



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**KERBAL Abdelouahab**

**BOUDELLAL Yassine**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

**INTITULE :**

### **ETUDE DE L'AVANT PROJET DE LA DIGUE DU BARRAGE DE M'DJEDEL (W. M'SILA)**

Soutenu le **\*\* / 06 / 2015**, devant le jury composé de :

- Président : **M. A/SEGHIR**
- Promoteurs : **M. A/HAMMOUCHE**
- Examineur : **M. I/BENDAHMANE**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*-Ceux qui sont plus chers que mon âme et mon sang, la lumière de mon chemin, les*

*formateurs de ma conduite, à mes parents que dieu les garde.*

*-Aux sources de l'espoir dans ma vie, mes frères et sœurs*

*-A celui qui a collaboré avec moi dans ce travail mon collègue et ami K, Abdelouheb et à sa*

*généreuse famille.*

*- A mes chers amis : Abdou (na3na3), Nasro, Haçok, Youcef (El-tabib), Djeefer(H508),*

*Tarique, Adel, Khaled, Taktak, Méziane, Ahmed, Amine, Waheb, Abdelnnour, Hassen*

*Mamou(thassa), Youva, Bilal (Nouri), Team-CSH.*

*- Tout le personnels de l'ANBT, en particulier Mr : ZIANI.H, et aux étudiants du*

*département d'hydraulique, en particulier la classe de master 2, option ouvrages et*

*aménagement hydrauliques promotion 2016.*

*-Et en fin à tous qui m'ont aidés et œuvrés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

*Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pas pu porter leurs noms.*

*Mr : BOUDELAL Yassine*

# Dédicaces

*A mon cher père pour son soutien indéfectible durant tout mon cursus, pour sa patience et sa générosité afin que trouve la voix de réussite.*

*A ma chère mère pour ses veillées et ses efforts pour que je trouve le bonheur, pour celle que je serai reconnaissant pour sa tendresse et sa gentillesse.*

*A mes frères SALIH, ABDELMALIK et ma sœur LEILA, ainsi à leurs familles, qui ont été toujours à mes côtés et m'encourager dans chaque pas dans ma vie.*

*Aux petits lapins de notre famille, SHAIMA, ZAHRA, BELKICE, MAROUA et ABDELRAHMAN que dieux les garde, et à toute ma famille.*

*A mon ami BOUDELLAL YASSINE, ses parents en particulier et toute sa respectueuse famille.*

*A mon frère et ami d'enfance BOUZERA ABDELOUAHAB et sa famille, notre phare de connaissance qui nous a mené pour la réussite et l'accomplissement de ce travail.*

*A tous mes amis et collègues « de A jusqu'à Z », exceptionnellement à MAMOU et BILAL et la famille HYDRAULIQUE O.A.H et à tous ceux que j'ai de la chance de les connaître.*

*A Mr. ZIANI HAMID, GOUGANNE.N et tous les personnels de l'A.N.B.T.*

*A toutes les personnes qui m'ont souhaités "la bonne chance" et "le bon courage" et qui ont aidés, d'une façon ou d'une autre, pour l'accomplissement de ce travail.*

Mr. KERBAL Abdelouahab

# Remerciement

*Avant tout, on remercie le Dieu de nous avoir accordée le courage et la patience pour pouvoir attribuer à ce travail de fin d'étude.*

*A nos chers parents et à nos familles (BOUDELLAL et KERBAL) pour qui on est largement redevables pour tous le succès durant toutes ces années.*

*Notre reconnaissance la plus distingué a notre frère et ami, M<sup>r</sup> BOUZERA Abdelouahab de nous avoir aidé, et toutes sa respectueuse famille. Ainsi à notre encadreur M<sup>r</sup> A/HAMMOUCHE.*

*A ne pas oublier M<sup>r</sup> Z IANI Hamid, M<sup>me</sup> GOUGANNEN, et tous les personnels de la direction des études techniques et de l'ANBT sans exception,*

*On remercie le président et les membres du jury qui nous ont fait l'honneur de juger ce travail.*

*Enfin, à toutes personnes qui nous ont aidées de près ou de loin, on les remercie.*

# Liste des symboles

- $\alpha$  : Coefficient de régularisation de l'écoulement [sans dimension].
- $\alpha$  : Coefficient énergétique de Coriolis [sans dimension].
- $\beta_c$  : Composante saisonnière du volume utile [sans dimension].
- $\beta_{\text{plur}}$  : Composante pluriannuelle du volume utile [sans dimension].
- $\gamma_d$  : Poids volumique déjaugé [ $\text{t}/\text{m}^3$ ].
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide [ $\text{t}/\text{m}^3$ ].
- $\gamma_s$  : Poids Volumique Solid [ $\text{t}/\text{m}^3$ ].
- $\theta$  : angle de déflexion en bas du déversoir [ $^\circ$ ].
- $\emptyset_{uu}$  : Angle de frottement [ $^\circ$ ].
- $\emptyset_{cu}$  : Angle de frottement [ $^\circ$ ].
- $\lambda$  : Fruit du parement aval du déversoir [sans dimension].
- $\Delta H$  : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau successives [m].
- $\Delta H_d$  : charge hydraulique dans la digue [m].
- $\Delta H_n$  : Charge hydraulique dans le noyau [m].
- $\overline{E}_0$  : Moyenne des écoulements annuels [ $\text{m}^3$ ].
- $\vartheta$  : Coefficient d'infiltration, dépend du type de sol [sans dimension].
- $\overline{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle [mm].
- $\overline{R}_h$  : Rayon hydraulique moyenne dans le coursier entre les deux sections [ $i+1$ ] et [ $i$ ] [m].
- $\overline{s}$  : Surface moyenne qui correspond à  $\overline{V}$  [ $\text{m}^2$ ].
- $\overline{V}$  : Volume moyen [ $\text{Mm}^3$ ].
- $\overline{V}_c$  : Vitesse moyenne d'écoulement dans le coursier entre deux sections [ $i+1$ ] et [ $i$ ] [m/s].
- $\Delta V_n$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives [ $\text{m}^3$ ].
- $\delta_m$  : Largeur du noyau au terrain naturelle [m].
- $\delta'$  : Epaisseur fictif du noyau [m].
- $\alpha$  : Accélération horizontale produite par le séisme [ $\text{m}/\text{s}^2$ ].
- $a$  : Hauteur libre de sécurité [m].
- $b$  : Exposant climatique [sans dimension].
- $b_c$  : Largeur en fond du canal d'approche [m]
- $b_{cv}$  : Largeur aval du canal convergent [m].
- $b_d$  : Largeur de déversoir [m]
- $b_{fd}$  : L largeur au fond de la fosse [m]
- $b_h$  : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau [m]
- $b_{ncr}$  : Largeur en crête du noyau [m]
- $b_{PD}$  : Largeur au sommet du prisme drainage [m]
- $B_{b[A;B;C]}$  : largeur en base de la digue pour les variantes [A], [B] et [C] respectivement [m]
- $B_{bn}$  : Largeur en base du noyau [m]
- $B_{cr}$  : Largeur en crête de la digue [m]
- $B_{PD}$  : Largeur de base du prisme de drainage
- $C$  : Coefficient qui est le produit de quatre facteurs  $C_1, C_2, C_3, C_4$  [sans dimension].

$C_c$  : Coefficient de consolidation [sans dimension].  
 $C_{ch}$  : Coefficient de Chezy [sans dimension].  
 $C_{co}$  : Coefficient de courbure de sol à protéger [sans dimension].  
 $C_{cn}$  : Côte de la crête du noyau [m.NGA]  
 $C_{cr}$  : Côte de la crête de la digue [m.NGA]  
 $C_{cu}$  : Cisaillement consolidé non drainé [bar]  
 $C_e$  : Coefficient d'écoulement [sans dimensions]  
 $C_f$  : Côte de la fondation du barrage [m.NGA]  
 $C_f$  : Côte de la fondation du noyau [m.NGA]  
 $C_g$  : Coefficient de gonflement des sols cohérents [sans dimension].  
 CN [Curve Number] : Paramètre sans dimension varie entre 0÷100  
 $C_s$  : Coefficient d'asymétrie [sans dimension]  
 $C_t$  : Coefficient topographique varie entre 66÷166 [sans dimension].  
 $C_u$  : Le coefficient d'uniformité du sol à protéger [sans dimension].  
 $C_{uu}$  : Cisaillement non drainé non consolidé [bar]  
 $C_v$  : Coefficient de variation [sans dimension]  
 $C_{vq}$  : Coefficient de variation de l'écoulement moyen [sans dimension].  
 $C_1$  : Coefficient de l'influence de la forme de la courbe granulométrique [sans dimension].  
 $C_2$  : Coefficient de l'influence de la compacité du sol à filtrer [sans dimension].  
 $C_3$  : Coefficient de l'influence du gradient hydraulique dans le sol à filtrer au voisinage du géotextile [sans dimension].  
 $C_4$  : Coefficient du rôle du géosynthétique [sans dimension].  
 $d$  : Largeur en base du noyau diminuée de  $0,7.b_n$ , [m].  
 $d_t$  : Hauteur d'eau à la fin du coursier [ft].  
 $d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [mm].  
 $d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol à protéger, [mm].  
 $d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger [mm].  
 $D$  : Dénivelée [m].  
 $D_a$  : Durée de l'averse unitaire [h].  
 $D_d$  : Densité de drainage [Km/Km<sup>2</sup>].  
 $D_e$  : Tirant d'eau dans la fosse de dissipation [m].  
 $D_I$  : Diamètre indicatif des particules de sol à filtrer, correspondant à la dimension du squelette granulaire du sol à stabiliser [mm].  
 $D_m$  : Dénivelée moyenne [m].  
 $D_{max}$  : Diamètre max des granulats [mm].  
 $D_{min}$  : Diamètre minimal de l'ouverture du géotextile [mm].  
 $D_s$  : Dénivelée spécifique [m].  
 $D_{10}$  : Diamètre des enrochements correspondant à un passant cumulé de 10 % de la masse des particules [mm]

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre [mm].

$D_{50}$  : Diamètre minimal qui correspond à 50% du Rip-rap [mm].

$D_{85b}$  : Diamètre des particules de tamisat cumulé à 85 % de la masse des particules [mm].

$e$  : Epaisseur de l'encrochement [m].

$e_{bd}$  : Epaisseur du bord de bec déviateur [m].

$E$  : Evaporation [mm].

$E_b$  : Evaporation brute [mm].

$E_D$  : Epaisseur de tapis drainant [m].

$E_F$  : Ecoulement fréquentiel [ $Mm^3$ ].

$E_g$  : L'épaisseur de filtre géotextile [m].

$E_m$  : Ecoulement pendant la période d'étiage [ $m^3$ ].

$E_n$  : Evaporation nette [mm].

$E_p$  : Epaisseur de la couche de l'encrochement [m].

$E_p$  : Epaisseur du masque en béton armé [m].

$E_t$  : Epaisseur de transition [m].

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel [ $Mm^3$ ].

$\overline{E_0}$  : Moyenne des écoulements annuels [ $m^3$ ].

$F$  : Fetch [Km].

$Fr$  : Nombre de Froude [sans dimension].

$Fr_1$  : Nombre de Froude au niveau de la section au pied aval de déversoir [sans dimension].

$Fr_3$  : Nombre de Froude au niveau de la section aval du coursier [sans dimension].

$Fr_t$  : Nombre de Froude au niveau de la section final du coursier [sans dimension].

$Fr [AEP]$  : Fraction des besoins en eau potable [%].

$Firr[Irr]$  : Fraction des besoins en irrigation [%].

$g$  : Accélération de pesanteur [ $m^2/s$ ].

$G_m$  : Taux de rétention des sédiments [sans dimension].

$G_s$  : Poids spécifique de l'encrochement de la carrière [ $t/m^3$ ].

$h$  : Charge hydraulique de la retenue [m].

$h_{av}$  : Charge hydraulique à l'aval de la digue [m].

$h_{bc}$  : Hauteur du bec déviateur [m].

$h_{cf}$  : Hauteur d'eau à la fin du coursier [m].

$h_1$  : Hauteur due aux tassements [m].

$h_2$  : Hauteur de la vague [m].

$h_3$  : Hauteur d'eau au pied aval de déversoir [m].

$h_4$  : Hauteur d'eau conjuguée aval de bassin d'amortissement [m].

$h_5$  : Hauteur d'eau aval dans le convergent [m].

$H$  : Charge hydraulique sur le déversoir [m].

$H_{b [A,B,C]}$  : hauteur de la digue en tenant compte des efforts sismiques pour les variantes [A],[B] et [C] respectivement [m].

$H_{bs}$  : hauteur de la digue sans tenir compte des efforts sismiques [m].

$H_c$  : hauteur d'eau dans le canal d'approche [m].

$H_{c \rightarrow m}$  : hauteur du noyau à partir de terrain naturel [m].

$H_d$  : hauteur de la nappe déversée [m].  
 $H_f$  : Profondeur de la fosse de dissipation [m].  
 $L_{fd}$  : Longueur en fond de la fosse de dissipation [m].  
 $H_{max}$  : Altitude Maximale de bassin versant [m.NGA].  
 $H_{min}$  : Altitude minimale [m.NGA].  
 $H_{moy}$  : Altitude moyenne de bassin versant [m.NGA].  
 $H_n$  : Hauteur totale du noyau [m].  
 $H_{nTN}$  : Hauteur du noyau à partir de terrain naturel [m].  
 $H_{NNR}$  : hauteur de la digue au niveau normal de la retenu [m].  
 $H_p$  : Hauteur de la pelle [m].  
 $H_{pd}$  : Hauteur du prisme de drainage [m].  
 $H_{s[i]}$  : Energie spécifique dans la section  $[i]$  [m].  
 $H_{s[i+1]}$  : Energie spécifique dans la section  $[i+1]$  [m].  
 $H_v$  : Hauteur des vagues [m].  
 $H_0$  : Echantillon provient d'une loi normale [sans dimension].  
 $H_1$  : Echantillon ne provient pas d'une loi normale [sans dimension].  
 $H_2$  : Perte de charge entre le NPHE et le pied de bec déviateur [m].  
 $H^*$  : Dénivelée entre la première courbe de niveau et le niveau de l'exutoire [sans dimension].  
 $i_s$  : Gradient hydraulique de l'écoulement dans le sol au voisinage du géosynthétique [sans dimension].  
 $i_0$  : La pente de fond du canal d'approche [sans dimension].  
 $I_c$  : Pente moyenne du cours d'eau principale [%].  
 $I_{cr}$  : Pente critique du canal de fuite [%].  
 $I_c$  : Indice de consistance [%].  
 $I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible [sans dimension].  
 $I_g$  : Indice de pente globale [%].  
 $I_n$  : Le gradient hydraulique du flux de filtration [sans dimension].  
 $I_p$  : Indice de plasticité [%].  
 $I_{pl}$  : largeur de la plinthe [m].  
 $I_{pm}$  : Indice de pente moyenne [%].  
 $I_0$  : Intensité de pluie [mm/h].  
 $J_{cr}$  : Gradient d'infiltration critique [sans dimension].  
 $K$  : Coefficient compris entre  $1 \div 2$  [sans dimension].  
 $K_r$  : Coefficient de réduction [sans dimension].  
 $K_p$  : Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin versant [sans dimension].  
 $K_c$  : Coefficient adimensionnel dépend de la largeur de déversoir.  
 $K_C$  : Indice de compacité [sans dimensions].  
 $K_R$  : Coefficient de perméabilité de matériau de recharge [m/s].  
 $K_{[A ; B] D}$  : Coefficient de perméabilité de matériau constituant le drain pour les variantes [A] et [B] respectivement [m/s].  
 $K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau [m/s].  
 $k_s$  : Coefficient qui tient compte des effort sismique [sans dimension].  
 $K_{scr}$  : Coefficient de sécurité [sans dimension].

$K_{st}$  : Coefficient de Strickler [ $m^{1/3}/s$ ].  
 $K_g$  : Perméabilité du filtre géotextile [m/s].  
 $K_b$  : la Perméabilité du sol à protéger [m/s].  
 $l_r$  : Largeur de Rectangle équivalent [Km].  
 $l_D$  : Largeur de tapis drainant [m].  
 $L$  : Longueur moyenne en crête [m].  
 $L_c$  : Longueur du canal convergent [m].  
 $L_e$  : Lamé d'eau écoulée [mm].  
 $L_m$  : Largeur moyenne du noyau [m].  
 $L_{md}$  : Largeur moyenne de la digue [m].  
 $L_p$  : Longueur du plinthe [m].  
 $L_r$  : Longueur de Rectangle équivalent [Km].  
 $L_{rh}$  : Longueur de ressaut hydraulique [m].  
 $L_s$  : distance de sécurité entre le pied de bec déviateur et l'aval de la fosse de dissipation [m].  
 $L_t$  : longueur de talweg principale [Km].  
 $m$  : Volume relatif pendant la période d'étiage [sans dimension].  
 $m$  : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H_0$ , et de la forme de la crête du déversoir [sans dimension]  
 $m_1$  : Fruit de talus amont de la digue [sans dimension]  
 $m_2$  : Fruit de talus aval de la digue [sans dimension]  
 $m_{1c}$  : Fruit de la paroi gauche du canal d'approche [sans dimension].  
 $m_{2c}$  : Fruit de la paroi droite du canal d'approche [sans dimension].  
 $m_{n1}$  : Fruit de talus amont du noyau [sans dimension].  
 $m_{n2}$  : Fruit de talus aval du noyau [sans dimension].  
 $M_e$  : Module de l'écoulement [l/s].  
 $M_w$  : Magnitude de séisme [ $m/s^2$ ].  
 $M_0$  : Module de l'écoulement relatif [ $l/s.Km^2$ ].  
 $n$  : Rugosité composée moyenne de Manning du canal d'approche [m].  
 $n_1$  : Fruit du talus amont du prisme [sans dimension].  
 $n_2$  : Fruit du talus aval du prisme [sans dimension].  
 $n_c$  : Le coefficient de rugosité de Manning adopté pour le fond et paroi gauche du canal d'approche [sans dimension].  
 $n_N$  : Rugosité de la section N [sans dimension].  
 $N$  : Nombres d'observation [sans dimension].  
 $P$  : Précipitations [mm].  
 $P_b$  : Pluie brute [mm].  
 $P_{bv}$  : Périmètre du bassin versant [Km].  
 $P_c$  : Pression de consolidation [bar].  
 $P_i$  : Pertes initiales [mm].  
 $P_j$  : Précipitation journalière d'une période de retour T donné [mm].  
 $P_m$  : Périmètre mouillé dans le canal d'approche [m].  
 $P_{ma}$  : Pluie du mois le plus arrosé [mm].  
 $P_{max,j}$  : Pluies maximales journalières [mm].

