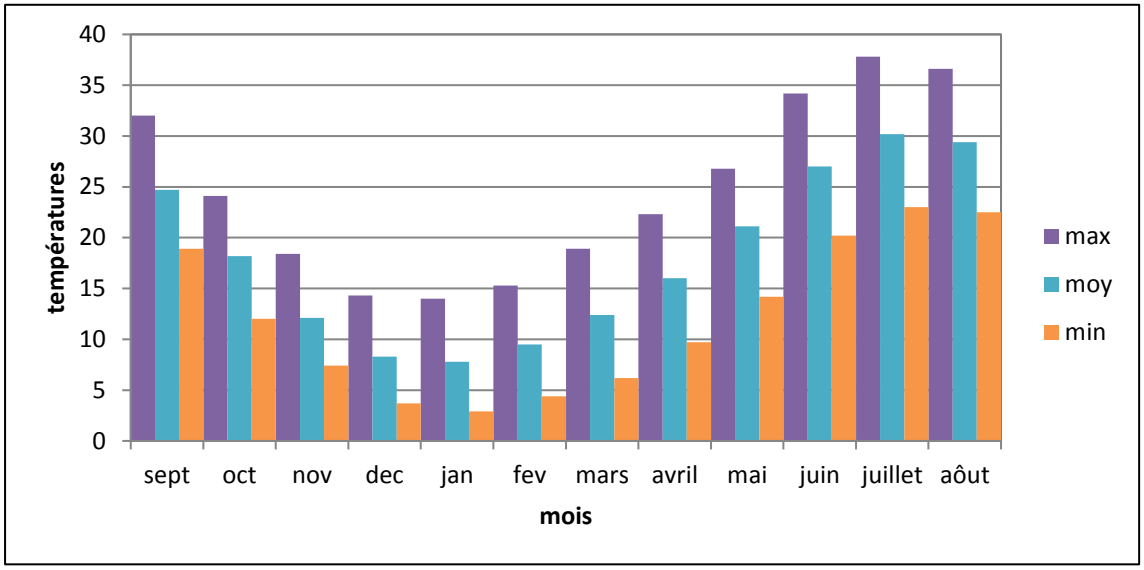

Figure II.5 Répartition mensuelle des températures à la station de M'sila

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.4 Vent moyen à chaque direction (Source O.N.M)

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

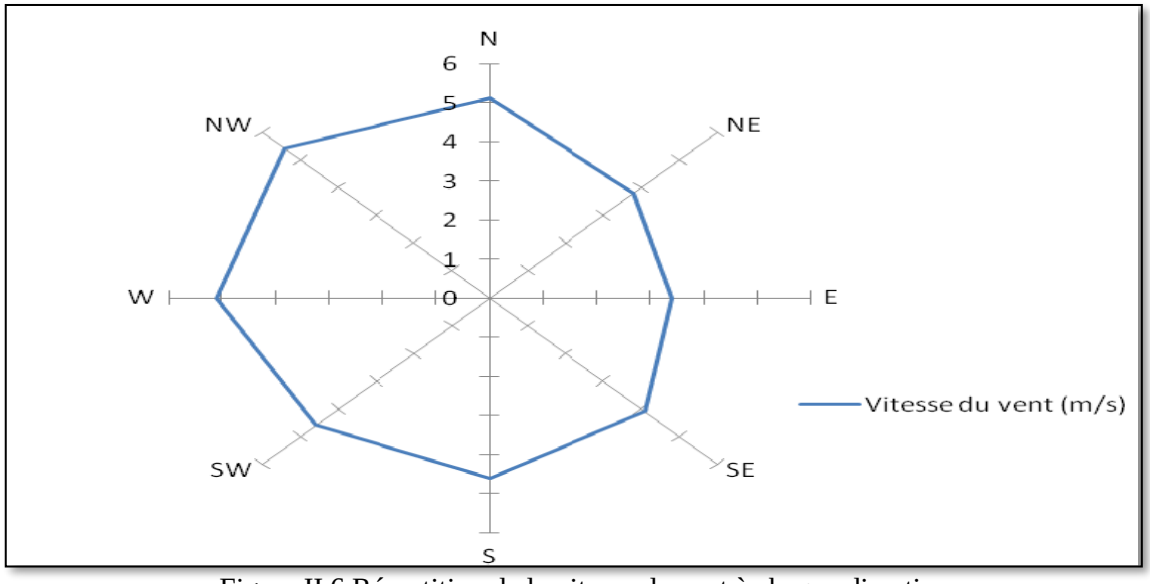

Figure II.6 Répartition de la vitesse de vent à chaque direction

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 le 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.5 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

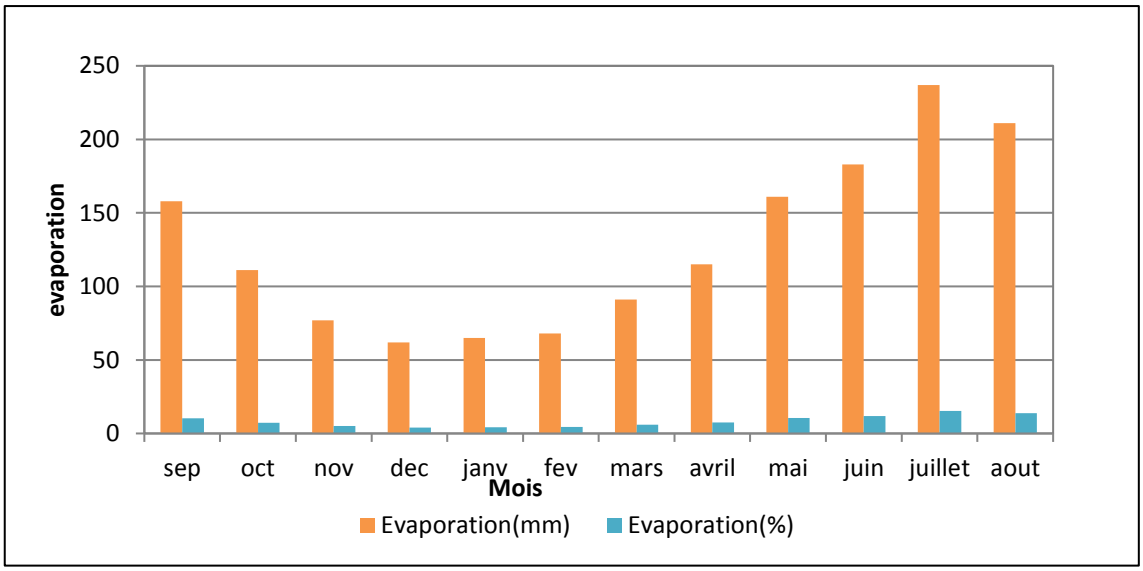

Figure II.7 Variation mensuelle de l'évaporation sur plan d'eau du M'djedel

(Source ANBT)

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.6 Caractéristiques des stations pluviométriques disponibles (Source : A.N.R.H)

Station	Code	Coordonnées		Z(m,NGA)	Période d'observation	Nombre d'années d'observations
		X	Y			
		(Km)	(Km)			
M'djedel	17-05-01	590	203.6	875	1974-1999	25
Dar chioukh	17-02-03	572	178	1100	1967-2008	41
Slim	05-17-03	594.9	178	1070	1968-2006	38

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.

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.

Tableau II.7 Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Source : A.N.R.H)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P(mm)	12.27	19.59	21.50	20.97	21.68	20.59	18.92	19.43	22.28	21.39	14.74	9.24	222.6
P(%)	5.51	8.8	9.66	9.42	9.74	9.25	8.5	8.73	10.01	9.61	6.62	4.15	100

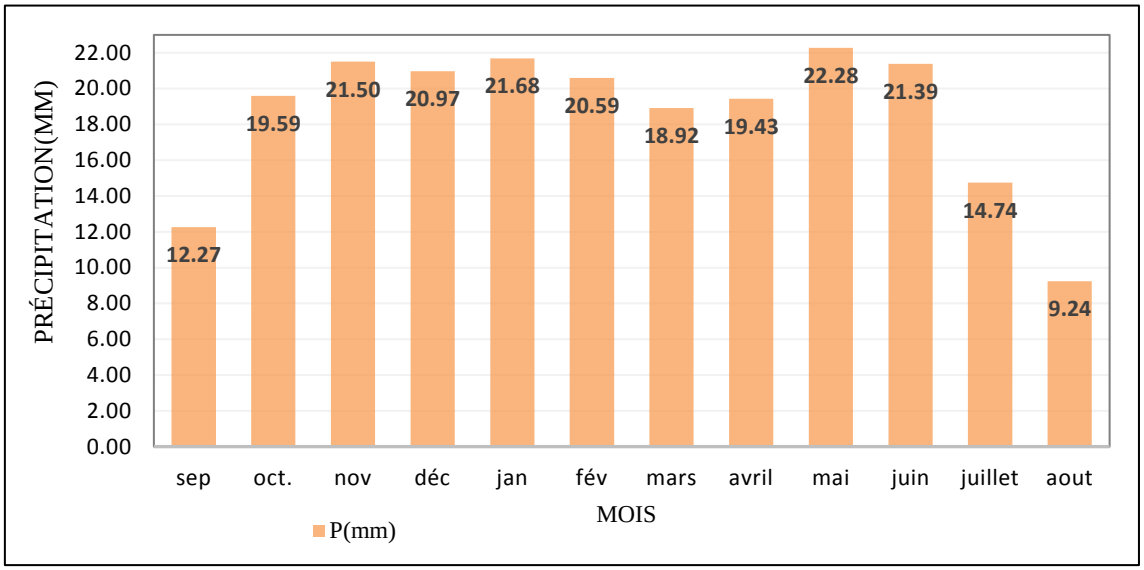

Figure II.8 Répartition mensuelle des précipitations

II.2 Etude des précipitation : [1]

II.2.1 Homogénéisation des données par le test de la médianne(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 :

$$N_s \rangle \frac{1}{2}(N+1-U_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1}) \text{ …..…… (II.01).}$$

$$T_s \langle 3.3\left[l\,\text{og}(N+1)\right] \text{ ……... (II.02).}$$

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

N : nombre d'années d'observation (41ans)

$$(N_s = 21) \rangle \frac{1}{2}(41+1-1.96\sqrt{41+1}) = 14.64 \quad \text{…… (1)}$$

$$T_s = 5 \langle 3.3\left[\log(41+1)\right] = 5.35 \quad \text{……..…… (2)}$$

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°05.

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 l'approche à opter soit 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 son intervalle de confiance.

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

Tableau II.8 Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $Pmax_j$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} Xi$	1120.90 mm
La moyenne des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} Xi}{N}$	27.34 mm
L'écart type « $б_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{41}(X_i - \overline{X})^2}{N-1}}\right]$	8.53 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0,312
Coefficient d'asymétrie « Cs » :	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=41}(\frac{X_i - \overline{X}}{\sigma})^3}{N}$	0,471
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 même que l'echantillon.
- L'ajustement effectué estime les valeurs de faible et grande fréquence.
- Le test de khi^2 montre que la loi adéquate à l'échantillon.

Par contre 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 à la loi de Gamma inverse :**

  Normale (Maximum de vraisemblance)
  Nombre d'observations : 41
  Paramètres : α= 228.34 et γ= 9.27
  Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)
  T = 1/ (1-q)

Tableau II.9 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	118	48.6	N/D
2000	0.9995	95.6	30.3	N/D
1000	0.999	87.1	24.4	N/D
200	0.995	69.1	14	41.7-96.6
100	0.99	62	10.7	41-83
50	0.98	55.3	7.99	39.6-70.9
20	0.95	46.7	5.14	36.6-56.8
10	0.9	40.5	3.51	33.6-47.3
5	0.8	34.3	2.28	29.8-38.8

- **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 : $\chi^2 = 5.24$

p-value p = 0.3868

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	27.6	27.3
Ecart-type	10.2	8.53
Médiane	25.5	28.3
Coefficient de variation (Cv)	0.371	0.312
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.72	0.471
Coefficient Kurtosis	9.41	2.94

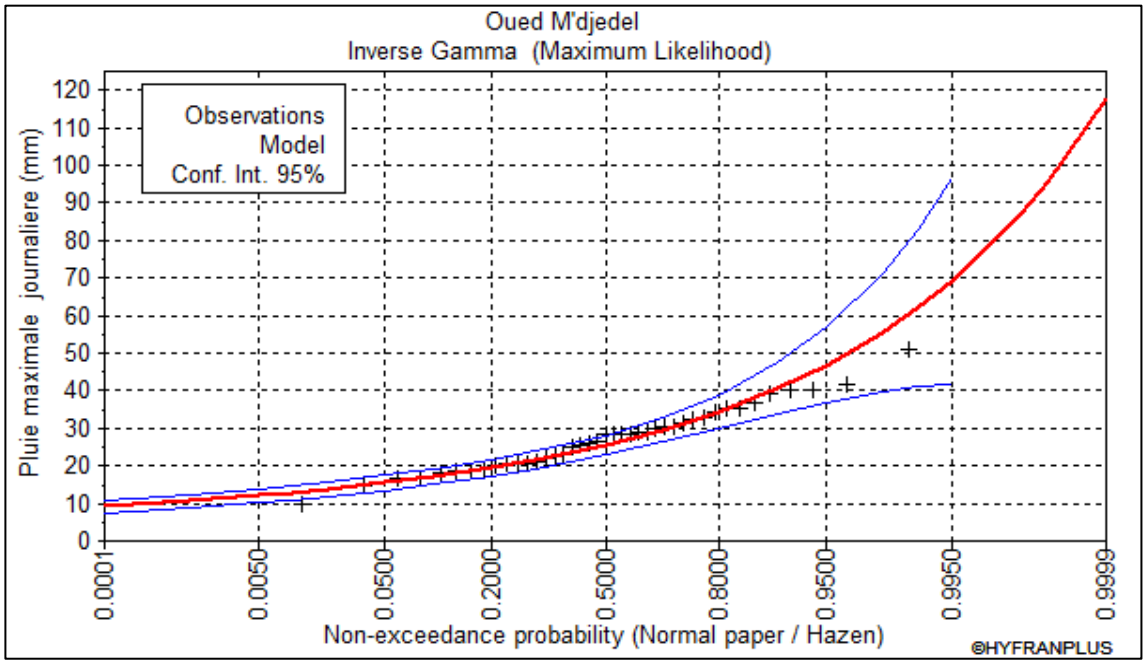

Figure II.9 Représentation graphique de l'ajustement par la loi de gamma inverse

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.

$$P_{\max.,t\_p\%} = P_{\max,j\_p\%}\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{..... (II.03).}$$

Avec :

Pmax t p% : Pluie de courte durée de même fréquence que Pmax,j,p% (mm).

Pmax j p% : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

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

L'intensité : I0=Pmax,t_p% /t ..... (II.04).

Note : les résultats de calcul sont donnés dans l'annexe n°06

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

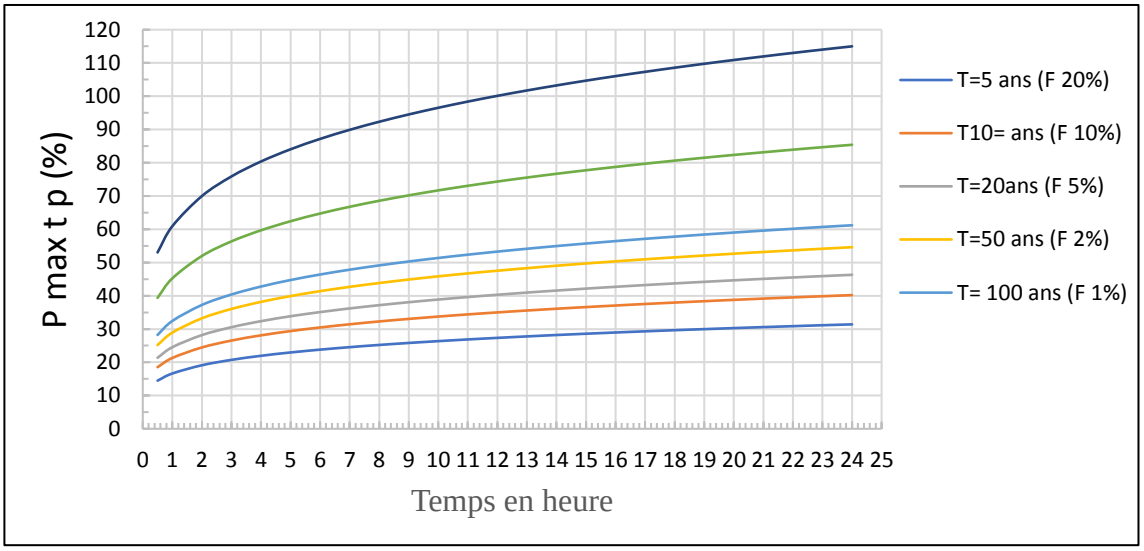

Figure II.10 Pluies de Courtes durées

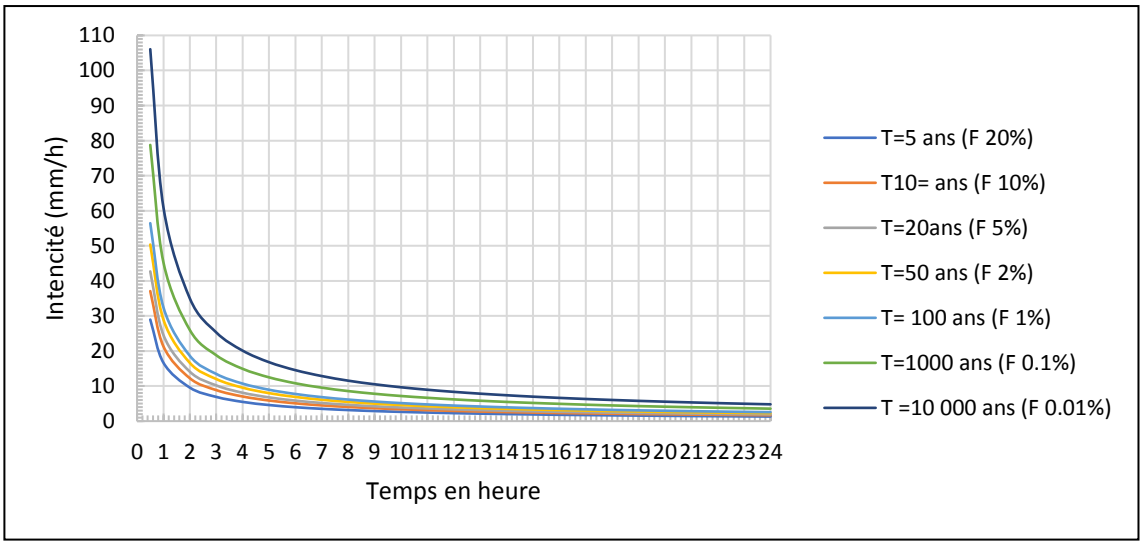

Figure II.11 Intensité –Durée –Fréquence.

II.3 Etude des apports : [1]

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

Vu 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 :

$$Le = P^2_{moy} (349 - 2.2 \sqrt{S}) \text{ d'où } A_0 = L_e * S \quad \text{(II.05).}$$

Avec :

P : pluie moyenne annuelle, en (m)

S : Superficie du bassin versant, Km^2

A.N : Le=14.52mm donc on trouve **A_0=9.36Hm^3**

b) Formule de l'ANRH :

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

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

A.N : A_0 =5.15 Hm^3

c) Formule de MEDINGUER :

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

Avec : Le : Lame d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : Le = 10.24 mm et A_0 =Le * S donc **A_0 =6.61Hm^3**

d) Formule de TURC :

$$A_0 = Le * S \text{ et } Le = Pmoy - D \quad \text{(II.08).}$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

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

$L = 300 + 25\ Tmoy + 0.05\ (Tmoy)^2$

Avec : L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuelle de l'air ; T=16°c

AN *:* L = 712.8, D = 244.38 mm. , Le = 5.62 mm : **A_0 = 3.62Mm3.**

e) Formule de CHAUMONT :

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

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

Avec : *P* : précipitation moyenne (m).

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

$L_a = P * C_e$ et $A_0 = L_a * S$

A.N : Ce = 0,03 Le = 7.57 mm : **A_0 = 4.88 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, le choix s'est porté sur la méthode la plus commode donc on adopte A0=9.36 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 : $M_e = \frac{A_0}{T}$ ..…….. (II.11)

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (litres).

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

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

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique :

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

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

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

c) Lame 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.

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

d) Coefficient d'écoulement ou de ruissellement :

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

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

L_e : Lame d'eau écoulée (mm).

A.N : $C_e = \frac{14.5}{222.6} = 0.065$ **C_e=0.065**

II.3.1.3 Les apports fréquentiels :

Pour dimensionner les ouvrages de barrage, une étude des apports fréquentiels parait 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 :

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

Avec : A% : Apport de fréquence donnée.
μ :Variable réduite de Gauss.
A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).
Cv : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation Cv des apports annuels du cours d'eau, on utilise les formules empiriques à savoir :

a) Formule de PADOUM :

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

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 : Cv = 0.72

b) Formule de SOKOLOVSKY :

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

Avec : a =0,79 - 0,29 log (M_0)
M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N : **a = 0,89 , c_v =0.71**

c)- Formule de L'ANTONOV :

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

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

A.N : C_v=0.34.

d) Formule de KRISTEKLY MENKEL :

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

Avec : M0 : 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 a opté pour 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	10 000
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 : A80%= 4.7 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 fréquence80%.

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avril**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**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

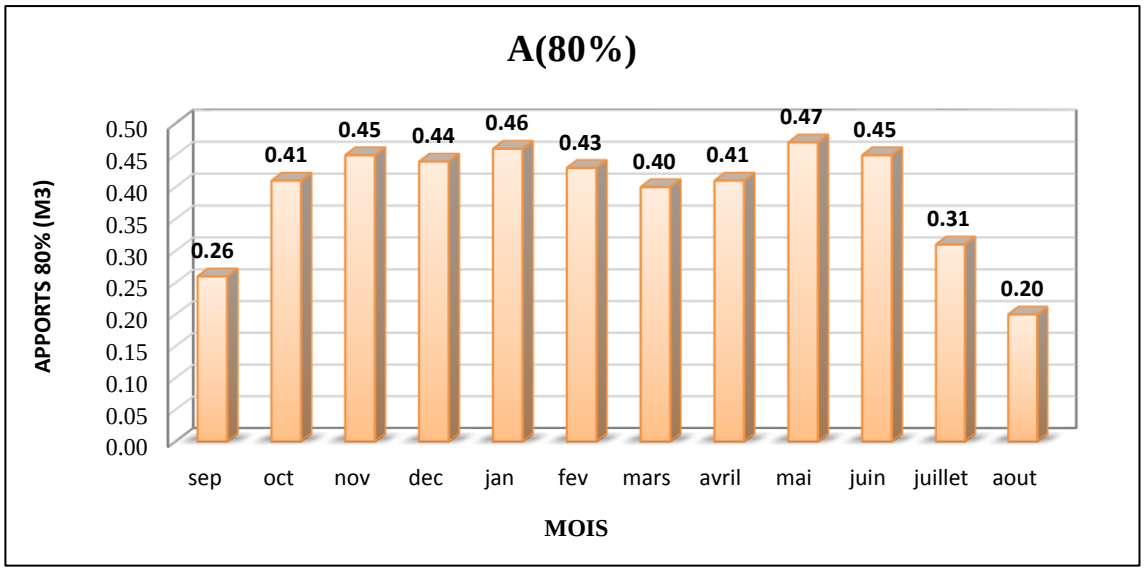

Figure II.12 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence80%

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. Cependant, les données relatives aux apports solides dans le bassin versant de M'djedel sont inexistantes du fait de l'absence de stations hydrométrique, donc plusieurs formules empiriques sont très souvent utilisées du fait de l'absence des mesures sur les transports solides.

II.3.2.1 Estimation des 'apports solide : [1]

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 exprimer en t/km²/an, nous citerons ici que les principales formes de cette formule comme suit :

Ta = $75*L_0^{0.15}$ pour des bassins versants à perméabilité moyenne élevée.
Ta = $350*L_0^{0.15}$ pour des bassins versants à perméabilité faible moyenne.
Ta = $1400*L_0^{0.15}$ pour des bassins versants à faible perméabilité.
Où :
Ta : est le taux d'abrasion exprimé en t/km²/an.
L0 : la lame d'eau écoulée exprimé en mm. (L0=14.5mm).
Pour notre cas : Ta = $350*L_0^{0.15}$ ……..…. (II.19).
A.N : $T_a = 350*14.5^{0.15} = 522.7(t/km^2/an)$ **T_a=522.7t/km²/an**

a) Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

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

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). Pm = 22.8mm.
P_a : Pluie moyenne interannuelle (mm) Pa = 225.3 mm.
h= 45%(Hmax - Hmin) (m);
h_{max} : Altitude maximale =1536m.
H_{min} : Altitude minimale = 869m.
S : Surface du bassin versant (km2) S= 645Km2
A.N:
h=250m.

$$T_a = \frac{1}{36}\left(\frac{22.8^2}{225.3}\right)^{2.65}\left(\frac{300.15^2}{645}\right)^{0.46} = 2.92(t/km^2/an)$$

Ta= 2.92 t/km2/an

b) Formule de Gravilovitch :

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

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

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

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

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

T_a: taux d'abrasion (t/Km²/an).
Tsp: le taux de la production annuel des matériaux en (m3/km²/an).
Grm: 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).
Pmoy : Pluie moyenne interannuelle (mm) (225.3mm).
t : température moyenne annuelle (°C). t=15°C
P : périmètre du bassin versant (Km). P=156 km.
L : longueur du talweg principal (Km). L=52 km.
H_{moy} : Altitude moyenne (km). H_{moy}=1.108 km.

A.N :

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

$$T_{sp} = 2.22 * 225.3 * \pi * \sqrt{0.3^3} = 258\left(\ m^3 / km^2.an \ \right)$$

$$G_{rm} = \frac{\sqrt{156} + 1.108}{0.2\left(52 + 10\right)} = 1.088(t / m^3)$$

$$T_a = 258 * 1.088 = 280.7\left(\ t / km^2.an \ \right)$$ **T_a=280.7 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 côtés 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 du volume mort à savoir :

a) Formule de Fourier :

Le volume s'obtient par la formule suivante :

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

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km^2/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m^3).[A.N.B.T]

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

A.N :

$$V_m = \frac{2.92 * 645 * 50}{1.4} = 0.067 * 10^6 m^3$$ **V_m=0.067 Hm^3**

b) Formule de Tixeront :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

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

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

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,4 t/m^3).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

Ta : le transport solide (t/Km^2/an).

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

A.N : $Q_s = 522.7 * 645 = 337141.5(t/an)$.

$$V_m = (1.1)\frac{337141.5 * 50}{1.4} = 12.04 * 10^6 m^3$$ **V_m=13.24Hm^3**

c) Formule de Gravilovitch

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

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

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

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

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

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,4t/m^3).

A.N : $V_m = \frac{280.7 * 645 * 50}{1.4} = 6.46 * 10^6 m^3$ **V_m=6.46 Hm^3**

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau suivant

Tableau II.14 Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (Hm^3)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.067
Tixeront	13.24
Gravilovitch	6.46
Moyenne	6.6

Résultats et discussion :

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

La relation de Fournier a sous-estimé le volume mort : 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<Pan<700mm),

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 : **Vm=6.46 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.

L'absence des données hydrométriques, nous a obligé de s'orienter vers les formules empiriques qui sont valable en Algérie.

II.4.1 Le temps de concentration TC ;

a) La formule de Giondoti

$$T_c = \frac{a\sqrt{S} + bL_c}{c\sqrt{H_m}} \quad \text{……..…….……..……(II.29).}$$

Avec : a =4 ; b =1.5 ; c =0.80 (pour les grands et moyens bassins d'Afrique du Nord);
S : surface du bassin versant en (Km)
L cp : longueur du chenal principal hydrographique en (Km);
T c : temps de concentrations exprimé en heure ;
H_m : altitude moyenne relative du bassin en (m) (H moy - H min).
Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et parait fournir une bonne valeur du temps de Concentration pour les grands et moyens bassins (de 400 à 10000 Km)

A.N : $T_c = \frac{4\sqrt{645} + 1.6*52}{0.8\sqrt{1108.45 - 869}}$ **Tc=15 heures**

b) La formule de Kirpich

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385} \quad \text{.....(II.30).}$$

L : longueur du chenal principal hydrographique en (Km);
I : pente moyenne en (m/m) (0.0012)

A.N : $T_c = 0.01947 * (52)^{0.77} * (0.012)^{-0.385}$ **Tc=18.5 heures**

c) La formule dite Algérienne :

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{I^{\frac{1}{4}}} \right)^{0.76} \quad \text{.....(II.31).}$$

L : longueur du chenal principal hydrographique en (Km);
I : pente moyenne en (m/m) (0.0012)

A.N $T_c = 0.3 * \left(\frac{52}{0.0012^{\frac{1}{4}}} \right)^{0.76}$ **TC=21.86 heures**

Le choix du temps de concentration retenu est le minimum entre les trois formules, la formule qui donne un temps de concertation le plus court est celle de Giondoti Tc=15 heures.

II.4.2 Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques :

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max,p\%} = 2.K.\log(1 + AP_0).\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4.\log T - \log S} \quad \text{..... (II.32).}$$

Avec : Q_{maxP}% : Débit maximum pour une fréquence donnée (m3/s).
Pmoy : Pluie moyenne interannuelle en m (Pmoy=225.3mm)
A : représente les conditions climatiques, variable entre 20 et 30, on prend 20
S : Superficie du bassin versant (S=645Km2).
L : Longueur du talweg principal (L=52Km).
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
$Q_{maxP\%}$ (m³/s)	392.28	488.35	591.87	659.47	846.12	998.47

b) Formule de POSSENTI :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu.P_{\max j,p\%}.S}{L_p} \quad \text{……..(II.33).}$$

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 μ = 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
P_{maxj} %(mm)	40.5	46.7	55.3	62	87.1	118
$Q_{maxP\%}$ (m³/s)	381.79	440.24	521.31	584.47	821.09	1112.38

c) Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28*(P_{tc}-H_0)*\alpha*F*S}{t_m} \quad \text{…..(II.34).}$$

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

t_m= *Tc*: temps de concentration.

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

γ: paramètre qui tient compte de la perméabilité du bassin et la surface donc on prend γ=3.5 d'où F=0.82

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

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)	36.87	42.52	50.34	56.44	79.29	107.42
α	0.5	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9
$Q_{max\,P\%}$ (m³/s)	112.9	154.86	215.27	293.30	515.68	830.04

d) Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C*S*P_{tcp\%}*\sqrt{H_{moy}-H_{\min}}}{4*\sqrt{S}+1.5*L} \quad \text{…… …..……..(II.35).}$$

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)	36.87	42.52	50.34	56.44	79.29	107.42
$Q_{max\ P\%}$ (m^3/s)	266.38	307.20	363.70	407.78	572.87	776.10

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	392.28	488.35	591.87	659.47	846.12	998.47
Formule de POSSENTI	381.79	440.24	521.31	584.47	821.09	1112.38
Formule de SOKOLOVSKY	112.9	154.86	215.27	293.30	515.68	830.04
Formule de GIANDOTTI	266.38	307.20	363.70	407.78	572.87	776.10
Moyenne(m^3/s)	273.79	330.84	400.31	462.47	668.32	899.22

Résultats et discussion :

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celles 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.4.3 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 $Q_m = Q_{\max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^x$ ……..…. …..……..(II.36).
- Pour la décrue de la crue $Q_d = Q_{\max}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^y$ ……. …..……..(II.37).

Avec :

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

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

tm = tc , avec tc est le temps de concentration du bassin versant (heures).

td =δ tm avec δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, on prend δ=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 maximums pour les différentes périodes de retour sont donnés dans l'Annexe n°07.

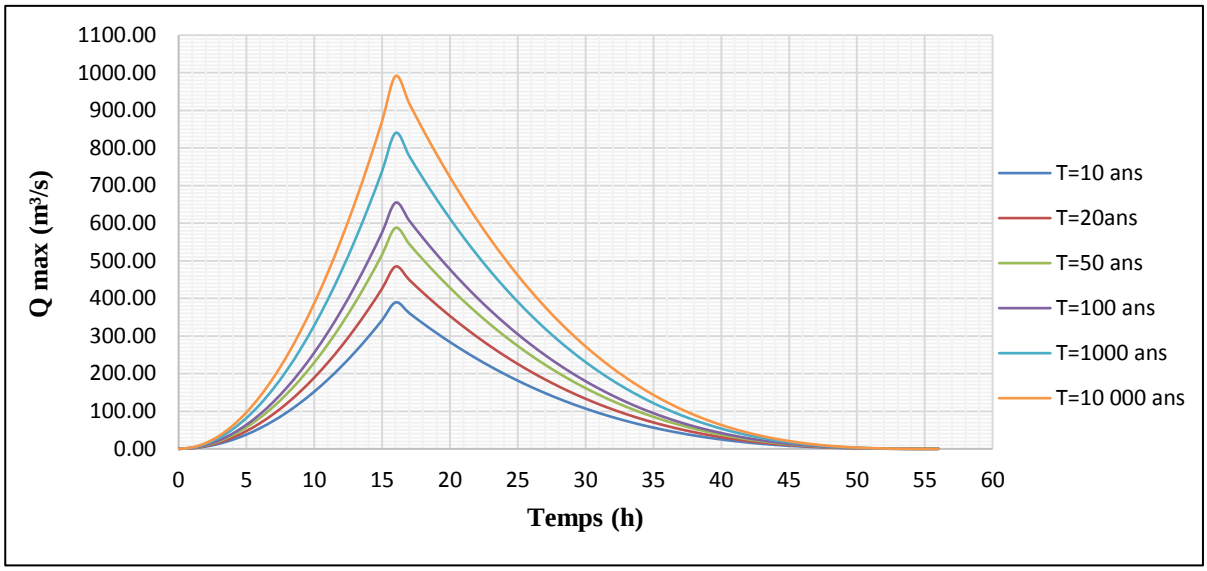

Figure II.13 Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour(SOKOLOVSKY)

II.4.4 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.).

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 proche à des zones urbaines).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans) d'où Q 0,1%= 846.12 m^3/s.

II.5 Régularisation d'écoulement : [2]

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que la cote du seuil de l'évacuateur de crue, aussi la cote du volume forcé. Il existe deux types de régularisation qui sont :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% 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 « Hauteur-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 :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \quad \text{..... (II.38).}$$

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

S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hn (m2).

Sn-1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hn-1 (m2).

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

Vn: Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau Hn (m3).

ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m3)

Le tableau suivant donne les résultats de calcul.

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

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)
862	0				
865	0.003	0.0015	3	0.005	0.01
867	0.01	0.0065	2	0.013	0.02
869	0.02	0.015	2	0.030	0.05
871	0.03	0.025	2	0.050	0.10
873	0.05	0.04	2	0.080	0.18
875	0.07	0.06	2	0.120	0.30
877	0.1	0.085	2	0.170	0.47
879	0.12	0.11	2	0.220	0.69
881	0.15	0.135	2	0.270	0.96
883	0.23	0.19	2	0.380	1.34
885	0.32	0.275	2	0.550	1.89
887	0.4	0.36	2	0.720	2.61
889	0.51	0.455	2	0.910	3.52
891	0.63	0.57	2	1.140	4.66
893	0.79	0.71	2	1.420	6.08
895	1.05	0.92	2	1.840	7.92
897	1.25	1.15	2	2.300	10.22
899	1.38	1.315	2	2.630	12.85
901	1.66	1.52	2	3.040	15.89
903	2.1	1.88	2	3.760	19.65
905	2.28	2.19	2	4.380	24.03

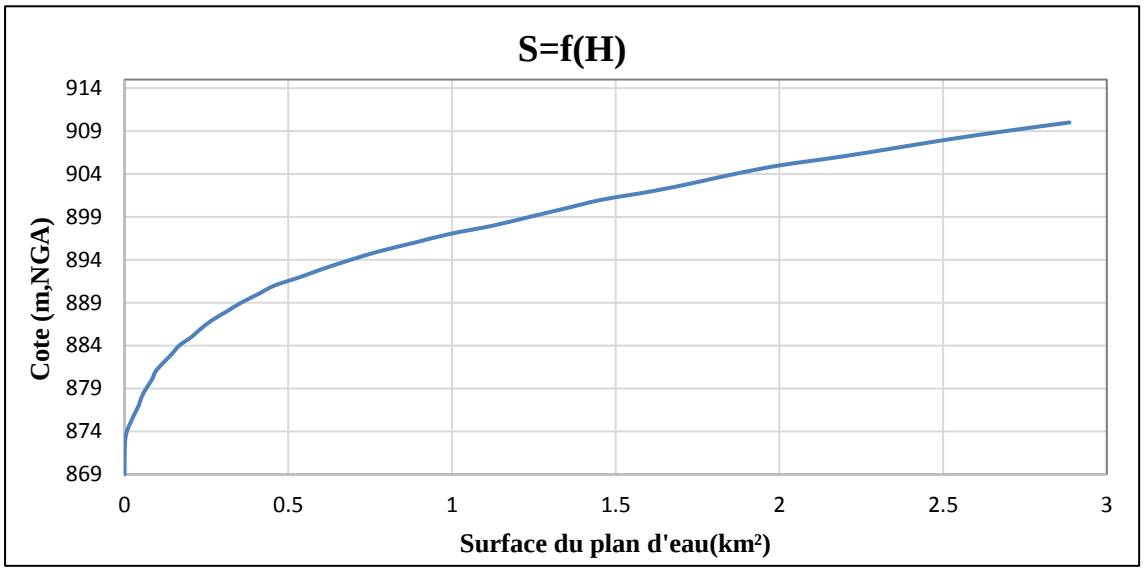

Figure II.14 Courbe S=f(Z)

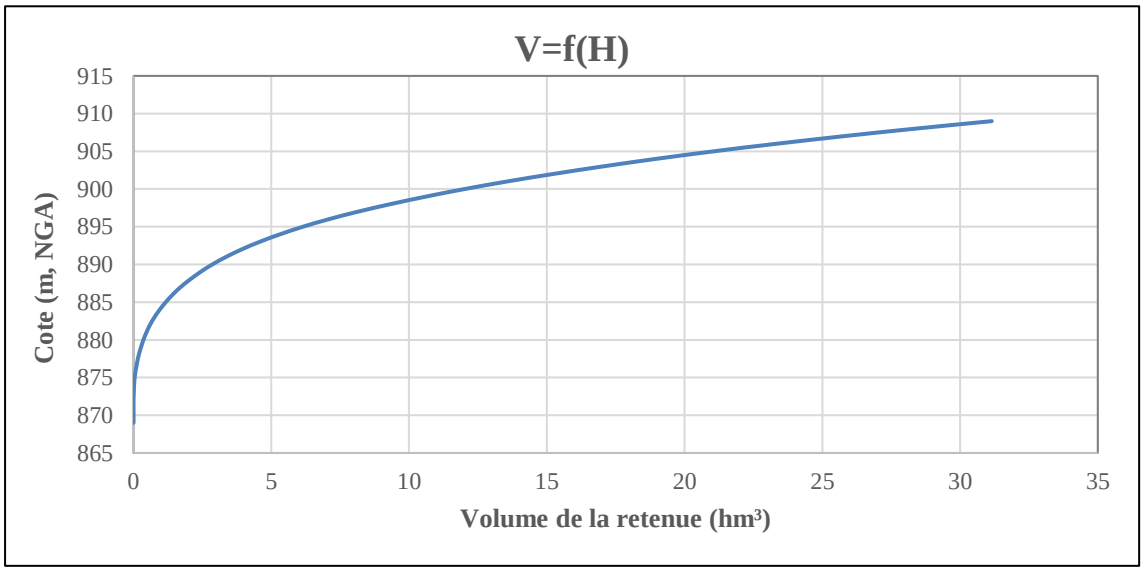

Figure II.15 Courbe V=f(Z)

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-Svaidzé

Dans ce calcul, nous avons appliqué la méthode de Kristly-Menkel.

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

On a : $\mathbf{Vu_{int} = (\beta_s + \beta_{plur})\, W_0 = Vs + Vint}$ …….…….…….….. (II.39).

Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.
βs : composante saisonnière du volume utile.
βplur : composante pluriannuelle du volume utile.

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

$\beta_s = \alpha\,(T_{ét} - W_{ét})$ …… (II.40).

$$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}$$ …….. (II.41).

Avec :
α : coefficient de régularisation.
Tét : période relative de l'étiage au cours de l'année.
Nét : nombre de mois ou Qi est inférieur à Q0.

$$W_{ét} = \frac{\sum_{1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_{1}^{12} W_{pm}}$$ ……..... (II.42).

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

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

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

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

β_{Plur}=max (D) =max [(α - $K_{p\%}^{(n)}$).n] ……..…….. (II.43).

Avec : α : coefficient de régularisation.

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

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

Avec : Cv : Coefficient de variation.

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

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

Donc : β_{plur} = max [(α- $K_{p\%}^{(n)}$).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	Juil	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 Wmoy=0.39 Mm3/mois (moyenne des apports mensuels).

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

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

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

Pour un coefficient de régularisation α=0.9 on aura :

$\beta_s = 0.92(0.25 - 0.16) = 0.081$ βs =0.081

$V_s = 0.081 * 4.7 = 0.39 Mm^3$ **V_s=0.39 M m^3**

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

D'après le tableau de calcul dans l'Annexe n°08.on trouve : **β_{plur}=2.01**

V_{plur}= β_{plur} *Wo =2.01 *4.7=9.44Mm^3 **V_{plur}=9.44 Mm^3**

Donc : Vu_{int}=0.39+9.44= 9.83Mm^3 **Vu_{int}=9.83 Mm^3**

V_{NNR}=V_m+ Vu_{int}=6.46+9.83=16.30 Mm^3 **V_{NNR}=16.30Mm^3**

D'après la courbe v=f(Z) on trouve la cote qui est de **NNR=903.6 m.NGA**

Donc le calage de seuil de l'évacuateur s'effectue à partir de la côte de niveau normal de la retenue **NNR=903.6m.NGA.**

Conclusion :

Au terme de l'étude hydrologique, on a pu déterminer les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre ouvrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morpho-métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Les principales caractéristiques qui vont être utilisés pour le dimensionnement du barrage et ses ouvrages annexés sont comme suit :

- Cote du fond : 869 m NGA
- Cote NNR : 903.6 m NGA
- Volume NNR : 16.3Mm³
- Apport moyen annuel : 9.36 Mm³
- Volume régularisé : 9.83 Mm³
- Volume mort : 6.46 Mm³
- $Q_{0.1\%}$: 846.12 m³/s
- Temps de concentration : 15 heure

III. LAMINAGE DES CRUES [2]

Objectif de l'étude:

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 déversante par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout le long du passage de la crue, donc le but de cette étude 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 utilisons dans ce travail la méthode de Kotchérine.

III.1 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE :

La méthode de Kotchirine est un procède 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.

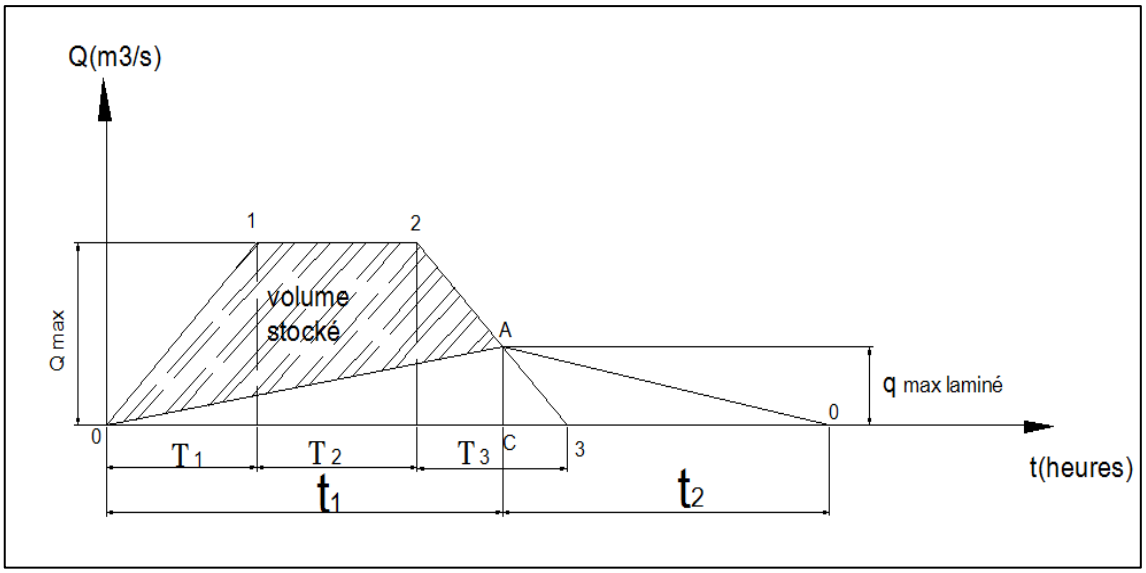

Figure III.1Représentation graphique de la méthode du KOTCHRINE

$$Q_c(t) = Q_{lam}(z)dt + A(z)dz \quad \text{..... (III.01).}$$

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 :

- **Au niveau du réservoir**

$$Q_{\max_{lam}} = KQ_{c\max}(1-\frac{V_T}{V_c}) \quad \text{..... (III.02).}$$

- **Au niveau de déversoir**

$$Q_{\max_{lam}} = mL_{dev} * \sqrt{2*g} * h_{\max}^{3/2} \quad \text{..... (III.03).}$$

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

$$L_{dev} = \frac{Q_{\max lam}}{m*\sqrt{2*g}*h\max^{3/2}} \quad \text{..... (III.04).}$$

Avec :

$Q_{c\ max}$: débit maximum de la crue.