$P_n$  : Pluie nette [mm].  
 $P_N$  : Périmètre mouillé de la section N [m].  
 $P_{[N=1]}$  : Le périmètre mouillé de la section du mur en béton [m].  
 $P_{[N=2]}$  : Le périmètre mouillé de la section calcaire du canal [m].  
 $P_t$  : Pluie de courte durée [mm].  
 $P_t$  : Pluie de durée  $t$ , de même période de retour  $T$  [mm].  
 $P_U$  : Poids unitaire de l'enrochement amont [t].  
 $P_V$  : Profondeur du voile d'étanchéité [m].  
 $P[\%]$  : Critère de satisfaction des besoins [%].  
 $P[\%]_{Irr}$  : Critère de satisfaction pour l'irrigation [%].  
 $P[\%]_{AEP}$  : Critère de satisfaction pour l'alimentation en eau potable %  
 $q$  : Débit laminé [ $m^3/s$ ].  
 $q_n [A],[B]$  : Débit de fuite unitaire dans les digue des variantes [A], [B] successivement [ $m^2/s$ ].  
 $q_u$  : débit unitaire dans le coursier [ $m^3/s$ ].  
 $Q$  : Débit de projet [ $m^3/s$ ].  
 $Q_{max}$  : Débit maximale probable [ $m^3/s$ ].  
 $Q_p$  : Débit de pointe [ $m^3/s$ ].  
 $R$  : Coefficient d'auto-corrélation [sans dimension].  
 $R_c \text{ nat}$  : Résistance à la compression à l'état naturel du matériau [bar].  
 $R_h$  : Rayon hydraulique dans le canal d'approche [m].  
 $R_r$  : Rayon de raccordement entre le parement aval du déversoir et la transition [m].  
 $R_s$  : Hauteur de montée de la vague en tenant compte d'un effort sismique [m].  
 $R_t \text{ nat}$  : Résistance à la traction à l'état naturel du matériau [bar].  
 $R_v$  : Revanche [m].  
 $S$  : Pertes maximales potentielles [mm].  
 $S_{bv}$  : Superficie du bassin versant [ $Km^2$ ].  
 $S_c$  : Pente du coursier [sans dimension].  
 $S_m$  : Section mouillée dans le canal d'approche [ $m^2$ ].  
 $S_{moy}$  : Surface moyenne de plan d'eau [ $Km^2$ ].  
 $S_n$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_n$  [ $m^2$ ].  
 $S_{n-1}$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{n-1}$  [ $m^2$ ].  
 $S_0$  : Pente du fond de bassin d'amortissement [sans dimension].  
 $S_1$  : Surface du plan d'eau correspondant à la première courbe de niveau [ $m^2$ ].  
 $t$  : Durée de la pluie [h].  
 $t_b$  : Temps de base de l'hydrogramme de crues [h].  
 $t_c$  : Temps de concentration [h].  
 $t_m$  : Température moyenne annuelle de la région [ $^{\circ}C$ ].  
 $t_p$  : Temps d'apparition de débit de pointe [h].  
 $T$  : Période de retour [Ans].  
 $T_a$  : Erosion spécifique [ $T/[Km^2.an]$ ].  
 $T_c$  : profondeur de la zone de filtration [m].  
 $T_r$  : Coefficient de la température de la région [sans dimension].  
 $T_s$  : Temps d'une année [S]

$T_{sp}$  : Taux de production annuel des matériaux [ $m^3/Km^2.An$ ].  
 $u_f$  : Variable réduite de gauss [sans dimension].  
 $U_{AEP}$  : Besoin en eau potable à satisfaire [ $m^3$ ].  
 $U_{Irr}$  : Besoin en irrigation à satisfaire [ $m^3$ ].  
 $V$  : Volume Cumulé [ $m^3$ ].  
 $V_{adm}$  : Vitesse admissible [m/s].  
 $V_{ap}$  : Vitesse de l'écoulement dans le canal d'approche [m/s].  
 $V_{cf}$  : Vitesse d'écoulement au niveau de la section aval du coursier [m/s].  
 $V_c$  : Vitesse critique d'eau à l'aval de convergent [m/s].  
 $V_C$  : Volume de la crue de projet [ $m^3$ ].  
 $V_d$  : Vitesse au pied aval de déversoir [m/s].  
 $V_é$  : Volume évaporé [ $m^3$ ].  
 $V_F$  : Volume de la charge sur le déversoir déduit de la courbe capacité hauteur [ $m^3$ ].  
 $V_{inf}$  : Volume d'eau infiltré [ $m^3$ ].  
 $V_{int}$  : Volume interannuel [ $m^3$ ].  
 $V_m$  : Volume mort [ $Mm^3$ ].  
 $V_n$  : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_n$  [ $m^3$ ].  
 $V_r$  : Vitesse de ruissellement [Km/h].  
 $V_s$  : Volume annuel qui correspond à  $\beta_s$  calculé [ $Mm^3$ ].  
 $V_t$  : Vitesse d'écoulement à la fin de coursier [ft/s].  
 $V_u$  : Volume utile [ $Mm^3$ ].  
 $V_{ub}$  : Vie utile de barrage [ans].  
 $V_v$  : Vitesse de propagation des vagues [m/s].  
 $V_{vg}$  : Vitesse du vent [m/s].  
 $V_1$  : Volume d'eau correspondant à la première courbe de niveau [ $m^3$ ].  
 $V_{150}$  : l'Indice de vitesse, pour une perte de charge 50 mm [m/s].  
 $w$  : Densité volumétrique des sédiments [ $T/m^3$ ].  
 $W$  : Teneur en eau [%].  
 $W_L$  : Limite de liquidité [%].  
 $W_{opt}$  : Teneur en eau optimale [%].  
 $W_P$  : Limite de plasticité [%].  
 $x$  : portée maximale du jet d'eau [m].  
 $x,y$  : Coordonnées cartésiennes du point tangentiel PT [m].  
 $x_{[i]}$  : Distance entre la section [i] et la section de contrôle [m].  
 $x_{[i+1]}$  : Distance entre la section [i+1] et la section de contrôle [m].  
 $y_0$  : Charge hydraulique à l'aval de noyau [m].  
 $Z$  : Coefficient de l'érosion relative [sans dimension].

# Liste des abréviations

AEP : Alimentation en Eau Potable  
ANBT : Agence Nationale des Barrage et Transferts  
ANRH : Agence Nationale des Ressources hydriques  
BCR : Béton Compacté au Rouleau  
CTN : Cote de Terrain Naturel  
CU : Consolidated Undrained (Consolidé Non drainé)  
ES : Equivalent Sable  
HUS : Hydrogramme unitaire Synthétique  
NNR : Niveau Normal de la Retenue  
NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux  
NVM : Niveau du Volume Mort  
SBE : Séisme de Base d'Exploitation  
SCS : Soil Conservation Service  
SMD : Séisme Maximal de Dimensionnement  
UL : Unité Lugeon  
USBR: United States Bureau of Reclamation  
UTM: Unité Transversal Mercator  
UU : Undrained Unconsolidated (Non drainé Non consolidé)  
VNNR : Volume d'eau au niveau normale de la retenue

# Sommaire

INTROCUCTION GENERALE.....	01
<b>Chapitre I : Synthèse de l'étude géologique et géotechnique</b>	
INTRODUCTION .....	02
I.1 Description du site de barrage.....	02
I.2 Etude géologique .....	03
I.2.1 Géologie régionale .....	03
I.2.1.1 Lithologie et stratigraphie régionale .....	03
I.2.1.2 Séismicité.....	03
I.2.2 Géologie de la zone de retenue .....	04
I.2.2.1 Terrain de couverture .....	04
I.2.2.2 Substratum rocheux .....	04
I.2.3 Géologie du site de barrage.....	04
I.2.3.1 Caractéristiques géomorphologiques .....	05
I.2.3.2 Terrains de couverture .....	05
I.2.3.3 Substratum rocheux .....	05
I.2.4 Caractéristiques hydrogéologiques .....	05
I.2.4.1 Niveau de la nappe.....	05
I.2.4.2 Perméabilité du substratum.....	06
I.2.4.3 Perméabilité des argiles de couverture .....	06
I.2.5 Zonage géotechnique .....	06
I.2.5.1 Substratum rocheux .....	06
I.2.5.2 Terrains de couverture .....	06
I.3 Matériaux de construction.....	06
I.3.1 Zones d'emprunt argileux .....	06
I.3.1.1 Zone d'emprunt d'argile A .....	06
I.3.1.2 Zone d'emprunt d'argile B.....	08
I.3.1.3 Zone d'emprunt d'argile C.....	10
I.3.2 Zones d'emprunt des alluvions grossières .....	12
I.3.2.1 Zone d'alluvions aval.....	12
I.3.2.2 Zone d'alluvions amont .....	15
I.3.3 Carrière .....	16

I.3.4 Estimation du volume des matériaux disponibles.....	16
CONCLUSION .....	16

## **Chapitre II : Etude hydrologique**

INTRODUCTION.....	17
II.1.Bassin versant .....	17
II.1.1.Caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant de M'Djedel ....	17
II.1.1.1 Courbe hypsométrique .....	17
II.1.1.2 Réseau hydrographique .....	18
II.1.1.3 Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant de barrage de M'Djedel .....	19
II.1.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant de barrage de M'Djedel .....	19
II.1.2.1 Température de l'air .....	19
II.1.2.2 Evaporation.....	20
II.1.2.3 Vitesse du vent.....	21
II.2 Etude des précipitations.....	21
II.2.1 Homogénéisation des données pluviométriques.....	21
II.2.1.1 Homogénéisation des pluies journalières maximales .....	21
II.2.1.2 Homogénéisation des pluies annuelles moyennes.....	22
II.2.1.3 Pluie mensuelle.....	24
II.2.2 Ajustement des pluies maximales journalières.....	23
II.2.2.1 Ajustement à la loi Gamma .....	24
II.2.2.2 Ajustement à la loi log- normal .....	25
II.2.2.3 Ajustement à la loi Gumbel .....	27
II.3 Etude des écoulements.....	28
II.3.1 Ecoulement liquide moyen .....	28
II.3.1.1 Formule de Samie .....	28
II.3.1.2 Formule de l'ANBT.....	29
II.3.1.3 Caractéristiques de l'écoulement moyen .....	29
II.3.2 Etude fréquentiel des écoulements .....	30
II.3.2.1 Loi de Galton .....	30
II.3.2.2 Analyse fréquentiel.....	31
II.3.2.3 Répartition mensuelle de l'écoulement fréquentiel .....	32
II.3.3 Ecoulement Solide .....	33
II.3.3.1 Erosion spécifique .....	33
II.3.3.2 Volume mort.....	35

II.4 Etude des crues .....	35
II.4.1 Temps de concentration.....	35
II.4.1.1 Formule de Giandotti.....	35
II.4.1.2 Formule Algérienne.....	35
II.4.1.3 Formule de Temez .....	36
II.4.2 Pluies de courtes durées (I.D.F).....	36
II.4.3 Estimation des Débits Maximas Probables .....	38
II.4.3.1 Formule de Maillet-Gauthier .....	38
II.4.3.2 Formule de Giandotti.....	38
II.4.3.3 Méthode de l'hydrogramme unitaire .....	39
II.4.4 Choix de la crue du projet et la crue de chantier .....	47
II.4.4.1 Choix de la crue du projet.....	47
II.4.4.2 Choix de la Crue du chantier .....	48
CONCLUSION .....	48

### **Chapitre III : Etude de régularisation et de laminage de crues**

INTRODUCTION .....	49
III.1 Etude de régularisation de l'écoulement .....	49
III.1.1 Courbes Altitude-Capacité-Surface.....	49
III.1.2 Estimation des besoins .....	52
III.1.3 Evaporation nette.....	53
III.1.4 Garantie de satisfaction des besoins.....	54
III.1.5 Choix de type de la régularisation.....	54
III.1.6 Régularisation interannuel.....	54
III.1.6.1 Calcul du volume utile de barrage sans tenir compte des pertes.....	54
III.1.6.2 Calcul du volume utile de barrage en tenant compte des pertes .....	58
III.2 Laminage des crues .....	59
III.2.1 Laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine .....	59
III.2.1.1 Estimation du débit de crue laminée .....	59
III.2.1.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir .....	59
III.2.2 Laminage pour un déversoir de largeur $b = 90\text{m}$ , par la méthode de Hildenblat.....	62
CONCLUSION .....	64

### **Chapitre IV : Etude des variantes**

INTRODUCTION.....	65
IV.1 Variantes envisageables .....	65

IV.2 Profil général de la digue .....	65
IV.2.1 Niveau de la crête de la digue .....	65
IV.2.1.1 Niveau de la crête de la digue sans tenir compte des efforts sismiques.....	65
IV.2.1.2 Niveau de la crête en tenant compte des efforts sismiques.....	66
IV.2.2 Longueur moyenne en crête .....	67
IV.2.3 Risbermes des parements amont et aval.....	67
IV.3 Pré-dimensionnement de la variante A .....	68
IV.3.1 Côte de la fondation .....	68
IV.3.2 Hauteur totale de la digue en terre homogène.....	68
IV.3.3 Largeur en crête .....	68
IV.3.4 Fruits des talus .....	68
IV.3.5 Largeur en base de la digue.....	68
IV.3.6 Revêtements des parements .....	69
IV.3.6.1 Parement aval .....	69
IV.3.6.2 Parement amont.....	69
IV.3.7 Etude des infiltrations .....	69
IV.3.7.1 Largeur de tapis drainant.....	69
IV.3.7.2 Ligne de saturation.....	69
IV.3.7.3 Débit de fuite unitaire.....	70
IV.3.7.4 Calcul de l'épaisseur de tapis drainant.....	70
IV.3.8 Filtre .....	71
IV.3.9 Drain.....	71
IV.3.10 Coût estimatif de la digue en terre homogène.....	71
IV.4 Pré-dimensionnement de la variante B .....	71
IV.4.1 Côte de la fondation .....	71
IV.4.2 Hauteur totale de la digue .....	71
IV.4.3 Largeur en crête .....	71
IV.4.4 Fruits des talus .....	72
IV.4.5 Largeur en base de la digue.....	72
IV.4.6 Revêtements des talus .....	72
IV.4.6.1 Parement aval .....	72
IV.4.6.2 Parement amont.....	72
IV.4.7 Noyau argileux.....	72
IV.4.7.1 Côte de la crête du noyau argileux .....	72

IV.4.7.2 Côte de la fondation du noyau argileux .....	72
IV.4.7.3 Hauteur de noyau argileux .....	73
IV.4.7.4 Largeur en crête.....	73
IV.4.7.5 Fruits des parements du noyau argileux.....	73
IV.4.7.6 Largeur en base du noyau argileux .....	73
IV.4.7.7 Largeur au terrain naturel.....	73
IV.4.8 Etude des infiltrations .....	74
III.4.8.1 Ligne de saturation .....	74
IV.4.8.2 Débit de fuite unitaire.....	74
IV.4.9 Drain.....	75
IV.4.10 Filtres .....	75
IV.4.11 Coût estimatif de la digue en remblai zonée à noyau argileux .....	75
IV.5 Pré-dimensionnement de la variante C .....	76
IV.5.1 Côte de la fondation .....	76
IV.5.2 Hauteur totale de la digue à masque amont en béton armé.....	76
IV.5.3 Largeur en crête .....	76
IV.5.4 Fruits des talus .....	76
IV.5.5 Largeur en base de la digue.....	76
IV.5.6 Revêtements des parements .....	77
IV.5.7 Masque amont en béton armé .....	77
IV.5.7.1 Epaisseur du masque .....	77
IV.5.7.2 Bétons.....	77
IV.5.8 Plinthe .....	77
IV.5.8.1 Largeur de la plinthe .....	77
IV.5.8.2 Epaisseur de la plinthe .....	78
IV.5.8.3 Longueur de la plinthe .....	78
IV.5.9 Les matériaux de recharge .....	78
IV.5.10 Coût estimatif de la digue en enrochement à masque amont.....	79
CONCLUSION .....	79

## **Chapitre V : Etude de la conception détaillé de la digue**

INTRODUCTION .....	80
V.1 Caractéristiques de la digue .....	80
V.2 Répartition des matériaux de construction dans la digue .....	81