$Q_{max\ lam}$: débit maximum à évacuer.

Vc ; volume de la crue maximale.

V_T ($V_{forcé}$) : volume stocké par la retenue à partir du niveau NNR ((S_{PHE}-S_{NNR})*h_{max}).

L_{dev} : largeur de déversoir

m : coefficient de débit, dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport à 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 = 9,81m²/s).

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

S_{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°09.

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

Tableau III.1 Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m^3/s)
55	3.45	765.43
60	3.27	770.35
65	3.11	774.84
70	2.97	778.72
75	2.85	782.15
80	2.74	785.20
85	2.63	787.92
90	2.54	790.38
95	2.46	792.60
100	2.38	794.63

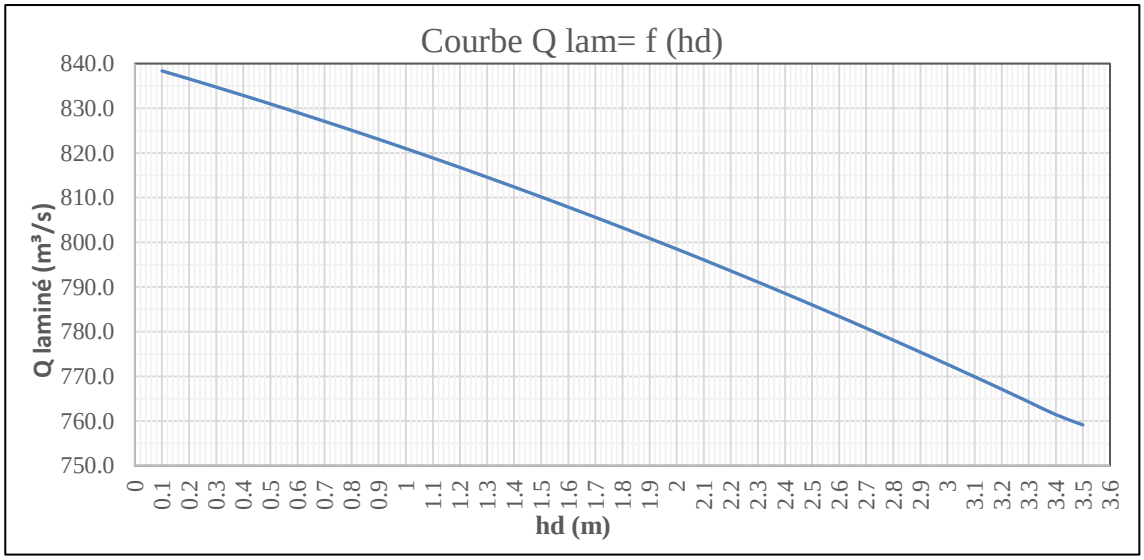

Figure III.2 Courbe Q lam= f (b)

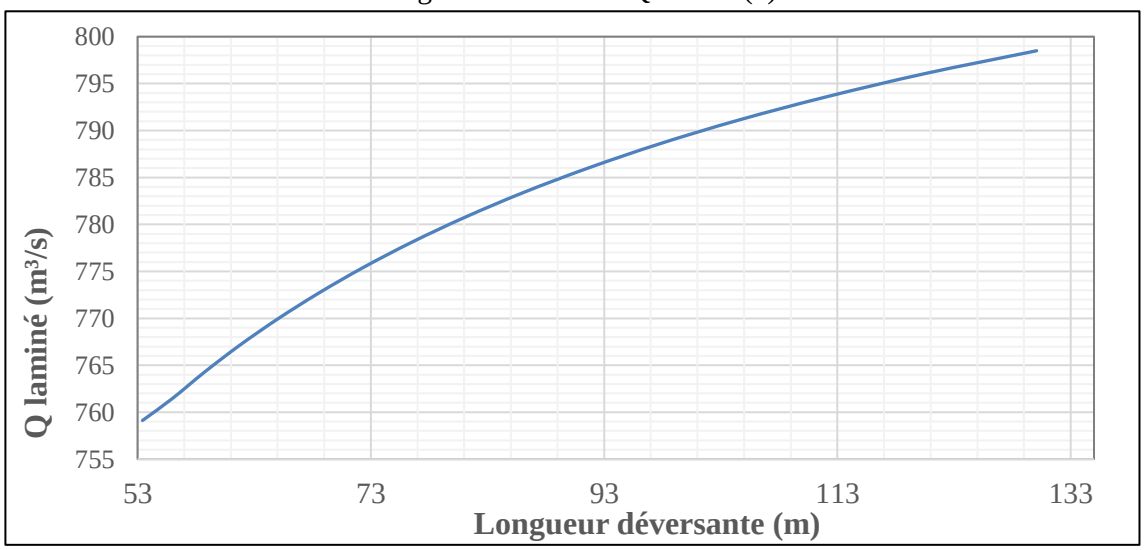

Figure III.2 Courbe Q lam= f (b)

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.1.1 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.

III.1.1.1 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 :

$$\mathbf{V_B = \Sigma V_i} \quad \text{.....(III.05).}$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad \text{..... (III.06).}$$

Avec :

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines. $\Sigma L_i = 510$ mètres

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

$$S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i \quad \text{..... (III.07).}$$

Bi : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \quad \text{..... (III.08).}$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus amont et aval respectif , dans notre cas on prend (m_1=2.8 et m_2=2.2).

b : Largeur en crête (m).

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

$$H_i = NNR\text{-}Cf + R + h_{dév} + t \quad \text{..... (III.9).}$$

R : Revanches-en (m).

t : Tassement en (m).

$h_{dév}$: hauteur déversante.

Cf ; la cote du l'oued (869 m NGA)

III.1.1.1.1 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 :

$$R = 0.75 \text{ x } H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{..... (III.10).}$$

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 :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0{,}26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \text{..... (III.11).}$$

Avec :

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

b) Formule de Molitor :

$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$ ..... (III.12).

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

c) Formule de Mallet-pacquant :

$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$ .....(III.13).

Pour le calcul de la vitesse des vagues V est donnée par la formule de **GAILLARD** :

$$V = 1.5 + 2 * H \quad \text{.....(III.14).}$$

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

Tableau III.2 Les différents résultats de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.96	3.42	1.31
Molitor	1.03	3.56	1.41
Mallet-pacquant	1.022	3.54	1.40

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

III.1.1.1.2 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.15).

b) Formule de F-PREECE : $b_{cr} = \left(1{,}1\sqrt{H_b}\right)+1$ ……. (III.16).

c) Formule simplifiée : $b_{cr} = 3{,}60\sqrt[3]{H_b} - 3$ ……..... (III.17)

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$ ……..…… (III.18).

On admet une valeur de t =0,5m pour le tassement du barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau III.3 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	3.45	765.43	40.05	10.44	7.96	9.17	9.19
60	3.27	770.35	39.87	10.42	7.95	9.15	9.17
65	3.11	774.84	39.71	10.40	7.93	9.13	9.15
70	2.97	778.72	39.57	10.38	7.92	9.12	9.14
75	2.85	782.15	39.45	10.36	7.91	9.11	9.13
80	2.74	785.2	39.34	10.35	7.90	9.09	9.11
85	2.63	787.92	39.23	10.33	7.89	9.08	9.10
90	2.54	790.38	39.14	10.32	7.88	9.07	9.09
95	2.46	792.6	39.06	10.31	7.87	9.07	9.08
100	2.38	794.63	38.98	10.30	7.87	9.06	9.08

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}=9.20m**

III.1.1.1.3 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.4 Volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

b (m)	Volume de la digue(m^3)	Cout de la digue (DA)
55	2 343 109.53	2 006 595 420.00
60	2 323 428.54	1 990 256 880.00
65	2 306 000.63	1 975 786 780.00
70	2 290 810.50	1 963 172 880.00
75	2 277 827.54	1 952 390 680.00
80	2 265 958.37	1 942 532 500.00
85	2 254 119.80	1 932 698 800.00
90	**2 244 457.81**	**1 924 672 340.00**
95	2 235 884.11	1 917 549 500.00
100	2 227 330.80	1 910 442 960.00

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.8 et 2,2

Le prix du mètre cube du remblai (argile et les alluvions) est estimé à 800 DA, l'enrochement de protection 2000 DA/m³. [A.N.B.T].

III.1.1.2 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 :

$$\frac{Y}{H} = 0{,}47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1{,}80} \quad \text{..... (III.19).}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$V_{dév} = S^* b$ …….. (III.20).

S : Section transversale (m^2).

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 33 000DA, afin d'obtenir le prix du déversoir. [A.N.B.T].

Tableau III.5 Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

N°profil	b (m)	h d (m)	S(m2)	v seuil (m3)	Coût (DA)
1	55	3.45	18.44	1014	33 462 000.00
2	60	3.27	19.24	1154	38 082 000.00
3	65	3.11	20.03	1302	42 966 000.00
4	70	2.97	20.78	1455	48 015 000.00
5	75	2.85	21.48	1611	53 163 000.00
6	80	2.74	22.17	1774	58 542 000.00
7	85	2.63	22.91	1947	64 251 000.00
8	90	2.54	23.55	2120	69 960 000.00
9	95	2.46	24.17	2296	75 768 000.00
10	100	2.38	24.81	2481	81 873 000.00

b) Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » et une revanche de 1 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = H+R$ …….. (III.21).

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 0,5mla revanche à 1.00 m.

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

$V= S^*L = L^*(2^*H_{ca}^*e+b^*e)$ …… (III.22).

Tableau III. 6 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 (m3)	Coût (DA)
55	3.45	4.45	31.95	1 661.40	54 826 200.00
60	3.27	4.27	34.27	1 782.04	58 807 320.00
65	3.11	4.11	36.61	1 903.72	62 822 760.00
70	2.97	3.97	38.97	2 026.44	66 872 520.00
75	2.85	3.85	41.35	2 150.20	70 956 600.00
80	2.74	3.74	43.74	2 274.48	75 057 840.00
85	2.63	3.63	46.13	2 398.76	79 159 080.00
90	2.54	3.54	48.54	2 524.08	83 294 640.00
95	2.46	3.46	50.96	2 649.92	87 447 360.00
100	2.38	3.38	53.38	2 775.76	91 600 080.00

c) Coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 350 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cou} \quad \text{(III.23).}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres
La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = \left(Q_{e,max}\right)^{0,4} \quad \text{(III.24).}$$

la hauteur de mur est donnée :

$$h_{mur} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g * b^2_{cour}}} \quad \text{(III.25)}$$

Tableau III.7 Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b (m)	$h_{dev\ (m)}$	q (m3/s)	b_c(m)	h mur	Volume du béton(m^3)	Coût de coursier(DA)
55	3.45	765.43	14.24	6.53	5 127.50	169 207 500.00
60	3.27	770.35	14.28	6.54	5 138.00	169 554 000.00
65	3.11	774.84	14.31	6.56	5 150.25	169 958 250.00
70	2.97	778.72	14.34	6.57	5 159.00	170 247 000.00
75	2.85	782.15	14.37	6.58	5 167.75	170 535 750.00
80	2.74	785.2	14.39	6.59	5 174.75	170 766 750.00
85	2.63	787.92	14.41	6.60	5 181.75	170 997 750.00
90	2.54	790.38	14.43	6.61	5 188.75	171 228 750.00
95	2.46	792.6	14.44	6.62	5 194.00	171 402 000.00
100	2.38	794.63	14.46	6.62	5 197.50	171 517 500.00

Tableau III.8 Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

			Coût en (DA)		
b (m)	**h_{dev}(m)**	**H_b(m)**	**Coût de la digue**	**Coût de L'évacuateur de crues**	**Coût global (DA)**
55	3.45	40.05	2 006 595 420.00	257 495 700.00	2 264 091 120.00
60	3.27	39.87	1 990 256 880.00	266 443 320.00	2 256 700 200.00
65	3.11	39.71	1 975 786 780.00	275 747 010.00	2 251 533 790.00
70	2.97	39.57	1 963 172 880.00	285 134 520.00	2 248 307 400.00
75	2.85	39.45	1 952 390 680.00	294 655 350.00	2 247 046 030.00
80	2.74	39.34	1 942 532 500.00	304 366 590.00	2 246 899 090.00
85	2.63	39.23	1 932 698 800.00	314 407 830.00	2 247 106 630.00
90	2.54	39.14	1 924 672 340.00	324 483 390.00	2 249 155 730.00
95	2.46	39.06	1 917 549 500.00	334 617 360.00	2 252 166 860.00
100	2.38	38.98	1 910 442 960.00	344 990 580.00	2 255 433 540.00

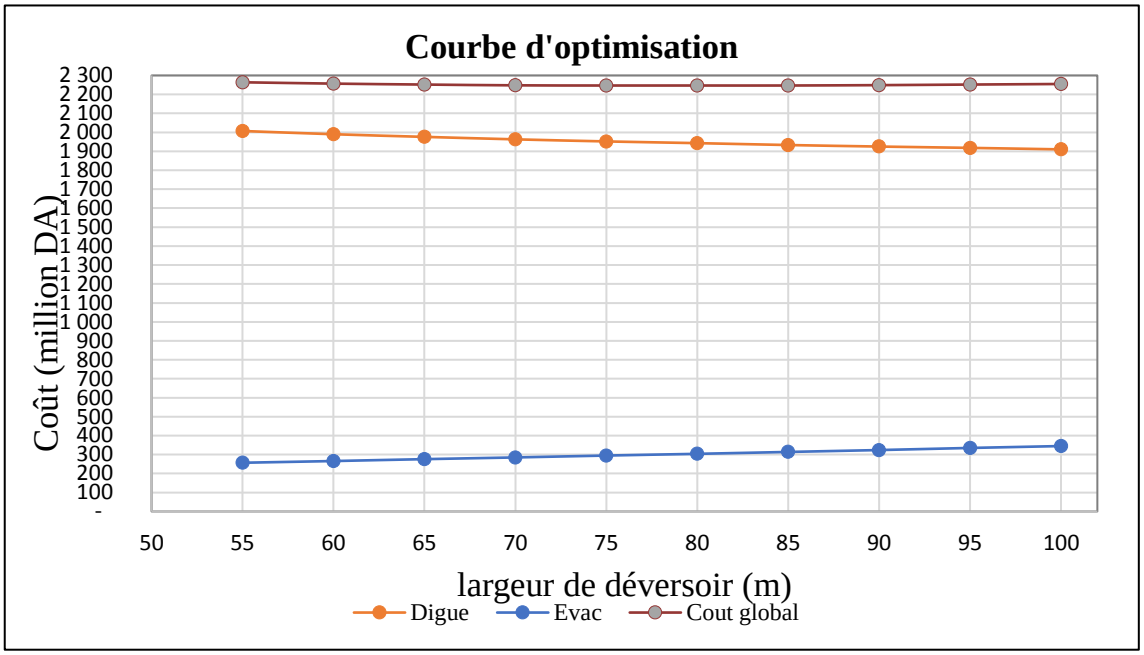

Figure III.3 Courbe d'optimisation

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b =90 m** » ce qui correspond à une hauteur déversée **h=2.54m** et un débit laminé **Q=790.38 m^3/s**. avec une hauteur du barrage **H_b= 39.2 m**, à une côte en crête optimale de la digue égale à **908.14 m NGA.**

Conclusion :

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

Tableau III.9 Récapitulatif les caractéristiques du barrage

Désignation	**Unité**	**Quantité**
La hauteur de barrage	m	39.20
Revanche	m	1.5
Tassement	m	0.5
Largeur en crête	m	9.20
Largeur de déversoir	m	90
La charge déversante	m	2.54
Le débit évacué	m^3/s	790.38

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 du type d'evacuateurs 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 éventuelles excavations des rives.

Compte tenu de ces facteurs et de la nature géologique du rocher de la fondation (qualité insuffisante), 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 à 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 à entonnement frontal) :**

  Dans notre cas on ne peut pas avoir ce type d'évacuateurs pour les raisons suivantes :
  Déformation et déplacement dû aux tassements d'après les caractéristiques géotechniques du barrage.
  L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 39 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 sur les rives (un entonnement frontal ou 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.
- ✓ Bien que ne rive droite qu'en rive gauche le rocher est affleuré à la surface de terrain naturel.

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 18%.
- ✓ Le rocher affleure à la surface de terrain naturel.
- ✓ Présence de gazoduc le long de la rive ainsi la ligne éléctrique 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 (aspect économique).
- Les courbes de niveaux perpendiculaires à l'axe de l'évacuateur
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage (50 à100m),
- Rectiligne si c'est possible

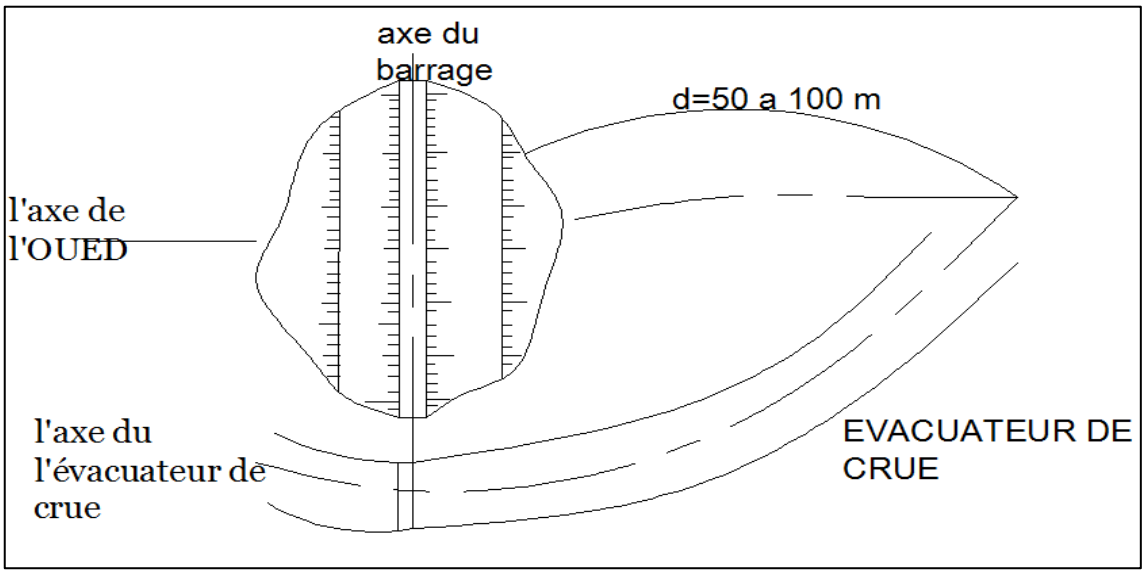

Figure III.4 Schéma pour le choix de l'axe d'évacuateur

Conclusion :

Les conditions topographiques et géologiques de la zone d'emprise du barrage et de ses rives, réduisent les variantes d'évacuateurs de crues possibles à réaliser par conséquent à étudier dans le cadre de notre travail à deux, qui sont :

- 1ere variante : évacuateur de crue latéral à entonnement latéral implanté sur la rive droite.
- 2ere variante : évacuateur de crue latéral à déversoir labyrinthe en touche de piano implanté sur la même rive.

Nous allons donc étudier les deux variantes possibles dans les chapitres suivants suivis d'une étude comparative, afin de choisir la variante définitive optimale.

IV. ETUDE DE L'EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT LATERAL

Objectif de l'étude

Le but de ce chapitre est d'effectuer 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 considérations qu'on doit à prendre dans ce dimensionnement sont :

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

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

L'évacuateur de crues est constitué par les éléments suivants :

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

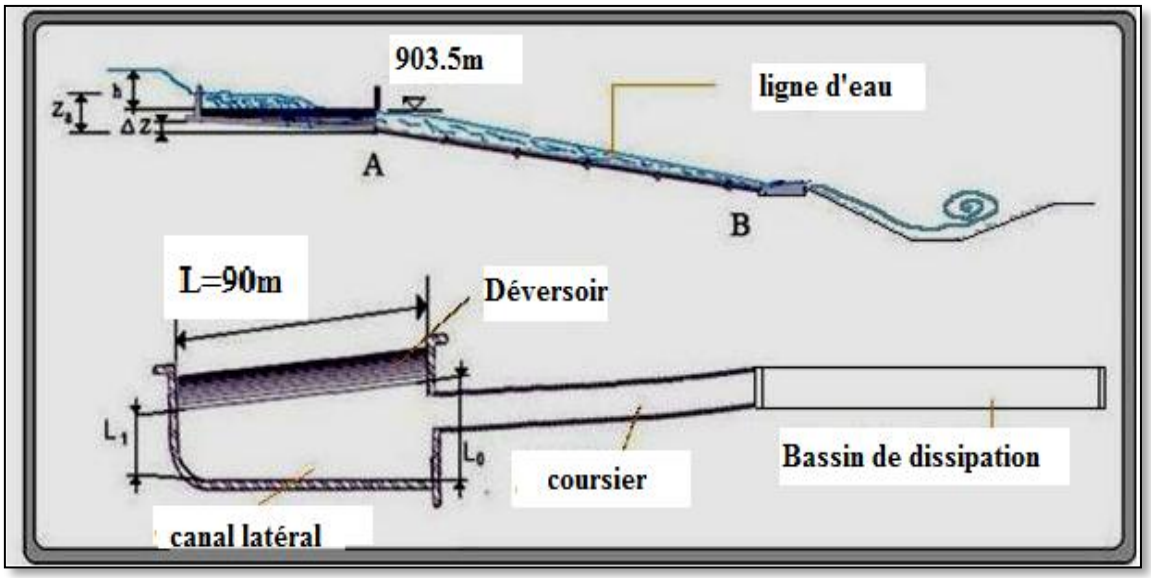

Figure IV.1 Description de l'évacuateur de crues

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

Données de départ :

- Longueur déversante : L = 90.20 m
- Débit évacué : $Q_{dév}$ = 790.38 m^3/s
- Charge hydraulique : H = 2,54 m
- Côte de la retenue normale : NNR = 903.6 m.