V.3 Zonage des filtres et des drains dans la digue .....	81
V.4 Conception du filtre/ drain.....	82
V.4.1 Conception de la zone (1) .....	82
V.4.1.1 Filtre géotextile .....	82
V.4.2 Conception de la zone (2).....	83
V.4.2.1 Protection de la zone de recharge alluvionnaire aval .....	83
V.4.2.2 Protection de la zone de recharge alluvionnaire amont.....	85
V.4.3 Conception de la zone (3) .....	86
V.4.4 Conception de la zone (4) .....	87
V.4.5 Conception de la zone (5) .....	87
V.4.5.1 Couche filtrante .....	87
V.4.5.2 Couche drainante .....	87
V.4.6 Conception de la zone (6) .....	88
V.4.6.1 Protection de la zone de recharge alluvionnaire aval .....	88
V.4.6.2 Protection de la zone de recharge argileuse zone (B) .....	88
V.4.7 Conception de la zone (7) .....	90
V.4.7.1 Couche filtrante .....	90
V.5 Conception de la crête de la digue.....	91
V.5.1 Caractéristique du mastic bitumineux .....	92
V.5.2 Caractéristique de l'encrochement .....	92
V.6 Conception du talus amont de la digue .....	92
V.6.1 Conception de Rip-rap.....	92
V.6.1.1 Epaisseur et diamètre minimale du Rip-rap .....	92
V.6.1.2 Poids unitaire de l'encrochement .....	92
V.6.2 Zones de transition .....	93
V.6.2.1 Transition entre le Rip-rap et la crête .....	93
V.6.2.2 Transition entre le Rip-rap et les risbermes.....	93
V.7 Conception de talus aval de la digue .....	94
V.7.1 Conception de l'encrochement aval .....	94
V.7.2 Zones de transitions .....	94
V.7.2.1 transition entre crête et encrochement aval .....	94
V.7.2.1 Transition entre l'encrochement aval et la risberme .....	95
V.8 Etude de stabilité .....	95
V.8.1 Classification de la digue .....	95

V.8.2 Stabilité hydraulique.....	96
V.8.2.1 Stabilité du noyau .....	96
V.8.2.2 Stabilité de la digue .....	97
V.8.2.3 Stabilité de la fondation de la digue .....	97
V.8.3. Stabilité mécanique .....	98
V.9 Étanchéité des rives et de la fondation .....	99
V.9.1 Injections de consolidation .....	99
V.9.2 Injections d'étanchéité .....	100
V.9.2.1 Profondeur du voile d'étanchéité .....	100
V.10 Prisme de drainage .....	100
V.10.1 Fruits des talus .....	100
V.10.2 Hauteur du drain.....	100
V.10.3 Largeur en sommet .....	100
V.10.4 largeur en base .....	100
CONCLUSION .....	101

## **Chapitre VI : Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues**

INTRODUCTION.....	102
VI. Présentation générale de l'évacuateur de crues.....	102
VI.2 Canal d'approche .....	102
VI.2.1 Hauteur de la pelle .....	102
VI.2.2 Largeur en fond du canal d'approche .....	102
VI.2.3 Fruits des talus du canal d'approche .....	103
VI.2.4 Section mouillé .....	103
VI.2.5 Vitesse admissible.....	103
VI.2.6 Vitesse d'approche .....	104
VI.2.7 Hauteur d'eau dans le canal d'approche .....	104
VI.2.8 Périmètre mouillé .....	104
VI.2.9 Rayon hydraulique .....	104
VI.2.10 Coefficient de rugosité de Manning.....	105
VI.2.10.1 Coefficient de rugosité de Manning-mur en béton .....	105
VI.2.10.2 Coefficient de rugosité de Manning-fond et paroi gauche du canal d'approche .....	105
VI.2.11 Pente de fond du canal d'approche .....	106
VI.2.12 Hauteur des parois latérales du canal d'approche .....	106
VI.2.13 Type de l'écoulement dans le canal d'approche .....	107

VI.3 Seuil déversant .....	107
VI.3.1 Quadrant amont.....	108
VI.3.2 Quadrant aval .....	108
VI.3.2.1 Point tangentiel .....	109
VI.3.2.2 Vitesse de l'écoulement au pied de déversoir .....	110
VI.3.2.3 Hauteur d'eau au pied aval de déversoir .....	110
VI.3.2.4 Nombre de Fraude.....	110
VI.3.2.5 Rayon de raccordement .....	110
VI.3.3 Hauteurs des murs bajoyers .....	111
VI.4 Transition .....	111
VI.4.1 Chenal de l'écoulement .....	111
VI.4.1.1 Hauteur conjugué .....	111
VI.4.1.2 Longueur de ressaut hydraulique .....	111
VI.4.1.3 Nombre de Fraude.....	111
VI.4.2 Convergent .....	111
VI.4.2.1 Largeur aval du canal convergent .....	112
VI.4.2.2 Hauteur aval du canal convergent .....	112
VI.4.2.3 Longueur du canal convergent .....	112
VI.4.2.4 Vitesse critique .....	113
VI.4.3 Hauteur des des murs bajoyers .....	113
VI.5 Coursier .....	113
VI.5.1 Pente du coursier.....	114
VI.5.2 Longueur du coursier .....	114
VI.5.3 Profil de la ligne d'eau .....	116
VI.5.4 Vitesse d'écoulement .....	116
VI.5.5 Nombre de Fraude.....	116
VI.5.6 Hauteur des murs bajoyers .....	116
VI.6 Dissipateur d'énergie .....	117
VI.6.1 Bec déviateur.....	117
VI.6.1.1 Angle de déflexion .....	117
VI.6.1.2 Bord de bec déviateur .....	117
VI.6.1.3 Rayon de courbure .....	117
VI.6.1.4 Hauteur de bec déviateur.....	117
VI.6.1.5 Jet d'eau .....	118

VI.6.1.6 Hauteur des murs bajoyers .....	118
VI.6.2 Fosse de dissipation .....	118
VI.6.2.1 Tirant d'eau .....	118
VI.6.2.2 Profondeur .....	119
VI.6.2.3 Longueur en fond .....	119
VI.6.2.4 Fruit des talus .....	119
VI.6.2.5 Largeur en fond .....	119
VI.6.2.6 Distance de sécurité .....	119
VI.7 Canal de fuite .....	120
VI.7.1 Longueur du canal de fuite.....	120
VI.7.2 Pente du canal de fuite .....	120
VI.7.3 Largeur du canal de fuite .....	120
VI.7.4 Profondeur normale dans le canal .....	120
VI.7.5 Profondeur critique de l'écoulement.....	120
VI.7.6 Hauteur de parois latérales .....	121
CONCLUSION .....	122
CONCLUSION GENERALE .....	123

# Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile A .....	07
Tableau (I.2) : Limites d'Atterberg des matériaux de la zone d'emprunt d'argile A .....	07
Tableau (I.3) : Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile A.....	08
Tableau (I.4) : Essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile A .....	08
Tableau (I.5) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile B .....	09
Tableau (I.6) : Les limites d'Atterberg des matériaux de la zone d'emprunt d'argile B.....	09
Tableau (I.7) : Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile B.....	10
Tableau (I.8) : Essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile B.....	10
Tableau (I.9) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile C .....	11
Tableau (I.10) : Limites d'Atterberg des matériaux de la zone d'emprunt d'argile C.....	11
Tableau (I.11) : Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile C.....	12
Tableau (I.12) : Essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile C .....	12
Tableau (I.13) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval ....	13
Tableau (I.14) : Proctor standard et équivalent sable de la zone d'emprunt d'alluvions aval...14	
Tableau (I.15) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont ....	15
.....	
Tableau (I.16) : Proctor standard et équivalent sable de la zone d'emprunt d'alluvions amont	15
.....	
Tableau (I.17) : Propriétés physico-mécaniques du matériau provenant de la carrière .....	16
Tableau (I.18) : Quantités de matériaux de construction disponible sur site de M'djedel.....	16
Tableau (II.1) : Longueurs cumulets du l'oued de M'djedel .....	19
Tableau (II.2) : Caractéristiques de la station pluviométrique de Dar-Chioukh. ....	23
Tableau (II.3) : Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Gamma .....	25
Tableau (II.4) : Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Log-Normale .....	26
Tableau (II.5) : Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Gumbel .....	28
Tableau (II.6) : Les valeurs de l'écoulement liquide fréquentiel pour différentes fréquences ....	31
.....	
Tableau (II.7) : Les valeurs de l'écoulement liquide fréquentiel pour différentes fréquences ....	32
.....	
Tableau (II.8) : Paramètres de la formule de Gravilovitch .....	34
Tableau (II.9) : Débits maxima probables estimés par la formule de Maillet-Gauthier .....	38
Tableau (II.10) : Débits maxima probables estimés par la formule de Giandotti.....	38

Tableau (II.11) : Valeurs de Curve Number pour le bassin versant du barrage de M'djedel ..	41
Tableau (II.12) : Distribution du débit de pointe unitaire .....	44
Tableau (II.13) : Débits de pointe pour différents temps de retour selon les différentes méthodes.....	46
Tableau (II.14) : Crue de projet recommandée .....	47
Tableau (III.1) : Surfaces submergées et les volumes d'eau correspondants.....	50
Tableau (III.2) : Répartition mensuelles de la demande en eau .....	52
Tableau (III.3) : Répartition mensuelle de l'évaporation (brute, nette), pluie brute .....	53
Tableau (III.4) : Ecoulement pendant la période d'étiage.....	56
Tableau (III.5) : Données de départ pour la méthode de Kotcherine .....	59
Tableau (III.6) : Débits laminés pour différentes charges hydrauliques.....	60
Tableau (III.7) : Débits laminés pour différentes largeurs de déversoir .....	61
Tableau (III.8) : Variation de débit laminaire en fonction de volume emmagasiné.....	62
Tableau (III.9) : Hydrogramme de la crue de projet et hydrogramme de crue laminaire .....	63
Tableau (IV.1) : Coût détaillé de la digue en terre homogène .....	71
Tableau (IV.2) : Coût économique de la digue en remblai zoné à noyau argileux .....	76
Tableau (IV.3) : Caractéristiques principales des différentes zones du barrage en enrochement à masque en béton armé .....	78
Tableau (IV.4) : Coût économique de la digue en enrochement à masque amont en béton armé .....	79
Tableau (V.1) : Caractéristiques de la digue du barrage de M'Djedel. ....	80
Tableau (V.2) : Epaisseur de l'enrochement et $D_{50}$ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	92
Tableau (V.3) : Classification des digues en terre en fonction du type de la fondation. ....	95
Tableau (V.4) : Gradient admissible en fonction de la classe de la digue .....	96
Tableau (V.5) : Gradient d'infiltration critique.....	98
Tableau (V.6) : Coefficient de sécurité de la fondation vis-à-vis les infiltrations. ....	98
Tableau (V.7) : Coefficients de sécurité admissibles pour le calcul de stabilité des talus.....	98
Tableau (VI.1) : Coefficients $K_c$ correspondant à chaque classe de largeur du déversoir .....	103
Tableau (VI.2) : Fruits des talus des canaux hydrauliques recommandés par V.T.Chow .....	103
Tableau (VI.3) : Coefficient de rugosité de Manning recommandés par V.T.Chow .....	105
Tableau (VI.4) : Composantes de 3 arcs de cercles du quadrant amont du seuil déversant..	107
Tableau (VI.5) : Données de départ pour le calcul de la ligne d'eau. ....	114

# Liste des figures

Figure (I.1) : Délimitation du bassin versant du barrage de M'djedel. ....	02
Figure (I.2) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile A. ....	07
Figure (I.3) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile B .....	09
Figure (I.4) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile C. ....	11
Figure (I.5) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval .....	13
Figure (I.6) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont ...	14
Figure (II.1) : Bassin versant de l'Oued de M' Djedel.....	17
Figure (II.2) : Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage de M'Djedel.....	18
Figure (II.3) : Réseau hydrographique du bassin versant du barrage de M'Djedel .....	18
Figure (II.4) : Profil au long de l'oued de M'Djedel.....	19
Figure (II.5) : Répartition mensuelle des températures moyennes.....	20
Figure (II.6) : Variation mensuelle de l'évaporation – Plan d'eau Barrage M'Djedel.....	20
Figure (II.7) : Corrélation simple entre les précipitations maximales journalières Dar Chioukh-Slim .....	21
Figure (II.8) : Corrélation simple entre les précipitations maximales journalières Dar Chioukh-M'Djede .....	22
Figure (II.9) : Corrélation simple entre les précipitations totales Dar Chioukh-Slim.....	22
Figure (II.10) : Corrélation simple entre les précipitations totales M'Djedel-Slim.....	23
Figure (II.11) : Répartition mensuelle des fractions de la pluie.....	24
Figure (II.12) : Ajustement à la loi de Gamma (Maximum de vraisemblance) .....	24
Figure (II.13) : Ajustement à la loi de Log-Normale (Maximum de vraisemblance) .....	26
Figure (II.14) : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) .....	27
Figure (II.15) : Ajustement à la loi de Log-normale (Maximum de vraisemblance) .....	32
Figure (II.16) : Répartition mensuelle des écoulements .....	33
Figure (II.17) : Courbe Précipitations-Durée-Fréquence .....	37
Figure (II.18) : Courbe Intensité-Durée-Fréquence .....	37
Figure (II.19) : Pluie horaire composite de 24 heures-T = 100 ans .....	39
Figure (II.20) : Pluie horaire composite de 24 heures-T = 1000 ans .....	40
Figure (II.21) : Pluie horaire composite de 24 heures-T = 10000 ans.....	40
Figure (II.22) : Hyétogramme de la pluie totale et nette selon le SCS-T = 100 ans .....	42
Figure (II.23) : Hyétogramme de la pluie totale et nette selon le SCS-T = 1000 ans .....	42

Figure (II.24) : Hyétogramme de la pluie totale et nette selon le SCS-T = 10000 ans .....	43
Figure (II.25) : Hydrogramme unitaire synthétique du barrage de M' djedel.....	44
Figure (II.26) : Hydrogramme synthétique pour la crue de temps de retour T = 100 ans .....	45
Figure (II.27) : Hydrogramme synthétique pour la crue de temps de retour T = 1000 ans .....	45
Figure (II.28) : Hydrogramme synthétique pour la crue de temps de retour T = 10000 ans ...	46
Figure (III.1): Courbe (Altitudes-Surfaces), $Z = f(S)$ .....	51
Figure (III.2) : Courbe (Altitudes-Volumes), $Z = f(V)$ .....	51
Figure (III.3) : Répartition mensuelle des besoins en eau .....	52
Figure (III.4) : Répartition mensuelle de l'évaporation nette.....	53
Figure (III.5) : Abaque de Kritsky-Menkel pour la détermination de volume saisonnier du barrage pour une régularisation complète annuelle et interannuelle .....	55
Figure (III.6) : Abaque de Miloslavsky, pour la détermination de la composante interannuelle du volume de barrage pour : $C_s=2.C_v$ ; $r = 0$ et $P = 95\%$ .....	57
Figure (III.7) : Débits laminés pour différentes largeurs de déversoir .....	60
Figure (III.8) : Volume de la crue laminée pour différentes largeur de déversoir .....	61
Figure (III.9) : Variation de débit laminé en fonction de volume emmagasiné .....	62
Figure (III.10) : Hydrogramme de la crue de projet et hydrogramme de la crue laminé .....	64
Figure (IV.1) : Côte de la crête de la digue.....	67
Figure (V.1) : Répartition des matériaux de construction dans la digue en remblai à noyau zoné du barrage de M' Djedel .....	81
Figure (V.2) : Zonage dess filtres et des drains et protections dans la digue en remblais à noyau zoné du barrage de M'Djedel .....	81
Figure (V.3) : Détail de de la zone (1).Extrait du plan.....	83
Figure (V.4) : Détail de de la zone (2).Extrait du plan .....	86
Figure (V.5) : Détail de de la zone (3 et 4 et 5).Extrait du plan .....	87
Figure (V.6) : Détail de de la zone (6).Extrait du plan .....	89
Figure (V.7) : Détail de de la zone (7).Extrait du plan .....	91
Figure (V.8) : Détail de la crête .....	91
Figure (V.9) : Transition entre le Rip-rap et la crête- Extrait de plan.....	93
Figure (V.10) : Transition entre le Rip-rap et les risbermes amont- Extrait du plan .....	94
Figure (V.11) : Conception de la transition entre la crête et le parement aval-Extrait du plan .....	94
Figure (V.12) : Conception de la transition entre l'enrochement aval et les risbermes avales	95
Figure (V.13) : Stabilité du parement aval-exploitation du barrage. ....	99

Figure (V.14) : Stabilité du parement aval-Fin de construction.....	99
Figure (V.15) : Conception de prisme de drainage .....	101
Figure (VI.1) : Canal d'approche de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel .....	107
Figure (VI.2) : Quadrant amont du seuil déversant de barrage de M'Djedel.....	108
Figure (VI.3) : Quadrant aval du seuil déversant de barrage de M'Djedel .....	109
Figure (VI.4) : Transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel .....	113
Figure (VI.5) : Profil de ligne d'eau dans le coursier.....	115
Figure (VI.6) : Coursier de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.....	116
Figure (VI.7) : Bec déviateur de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.....	118
Figure (VI.8) : Fosse de dissipation de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel .....	119
Figure (VI.9) : Canal de fuite de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel .....	121

# Liste des planches

**PLANCHE N°01** : TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION DES VARIANTES A ET B.

**PLANCHE N°02** : CONCEPTION DE LA VARIANTE C.

**PLANCHE N°03** : CONCEPTION DETAILLE DE LA VARIANTE B.

**PLANCHE N°04** : EVACUATEUR DE CRUES : VUE EN PLAN ET PROFIL EN LONG.

## INTRODUCTION GENERALE

Vu la croissance et la densité démographique de l'Algérie, les besoins en eau sont en expansion considérable. Notre pays compte 70 barrages en 2013, alors l'état s'est engagé dans son vaste programme de mobilisation des ressources hydriques, par l'édification des barrages qui présente une solution largement utilisée pour combler les déficits en eau que plusieurs régions de l'Algérie le souffrent.