IV.2.1 Canal d'amenée : [7]

- **La vitesse d'approche :**

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

$$V = \frac{Q}{Ac} \quad \text{..... (IV.01)}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

A_c : section mouillée (section rectangulaire)

$$A_c = h*b \quad \text{..... (IV.02)}$$

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

P : Hauteur de pelle. $0.4 \prec \frac{P}{Ho} \leq 1.6$

Dans cette méthode, on recommande d'utiliser la relation suivante : $\frac{P}{H_0} = 1,4$

Et sa pour l'excavation de la couche superficielle qui contient du rocher peu fracturé environ 4 à 5 m

P=3.5m

H_o : Lame déversante = 2,54 m.

$V = \frac{790.38}{544.8}$ =1,45m/s

- **La vitesse admissible :**

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

Remarque :

- Il est recommandé d'excaver la couche superficielle qui contient du rocher peu fracturé.
- 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 :

$$Q_d = \frac{1}{n} A_c R^{\frac{2}{3}} i_0^{1/2} \quad \text{.....(IV.04).}$$

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

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

Où : Q_d : débit déversant, (m^3/s).

A_c : section mouillée, (m^2).

R : rayon hydraulique, (m).

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

i_o : pente du fond.

χ^c: périmètre mouillé du canal rectangulaire.

$$i_0 = \left(\frac{0.03*1.45}{5.32^{2/3}} \right)^2 = 0.0002011$$ **i_0=0,0002011** c'est la pente du canal

IV.2.2 Déversoir et canal latéral :[7]

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

- **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 :

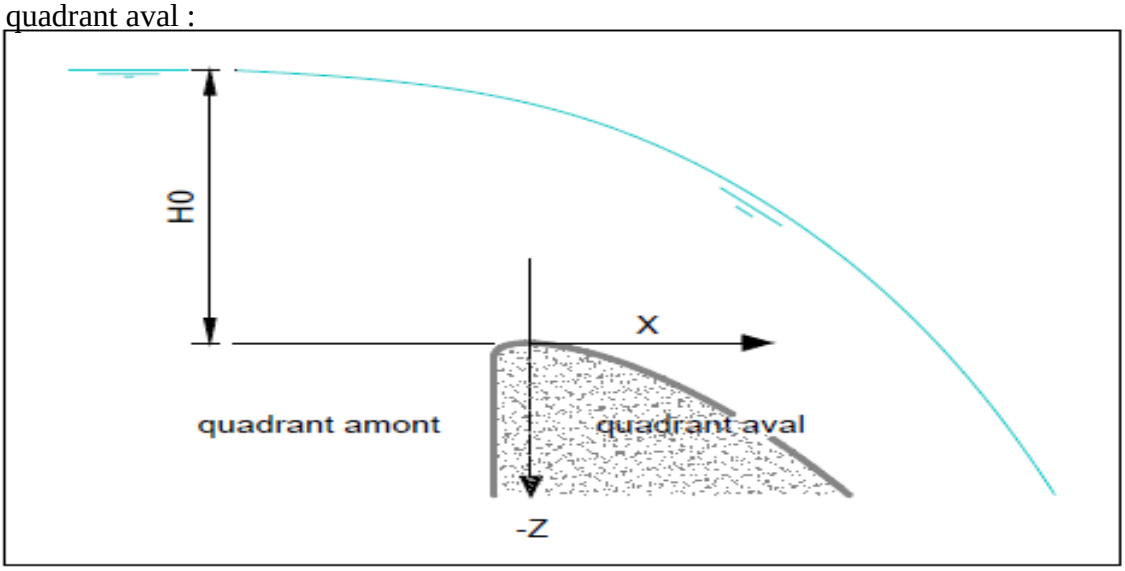

Figure IV.2 Description de la géométrie du déversoir et définition de système de coordonnées

a) Calcul du quadrant amont :

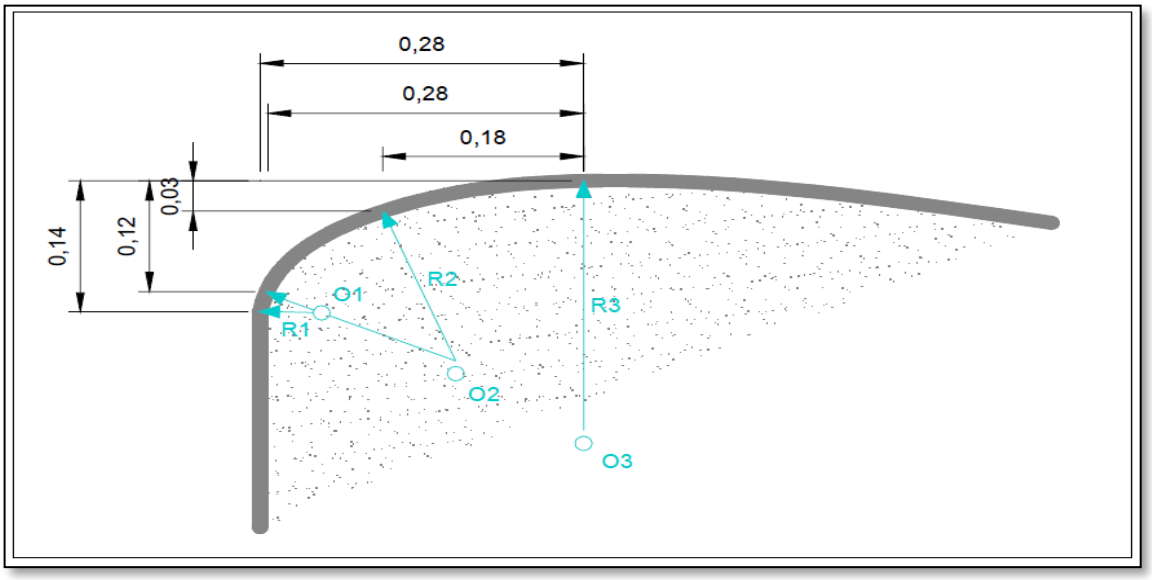

Figure IV.3 Détail de quadrant amont

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.1 Les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs a H0

I	O_i/H_0	R_i/H_0	
1	(-0,2418/-0,1360)	0,04	-0.2818< X<-0.276
2	(-0,1050/-0,2190)	0,2	-0.276< X<-0.175
3	(0/-0,5000)	0.5	-0.175< X<0

Donc pour notre cas on a : H_0=2.5m on aura alors :

Tableau IV.2 Les rapports rayon/charge déversante

I	O_i(m)	R_i(m)
1	(-0,6141/-0,3454)	0.10
2	(-0,2667/-0,5562)	0.50
3	(0/-1.27)	1.27

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

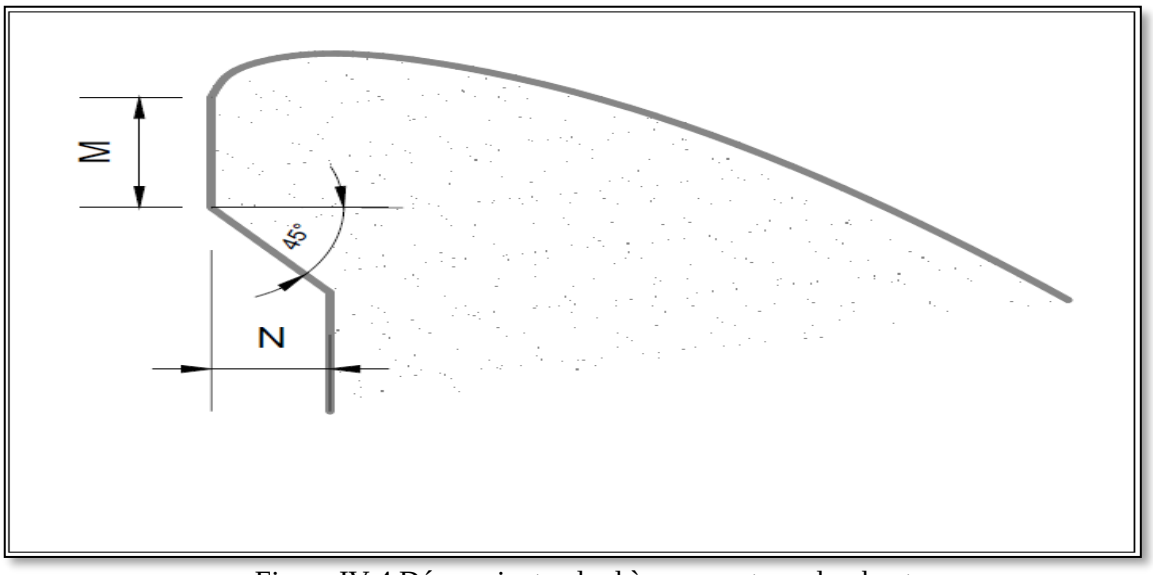

Figure IV.4 Déversoir standard à parement surplombant

Tel que on a :

$N/H_0 > 0$

$M/N > 1/2$ $\Longrightarrow$ d'après ces conditions : M=1.5m , N=1.25m

$M/H_0 > 0{,}59$

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.3 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

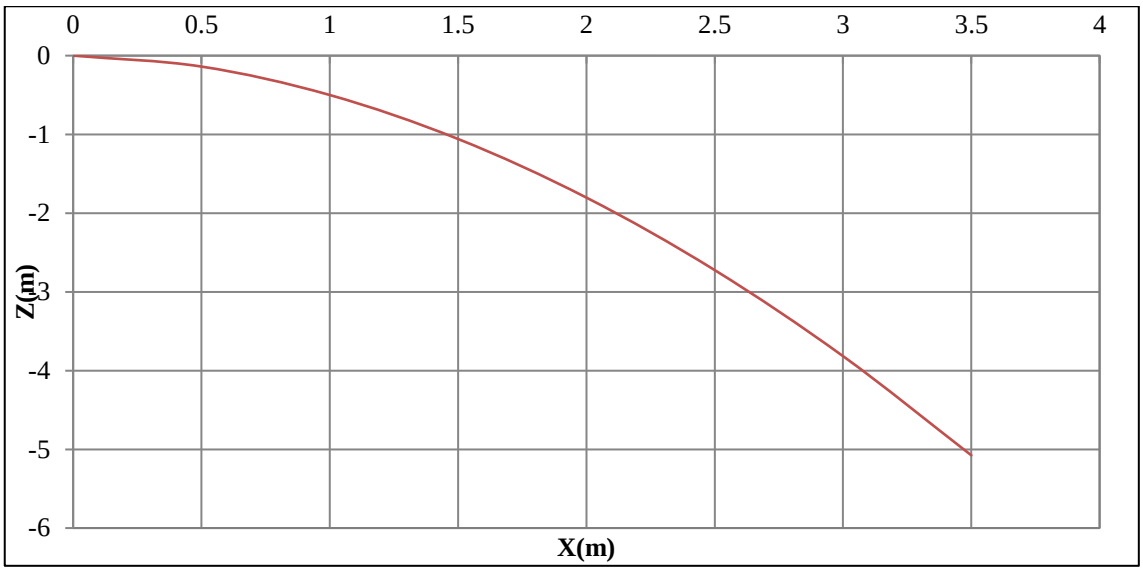

Figure IV.5 Profil de quadrant aval

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.

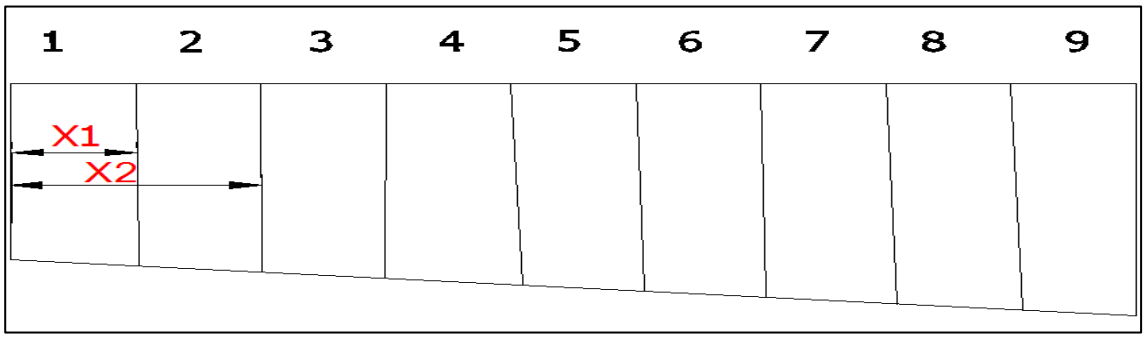

Figure IV.6 Représentation des tranchées

Le débit spécifique est donné par :

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

A.N : $q_d = \frac{790.38}{90.2}$ q_d=8.76 $m^2/s/m$.

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

$$Qi=q.Xi \quad \text{…….. (IV.08).}$$

En fixant la vitesse d'eau moyenne (Vin) au bout de la tranchée (l = 10m) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$Vi=Vin+a(Xi-1) \quad \text{…….. (IV.09).}$$

$$a= (Vf-Vin)/(L-1) \quad \text{……..... (IV.10).}$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

On prend :

Vin = (3 ÷ 5) m/s Vin = 4 m/s.

Vf = (8 ÷ 10) m/s Vf = 9 m/s.

$$a=\frac{9-4}{90-1}=0.056$$

D'où : **a = 0,056**

- Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$Wi=Qi/Vi \ (m^2) \quad \text{……..…….... (IV.11).}$$

- Calcul de la largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par :

$$bi = L_1 + \frac{X_i \times (L0-L1)}{L} \quad \text{…….. (IV.12).}$$

On calcul les différentes largeurs :

$L_C=Q^{0.4}$

Donc : $Lc = 785.3^{0,4} = 14.42m$.

Pour éviter les phénomènes de cavitation dans le canal on augmente cette largeur et selon aussi la topographie on prend **L_c = 20 m**.

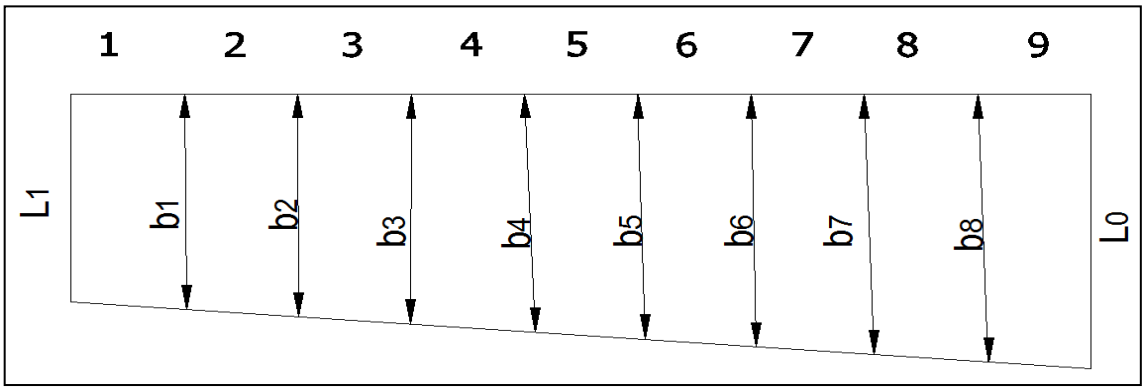

Figure IV.7 Représentation des tranchées de canal latéral.

On a : selon la topographie on prend les rapports suivants : $\frac{L_0}{L_C} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

Donc : **L_0 = 20m** et **L_1 = 15m**

- On calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

hi = (- bi + $\sqrt{\mathbf{bi^2 + 4m\,Wi}}$) / 2m…….. (IV.13).

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

- On calcul la pente de fond pour chaque site :

Cette pente est donnée par :

$Ii = Vi^2 / Ci^2 . Ri$ …….. (IV.14).

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

Ri : rayon hydraulique (m).

Ci : coefficient de Chézy sera donné par : $Ci = 1/n \times R^{\frac{1}{6}}$ ……..…… (IV.15)

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

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

Δhi = Ii . Δxi (m) ; … ……. (IV.16)

ΔXi = Xi – Xi-1 (m) …….(IV.17)

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

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.4 Hauteurs d'eau et pertes de charge

N	Xi (m)	Qi (m³/s)	Vi (m²)	Wi (m)	bi (m)	hi (m)	P mou	Ri	Ci	Ii	Δh(m)
1	10	87.82	4.504	19.498	15.554	1.222	17.998	1.083	77.91	0.0031	0.031
2	20	175.64	5.064	34.684	16.109	2.066	20.241	1.714	83.85	0.0021	0.021
3	30	263.46	5.624	46.846	16.663	2.670	22.003	2.129	86.81	0.0020	0.020
4	40	351.28	6.184	56.805	17.217	3.114	23.445	2.423	88.62	0.0020	0.020
5	50	439.1	6.744	65.110	17.772	3.443	24.658	2.641	89.85	0.0021	0.021
6	60	526.92	7.304	72.141	18.326	3.691	25.708	2.806	90.73	0.0023	0.023
7	70	614.74	7.864	78.171	18.880	3.878	26.636	2.935	91.38	0.0025	0.025
8	80	702.56	8.424	83.400	19.435	4.017	27.469	3.036	91.88	0.0028	0.028
9	90.20	790.38	8.9952	87.867	20.000	4.114	28.228	3.113	92.25	0.0031	0.032

Tableau IV.5 Côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée

N	Δh	Hi (m)	Cote P.E	Cote Fond
0	0	0	903.6	903.6
1	0.031	1.222	903.569	902.378
2	0.021	2.066	903.579	901.534
3	0.02	2.67	903.58	900.93
4	0.02	3.114	903.58	900.486
5	0.021	3.443	903.579	900.157
6	0.023	3.691	903.577	899.909
7	0.025	3.878	903.575	899.722
8	0.028	4.017	903.572	899.583
9	0.032	4.114	903.568	899.486

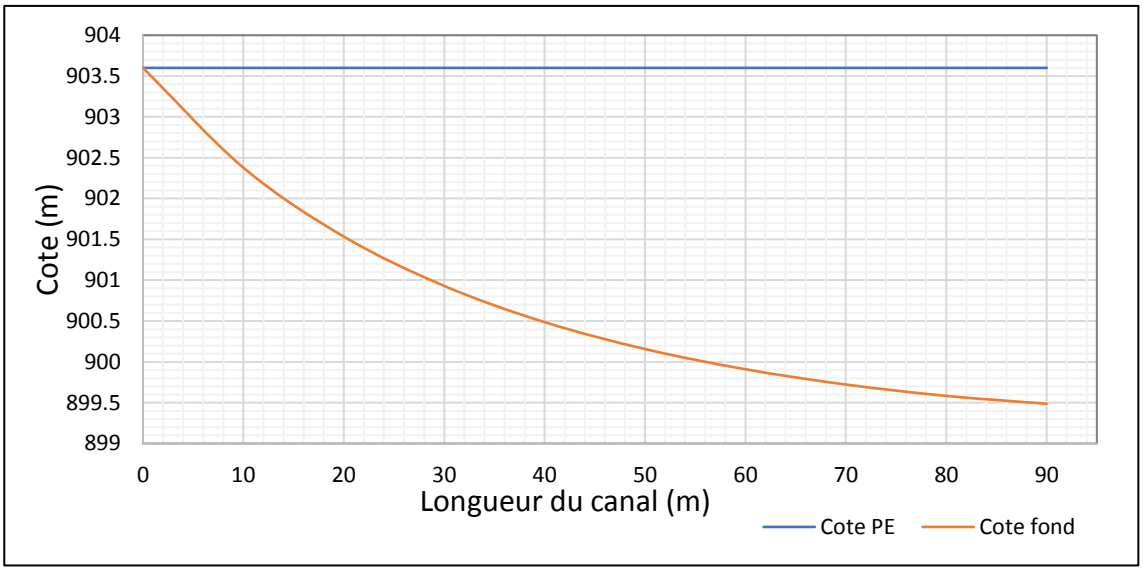

Figure IV.8 Les cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée

IV.2.3 Coursier :

On a opté pour une section rectangulaire pour le coursier, le choix du type de la section est justifié par les avantages qui peuvent être offert par la section rectangulaire, soit sur les travaux de réalisation que pour les paramètres hydrauliques optimaux.

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=10%.
- La débitante est donnée $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 2499.4$
- 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 :

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

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 à une valeur qui s'approche de k=2499.4, donc tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Détermination de la hauteur normale

b (m)	h (m)	S (m^2)	P(m)	R(m)	C*$R^{1/2}$(m/s)	K(m^3/s)
20	1	20	22	0.9091	15.7123	314.25
20	1.5	30	23	1.3043	19.9391	598.17
20	2	40	24	1.6667	23.4413	937.65
20	2.5	50	25	2.0000	26.4384	1321.92
20	3	60	26	2.3077	29.0572	1743.43
20	3.5	70	27	2.5926	31.3777	2196.44
20	3.6	72	27.2	2.6471	31.8115	2290.43
20	3.7	74	27.4	2.7007	32.2352	2385.40
20	3.8	76	27.6	2.7536	32.6505	2481.44
20	**3.81**	**76.2**	**27.62**	**2.7589**	**32.6920**	**2491.13**
20	3.9	78	27.8	2.8058	33.0577	2578.50

Donc la hauteur normale est : $\mathbf{h_n=3.81m.}$

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

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

AN : $\mathbf{h_{cri}=5.32m.}$

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

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

AN $\mathbf{I_{cr}=0.0019}$

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 S1).

- **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.

La topographie de site a donné une pente de 9.4% (5.35°) donc la profondeur à la fin de coursier se trouve à une sur une distance horizontale de 325m.