Dans cette optique la wilaya de M'Sila a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage M'Djedel, qui est destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation de cette région.

Cette étude comprendra six chapitres, dont le premier est une synthèse d'étude géologiques et géotechniques, afin de décrire le site du barrage, avoir une première idée sur la disponibilité et la nature des matériaux de construction en place et le choix de type de la digue de barrage M'Djedel.

Puis, on traitera l'étude hydrologique, qui va s'articuler sur l'étude des caractéristiques morphologiques et climatologiques du bassin versant, l'étude des pluies, l'étude des écoulements liquides, solides et les écoulements fréquents et l'étude des crues.

Le troisième chapitre est une étude de régularisation des écoulements et de laminage des crues, qui vise à estimer le volume de stockage de la retenue ainsi son niveau géographique et de déterminer le débit nécessaire pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue et le niveau des plus hautes eaux.

le quatrième chapitre est une étude des variantes de la digue qui consiste à déterminer le profil général de la digue, estimation de coûts économique des variantes envisageables et le choix de la variante la plus économique en tenant compte de la disponibilité de matériaux de constructions.

Le cinquième chapitre est une étude de la conception détaillée de la digue, qui vise à concevoir et dimensionner les parties majeures de la digue.

En terminant par une étude de dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues qui va s'articuler sur les principales parties (canal d'approche, seuil dévasant, transition, coursier, dissipateur d'énergie et le canal de fuite).

**Chapitre I :**  
**Synthèse de l'étude**  
**géologique et géotechnique**

## INTRODUCTION

L'étude géologique et géotechnique d'un site de barrage a pour but de répondre aux questions concernant : le choix de l'axe optimal du barrage, l'estimation de la sismicité de la région du barrage, l'étanchéité de la retenue tout en définissant la lithologie du substratum ainsi les terrains de couverture de la cuvette, la stabilité de l'axe du barrage qui s'articule sur les caractéristiques géomorphologiques des rives et la nature lithologique des terrains d'assis, l'étanchéité des appuis de la digue qui dépendent de leurs caractéristiques hydrogéologiques, l'estimation du volume des matériaux de construction ainsi la détermination de leurs caractéristiques physico-mécaniques.

### I.1 Description du site de barrage

Le site de barrage de M'Djedel est situé à environ 3 Km en amont (S-O) du village de M'Djedel dans la wilaya de Msila, à environ 55 Km à l'ouest de Boussaâda et 120 Km au sud-ouest du chef lieu de wilaya de Msila. La route wilaya N° 38 reliant entre Tamsa et M'Djedel permet d'accéder facilement au site.

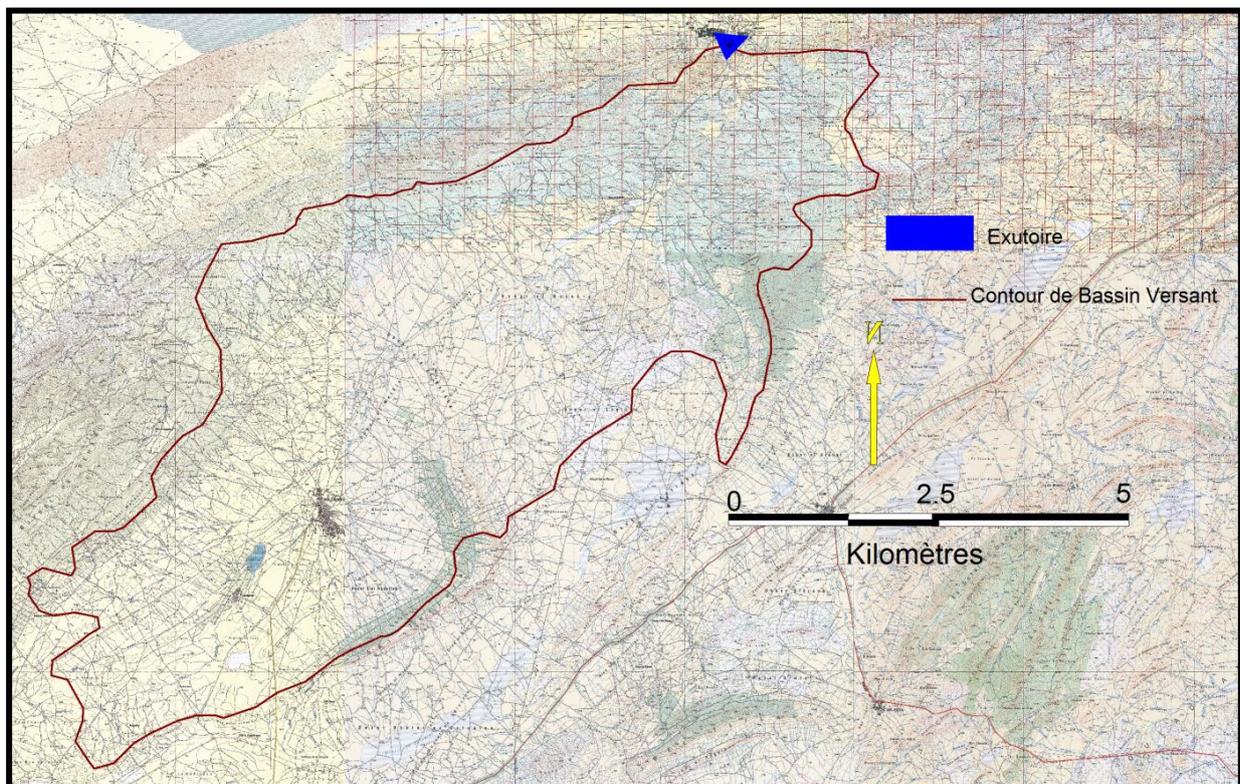
L'étude géologique et géotechnique de la zone a contribué à la localisation de l'axe le plus économique et le plus stable. Il a comme coordonnées UTM [1] :

X = 562,750 Km

Y = 3887,145 Km

Z = 862 m

Sur la base de ces résultats, on a procédé à une délimitation de bassin versant du barrage de M'Djedel à l'aide de logiciel MapInfo Professional 8.0, sur une carte d'état major de la région (Echelle 1/50000). Le bassin versant du barrage de M'Djedel est illustré sur la figure ci-dessous.



*Figure (I.1) : Délimitation du bassin versant du barrage de M'Djedel.*

## I.2 Etude géologique

La synthèse de l'étude géologique du barrage de M'Djedel comporte les axes suivants [1].

### I.2.1 Géologie régionale

La zone d'étude se situe à l'extrémité orientale de l'Atlas Saharien, dans la région des Monts des Ouled Naïl. La morphologie est conditionnée par une succession de plis parallèles de direction SO-NE se traduisant par une alternance de crêtes allongées (djebels) le long des rides anticlinales et de cuvettes synclinales. L'altitude moyenne des rides varie de 1250 m à 1400 m, le Djebel Chebeibita culminant à 1544 m, tandis que l'altitude des dépressions se situe entre 800 m et 1000 m. La grande cuvette centrale de Dar Chioukh plonge légèrement vers le N-E et son altitude varie de 1150 m au S-O à 870 m au N-E.

#### I.2.1.1 Lithologie et stratigraphie régionale

Dans la zone d'étude prédominent les sédiments marins du Crétacé. Des formations d'âge crétacé inférieur sont exposées dans les parties hautes des reliefs correspondant aux rides anticlinales, tandis que des sédiments du tertiaire continental recouvrent le substratum et occupent les larges dépressions séparant les rides.

Le crétacé inférieur est principalement représenté par l'albien, qui comporte deux unités litho-stratigraphiques distinctes.

- L'unité inférieure est constituée de formations tendres argilo-gréseuses ;
- L'unité supérieure comprend une série argilo-carbonatée formée de dolomies, de calcaires gréseux, de calcaires dolomitiques et de passées marneuses.

Le crétacé supérieur, constitué entièrement de sédiments d'origine marine qui comporte les unités litho-stratigraphiques suivantes :

- Le cénomanien est prédominé par des formations de marnes grises avec des intercalations de grès argileux fins, de calcaires, gypse massif ;
- Le turonien est prédominé par des formations de calcaires des avec des intercalations de dolomite et de marne ;
- Le sénonien est représenté par calcaires argileux et de calcaires ;
- Le campanien est caractérisé par un ensemble marneux dans lequel s'intercalent des lentilles calcaires et des passes de calcaire.

Les séries continentales du tertiaire se composent d'une alternance d'argiles sableuses, de grès, de sables et de graviers et de conglomérats.

Le quaternaire récent couvre une superficie importante. Il est représenté par des limons brun-rougeâtres et avec des passes de calcaire conglomératique. La carte géologique régionale de la zone d'études est illustrée dans l'annexe (01).

#### I.2.1.2 Séismicité

Les séismes de dimensionnement de Barrage de M'Djedel ont les caractéristiques suivantes :

- Séisme de Base d'Exploitation (SBE) aura une magnitude de l'ordre de,  $M_w = 5,7$  m/s<sup>2</sup> ;
- Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) aura une magnitude de l'ordre de,  $M_w = 7$  m/s<sup>2</sup>.

Les accélérations maximales horizontales recommandées pour le projet sont :

- SBE :  $0,30 \times g$  ;
- SMD :  $0,39 \times g$ .

## **I.2.2 Géologie de la zone de retenue**

Les terrains de couvertures et le substratum rocheux de la retenue sont décrits ci-dessous.

### **I.2.2.1 Terrain de couverture**

Le substratum rocheux est en grande partie recouvert par des terrains meubles, représentés par des sols fins dotés de cohésion à l'état sec et par des alluvions plus grossières, dans le lit majeur. Des sédiments d'origines continentale et d'âge incertain (miocène ou Quaternaire ancien), à granulométrie globalement fine (argile et limon sableux) mais incluant parfois des horizons ou des lentilles de gravier sableux ou limoneux, occupent généralement le haut des rives, un horizon d'encroutement, plus résistant à l'érosion.

Dans le fond de vallée, le substratum est généralement recouvert d'alluvions fluviales holocène, 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 superficielles d'argile, s'étalent parfois latéralement à partir du lit de l'oued. Ces terrasses sont en générale utilisées comme terrain agricoles.

### **I.2.2.2 Substratum rocheux**

Dans la zone de la cuvette, le substratum est rarement exposé. Les affleurements se situent, pour la plupart, au droit et à l'aval du site de barrage. Des affleurements isolés ont été également observés sur les bords du lit de l'oued M'Djedel et dans les lits de certains affluents.

Le substratum rocheux est constitué de sédiments marins du crétacé supérieur (Cénomani) ou alternant des couches de calcaire et de marnes des 20 cm à 60 cm d'épaisseur, avec des inter-lits d'argilites schisteuses d'épaisseur centimétriques, 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 cm à 60 cm d'épaisseur, séparés par des inter-lits marneux de faible épaisseur.

A l'extrémité de la retenue, dans l'affluent rive droite, deux couches de gypse ont été cartographiées aux côtes 885 m.NGA et 915 m.NGA. Ces couches sont décimétriques à métriques, intercalées de bancs d'argiles brunes métriques. Ces bancs, bien fracturés, semblent se biseauter vers l'aval et vers l'amont. Ils constituent là, où ils sont observés la base des formations Miocènes.

Les calcaires sous-jacent du crétacé sont observés à l'aval est à l'amont avec les formations sus-jacentes sans intercalation de cet horizon gypseux. Deux petits affleurements de gypse ont été également cartographiés sur la rive gauche à l'amont de l'axe amont, dans un petit talweg à la cote 895 m.NGA. Leurs extensions en termes de surface est relativement faible. Là, également ils soulignent la base des argiles sableuses du miocène. Ces passages gypseux reposent en discordance sur les calcaires du crétacé qui ont un pendage orienté vers l'amont.

## **I.2.3 Géologique du site de barrage**

La détermination des caractéristiques géomorphologiques de site du barrage de M'Djedel et le zonage des terrains de couvertures et de substratum font l'objet de l'étude géologique du site de barrage.

### **I.2.3.1 Caractéristiques géomorphologiques**

A l'emplacement du barrage les caractéristiques morphologiques ci-dessous peuvent être retenues [1] :

- Lit de l'oued à la côte 862 m.NGA ;
- Dissymétrie des rives : pente moyenne d'environ 7° en rive droite et de 20° en rive gauche ;
- Lit majeur limité par des talus très raide de 6 m à 7 m de hauteur ;
- Largeur du fond plat fluvial de 35 m à 50 m ;
- Largeur de la vallée à la côte 910 m.NGA de l'ordre de 900 m à 1000 m.

### **I.2.3.2 Terrains de couverture**

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 épais de sol éluvial et de rocher désagrègé.

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.

Une coupe type, telle qu'elle a pu être observée à proximité du site de barrage, présente à la base une couche de graviers, surmontée par des argiles sableuse dans laquelle on relève plusieurs intercalations de lentilles incluant des fragments de taille très variable.

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

### **I.2.3.3 Substratum rocheux**

Le substratum rocheux affleure davantage en rive gauche, ainsi qu'au fond des ravines latérales de part et d'autre de l'oued. La lithologie des terrains est identique à celle de la zone de la retenue. Le rocher est représenté par une série du Crétacé supérieur (Cénomanien) constituée d'alternances de couches de calcaires et de marnes d'une épaisseur de 20 cm à 60 cm et d'argilites schisteuses d'épaisseur centimétrique. Le substratum est recouvert en rive droite par des sédiments argilo-limoneux quaternaires anciens qui débutent à la base par une couche de graviers limoneux. A une côte plus élevée, les dépôts conglomératiques, dont la désagrégation avancée donne des éboulis de pentes parfois très importantes qui s'accumulent en surface. La carte géologie de site du barrage est représentée dans l'annexe (02).

## **I.2.4 Caractéristiques hydrogéologiques**

Les mesures ont été effectuées en période sèche de juin à septembre 2010, ce qui correspond probablement aux niveaux des basses eaux.

### **I.2.4.1 Niveau de la nappe**

Le lit de l'oued se situe à la côte 862 m.NGA. Sur les deux rives, le niveau de la nappe est plus bas que celui de l'oued. L'oued alimenterait donc la nappe phréatique au moins pendant la période d'étiage.

#### **I.2.4.2 Perméabilité du substratum**

La rive droite ainsi que le fond de la vallée se manifestent par des niveaux de perméabilité nettement plus bas que celui de la rive gauche. L'absorption moyenne de la rive gauche est de l'ordre de 18,93 unités Lugeon (UL), par contre, elle est de l'ordre de 10 UL pour la rive droite et le fond de la vallée.

#### **I.2.4.3 Perméabilité des argiles de couverture**

La perméabilité Lefranc des terrains de couvertures varient entre  $9,2 \cdot 10^{-6}$  m/s et  $4,1 \cdot 10^{-4}$  m/s, avec une moyenne de  $7,61 \cdot 10^{-5}$  m/s correspondant à des sols peu à moyennement perméables.

### **I.2.5 Zonage géotechnique**

A l'aide des observations de terrain et des résultats des investigations, on peut individualiser plusieurs unités géotechniques, caractérisées ci-dessous.

#### **I.2.5.1 Substratum rocheux**

En fond de la vallée, le toit substratum rocheux est fixé à la côte 859 m.NGA et il se compose de :

- Couche d'une épaisseur moyenne de 1 m de calcaires, plus ou moins marneux et parfois, de marnes finement litées et d'intercalations d'argilites schisteuses, sa partie basale est fixé à la côte 858 m.NGA;
- Couche d'une épaisseur moyenne de 4 m de calcaire très altéré et fracturé, sa partie basale est fixé à la côte 854 m.NGA;
- Couche d'une épaisseur moyenne de 20 m de calcaire peu à modérément altéré et fracturé, sa partie basale est fixé à la côte 834 m.NGA;
- Couche d'une épaisseur moyenne de 25 m de calcaire sein et peu fissuré, sa partie basale est fixé à la côte 809 m.NGA.

#### **I.2.5.2 Terrains de couverture**

Les alluvions du lit de l'oued sont représentées par des graviers sableux et sable graveleux holocènes provenant des alluvions du lit de l'oued et par des terrasses inondables recouvertes d'une couche d'argile en surface. Au site du barrage, l'épaisseur de ces alluvions est inférieure ou égale à 3 m. La perméabilité de cet horizon est en moyenne de  $2,8 \times 10^{-5}$  m/s.

### **I.3 Matériaux de construction**

A l'issue des résultats des investigations géologiques et géotechniques, une zone d'argile avait été reconnue en rive droite à l'amont immédiat de l'axe et une zone d'alluvions grossière avait été étudiée également à l'amont immédiat de l'axe [1].

#### **I.3.1 Zones d'emprunt argileux**

Les matériaux de construction argileux proviennent de trois zones situées à la proximité de site du barrage de M'Djedel.

##### **I.3.1.1 Zone d'emprunt d'argile A**

Elle se trouve au niveau de l'axe du barrage, en partie sous l'emprise de la future digue, et à l'amont immédiat de celui-ci. Cette zone s'étale sur une superficie de l'ordre de 16 hectares

et a une épaisseur moyenne de six mètre (06). Elle comporte des argiles, des argiles limono-sableuses et des argiles marneuses.

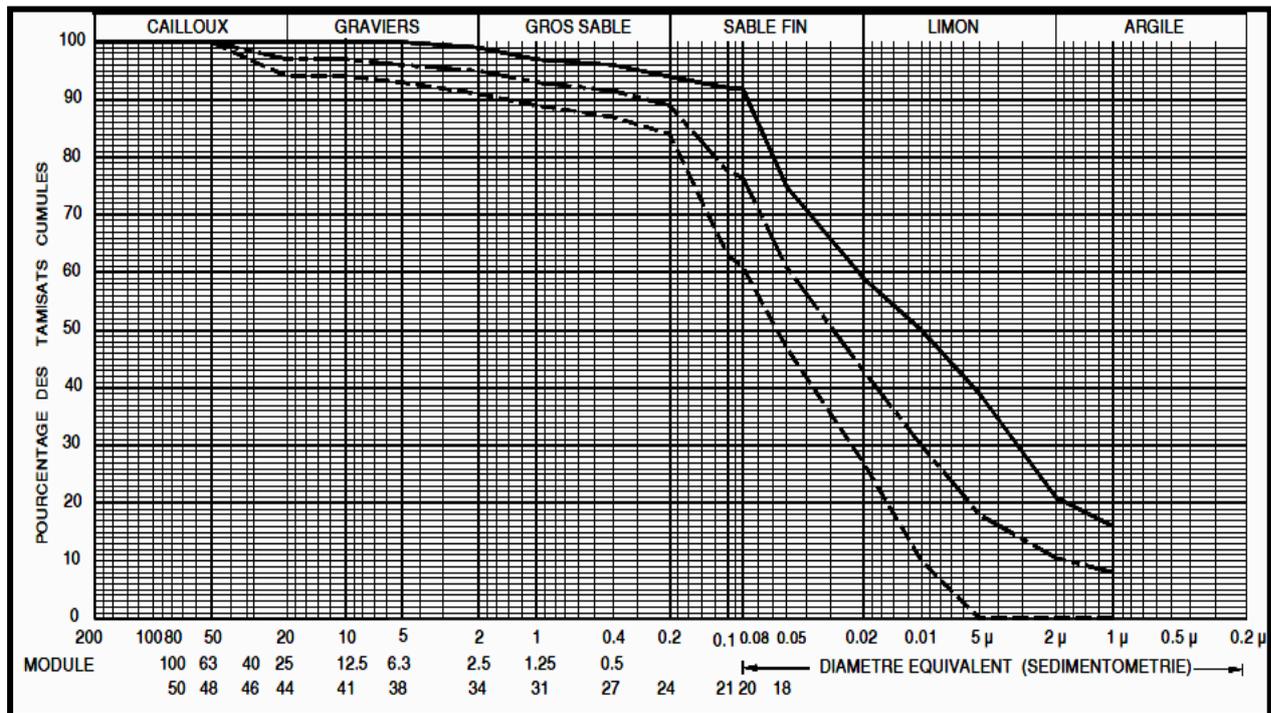
### A) Granulométrie

Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile A est représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.1) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile A.

	Granulométrie (%)						
	Cailloux	Graviers	S-Gros	S-Fins	Limons	Argiles	< 80 $\mu\text{m}$
Maximum	18	38	18	64	53	21	92
Minimum	00	01	02	13	06	00	19
Moyenne	3,44	10,56	8,22	39	30,22	8,56	66,89

La zone d'emprunt d'argile A est à prédominance sablo-limoneuse (en moyenne 47,22% de sable et 30,22% de limons), avec une fraction des inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  = 66,89%. La courbe granulométrique de la zone d'emprunt d'argile A est illustrée sur la figure ci-dessus.



**Figure (I.2) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile A.

### B) Identification

Les essais d'identification des matériaux de la zone d'emprunt d'argile A par les limites d'Atterberg, ont donné les résultats présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.2) :** Limites d'Atterberg des matériaux de la zone d'emprunt d'argile A.

	W (%)	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	I <sub>C</sub> (%)
Maximum	13,50	45,00	21,00	54,00	01,59
Minimum	04,50	28,00	13,00	15,00	01,30
Moyenne	08,79	33,63	15,97	17,66	01,43

La zone d'emprunt d'argile A est une argile limoneuse moyennement plastiques et moyennement compressibles.

### C) Essais Proctor normal

Les résultats des Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile A, sont représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.3) :** Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile A.

	W (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W <sub>opt</sub> (%)
Maximum	13,50	01,91	01,93	15,10
Minimum	04,50	01,67	01,70	05,50
Moyenne	08,79	01,85	01,82	11,31

Le sol de la zone d'emprunt d'argile A a une densité sèche maximale au Proctor élevée (1,82 g/cm<sup>3</sup>) pour une teneur en eau optimale de 11,31%. La teneur en eau naturelle au moment du prélèvement était de 8,79%.

### D) Essais mécaniques

Les résultats des essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile A sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.4) :** Essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile A.

Essais mécaniques	Type	Moyenne
Cisaillement UU	Cuu (bars)	00,68
	$\phi_{uu}$ (°)	17,50
Triaxial CU + U	Ccu (bars)	00,65
	$\phi_{cu}$ (°)	15,49
	C'cu (bars)	00,29
	$\phi'_{cu}$ (°)	30,10
Oedomètre (bar)	P <sub>c</sub> (bars)	1,455
	C <sub>c</sub>	0,171
	C <sub>g</sub>	0,019
Perméabilité (m/s)	-	3,93.10 <sup>-9</sup>

Les essais de cisaillement et triaxiaux donnent des valeurs de cohésion et d'angle de frottement moyennes en UU et CU et des valeurs d'angle de frottement moyennes à élevées en contrainte effective. Les Oedomètres révèlent des sols peu à moyennement compressibles et peu sensibles au gonflement. En termes de perméabilité, les valeurs obtenues caractérisent des sols peu perméables.

#### I.3.1.2 Zone d'emprunt d'argile B

Elle se situe à l'amont de l'axe en rive droite de l'Oued M'Djedel à l'amont du grand talweg rive droite. Elle est relativement plane et très vaste. Cette zone s'étale sur une superficie de l'ordre de 31 hectares et a une épaisseur moyenne de cinq mètre (05). Cette zone comporte des argiles limono-sableuses et marneuses, rarement gravelo-caillouteuses.

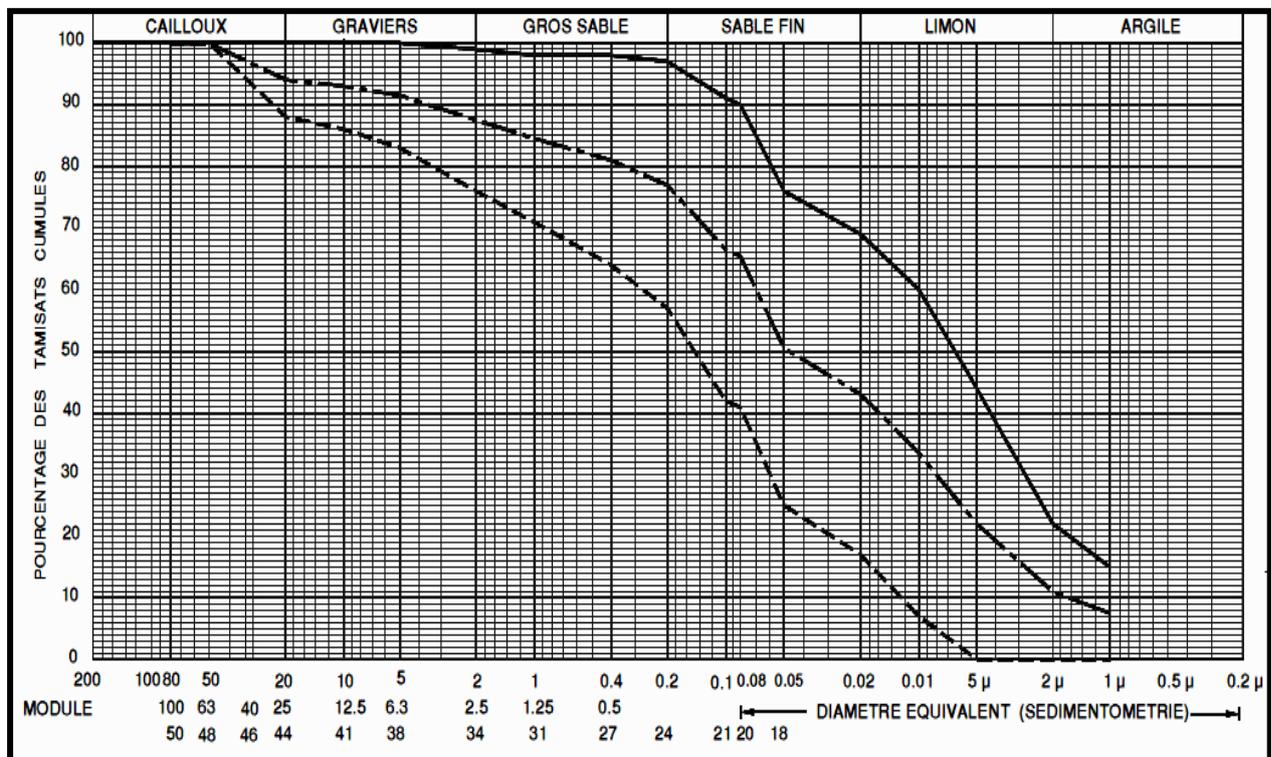
### A) Granulométrie

Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile B est représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.5) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile B.

	Granulométrie (%)						
	Cailloux	Graviers	S-Gros	S-Fins	Limons	Argiles	< 80 $\mu\text{m}$
Maximum	12,00	12,00	19,00	62,00	42,00	22,00	90,00
Minimum	00,00	01,00	02,00	28,00	11,00	00,00	41,00
Moyenne	01,08	04,92	09,33	47,00	29,25	08,42	67,97

La zone d'emprunt d'argile B est à prédominance sablo-limoneuse (en moyenne 56,33% de sable et 29,25% de limons), avec une fraction des éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  de 69,67% en moyenne. Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile B est illustré sur la figure ci-dessus.



**Figure (I.3) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile B.

### B) Identification

Les essais d'identification des matériaux de la zone d'emprunt d'argile B par les limites d'Atterberg, ont donné les résultats présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.6) :** Les limites d'Atterberg des matériaux de la zone d'emprunt d'argile B.

	Limite d'Atterberg				
	W (%)	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	I <sub>C</sub> (%)
Maximum	13,60	42,00	21,00	23,00	01,58
Minimum	04,20	22,00	13,00	14,00	00,89
Moyenne	09,27	33,75	16,55	19,18	01,29

La zone d'emprunt d'argile B est une argile limoneuse moyennement plastiques et moyennement compressibles.

### C) Essais Proctor normal

Les résultats des essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile B, sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.7) :** Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile B.

	W (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W <sub>opt</sub> (%)
Maximum	13,60	01,73	01,90	19,10
Minimum	04,20	01,64	01,61	09,80
Moyenne	09,27	01,69	01,79	13,07

Le sol de la zone d'emprunt d'argile B a une densité sèche maximale au Proctor élevée (1,79 g/cm<sup>3</sup>) en moyenne pour une teneur en eau optimale de 13,07 %. La teneur en eau naturelle au moment du prélèvement était de 9,27 %.

### D) Essais mécaniques

Les résultats des essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile B sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.8) :** Essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile B.

Essais mécaniques	Type	Moyenne
Cisaillement UU (bar)	C <sub>uu</sub> (bars)	0,515
	$\phi_{uu}$ (°)	12,73
Triaxial CU + U (bar)	C <sub>cu</sub> (bars)	0,311
	$\phi_{cu}$ (°)	11,25
	C' <sub>cu</sub> (bars)	0,212
	$\phi'_{cu}$ (°)	10,65
Oedomètre (bar)	P <sub>c</sub> (bars)	0,309
	C <sub>c</sub>	0,015
	C <sub>g</sub>	0,003
Perméabilité (m/s)	-	3,13.10 <sup>-9</sup>

Les essais de cisaillement et triaxiaux donnent des valeurs de cohésion et d'angle de frottement faibles à fortes en UU et CU et des valeurs d'angle de frottement moyennes à élevées en contraintes effectives. Les Oedomètres effectués présentent des sols moyennement compressibles et peu sensibles au gonflement. En termes de perméabilité, les valeurs obtenues caractérisent des sols peu perméables.

#### I.3.1.3 Zone d'emprunt d'argile C

Cette zone est localisée à l'amont de l'axe sur la rive gauche de l'oued M'Djedel. Elle est relativement plane et très vaste. Cette zone s'étale sur une superficie de l'ordre de 31 hectares et a une épaisseur moyenne de six mètre (06). Cette zone est constituée d'argiles marneuses et d'argiles limono-sableuses parfois gravelo-caillouteuses à caillouteuses.

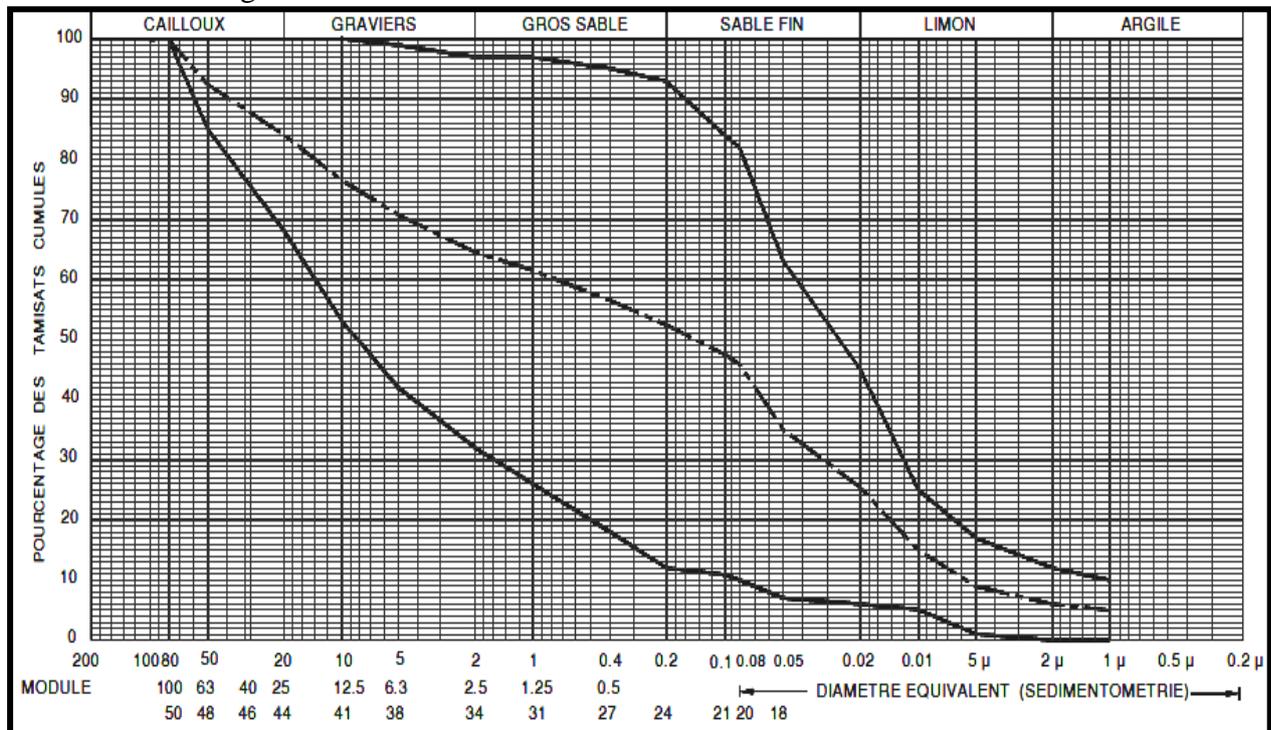
### A) Granulométrie

Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile C est représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.9) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile C.

	Granulométrie (%)						
	Cailloux	Graviers	S-Gros	S-Fins	Limons	Argiles	< 80 $\mu$ m
Maximum	32,00	36,00	28,00	49,00	45,00	12,00	82,00
Minimum	00,00	03,00	04,00	06,00	03,00	00,00	10,00
Moyenne	07,44	16,22	18,22	32,00	21,56	04,56	45,67

La zone d'emprunt d'argile C est à prédominance sablo-limoneuse (en moyenne 50,22 % de sable et 21,56 % de limons), avec une composante graveleuse importante 16,22 % en moyenne. La fraction des éléments inférieurs à 80  $\mu$ m est de 45,67 % en moyenne. Cette zone est plus grossière que les deux précédentes. Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile C est illustré sur la figure ci-dessus.



**Figure (I.4) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'argile C.

### B) Identification

Les essais d'identification des matériaux de la zone d'emprunt d'argile C par les limites d'Atterberg, ont donné les résultats présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.10) :** Limites d'Atterberg des matériaux de la zone d'emprunt d'argile C.

	Limite d'Atterberg				
	W (%)	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	I <sub>C</sub> (%)
Maximum	11,60	49,00	23,50	25,50	01,61
Minimum	04,25	23,00	11,00	12,00	01,27
Moyenne	07,27	31,44	15,19	17,56	01,46

La zone d'emprunt d'argile C est une argile limoneuse moyennement plastiques et moyennement compressibles.

### C) Essais Proctor normal

Les résultats des essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile C, sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.11) :** Essais Proctor standard sur le sol de la zone d'emprunt d'argile C.

	W (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W <sub>opt</sub> (%)
Maximum	11,60	01,87	01,99	16,60
Minimum	04,25	01,60	01,81	09,60
Moyenne	07,27	01,75	01,90	12,50

Le sol de la zone d'emprunt d'argile C a une densité sèche maximale au Proctor élevée (1,90 g/cm<sup>3</sup>) en moyenne pour une teneur en eau optimale de 12,50 % en moyenne. La teneur en eau naturelle au moment du prélèvement était de 7,27 %.

### D) Essais mécaniques

Les résultats des essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile C sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.12) :** Essais mécaniques sur le sol de la zone d'emprunt d'argile C.