Note : Les résultats obtenus lors de calcul sont représentés dans Annexe n°10**.**

L'évolution de tirant d'eau dans le coursier est donnée da les figures suivantes :

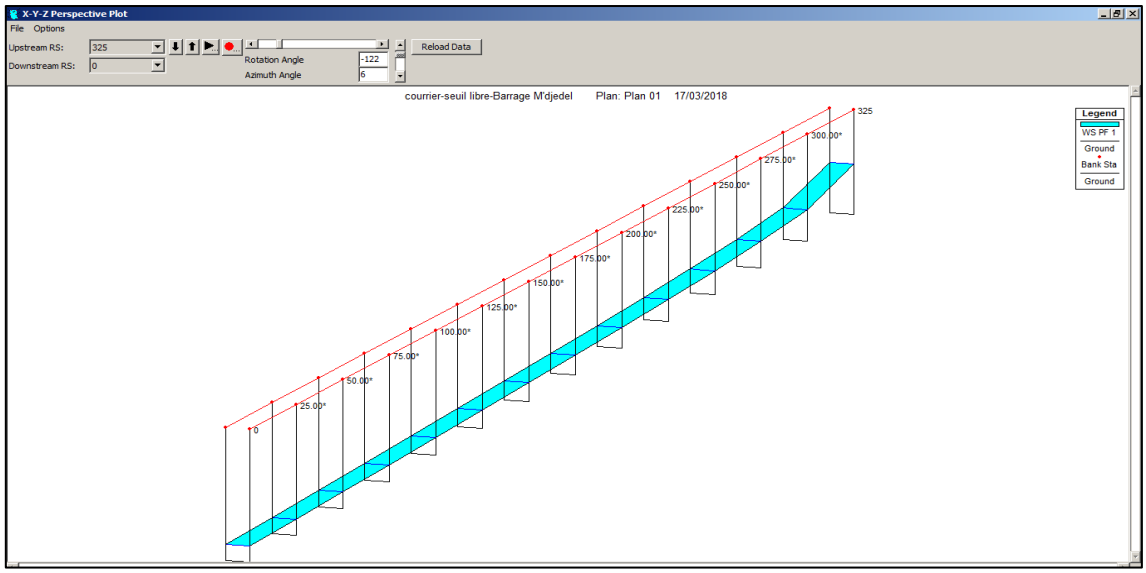

Figure IV.9 L'évolution de tirant d'eau dans le coursier en 3D

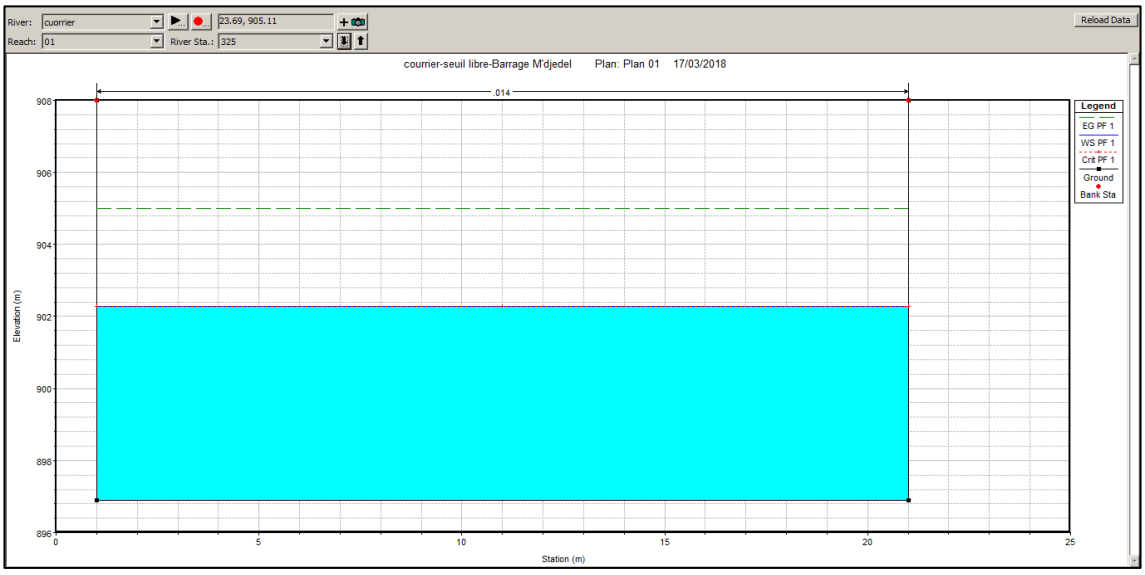

Figure IV.10 Tirant d'eau dans la section amont de coursier.

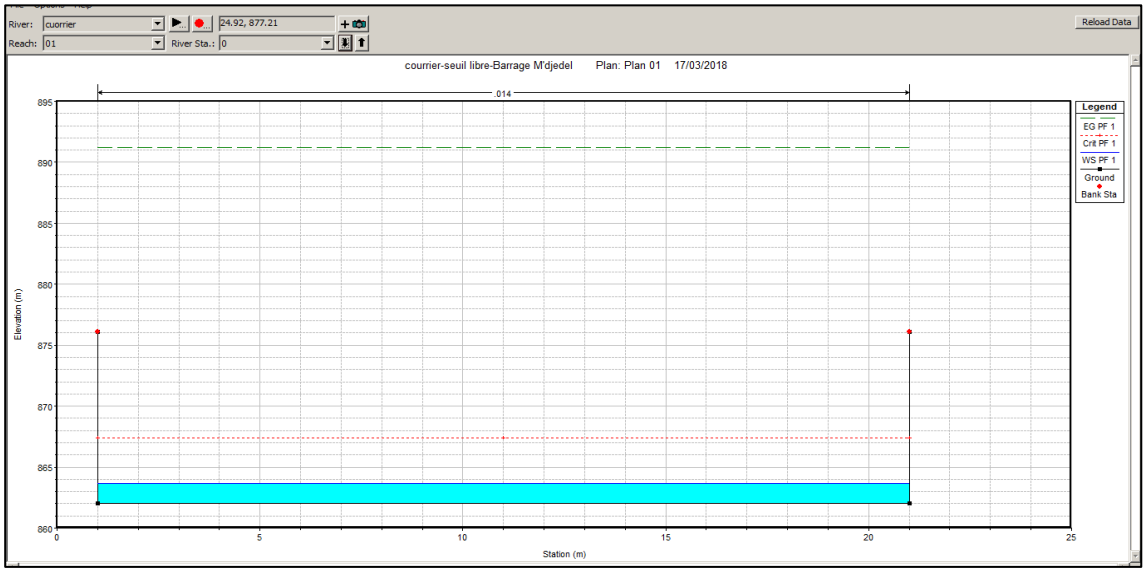

Figure IV.11 Tirant d'eau dans la section aval de coursier

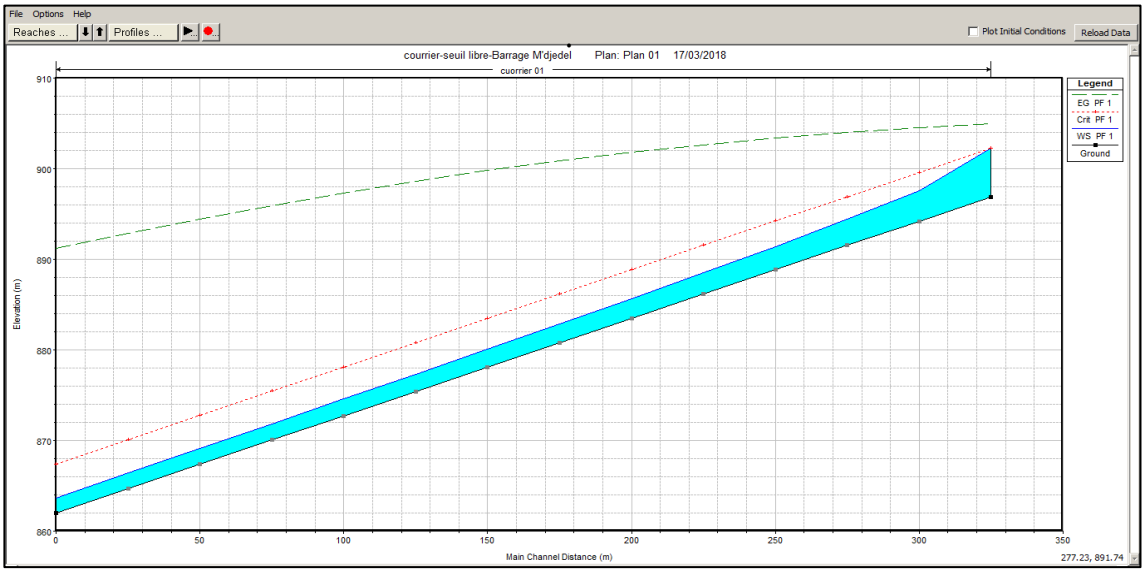

Figure IV.12 Profil en long de coursier et l'évolution du la ligne d'eau

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

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suit :

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

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} \quad \text{.....(IV.21).}$$

Et d'après la ligne d'eau cette hauteur varie le long de coursier comme suit :

Tableau IV.7 La variation de la hauteur de murs bajoyers

Section	Profil	V (m/s)	h (m)	R (m)	H (m)
1	325	7.3	5.41	0.70	6.11
2	300	11.31	3.5	0.92	4.42
3	275	13.22	2.99	1.01	4.00
4	250	14.7	2.69	1.08	3.77
5	225	15.93	2.48	1.13	3.61
6	200	16.99	2.33	1.18	3.51
7	175	17.91	2.21	1.22	3.43
8	150	18.73	2.11	1.26	3.37
9	125	19.45	2.03	1.29	3.32
10	100	20.1	1.97	1.32	3.29
11	75	20.69	1.91	1.34	3.25
12	50	21.21	1.86	1.36	3.22
13	25	21.68	1.82	1.38	3.20
14	**0**	**22.11**	**1.79**	**1.40**	**3.19**

Pour la section aval de coursier on a : **H_{baj}=3.20m**

- **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 ou $v>v_{cr}$.

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

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

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. 8 Vitesse critique d'aération à pas de 25m

Section	Profil (m)	Y(m)	V(m/s)	R(m)	V_{crt}
1	325	5.41	7.3	3.51	42.66
2	300	3.5	11.31	2.59	36.82
3	275	2.99	13.22	2.30	34.76
4	250	2.69	14.7	2.12	33.42
5	225	2.48	15.93	1.99	32.41
6	200	2.33	16.99	1.89	31.61
7	175	2.21	17.91	1.81	30.96
8	150	2.11	18.73	1.74	30.38
9	125	2.03	19.45	1.69	29.95
10	100	1.97	20.1	1.65	29.61
11	75	1.91	20.69	1.60	29.17
12	50	1.86	21.21	1.57	28.90
13	25	1.82	21.68	1.54	28.64
14	**0**	**1.79**	**22.11**	**1.52**	**28.46**

Les vitesses d'écoulement sont toujours inférieures à V_{cr} donc il n'y aura pas d'aération de l'écoulement, dans notre cas la hauteur de mur bajoyer est évoluée selon la ligne d'eau jusqu'à la section aval de coursier qui atteint 3.2m de hauteur.

- **Vagues roulantes : [6].**

  Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

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

$$F_r^2 = \frac{V^2}{g.h} \quad \text{……..(IV.23).}$$

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

Donc on a : **b/h=11.17** et **Fr^2=27.83** $\Rightarrow$ Les conditions ne sont pas vérifiées.

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

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.9 Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude

Fourchette de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
1 ≤Fr≤ 1.7	Ressaut ondulé
1.7 ≤Fr≤ 2.5	Ressaut faible de petites apparaissions en surface.
2.5 ≤Fr≤ 4.5	Ressaut oscillant.
4.5 ≤Fr≤ 9	Ressaut stable (stationnaire).
Fr≥ 9	Ressaut fort (écoulement très turbulent).

Pour notre cas :

4.5 ≤FR≤ 9 et la vitesse à la sortie de coursier est supérieure à 15m/s (**22.11m/s**).
Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III »

- **Dimensionnement du bassin :**

D'après l'abaque (voir Annexe n°11) on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8F_r^2} - 1) = 6.97$$

$y_2 = y_1 * 6.97 = 6.97 * 1.79$

$y_2 = 12.47$ m

La longueur du bassin d'après l'abaque (voir Annexe n°11).

$$\frac{L}{Y_2} = 3.85$$ On trouve $L_{bassin} = 3.85 * 12.47 = 48$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.10 Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	Dimensions	Indice	Formules	Valeurs (m)
Blocs du chute	Longueur	l	$2*y_1$	3.6
	Hauteur	h	y_1	1.79
	Largeur	w	y_1	1.79
	Espacement entre deux blocs	e	y_1 et $y_1/2$	1.79 et 0.90
Seuil denté	Hauteur	h_{seuil}	$0.2* y_2$	2.5
	Largeur	l_{seuil}	$0.15*y_2$	1.9
	Espacement entre deux dents	e_{seuil}	$0.15*y_2$	1.9
	Largeur en crête	w_{seuil}	$0.02\ y_2$	0.25

Remarque :

D'après la topographie du lit de l'oued au voisinage de la fin de dissipateur d'énergie, la projection d'un chenal de restitution s'avère n'est pas nécessaire et l'eau qui provienne par le dissipateur seront restituées directement dans le cours d'eau naturel

Conclusion :

Après cette étude, on constate que les conditions hydrauliques le long de l'évacuateur de crue sont vérifiées, le phénomène d'aération dans le coursier et le phénomène de cavitation et d'affouillement du béton sont écartés.

Et le passage de la crue par l'évacuateur s'effectue dans des conditions normales admissibles.

V. ETUDE D'EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A TOUCHES DE PIANO(PK-WEIR)

Objectif de l'étude:

Le but de ce chapitre est d'étudier la variante PK-WEIR, il se compose de trois parties. 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 $m^3/s/m$, 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 déversoir à touche de piano (PK-Weir) : [9]

Sur la base des essais préliminaires sur des modèles réduits 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.

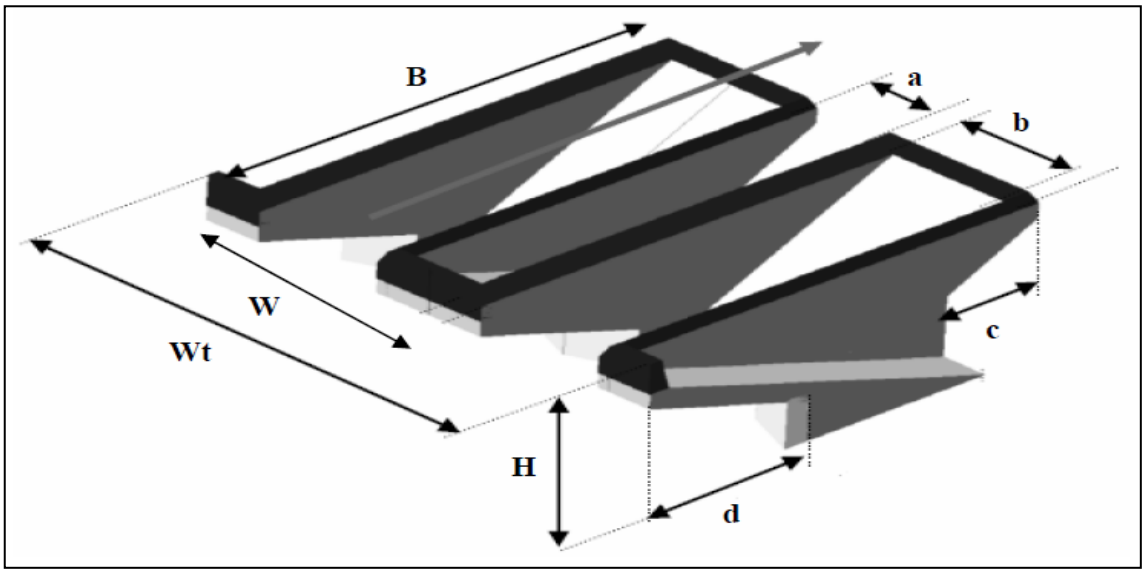

Figure V.1 Schéma d'un élément du déversoir en touche de Piano (PK-Weir)

Avec :

H ou (p) : hauteur de pelle du PK-Weir .
B : longueur d'une paroi latérale.
a : largeur de l'alvéole amont.
b : largeur de l'alvéole aval.
c : longueur du porte-à-faux amont.
d : longueur du porte-à-faux aval.
W: largeur d'un cycle du déversoir.
Wt : largeur totale du déversoir.

Pour la configuration de telle géométrie de déversoir PK-Weir des études expérimentales sur modèles réduits ont montrés :

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 :

- Aspect vertical W/P (P=H).
- 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 proposée par (Leite Ribeiro.2009) qui se base sur les résultats d'essais du modèle réduit du barrage de Saint-Marc et Gloriette (France), il a abouti à sa formule qui est donnée comme suit :

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

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 $m^3/s/ml$. 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).

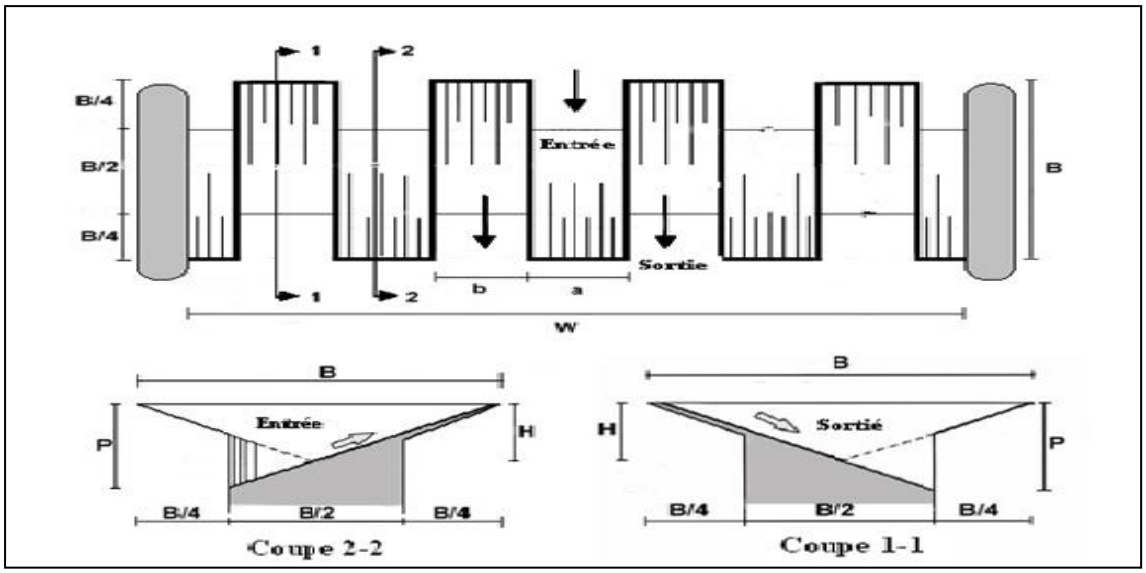

Figure V.2 PK-Weir de type A

V.1.1.2 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 structurels sont moins importants pour les grands débits spécifiques.

Cela pourrait ainsi être le choix le plus attirant pour plusieurs barrages futurs.

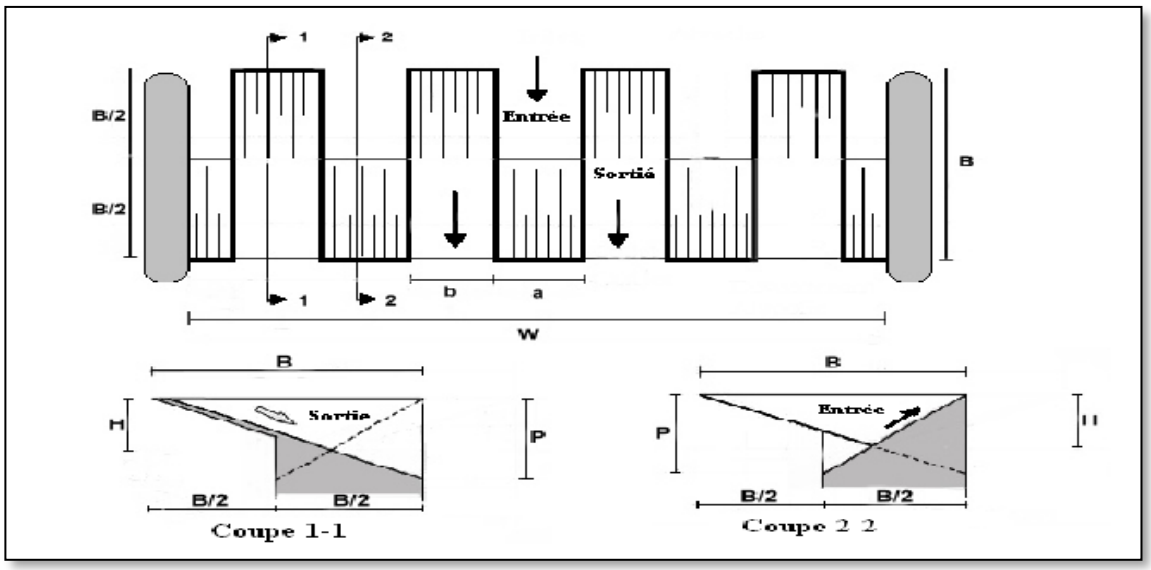

Figure V.3 PK-Weir de type B

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).

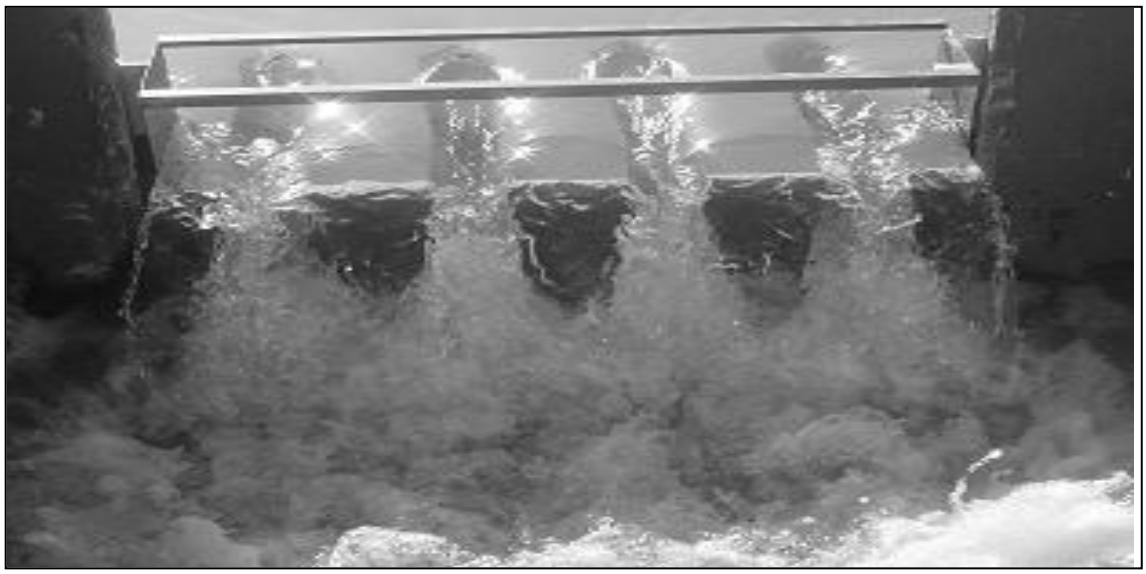

Figure V.4 Ecoulement en deux nappes déversantes sur un cycle de PK-Weir (Ouamane,2006,b)

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

La performance hydraulique du PK-Weir est en fonction des paramètres sans dimensions tirés 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 :

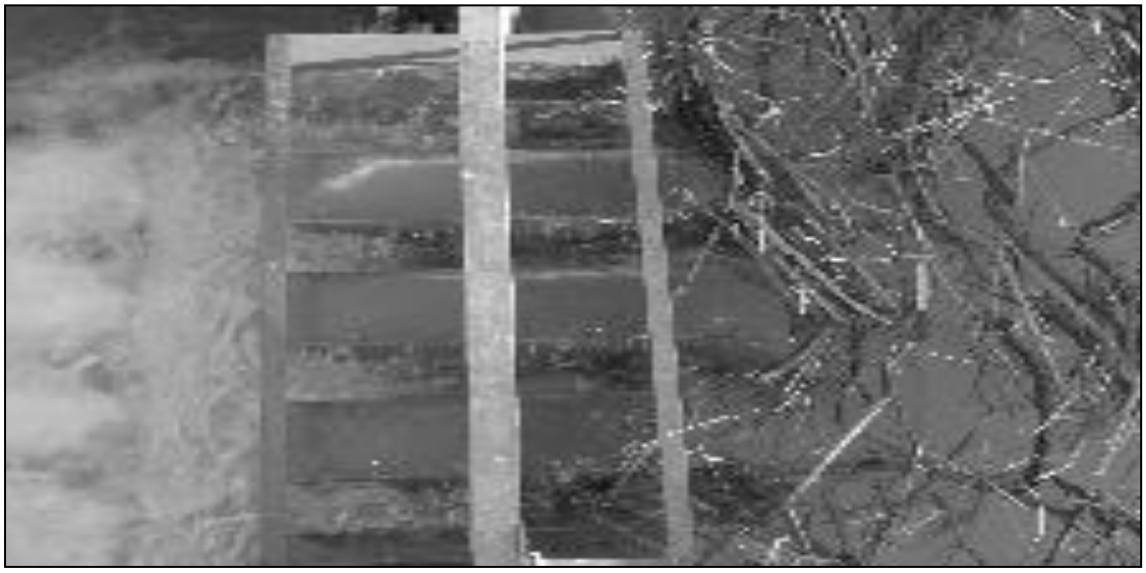

Figure V.5 Fonctionnement du PK-Weir avec encombrement de l'entrée par des corps flottants

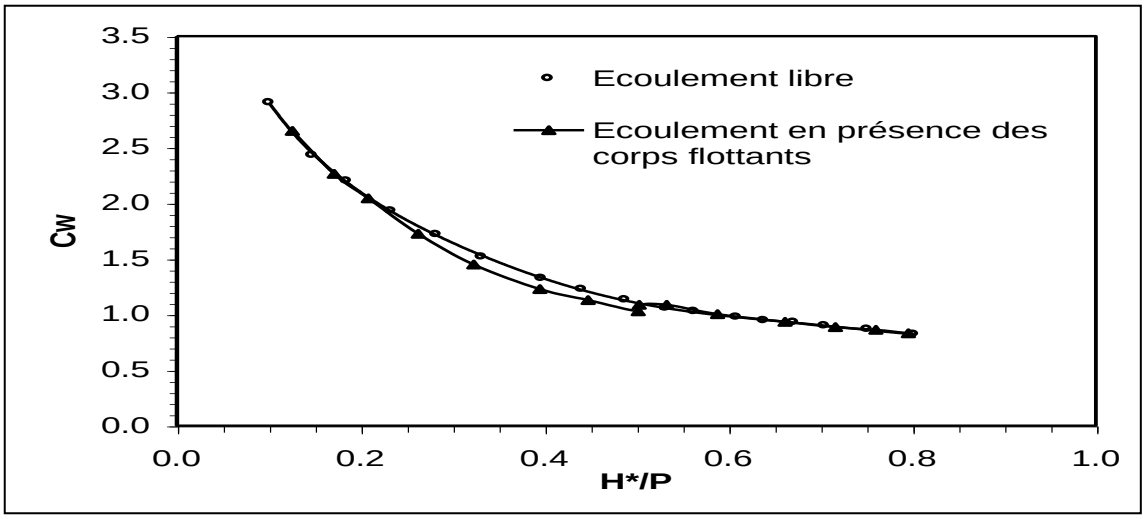

Figure V. 6 Coefficient de débit en fonction de la présence des corps flottants (Ouamane, 2006b)

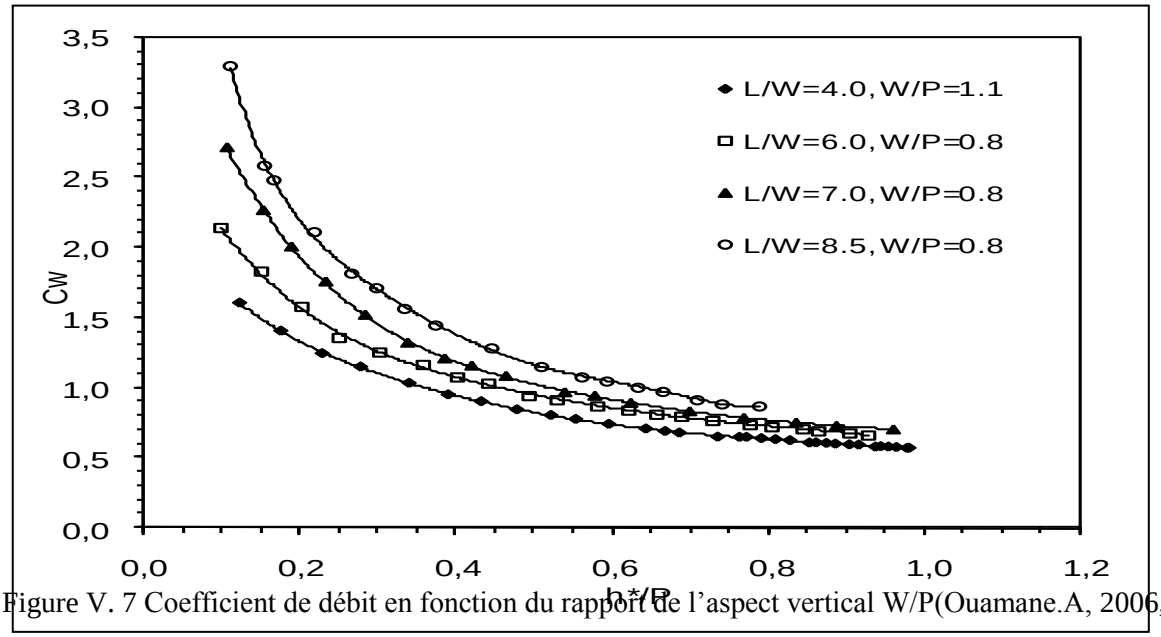

Figure V. 7 Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical W/P(Ouamane.A, 2006,b).

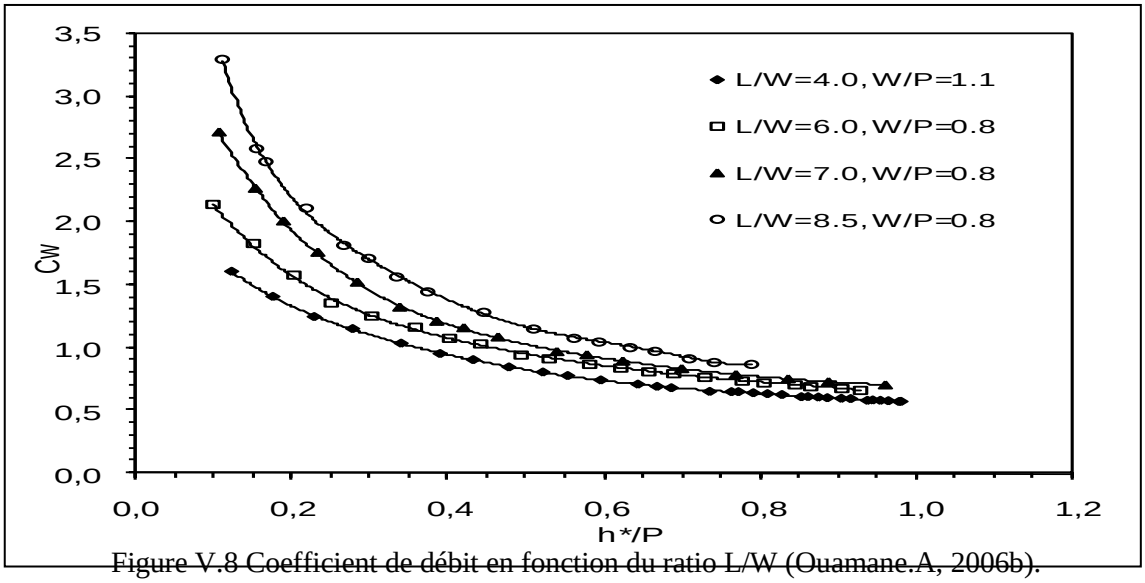

Figure V.8 Coefficient de débit en fonction du ratio L/W (Ouamane.A, 2006b).

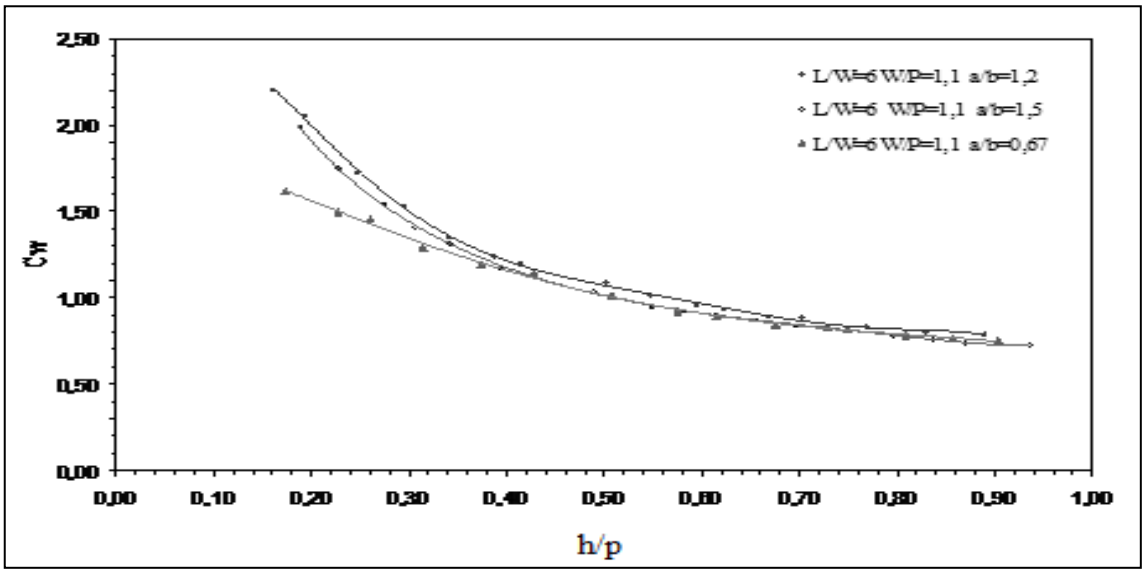

Figure V.9 Coefficient de débit en fonction des largeurs des alvéoles amont et aval

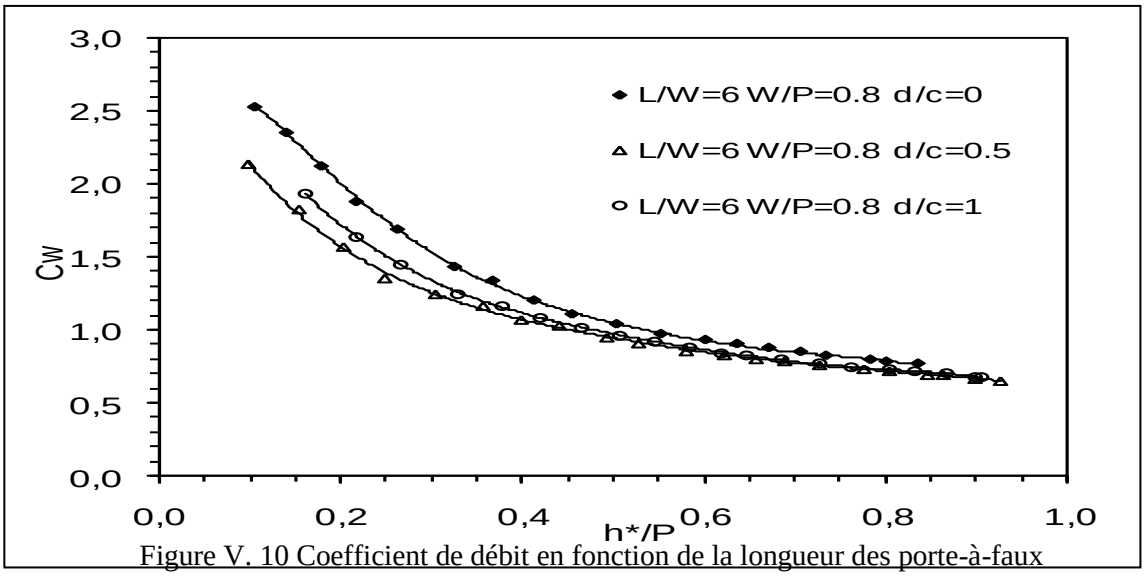

Figure V. 10 Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux

(Ouamane.A, 2006b).

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

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

D'où :

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

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 à la vitesse d'écoulement.

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

Avec :

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

$\frac{\frac{b}{W}}{\left(\frac{h}{p} \right)^{0.5} + 1}$: variation de la contraction latérale due à 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 est le 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).

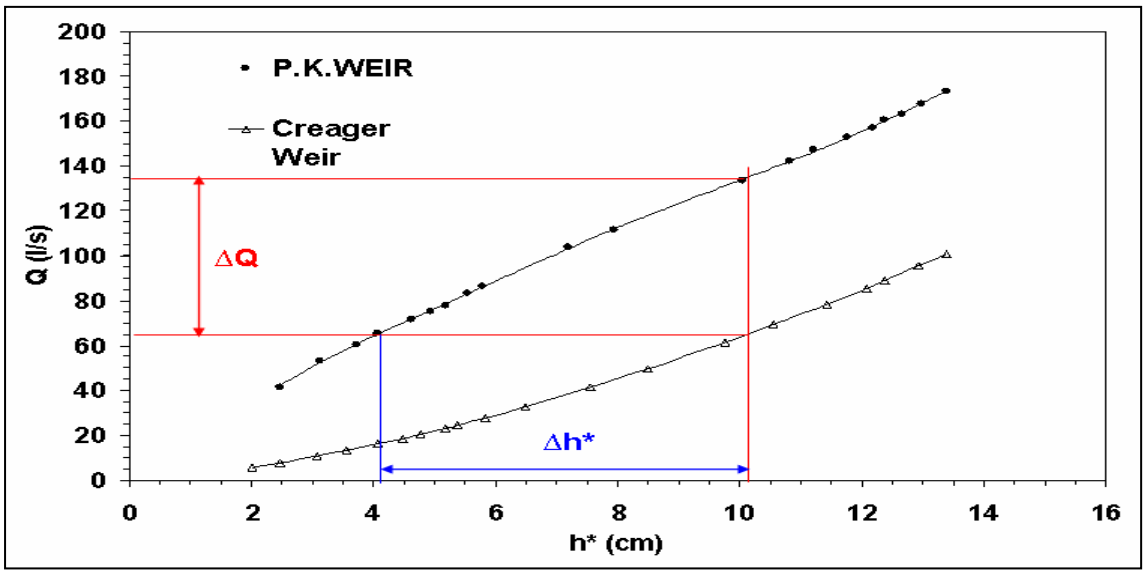

Figure V.11 Comparaison de débit entre le PK-Weir et le déversoir Creager Ouamane 2006c)

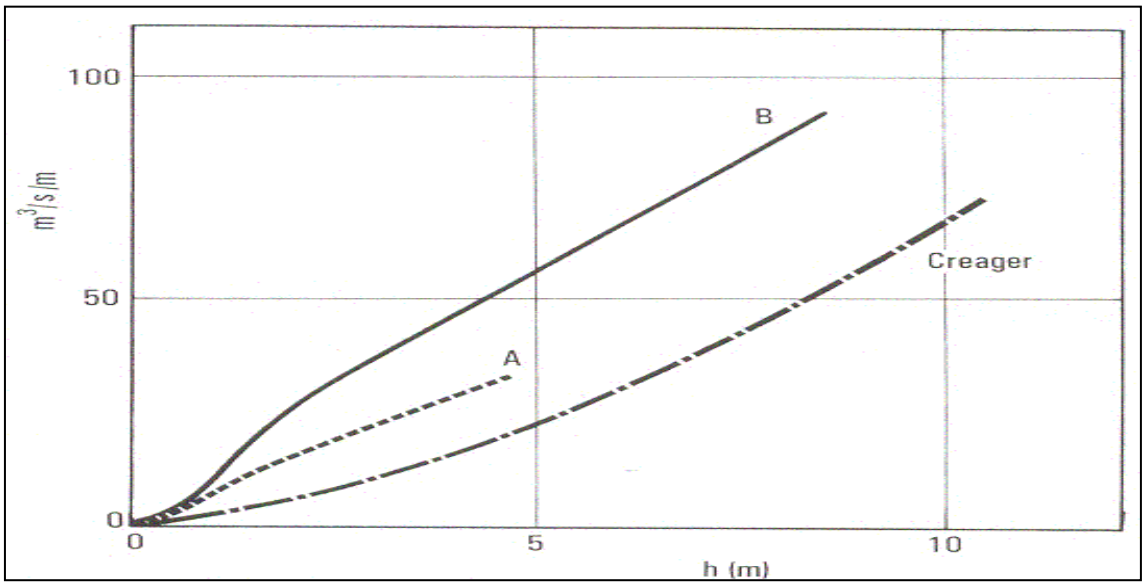

Figure V. 12 l'abaque de sélection de modèle PK-Weir type A et B

(A.Ouamane et F.lempériere 2006).

Conclusion :

Nous avons présenté dans cette bibliographie les principaux travaux effectués dans le domaine des évacuateurs de crues, type labyrinthe en touche de piano. Ce qui nous a permet 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 hydrauliques 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. A la fin on établit un essai avec le passage des corps flottants.

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 (1/30) , 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 790.38m^3/s.

- **Etude sur modèle :**

L'étude expérimentale a été réalisée sur un modèle de déversoir PK-Weir type A de 1m de largeur d'une configuration géométrique normalisé, confectionné en plaques de tôles métalliques d'épaisseur e = 3mm.

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

Tableau V.1 Caractéristiques géométriques du model

Nombre de cycle	Longueur développée	Largeur totale de déversoir	Hauteur de pelle	Longueur des alvéoles	Largeur d'un cycle Largeur d'un cycle de	Largeur alvéole amont	Largeur d'alvéole aval	Longueur de porte à faux amont	Longueur de porte à	Rapport c/d	Rapport L/W_t	L'aspect vertical	Rapport largeur des alvéoles
n	L	Wt	P	B	W	a	b	c	d	c/d	L/Wt	W/P	b/a
-	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	-	-	-
6	600	100	16.5	41.6	16.5	6.6	9.9	10	10	1	6	1	1.5

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 85 l/s pour chaque une, 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 1 m. 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 5x4m et de hauteur 1.5m, des vitres en verre sont insérées dans l'une des parois latérales 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 deux débitmètres à ultrason et électromagnétique installés sur les deux conduites d'adduction.

A la sortie aval du bassin de simulation se situe l'endroit d'emplacement de modèle 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 bâche 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 Photos de la station d'expérimentation. (Vue amont)

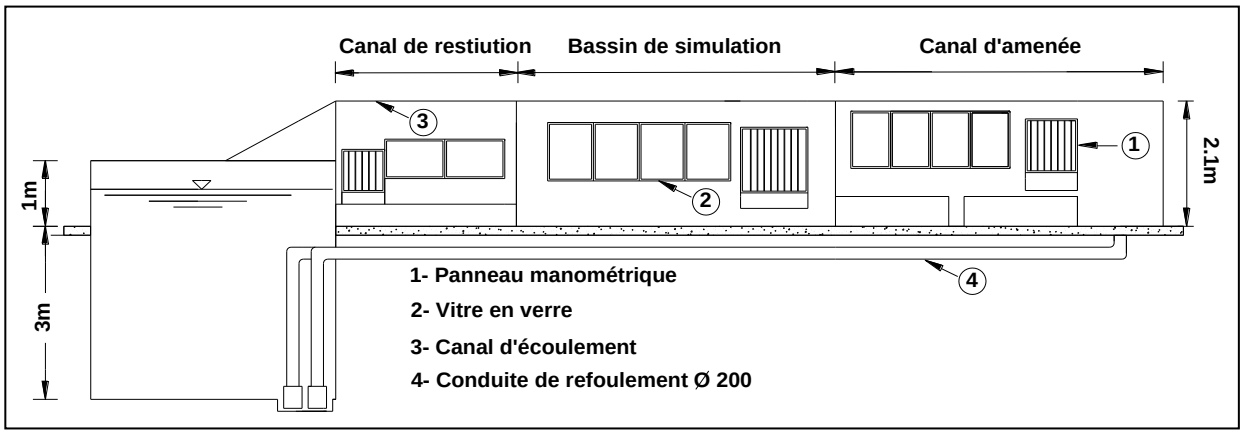

Figure V.14 Schéma du dispositif expérimental (Vue de profil)

- **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.

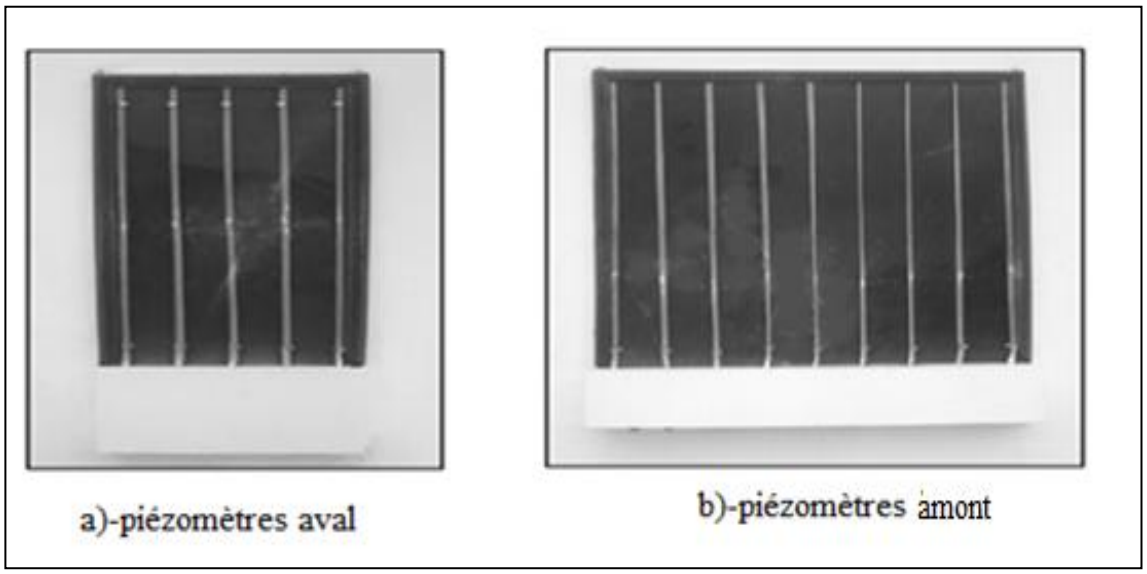

Figure V.15 Tableaux manométriques de mesure des niveaux d'eau amont et aval

- **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 (Commuwin).