Essais mécaniques	Type	Moyenne
Cisaillement UU (bar)	Cuu (bars)	0,734
	$\phi_{uu}$ (°)	24,00
Triaxial CU + U (bar)	Ccu (bars)	0,740
	$\phi_{cu}$ (°)	21,95
	C'cu (bars)	0,415
	$\phi'_{cu}$ (°)	30,93
Oedomètre (bar)	P <sub>c</sub> (bars)	1,348
	C <sub>c</sub>	0,161
	C <sub>g</sub>	0,022
Perméabilité (m/s)	-	5,87.10 <sup>-9</sup>

Les essais des cisaillement rectilignes et triaxiaux donnent des valeurs de cohésion et d'angle de frottement assez fortes en UU et CU et des valeurs d'angle de frottement également élevées en contraintes effectives. Les Oedomètres effectués révèlent des sols moyennement compressibles et peu sensibles au gonflement. Les valeurs de la perméabilité obtenues caractérisent des sols peu perméables.

## I.3.2 Zones d'emprunt des alluvions grossières

Les matériaux de construction de recharge proviennent de deux zones situées à la proximité de site du barrage de M'Djedel.

### I.3.2.1 Zone d'alluvions aval

Elle se situe à l'aval de l'axe dans le lit d'Oued M'Djedel. Elle s'étend à partir de l'axe jusqu'au pont séparant la localité de M'Djedel de celle de Mena. Cette zone s'étale sur une superficie de l'ordre de 35 hectares et a une épaisseur moyenne de cinq mètre (05). Cette zone est

constituée d'alluvions grossières souvent à matrice sablo-graveleuse avec en moyenne 10 % d'éléments supérieurs à 100 mm.

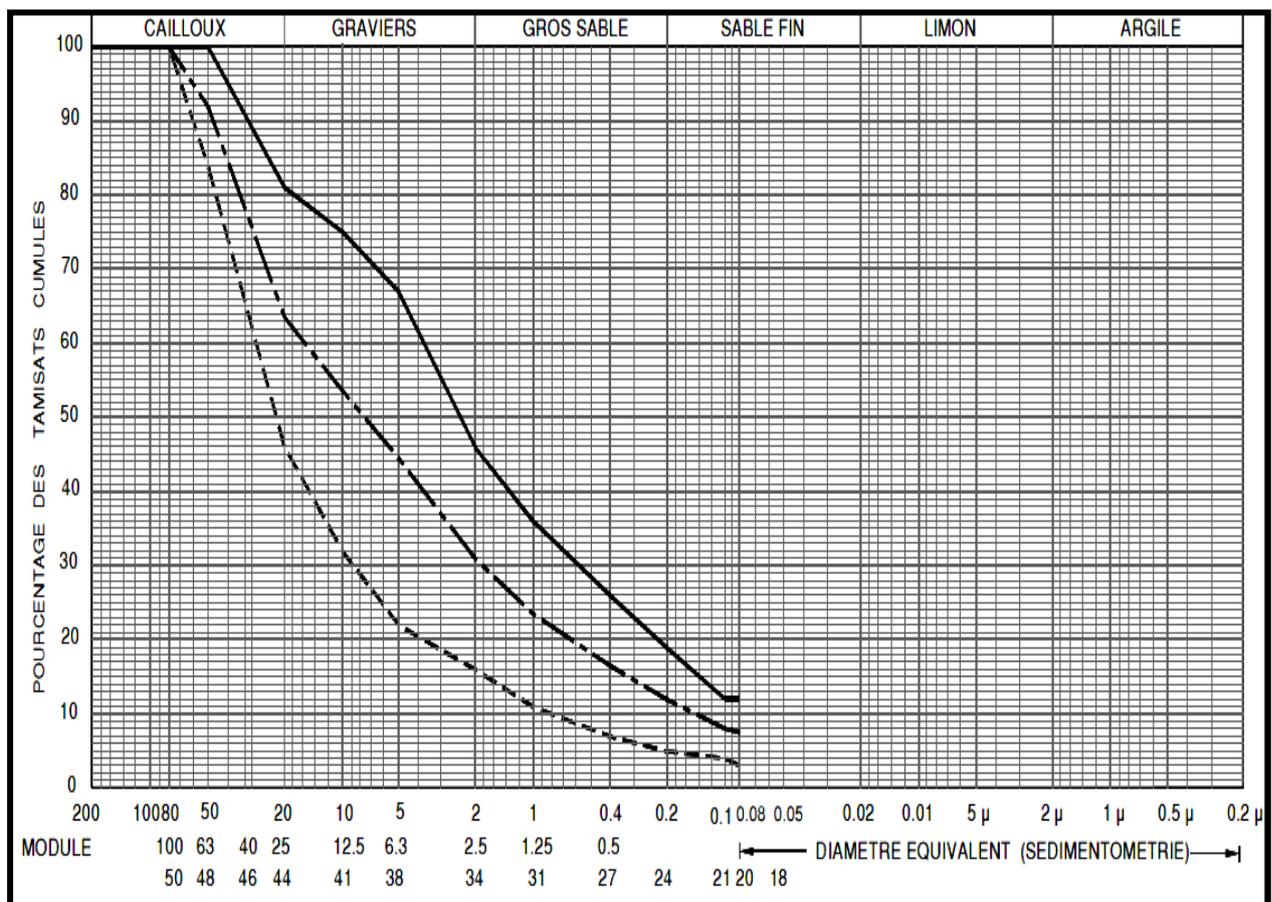
**A) Granulométrie**

Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval est représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.13) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval.**

	Granulométrie (%)						
	Cailloux	Graviers	S-Gros	S-Fins	Limons	Argiles	< 80 μm
Maximum	54,00	62,00	30,00	19,00	-	-	12,00
Minimum	19,00	30,00	11,00	05,00	-	-	03,00
Moyenne	31,10	42,20	14,40	08,30	-	-	08,30

D'un point de vue granulométrique, ces alluvions sont à forte composante grossière gravelo-caillouteuse et on constate aussi que la fraction grossière est prédominante avec une fraction fine < 80μm, très faible. Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt alluvions grossières aval est illustré sur la figure ci-dessus.



**Figure (I.5) : Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval.**

**B) Essais Proctor normal et équivalent sable**

Les résultats des essais Proctor standard et équivalent sable sur le sol de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval, sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.14) :** Proctor standard et équivalent sable de la zone d'emprunt d'alluvions aval.

	ES (%)	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W <sub>opt</sub> (%)
Maximum	56,00	02,69	02,18	08,70
Minimum	21,00	02,64	01,99	04,90
Moyenne	33,20	02,67	02,10	06,70

Les Proctor quand ils ont pu être réalisés, donnent des valeurs de densité max élevées en moyenne de 2,10 g/cm<sup>3</sup> pour des teneurs en eau optimales de 6,7 %. L'équivalent de sable mesuré est de 33,2 % en moyenne, il oscille entre 21 % et 56 %. Ces résultats mettent en valeur la faible quantité de fines présente dans ces matériaux.

### C) Essais mécaniques

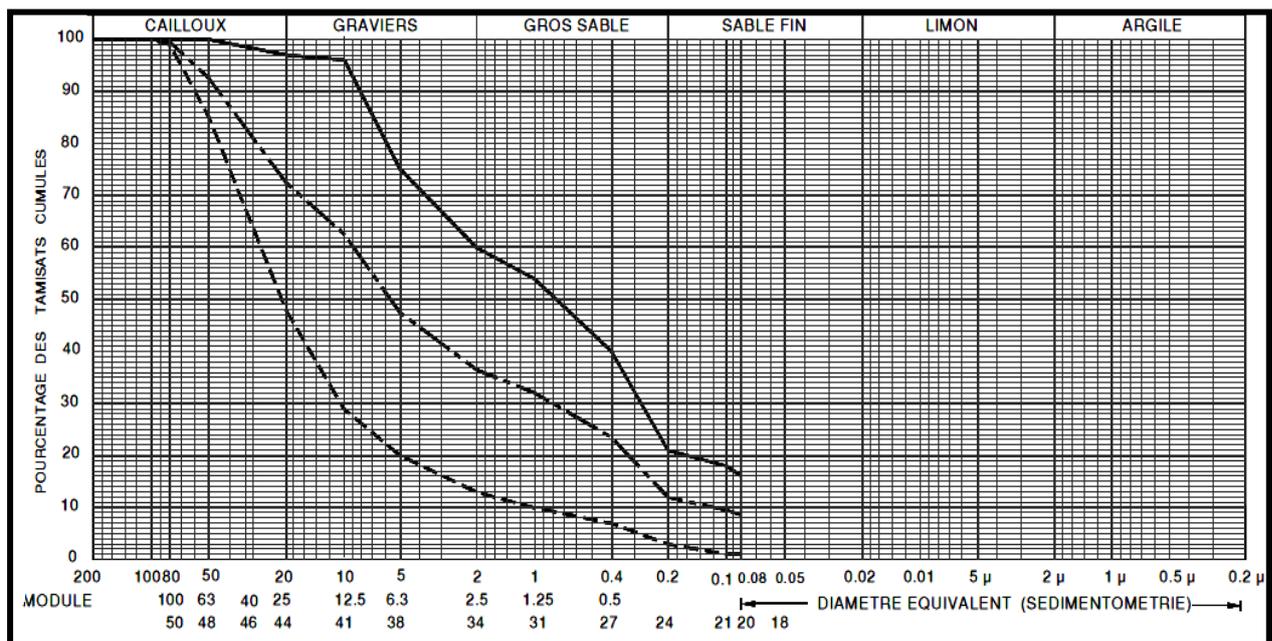
Deux essais mécanique ont été effectués sur le sol de la zone d'emprunt d'alluvions grossières aval, essai de Los-Angelès qui a donné une valeur moyenne de l'ordre de 25,00 % et essai de Micro-Deval qui a donné une valeur moyenne de l'ordre de 16,10 %. Ces essais Los-Angelès et Micro-Deval effectués révèlent des matériaux de bonne résistance au choc donc facilement utilisables comme granulats si nécessaire.

#### I.3.2.2 Zone d'alluvions amont

Elle se situe à l'amont immédiat de l'axe dans le lit de l'Oued M'Djedel et sur ses basses terrasses. Cette zone s'étale sur une superficie de l'ordre de 41 hectares et a une épaisseur moyenne de quatre mètres (04). Cette zone est constituée d'alluvions grossières souvent à matrice sablo-graveleuse avec en moyenne 10 % d'éléments supérieurs à 100 mm parfois plus.

### A) Granulométrie

Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt alluvions grossières amont est illustré sur la figure ci-dessus.

**Figure (I.6) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont.

Le fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont est représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.15) :** Fuseau granulométrique de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont.

	Cailloux	Graviers	S-Gros	S-Fins	Limons	Argiles	< 80 $\mu\text{m}$
Maximum	52,00	61,00	45,00	99,00	-	-	98,00
Minimum	00,00	00,00	01,00	03,00	-	-	02,00
Moyenne	26,35	38,40	21,20	20,60	-	-	12,05

D'un point de vue granulométrique, ces alluvions sont à forte composante grossière gravelo-caillouteuse, et on constate aussi que la fraction grossière est prédominante avec une fraction fine < 80  $\mu\text{m}$  faible.

### B) Essais Proctor normal et équivalent sable

Les résultats des essais Proctor standard et équivalent sable sur le sol de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont, sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.16) :** Proctor standard et équivalent sable de la zone d'emprunt d'alluvions amont.

	ES (%)	$\gamma_s$ ( $\text{t}/\text{m}^3$ )	$\gamma_d$ ( $\text{t}/\text{m}^3$ )	$W_{\text{opt}}$ (%)
Maximum	61,00	02,57	-	-
Minimum	11,00	02,45	-	-
Moyenne	29,90	02,53	02,20	05,50

Le seul essai Proctor normal réalisé, donne une valeur de densité max élevée 2,20  $\text{g}/\text{cm}^3$  pour une teneur en eau optimale de 5,5 %, le reste des essais Proctor prévus n'a pas pu être réalisé du fait que la classe granulométrique est trop grossière. L'équivalent de sable mesuré est de 29,89% en moyenne, il oscille entre 11 % et 61%, ces résultats mettent en valeur la faible quantité de fines présente dans ces matériaux.

### C) Essais mécaniques

Deux essais mécanique on été effectués sur le sol de la zone d'emprunt d'alluvions grossières amont, essai de Los-Angelès qui a donné une valeur moyenne de l'ordre de 26,00 % et essai de Micro-Deval qui a donné une valeur moyenne de l'ordre de 18,00 %. Ces essais Los-Angelès et Micro-Deval effectués révèlent des matériaux de bonne résistance au choc donc facilement utilisables comme granulats si nécessaire.

### I.3.3 Carrière

Un site de carrière à été identifié et étudié, à l'aval de l'axe en rive droite et en contrebas immédiat du seuil de dérivation. Il est constitué de calcaires massifs compacts et durs fracturés en surface de couleur brune en surface et gris à la cassure parfois légèrement cristallin Ces faciès sont d'épaisseur métrique à pluri-métrique avec parfois des inter-lits marneux de faible épaisseur. Le tableau ci-dessus donne les résultats des essais effectués sur les échantillons prélevés dans la carrière.

**Tableau (I.17) : Propriétés physico-mécaniques du matériau provenant de la carrière.**

Prof (m)	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	R <sub>c</sub> nat (bars)	R <sub>c</sub> nat (bars)	R <sub>t</sub> nat (bars)	R <sub>t</sub> nat (bars)	Los Ang (%)	Micr-Dev (%)
05 ÷ 10	02,65	684,0	548,0	43,00	30,00	23,00	22,00
11 ÷ 24	02,65	895,0	741,0	37,00	36,00	25,00	22,00

La résistance à la compression et à la traction sont élevées. Ces valeurs sont relativement sensibles à l'eau mais restent toujours élevées. Les essais de Los Angeles et de Micro-Deval caractérisent un matériau de bonne qualité.

### I.3.4 Estimation du volume des matériaux disponibles

Les quantités estimées de matériaux de construction disponible sur le site du barrage de M'Djedel sont représentées sur le tableau ci-dessous.

**Tableau (I.18) : Quantités de matériaux de construction disponible sur site de M'Djedel.**

	Surface (m <sup>2</sup> )	Epaisseur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
Zones d'emprunt argileux			
Zone d'argile A	162 300	06	973 800
Zone d'argile B	315 000	05	1 575 000
Zone d'argile C	313 100	06	1 878 600
Total	-		4 447 400
Zones d'emprunt alluvions grossières			
Zone aval	352 000	05	1 760 000
Zone amont	410 800	04	1 643 200
Total	-		3 403 200

## CONCLUSION

La synthèse de l'étude géologique et géotechnique effectuée dans ce chapitre nous a permis de constater que :

- La fondation du barrage de M'Djedel est une formation géologique tendre (calcaire), cela va nous conduire au choix d'un barrage souple. Les zones de faiblesse de la fondation nécessiteront un traitement spécifique pour obtenir une fondation homogène ;
- L'évacuateur des crues sera implanté en rive gauche, par contre la dérivation provisoire sera implantée dans le lit actuel de l'oued ;
- Afin de limiter les écoulements dans la fondation de l'ouvrage et de réduire le débit de fuite dans les deux rives, un voile d'étanchéité est nécessaire sous toute l'emprise de la digue et dans les deux rives ;
- Les alluvions grossières existant dans le lit de l'oued, à l'aval et à l'amont de l'axe présentent des caractéristiques physico-mécaniques convenables à confectionner un remblai, drains et filtres en cas de besoin ;
- Les matériaux fins disponibles sur site et dans la cuvette peuvent être utilisés pour construire un dispositif d'étanchéité (noyau), ou dans la recharge en cas de besoin ;
- Les matériaux provenant de la carrière présente de bonnes qualités physico-mécaniques et peuvent être utilisée comme revêtement des talus, agrégats, drains et filtres.