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

b) Procédure expérimentale :

Le protocole expérimental est constitué de quatre 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'au 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 donnée comme suit :

$$h = h_{pz} - h_0 \quad \text{..... (V.06)}$$

h :charge sur le déversoir.
H_{pz} : charge piézométrique mesuré(cm).
h_0 :charge initiale a niveau du seuil du déversoir.

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.

$$q = \frac{Q_{P.K.Weir}}{Q_{cr}} \quad \text{…….. (V.07).}$$

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 :

$$Q_{cr} = \mu L\sqrt{2g}H^{*3/2} \quad \text{…….. (V.08).}$$

Où :

μ : Coefficient de débit d'un déversoir standard de type Creager (μ=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.2 Les résultats de calcul de la charge totale sur le déversoir et le coefficient débit

Résultats obtenus par la moyenne de deux essais				
Débit	**Charge sur le déversoir (piézomètre)**	**Charge sur le déversoir (automatique)**	**Moyenne de la Charge sur le déversoir**	**Rapport h/p**
Q (l/s)	**h_0 (cm)**	**h_c (cm)**	**H_0(cm)**	**h/p**
29.3	2.15	2.13	2.14	0.13
61.5	4.1	3.89	4.00	0.24
91	6.2	5.98	6.09	0.37
120	8.1	7.99	8.04	0.49
140	9.55	9.38	9.47	0.57
160.33	10.8	10.96	10.88	0.66

Le rendement hydraulique du PK-Weir par rapport au déversoir Creager est donné comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.3 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)
29.30	6.79	4.31
61.50	17.36	3.54
91.00	32.62	2.79
120.00	49.48	2.43
140.00	63.25	2.21
160.33	77.89	2.06

La représentation graphique de la performance de déversoir (Pk-Weir) est donnée comme le montre la figure suivante :

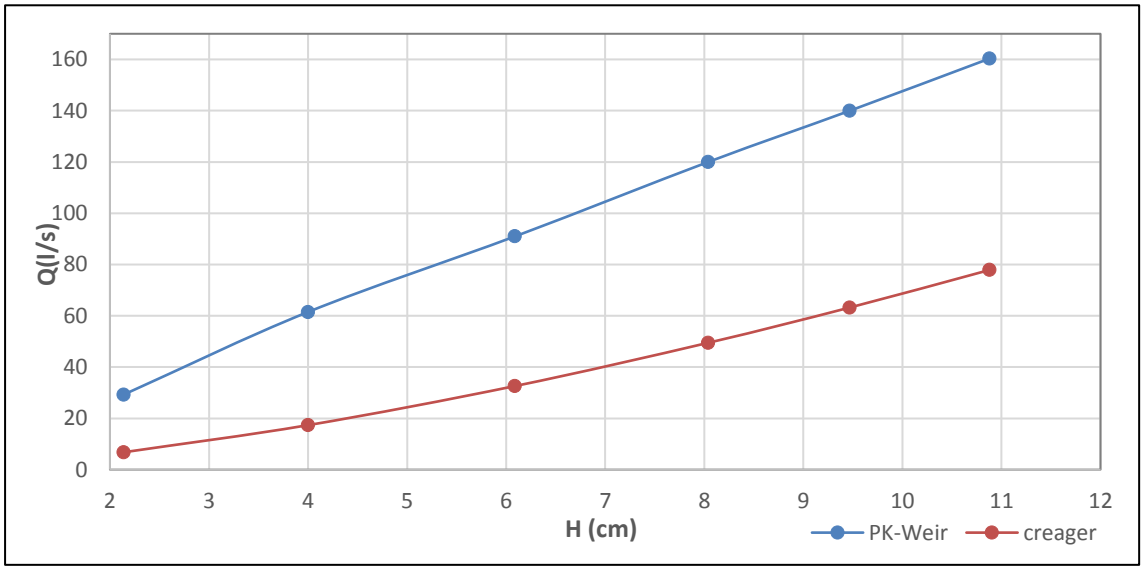

Figure V. 17 La performance de Pk-Weir par rapport au déversoir creager

Le gain de la lame d'eau est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Gain de la lame d'eau de Pk-Weir par rapport au déversoir Creager

Q (l/s)	29.30	61.50	91.00	120.00	140.00	160.33
H_d du Pk-Weir(cm)	2.14	4.00	6.09	8.04	9.47	10.88
H_d du devesoir creager(cm)	5.57	9.09	11.77	14.13	15.64	17.11
Gain de la lame d'eau(cm)	3.43	5.09	5.68	6.09	6.17	6.23

- **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.5 Les paramètres hydrauliques à l'aval

Résultats obtenus par moyenne de trois essais	
Débit	**Tirants d'eau aval**
(l/s)	(cm)
29.30	2.55
61.50	4.10
91.00	5.05
120.00	5.95
140.00	7.24
160.33	8.07

- **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.6 L'influence des corps flottants sur le coefficient de débit

Résultats obtenus par corps flottants	
Débits	**Charge déversant**
(l/s)	(cm)
32.4	4.5
43.2	5.2
53.4	5.85
61.2	5.2
71.9	5.62
83.8	5.91
95.5	6.1

Remarque et discussion :

D'après l'essai effectué par corps flottants, on a constaté que les hauteurs sur déversoir sont plus élevées que celles sans corps flottant, cette situation est due au blocage du corps flottant sur le déversoir, une fois le débit dépasse les **53.4 l/s** aucun corps flottant n'est bloqué sur le déversoir, et les hauteurs sont devenues presque identiques avec les hauteurs sans corps flottants.

V.3 Troisième partie : validation du modèle et dimensionnement de l'évacuateur de crue.

Introduction :

Après avoir testé le déversoir en touche de piano(Pk-Weir) dans le modèle 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 :

$$\frac{Q_{modele}}{Q_{prototype}} = \left(\frac{1}{échelle}\right)^{5/2} \quad \text{..... (V.09).}$$

Avec :

$Q_{modéle}$:le débit à la station en (l/s)
$Q_{prototype}$:le débit laminée en (m^3/s)
Echelle : échelle de conversion

Il est à préciser que le débit que on veut transiter via le déversoir est de 790.38m^3/s

Le tableau ci-après

Tableau V.7 La variation du débit et hauteur sur déversoir en fonction de l'échelle

Echelle géométrique	Débit sur prototype (m^3/s)	Débit sur modèle (l/s)	Hauteur sur déversoir Modèle (cm)	Hauteur sur déversoir prototype (m)
30	790.38	160.33	10.88	3.26
35	790.38	109.06	7.32	2.56
40	790.38	78.10	5.17	2.06
45	790.38	58.18	3.8	1.71

- **Le choix de la variante optimale**

Tableau V.8 Le coût de déversoir en fonction de l'échelle

Echelle géométrique	Hauteur sur déversoir prototype (m)	Volume remblai (+/- en m^3)	Volume Béton	Le coût en DA
30	3.26	6 205.92	348	18 889 680.00
35	2.55	0.00	556	18 348 000.00
40	2.06	- 3 692.05	816	22 457 020.00
45	1.71	- 6 862.44	1172	30 514 200.00

L'étude comparative entre les différentes largeurs de déversoir, pour des raisons technico-économiques bien que pour le remblai que pour le béton, on a choisi l'échelle géométrique 35 qui donne une lame d'eau déversante de 2.55 m

Donc la configuration géométrique dans le prototype est donnée comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.9 Configuration géométrique

Echelle géométrique	Nombre de cycle	Longueur développée	Largeur totale de déversoir	Hauteur de pelle	Longueur des alvéoles	Largeur d'un cycle Largeur d'un cycle de deversoir	Largeur alvéole amont	Largeur d'alvéole aval	Longueur de porte àfaux 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
35	6	210	35	7.425	14.56	5.77	2.31	3.46	3.5	3.5

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 :

$$0.39 \le \frac{b_T}{B_T} \le 0.87$$

$$8.5° \le \theta \le 23°$$

Où: $\theta = arch\tan\frac{B_T - b_T}{2L_T}$

a) Calcul de la longueur de la transition :

$$P = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46 * B_t^2 * Y_1^2} \right) - H_0 \quad \text{..... (V.10).}$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{gP^{*3}}} \quad \text{..... (V.11).}$$

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).

H_0 ; Revanche, est pris (1.5m)

$$L_T = 1.60(B_T - b_T) \quad \text{..... (V.12).}$$

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]

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{88.29 * B_T^2}} \quad \text{..... (V.13).}$$

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Qd^{\,2}}{gb_t^2}} \quad \text{..... (V.14).}$$

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).

En utilisant la similitude de Froude :

$$\frac{Q_{modele}}{Q_{prototype}} = \left(\frac{1}{échelle}\right)^{5/2}$$

En adaptant l'échelle 35, le débit sur model est de **109.06 l/s,** la lame d'eau déversante à l'aval correspondait à ce débit est **7.32 cm** sur modèle, en utilisant la similitude de Froude on obtient une hauteur au prototype de 2.56m (h_p=2.56m)

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=2.56** d'après la formule on obtient **Y_1=1.78m,** dans cette situation on a pris la hauteur la plus hautes qui est de **2.56 m**.

- ✓ La hauteur de parement **p=5.43m.**
- ✓ La largeur finale de la transition. **b_t =14m.**
- ✓ La longueur de la transition **L_t=33.6m**.
- ✓ La hauteur d'eau à la fin de la transition. **Y_2=6.74m.**

- **Vérification des conditions de dimensionnement : [10]**

$0.39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0.87$ on a $\frac{b_T}{B_T}$ =0.40 la condition est vérifiée.

$8.5° \leq \theta \leq 23°$ on a θ=17.35° la condition de l'angle est vérifiée.

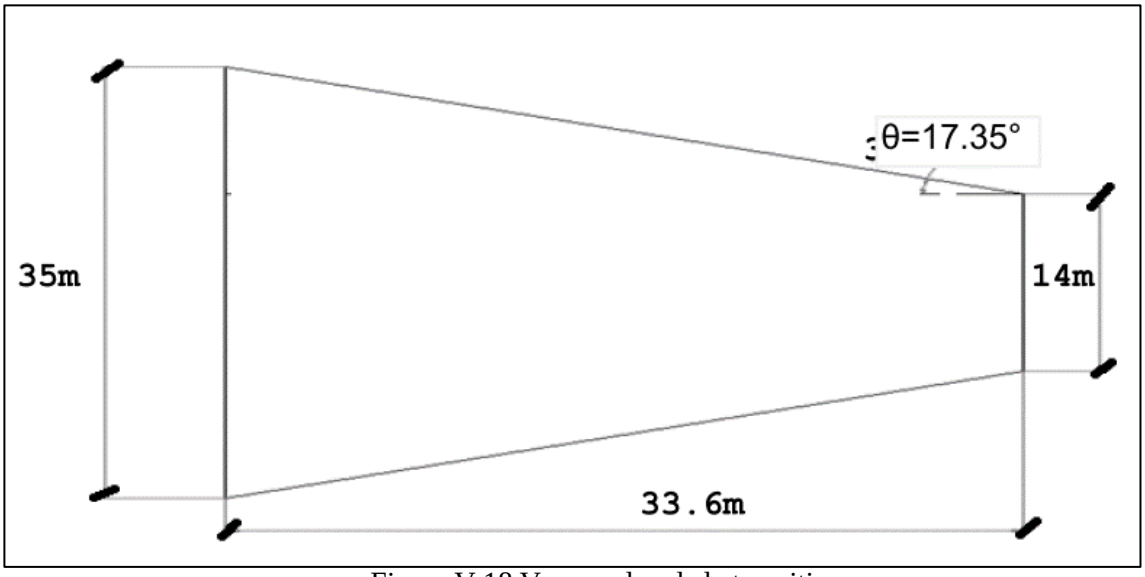

Figure V.18 Vue en plan de la transition

V.3.2.2 Dimensionnement de coursier :

On propose pour la section du coursier la forme rectangulaire 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 égal à la hauteur critique.
- Le long du coursier il devient inférieur à yc 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.
- Longueur de coursier 300 mètres
- La pente du fond pour les terrassements économique est égale a I=8% .
- La débitance est donnée $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 2794.41$
- 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 :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \quad \text{.....(V.15) .}$$

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'a atteindre a une valeur qui s'approche de k=3540.59, donc tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Détermination de la hauteur normale

b (m)	h (m)	S (m^2)	P(m)	R(m)	C*$R^{1/2}$(m/s)	K(m^3/s)
14	3	42	20	2.1000	27.3036	1146.75
14	3.5	49	21	2.3333	29.2698	1434.22
14	4	56	22	2.5455	30.9999	1736.00
14	4.5	63	23	2.7391	32.5372	2049.84
14	5	70	24	2.9167	33.9141	2373.99
14	5.5	77	25	3.0800	35.1560	2707.01
14	5.63	78.82	25.26	3.1203	35.4592	2794.90

Donc la hauteur normale est : **h=5.63 m.**

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

$$h_{cri} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{.....(V.16).}$$

h_{cri}=6.74m.

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

$$i_{cr} = \frac{n^2 * g * S}{b * R_h^{4/3}} \quad \text{.....(V.17).}$$

I_{cr}=0.0023

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 S).

- **Calcul de la ligne d'eau et les paramètres hydrauliques 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 a 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°12.

L'évolution de tirant d'eau dans le coursier du l'évacuateur de crue est donnée dans les figures suivantes :

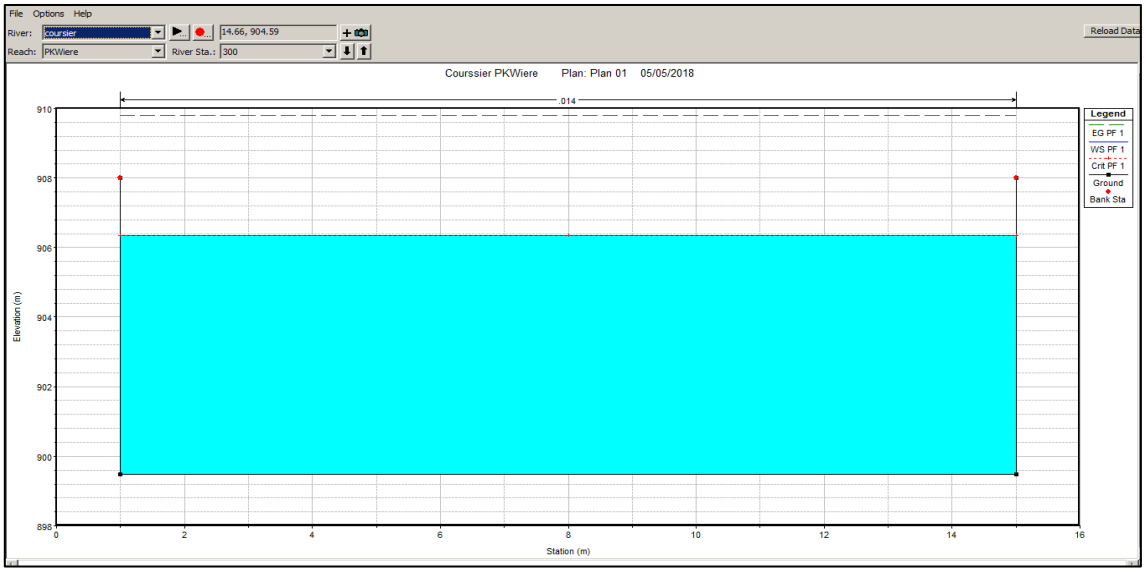

Figure V.19 Tirant d'eau dans la section amont de coursier

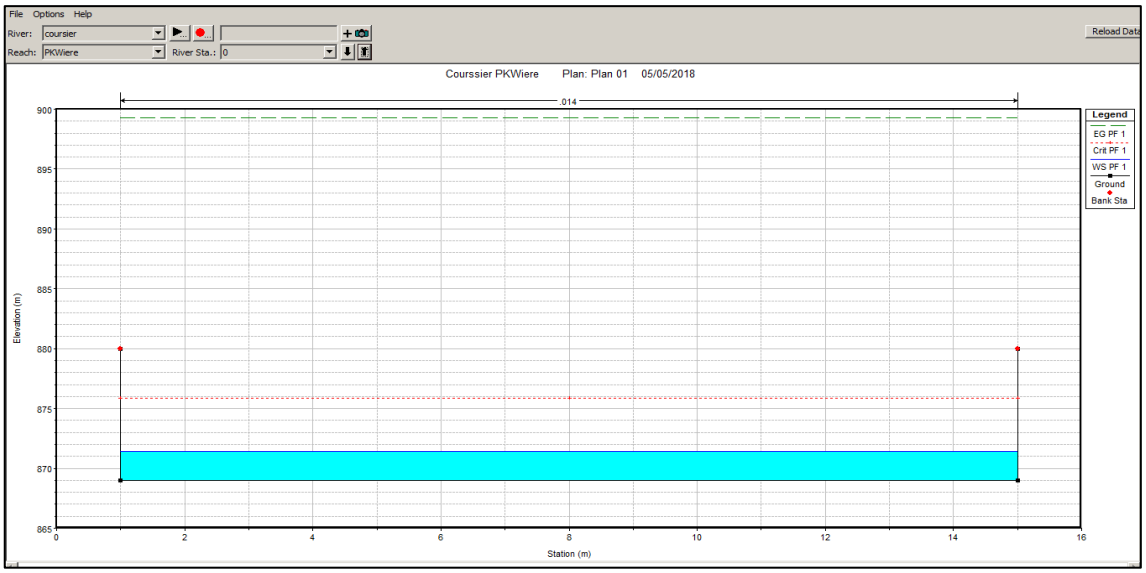

Figure V.20 Tirant d'eau dans la section aval de coursier

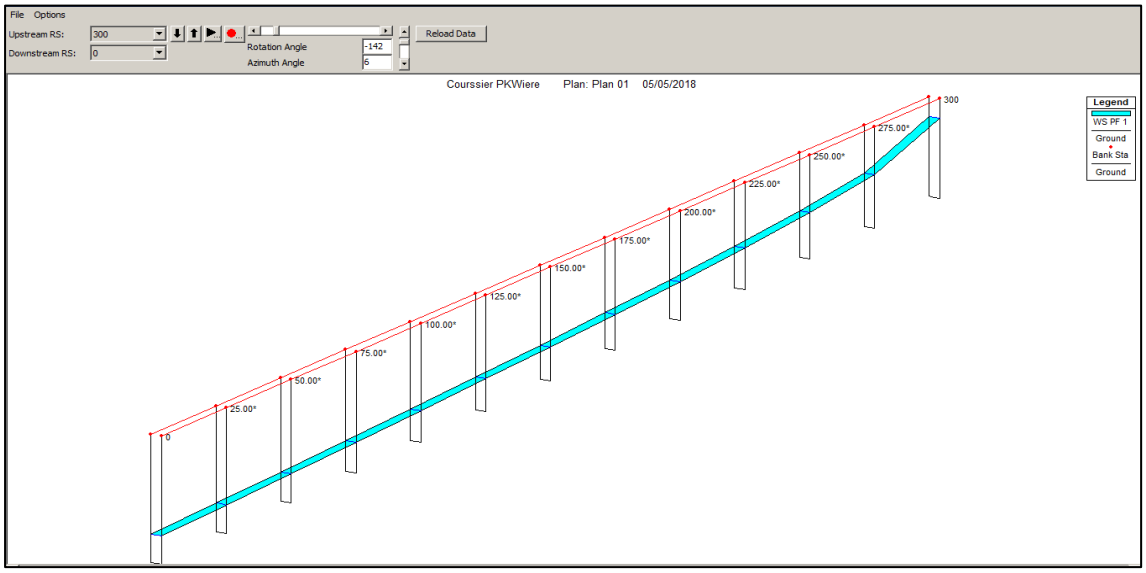

Figure V.21 L'évolution de tirant d'eau dans le coursier en 3D

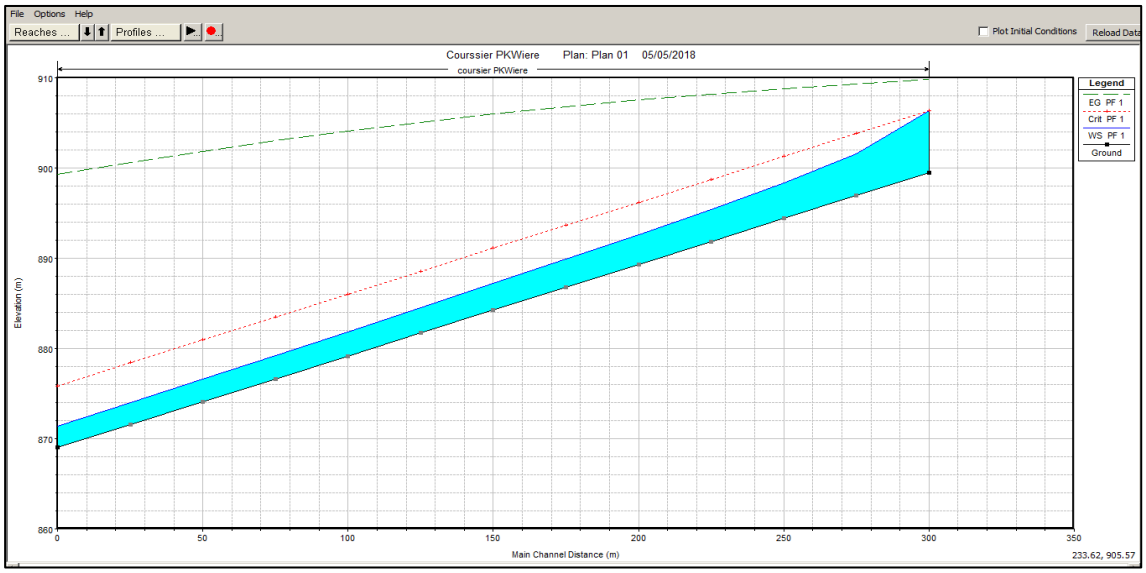

Figure V. 22 Profil en long de coursier et l'évolution du la ligne d'eau

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

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suit :

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

$$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)} \quad \text{.....(V.18).}$$

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

Pour la section aval de coursier on a :

$R = 0.06 + 0.05 * v * y^{(1/3)}$ =1.62m.

Donc H_{baj} =2.41+1.62=4m **H_{baj}=4 m**

- **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 :

$$V_{cri} = 6.63.\sqrt{g.R.\cos\theta}.\sqrt{1+\frac{0.0011}{R^2}}.\left(1+\frac{8.71.n}{R^{1/6}}\right) \quad \text{.....(V.19).}$$

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.11 Vitesse critique d'aération à pas de 25 m

Section	y	v	R	v_{crt}
1	6.86	8.23	3.46	42.32
2	4.58	12.32	2.77	37.96
3	3.95	14.29	2.53	36.30
4	3.57	15.82	2.36	35.17
5	3.3	17.11	2.24	34.28
6	3.1	18.22	2.15	33.58
7	2.94	19.2	2.07	32.98
8	2.81	20.08	2.01	32.47
9	2.7	20.87	1.95	32.03
10	2.61	21.59	1.90	31.65
11	2.54	22.25	1.86	31.34
12	2.47	22.84	1.83	31.03
13	2.41	23.39	1.79	30.76

La vitesse d'écoulement est toujours inférieure à V_{cr} donc il n'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 4 m de hauteur (annexe n°12).

- **Vagues roulantes :**

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :
$b/h<(10 \div 12)$ et $Fr^2<40$.

$$F_r^2 = \frac{V^2}{g.h} \quad \text{..... .....(V.20).}$$

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

Donc on a : **b/h=5.80** et **Fr^2=23.13** $\Rightarrow$ Les conditions pour l'aération sont vérifiées.

Le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est 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 (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.12 Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude

Fourchette de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
1 ≤Fr≤ 1.7	Ressaut ondulé
1.7 ≤Fr≤ 2.5	Ressaut faible de petites apparaissions en surface.
2.5 ≤Fr≤ 4.5	Ressaut oscillant.
4.5 ≤Fr≤ 9	Ressaut stable (stationnaire).
Fr≥ 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 :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8F_r^2} - 1) = 6.32$$

$y_2=y_1*6.32=6.32*2.41=15.23m$

Longueur du bassin d'après l'abaque (voir Annexe n°13)

$\frac{L}{Y_2} = 2.3$ Donc on a $L_{bassin}=2.3*15.23=35m$.

- **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.13 Dimensions des blocs de chute et le seuil terminal

Eléments du bassin	Dimensions	Indice	Formules	Valeurs	Unités
Blocs du chute	Longueur	L	$L=2*y_1$	5	m
	Hauteur	h	$h=y_1$	2.5	m
	Largeur	l	$l=y_1$	2.5	m
	Espacement entre deux blocs	e	$e=y_1$	2.5	m
Seuil terminal	Hauteur	h_{seuil}	$h_{seuil}=h_4$	3	m
	Pente	i	-	1/2	-
D'après l'abaque Blocs de chicanes	Hauteur de chicanes	h_{chic}	$h_{chi}=h_2$	3.60	m
	Espacement en deux chicanes	e	$e=0.75*h_2$	2.7	m
	Largeur des chicanes	l	$l=0.75*h_2$	2.7	m

Remarque :

Les eaux qui transitent par le dissipateur vont être restituer dans l'oued M'djedel, donc le canal de restitution n'est pas jugé indispensable, c'est juste de prévoir les éléments antiérosifs (enrochement) dans le lit de l'oued.

V.4 Etude comparative des deux variantes :

Objectif :

L'objectif de cette étude est de choisir la variante définitive pour l'évacuation de la crue de projet du futur barrage M'djedel en passant par l'étude technico-économique à savoir le coût de chaque une d'elles ainsi que leurs paramètres hydrauliques.

Etude technico-économique :

Le tableau suivant résume le calcul technico-économique des deux variantes :

Tableau V.14 Calcul technico-économique des deux variantes

Calcul la variante évacuatrice 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	790.38	22.11	
	Volume de béton	**Ouvrage**	**Volume (m^3)**	**Coût (DA)**	**Cout total de l'évacuateur de crue (DA)**
		Déversoir	1400	46 200 000	**329 208 000.00**
		Auge de réception	2524	83 294 640	
		Coursier	4875	160 875 000	
		Bassin de dissipation	1177	38 841 000.00	
Calcul variante évacuateur latéral en touche de piano	**Paramètres hydraulique**	**H(m)**	**Q(m^3/s)**	**V (m/s)**	**Observations** • Gain de volume de béton qu'est de l'ordre 4529m^3 • Les paramètres hydrauliques sont admissibles • Réduction de 50 % du coût de l'évacuateur de crues • Gain considérable sur le cout du pont reliant les deux rives
		2.55	(2.6 fois) 790.38	23.39	
	Volume de béton	**Ouvrage**	**Volume (m^3)**	**Coût (DA)**	**Coût total de l'évacuateur (DA)**
		Déversoir	556	18 348 000.00	**169 834 500.00**
		Transition	658	21 714 000.00	
		Coursier	3300	108 900 000.00	
		Bassin de dissipation	632.5	20 872 500.00	

Conclusion :

Après cette analyse technico-économique des deux variantes faisables, il s'avère que l'évacuateur de crue latéral en touches de piano est plus rentable pour les raisons suivantes :

- La capacité d'évacuation est importante avec des faibles charges déversantes qui arrive à 2.6 fois.
- Le risque à l'aval n'est envisageable d'après l'étude sur modèle réduit.
- Un gain important de volume du béton par rapport à la variante évacuateur latéral à entonnement latéral qui atteint 50 % de moins.
- Un gain considérable sur la longueur du pont reliant la rive droite avec la rive gauche.
- Un avantage sur le délai de réalisation.
- Plus économique que la variante latérale à entonnement latéral caractérisé par :
- Risque de saturation pour les débits spécifiques extrêmes, donc déstabilisation de régime d'écoulement dans les ouvrages d'évacuations surtout au niveau de l'auge de réception et cette conception reste toujours ouvrage couteux.

Donc le choix définitif de la variante évacuateur s'est arrêté sur la variante évacuateur latéral à déversoir touches de piano (PK-Wier).

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

FIGURE I. 1 L'EMPLACEMENT DE SITE DU BARRAGE M'DJEDEL. (SOURCE : A.N.B.T) 1
FIGURE I.2 TOPOGRAPHIE DE BASSIN VERSANT DE M'DJEDEL 4
FIGURE I.3 CARTE GEOLOGIQUE REGIONALE 6
FIGURE I.4 CARTE DE MICRO ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL. SOURCE :R.P.A (99) V2003..... 8

CHAPITRE II :

FIGURE II-1 RECTANGLE EQUIVALENT. 20
FIGURE II.2 COURBE HYPSOMETRIQUE 21
FIGURE II.3 PROFIL EN LONG DE COURS D'EAU PRINCIPAL..... 21
FIGURE II.4 REPARTITION MENSUELLE DES TEMPERATURES A LA STATION DE DJELFA 22
FIGURE II.5 REPARTITION MENSUELLE DES TEMPERATURES A LA STATION DE M'SILA..... 23
FIGURE II.6 REPARTITION DE LA VITESSE DE VENT A CHAQUE DIRECTION 23
FIGURE II.7 VARIATION MENSUELLE DE L'EVAPORATION SUR PLAN D'EAU DU M'DJEDEL 24
FIGURE II.8 REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS 25
FIGURE II.9 REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GAMMA INVERSE..... 29
FIGURE II.10 PLUIES DE COURTES DUREES 30
FIGURE II.11 INTENSITE –DUREE –FREQUENCE. 30
FIGURE II.12 REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN ANNUEL DE FREQUENCE80%..... 36
FIGURE II.13 LES HYDROGRAMMES DE CRUES POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR(SOKOLOVSKY) 45
FIGURE II.14 COURBE S=F(Z)..... 47
FIGURE II.15 COURBE V=F(Z) 47

CHAPITRE III

FIGURE III.1REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA METHODE DU KOTCHRINE..... 51
FIGURE III.3 COURBE Q LAM= F (B)..... 53
FIGURE III.4 COURBE D'OPTIMISATION..... 61
FIGURE III.5 SCHEMA POUR LE CHOIX DE L'AXE D'EVACUATEUR 64

CHAPITRE IV

FIGURE IV.1 DESCRIPTION DE L'EVACUATEUR DE CRUES..... 65
FIGURE IV.2 DESCRIPTION DE LA GEOMETRIE DU DEVERSOIR ET DEFINITION DE SYSTEME DE COORDONNEES 67
FIGURE IV.3 DETAIL DE QUADRANT AMONT..... 68
FIGURE IV.4 DEVERSOIR STANDARD A PAREMENT SURPLOMBANT..... 69
FIGURE IV.5 PROFIL DE QUADRANT AVAL 70
FIGURE IV.6 REPRESENTATION DES TRANCHEES 70
FIGURE IV.7 REPRESENTATION DES TRANCHEES DE CANAL LATERAL. 71
FIGURE IV.8 LES COTES DE LA LIGNE D'EAU ET DU FOND DE LA TRANCHEE 73
FIGURE IV.9 L'EVOLUTION DE TIRANT D'EAU DANS LE COURSIER EN 3D..... 76
FIGURE IV.10 TIRANT D'EAU DANS LA SECTION AMONT DE COURSIER. 76
FIGURE IV.11 TIRANT D'EAU DANS LA SECTION AVAL DE COURSIER..... 77
FIGURE IV.12 PROFIL EN LONG DE COURSIER ET L'EVOLUTION DU LA LIGNE D'EAU 77

CHAPITRE V

FIGURE V.1 SCHEMA D'UN ELEMENT DU DEVERSOIR EN TOUCHE DE PIANO (PK-WEIR) 83
FIGURE V.2 PK-WEIR DE TYPE A 84
FIGURE V.3 PK-WEIR DE TYPE B..... 85
FIGURE V.4 ECOULEMENT EN DEUX NAPPES DEVERSANTES SUR UN CYCLE DE PK-WEIR (OUAMANE,2006,B)..... 85
FIGURE V.5 FONCTIONNEMENT DU PK-WEIR AVEC ENCOMBREMENT DE L'ENTREE PAR DES CORPS FLOTTANTS 86
FIGURE V. 6 COEFFICIENT DE DEBIT EN FONCTION DE LA PRESENCE DES CORPS FLOTTANTS (OUAMANE, 2006B) 87
FIGURE V. 7 COEFFICIENT DE DEBIT EN FONCTION DU RAPPORT DE L'ASPECT VERTICAL W/P(OUAMANE.A, 2006,B). 87
FIGURE V.8 COEFFICIENT DE DEBIT EN FONCTION DU RATIO L/W (OUAMANE.A, 2006B). 87
FIGURE V.9 COEFFICIENT DE DEBIT EN FONCTION DES LARGEURS DES ALVEOLES AMONT ET AVAL 88
FIGURE V. 10 COEFFICIENT DE DEBIT EN FONCTION DE LA LONGUEUR DES PORTE-A-FAUX 88
FIGURE V.11 COMPARAISON DE DEBIT ENTRE LE PK-WEIR ET LE DEVERSOIR CREAGER OUAMANE 2006C)..... 90
FIGURE V. 12 L'ABAQUE DE SELECTION DE MODELE PK-WEIR TYPE A ET B 91
FIGURE V.13 PHOTOS DE LA STATION D'EXPERIMENTATION. (VUE AMONT) 93
FIGURE V.14 SCHEMA DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL (VUE DE PROFIL) 94
FIGURE V.15 TABLEAUX MANOMETRIQUES DE MESURE DES NIVEAUX D'EAU AMONT ET AVAL 94
FIGURE V.16 DISPOSITIFS DE MESURE DE DEBIT ET ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE PAR ORDINATEUR..... 95
FIGURE V. 17 LA PERFORMANCE DE PK-WEIR PAR RAPPORT AU DEVERSOIR CREAGER 97
FIGURE V.18 VUE EN PLAN DE LA TRANSITION 102
FIGURE V.19 TIRANT D'EAU DANS LA SECTION AMONT DE COURSIER 104
FIGURE V.20 TIRANT D'EAU DANS LA SECTION AVAL DE COURSIER 104
FIGURE V.21 L'EVOLUTION DE TIRANT D'EAU DANS LE COURSIER EN 3D..... 105
FIGURE V. 22 PROFIL EN LONG DE COURSIER ET L'EVOLUTION DU LA LIGNE D'EAU 105

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

TABLEAU I.1 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUE DE BASSIN VERSANT 3
TABLEAU I.2 COEFFICIENTS D'ACCELERATION DU SEISME. 8
TABLEAU I.3 LE RESUME DES RESULTATS OBTENUS SUR LE SUBSTRATUM ROCHEUX. 11
TABLEAU I.4 LES RESULTATS D'ESSAIS GEOTECHNIQUE OBTENUS SUR LES SOLS COHERENTS. 12
TABLEAU I.5 LE RESUME DES RESULTATS OBTENUS SUR LA GRANULOMETRIE. 13
TABLEAU I.6 LES RESULTATS D'ESSAIS GEOTECHNIQUE OBTENUS SUR LES ARGILES 14
TABLEAU I.7 LES RESULTATS D'ESSAIS GEOTECHNIQUE OBTENUS SUR LA ZONE DE CARRIERE 15
TABLEAU I. 8 LES RESULTATS DE L'ETUDE GEOPHYSIQUE. 16
TABLEAU I. 9 RECAPITULATIF DES RESULTATS HYDROLOGIQUES DE L'ETUDE DE FAISABILITE 17

CHAPITRE II :

TABLEAU II.1 CARACTERISTIQUES HYDRO-MORPHO METRIQUES DU BASSIN VERSANT 19
TABLEAU II.2 LES COORDONNEES DE LA COURBE HYPSOMETRIQUE 20
TABLEAU II.3 TEMPERATURES(C°) AUX STATIONS DE DJELFA ET M'SILA SOURCE : O.N.M 22
TABLEAU II.4 VENT MOYEN A CHAQUE DIRECTION (SOURCE O.N.M) 23
TABLEAU II.5 REPARTITION DE L'EVAPORATION MENSUELLE. 24
TABLEAU II.6 CARACTERISTIQUES DES STATIONS PLUVIOMETRIQUES DISPONIBLES (SOURCE : A.N.R.H) 24
TABLEAU II.7 REPARTITION MENSUELLE DE LA PLUIE ANNUELLE (SOURCE : A.N.R.H) 25
TABLEAU II.8 CARACTERISTIQUES EMPIRIQUES DE LA SERIE AVEC N=41ANS. 27
TABLEAU II.9 PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR 28
TABLEAU II.10 COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI ET DE L'ECHANTILLON. 28
TABLEAU II.11 RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS POUR LES DIFFERENTES FORMULES 32
TABLEAU II.12 LES APPORTS DE DIFFERENTES FREQUENCES. 35
TABLEAU II.13 REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN ANNUEL DE FREQUENCE80% 35
TABLEAU II.14 RECAPITULATIF DES RESULTATS DU VOLUME MORT 39
TABLEAU II.15 DEBITS MAXIMA DES CRUES DE DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR. 42
TABLEAU II.16 DEBITS MAXIMA DES CRUES DE DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR. 42
TABLEAU II.17 DEBITS MAXIMA DES CRUES DE DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR. 42
TABLEAU II.18 DEBITS MAXIMA DES CRUES DE DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR 43
TABLEAU II.19 RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS POUR LES DIFFERENTES FORMULES. 43
TABLEAU II.20 COEFFICIENT DE FORME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE Δ 44
TABLEAU II.21 SURFACES SUBMERGEES ET LES VOLUMES D'EAU. 46
TABLEAU II.22 DETERMINATION DE LA PERIODE D'ETIAGE. 49

CHAPITRE III :

TABLEAU III.1 RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA METHODE DE KOTCHERINE 53
TABLEAU III.2 LES DIFFERENTS RESULTATS DE LA REVANCHE 55
TABLEAU III.3 LES HAUTEURS DU BARRAGE POUR DIFFERENTES CHARGES DEVERSEES 56
TABLEAU III.4 VOLUME ET COUT DE LA DIGUE POUR DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES 57
TABLEAU III.5 RESULTATS DE CALCULS DU COUT DU DEVERSOIR POUR LES DIFFERENTES LARGEURS 58
TABLEAU III. 6 RESULTATS DE CALCULS DU COUT DU CANAL D'APPROCHE POURS LARGEURS DEVERSANTES 59

TABLEAU III.7 RECAPITULATIF DES COUTS DU COURSIER POUR DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES 60
TABLEAU III.8 RECAPITULATIF DES PRIX TOTAUX POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES 60
TABLEAU III.9 RECAPITULATIF LES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE 61

CHAPITRE IV :

TABLEAU IV.1 LES ORIGINES O, RAYONS DE COURBURE R ET DOMAINES DE VALIDITE RELATIFS A H0 68
TABLEAU IV.2 LES RAPPORTS RAYON/CHARGE DEVERSANTE 68
TABLEAU IV.3 CALCUL DES COORDONNEES DE PROFIL DE QUADRANT AVAL 69
TABLEAU IV.4 HAUTEURS D'EAU ET PERTES DE CHARGE 72
TABLEAU IV.5 COTES DU PLAN D'EAU ET DU FOND DE LA TRANCHEE 73
TABLEAU IV.6 DETERMINATION DE LA HAUTEUR NORMALE 75
TABLEAU IV.7 LA VARIATION DE LA HAUTEUR DE MURS BAJOYERS 78
TABLEAU IV. 8 VITESSE CRITIQUE D'AERATION A PAS DE 25M 79
TABLEAU IV.9 TYPE DE RESSAUT HYDRAULIQUE EN FONCTION DE NOMBRE DE FROUDE 80
TABLEAU IV.10 LES DIMENSIONS DE BLOCS DE CHUTE ET DE SEUIL TERMINAL. 81

CHAPITRE V :

TABLEAU V.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU MODEL 92
TABLEAU V.2 LES RESULTATS DE CALCUL DE LA CHARGE TOTALE SUR LE DEVERSOIR ET LE COEFFICIENT DEBIT 96
TABLEAU V.3 RENDEMENT HYDRAULIQUE DU PK-WEIR PAR RAPPORT AU DEVERSOIR CREAGER 97
TABLEAU V.4 GAIN DE LA LAME D'EAU DE PK-WEIR PAR RAPPORT AU DEVERSOIR CREAGER 97
TABLEAU V.5 LES PARAMETRES HYDRAULIQUES A L'AVAL 98
TABLEAU V.6 L'INFLUENCE DES CORPS FLOTTANTS SUR LE COEFFICIENT DE DEBIT 98
TABLEAU V.7 LA VARIATION DU DEBIT ET HAUTEUR SUR DEVERSOIR EN FONCTION DE L'ECHELLE 99
TABLEAU V.8 LE COUT DE DEVERSOIR EN FONCTION DE L'ECHELLE 99
TABLEAU V.9 CONFIGURATION GEOMETRIQUE 100
TABLEAU V.10 DETERMINATION DE LA HAUTEUR NORMALE 103
TABLEAU V.11 VITESSE CRITIQUE D'AERATION A PAS DE 25 M 106
TABLEAU V.12 TYPE DE RESSAUT HYDRAULIQUE EN FONCTION DE NOMBRE DE FROUDE 107
TABLEAU V.13 DIMENSIONS DES BLOCS DE CHUTE ET LE SEUIL TERMINAL 108
TABLEAU V.14 CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE DES DEUX VARIANTES 110

SOMMAIRE

I. SYNTHESE DE L'ETUDE LA FAISABILITE 1
Objectif du barrage : 1
I.1 Description de l'ouvrage 1
I.1.1 Localisation de l'ouvrage : 1
I.1.2 Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité : 2
I.2 Synthèse des études préliminaires : 3
I.2.1 Généralités : 3
I.2.2 Etudes topographiques : 3
I.2.3 Etude géologique et géotechnique : 5
I.2.4 Synthèse de l'étude d'impact : 17
II. ETUDE HYDROLOGIQUE 19
Objectif de l'étude : 19
II.1 Caractéristiques générales du bassin versant : 19
II.1.1 Climatologie du bassin versant : 22
II.1.2 Températures de l'air : 22
II.1.3 Vitesse du vent : 23
II.1.4 Evaporation : 24
II.1.5 Pluviométrie : 24
II.2 Etude des précipitation : [1] 26
II.2.1 Homogénéisation des données par le test de la médianne(test de Mood) : 26
II.2.2 Ajustement des pluies maximales journalières : 26
II.2.3 Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : 30
II.3 Etude des apports : [1] 31
II.3.1 L'apport moyen interannuel (A_0) : 31
II.3.2 Apport solide et estimation de volume mort : 36
II.4 Etude des crues : [1] 40
II.4.1 Le temps de concentration TC ; 40
II.4.2 Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques : 41
II.4.3 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky 44
II.4.4 Choix de la crue de projet : [3] 45
II.5 Régularisation d'écoulement : [2] 45
II.5.1 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface » 46
II.5.2 Régularisation Interannuelle 48
III. LAMINAGE DES CRUES [2] 51
Objectif de l'étude: 51
III.1 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE : 51

III.1.1 Etude d'optimisation : [4] 54
III.2 Choix de variantes d'évacuateurs de crues : [5] 62
Objectif : 62
III.2.1 Choix du type d'evacuateurs de crue et leurs emplacement : [5] 62
III.2.2 Choix de la rive : 63
III.2.3 Choix de l'axe du l'évacuateur de crue : 63
IV. ETUDE DE L'EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT LATERAL 65
Objectif de l'étude 65
IV.1 Description de l'évacuateur de crues : [5] 65
IV.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crues : [6] 66
IV.2.1 Canal d'amenée : [7] 66
IV.2.2 Déversoir et canal latéral :[7] 67
IV.2.3 Coursier : 74
IV.2.4 Dissipateur d'énergie : 80
V. ETUDE D'EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A TOUCHES DE PIANO(PK-WEIR) 82
Objectif de l'étude: 82
V.1 Première partie : Etude bibliographique 82
V.1.1 Configuration géométrique du déversoir à touche de piano (PK-Weir) : [9] 82
V.1.2 Mode d'écoulement sur le PK-Weir : [9] 85
V.1.3 Performance hydraulique du PK-Weir : [9] 86
V.1.4 Coefficient de débit du PK-Weir : [9] 86
V.1.5 Rendement hydraulique du PK-Weir par rapport au seuil Creager : [9] 90
V.2 Deuxième partie : Etude expérimentale 92
V.2.1 Modèle expérimental : 92
V.2.2 Description de l'organisation expérimentale : 93
V.2.3 Interprétation des résultats expérimentaux : 95
V.3 Troisième partie : validation du modèle et dimensionnement de l'évacuateur de crue. 99
V.3.1 Validation de modèle réduit : 99
V.3.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue : 100
V.4 Etude comparative des deux variantes : 109