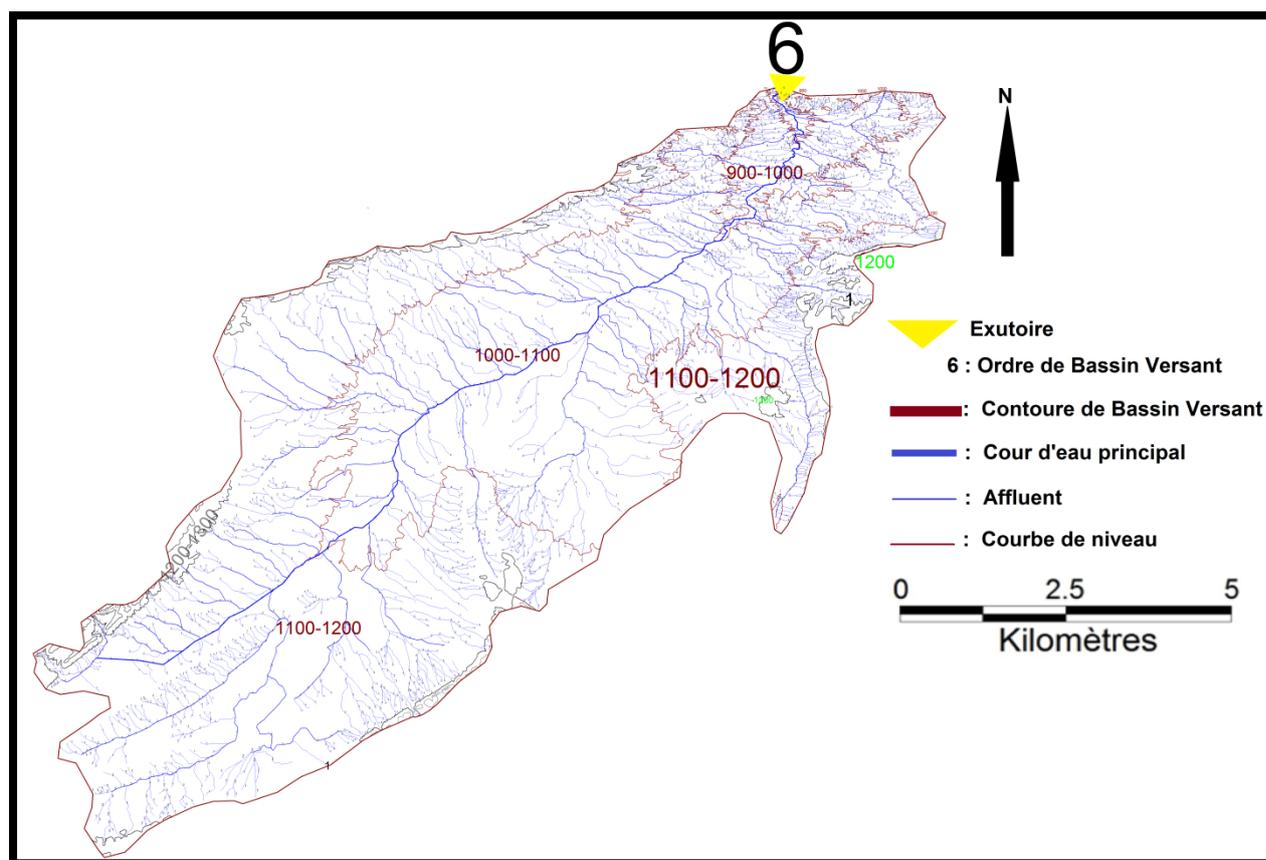
**Chapitre II :**  
**Etude hydrologique**

## INTRODUCTION :

L'étude hydrologique a pour objectif d'estimer les différentes caractéristiques morphométriques, hydrographiques et climatologiques du bassin versant, d'étudier statistiquement les précipitations maximales journalières afin de d'estimer le débit maximale probable de projet et de chantier et les précipitations total annuel afin d'estimer les écoulements moyen interannuel, les écoulements fréquentiel interannuel et l'écoulement solide ainsi leur répartitions temporaires.

### II.1 Bassin versant

La délimitation du bassin versant de l'oued de M'Djedel est faite à l'aide de logiciel MapInfo Professional 8.0, sur une carte d'état-major de la région (Echelle 1/50000).



*Figure (II.1) : Bassin versant de l'Oued de M'Djedel.*

#### II.1.1 Caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant de M'Djedel

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant de M'Djedel sont récapitulées dans l'annexe (03).

##### II.1.1.1 Courbe hypsométrique

Les données hypsométriques du bassin versant de barrage de M'Djedel sont présentées dans l'annexe (04), et illustrées dans la figure ci-dessous :

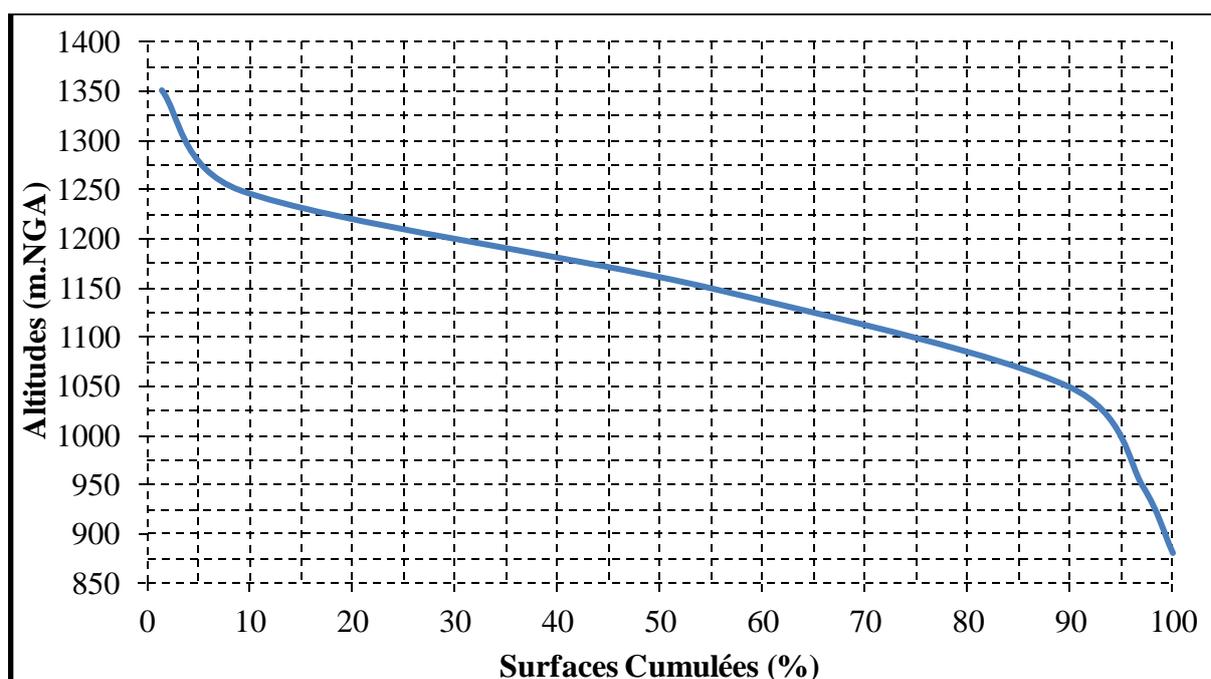


Figure (II.2) : Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage de M'Djedel.

### II.1.1.2 Réseau hydrographique

La reproduction de réseau hydrographique du bassin versant de barrage de M'Djedel est faite à l'aide de logiciel MapInfo Professional 8.0, sur une carte d'état-major de la région (Echelle 1/50000). Et comme le montre la figure (II.3) le bassin versant est d'ordre six (6).

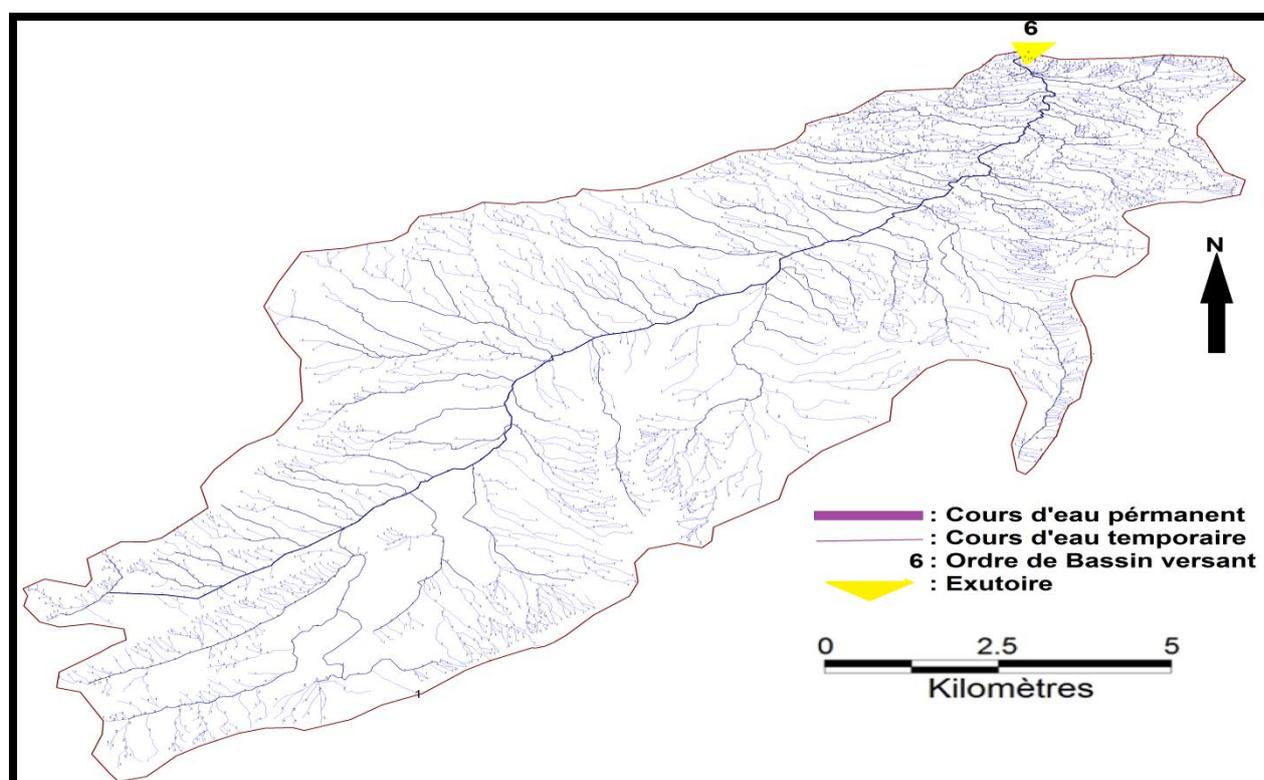


Figure (II.3) : Réseau hydrographique du bassin versant du barrage de M'Djedel.

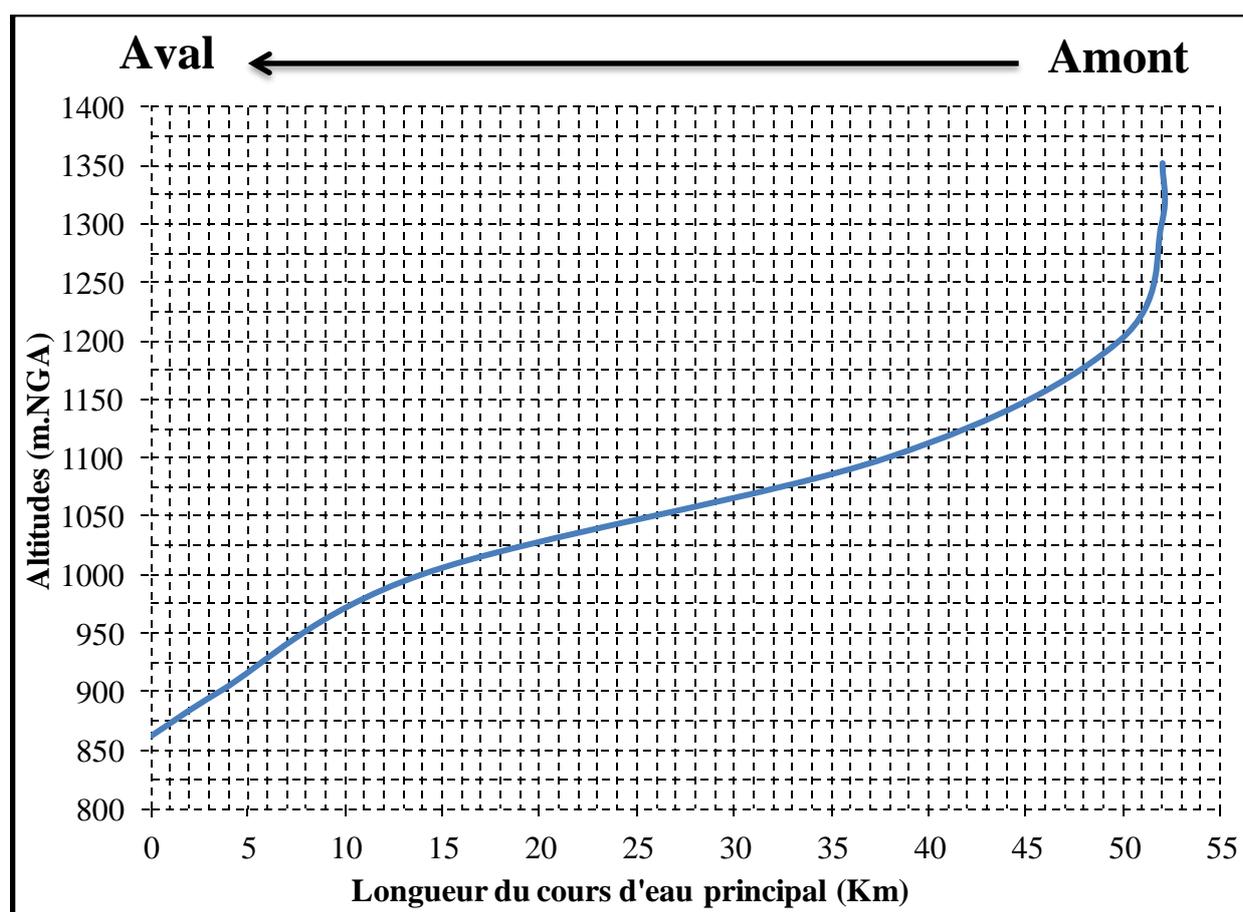
### II.1.1.3 Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant de barrage de M'Djedel

Les longueurs cumulées du talweg principal sont présentées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (II.1) : Longueurs cumulées du Oued de M'Djedel.**

Altitudes (m.NGA)	862	900	1000	1100	1200	1300	1352
L <sub>t</sub> (Km)	0	3,52	13,91	37,86	49,78	51,95	52

Le profil en long de l'oued de M'Djedel est illustré sur la figure suivante :



**Figure (II.4) : Profil en long du Oued de M'Djedel.**

## II.1.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant de barrage de M'Djedel

L'étude climatologique a pour objectif de fournir des données concernant la température de l'air, l'évaporation du plan d'eau, la vitesse du vent et la répartition de la pluie mensuelle dans le site d'étude. Ces données sont nécessaires pour effectuer une étude hydrologique fiable.

### II.1.2.1 Température de l'air

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans l'annexe (05), et illustrées dans la figure (II.5). La température moyenne annuelle est de l'ordre de 18°C.

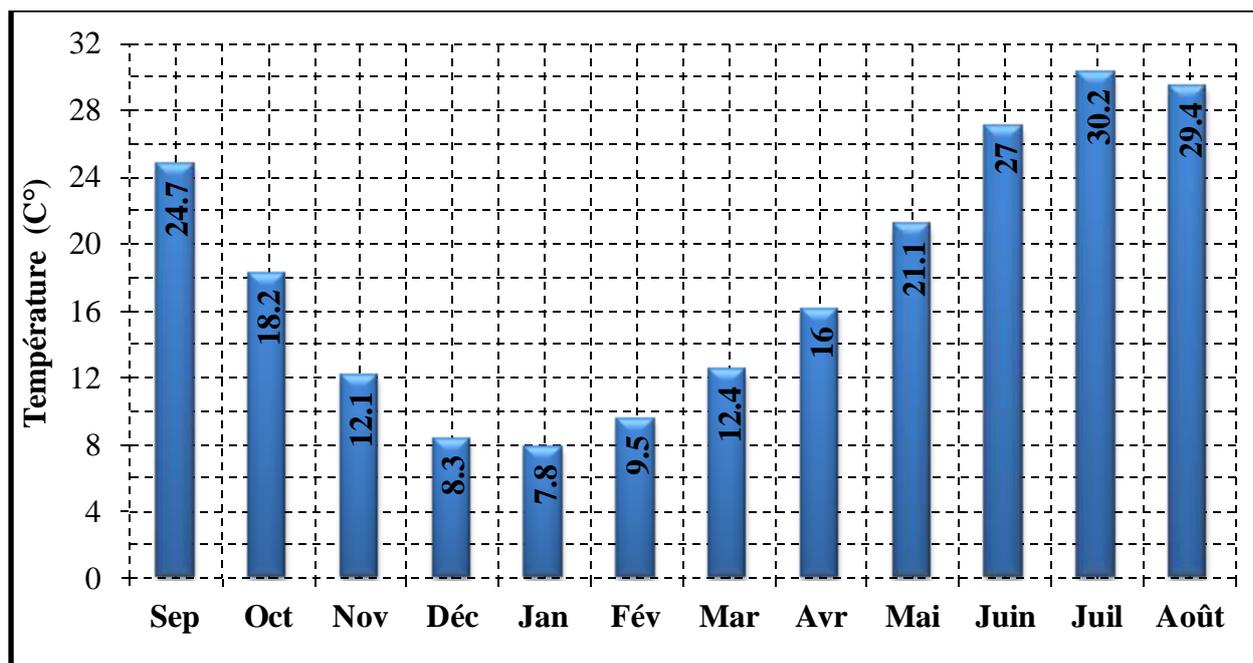


Figure (II.5) : Répartition mensuelle des températures moyennes.

### II.1.2.2 Evaporation

L'évaporation moyenne annuelle au site de M'Djedel est estimée à 1538 mm. Les valeurs de l'évaporation au voisinage du projet d'aménagement sont données dans l'annexe (06) et illustrées dans la Figure (II.6).

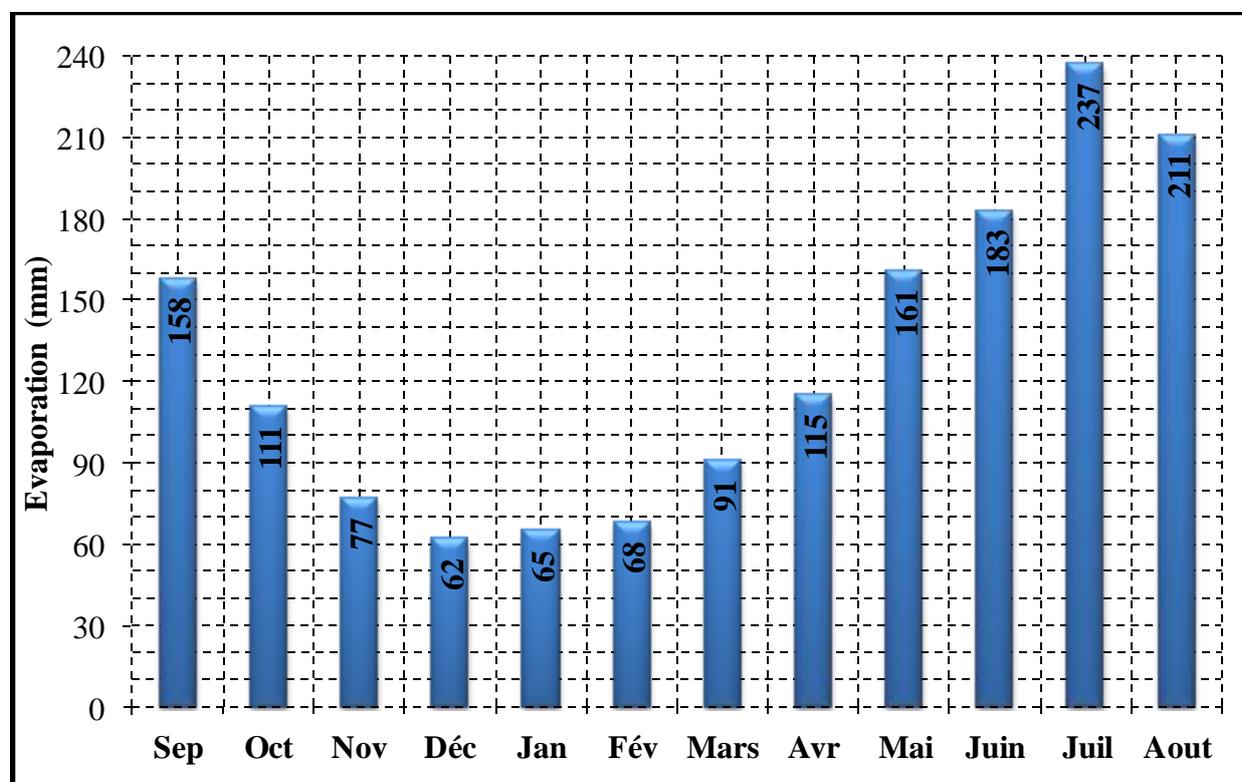


Figure (II.6) : Variation mensuelle de l'évaporation – Plan d'eau Barrage M'Djedel.

### II.1.2.3 Vitesse du vent

Les données de la station de Bou Saada sont considérées comme représentatives pour le site de M'Djedel. Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées pour la période 1991/2000, ainsi que leur direction sont présentées dans l'annexe (07).

Les vents dominants sont de Nord - Nord Ouest avec une vitesse moyenne de l'ordre de 5,4 m/s.

## II.2 Etude des précipitations

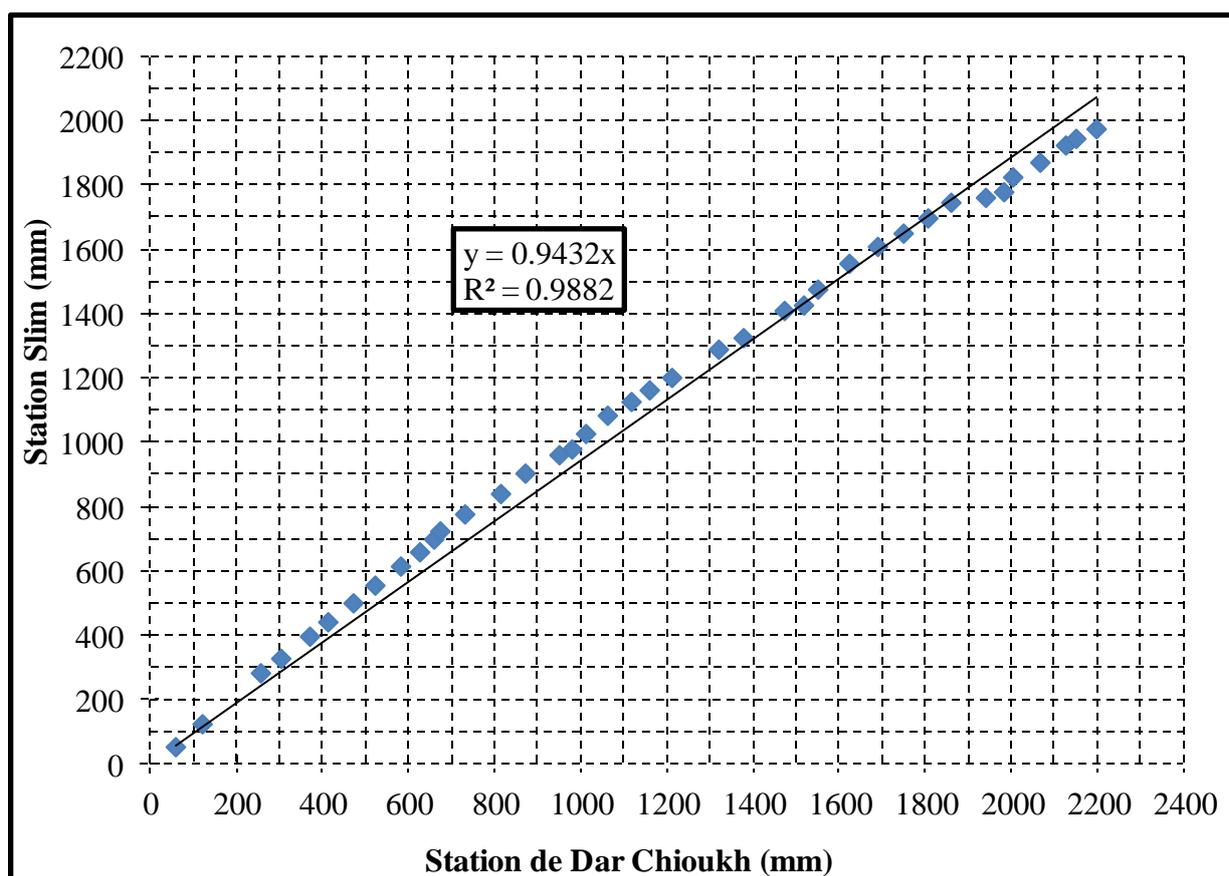
L'Etude des précipitations a pour but d'homogénéiser les précipitations des différentes stations pluviométriques ainsi l'ajustement de la série des pluies maximales journalières et de la série des pluies totales annuelles.

### II.2.1 Homogénéisation des données pluviométriques

La détection des lacunes qui se présentent dans les séries pluviométriques de différentes stations se fait par la méthode des doubles masses.

#### II.2.1.1 Homogénéisation des pluies journalières maximales

La correction des valeurs de la série pluviométrique de Dar Chioukh-Slim est illustrée dans la figure ci-dessous.



*Figure (II.7) : Corrélation simple entre les précipitations maximales journalières Dar Chioukh-Slim.*

La correction des valeurs de la série pluviométrique de Dar Chioukh-M'Djedel est illustrée dans la figure ci-dessous.

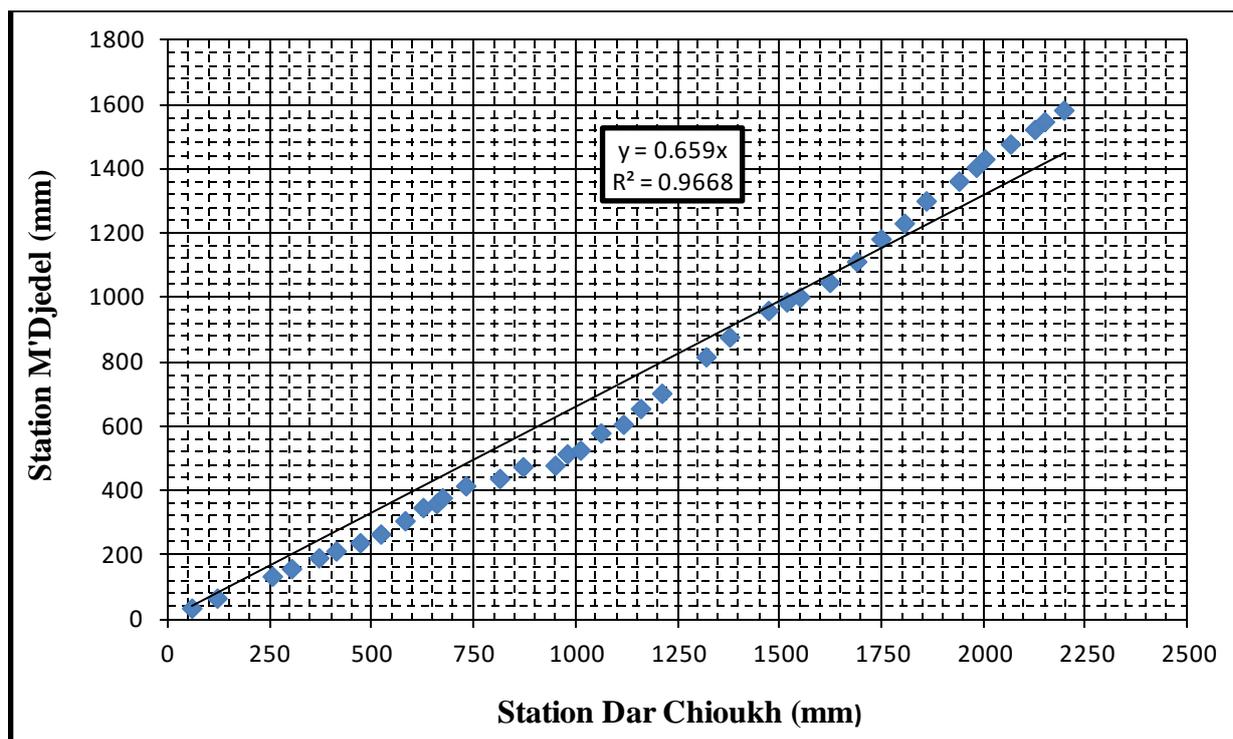


Figure (II.8) : Corrélation simple entre les précipitation maximales journalières Dar Chioukh-M'Djedel

### II.2.1.2 Homogénéisation des pluies annuelles moyennes

La correction des valeurs de la série pluviométrique de Dar Chioukh-Slim est illustrée dans la figure ci-dessous.

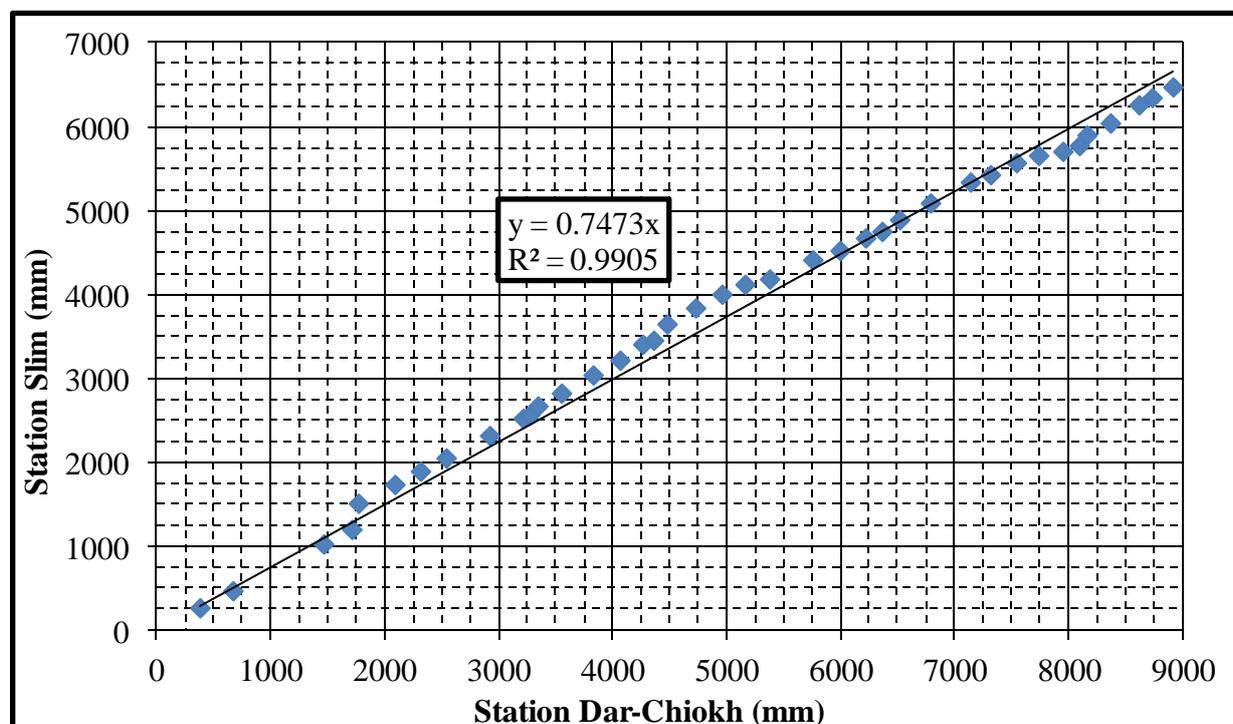
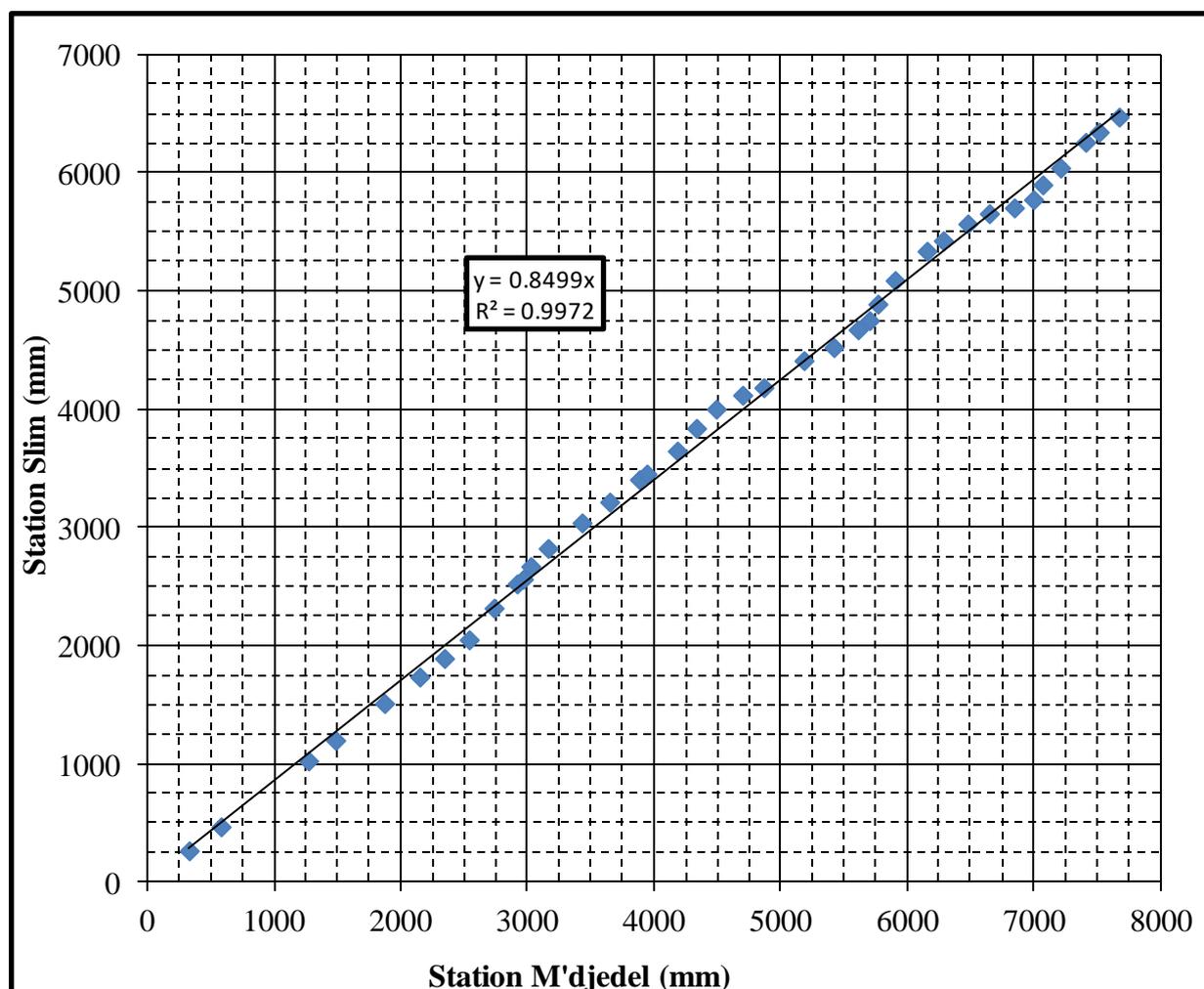


Figure (II.9): Corrélation simple entre les précipitations totales Dar Chioukh-Slim.

La correction des valeurs de la série pluviométrique de M'Djedel-Slim est illustrée dans la figure ci-dessous.



**Figure (II.10) :** *Corrélation simple entre les précipitations totales M'Djedel-Slim.*

Les valeurs de la pluie maximale journalière et la pluie totale sont présentées dans l'annexe (08).

### II.1.2.3 Pluie mensuelle

Les données sur la pluie moyenne mensuelle sont tirées de la station de Dar-Chioukh sur la période 1967-2005.

**Tableau (II.2) :** *Caractéristiques de la station pluviométrique de Dar-Chioukh.*

Poste pluviométrique	Code Station	Altitude [m NGA]	Période d'observation
Dar-Chioukh	17-02-03	1100	1967-2005

La pluie moyenne annuelle au site du barrage de M'Djedel est estimée à 235mm. La répartition mensuelle est représentée et illustrée dans la figure (II.11).

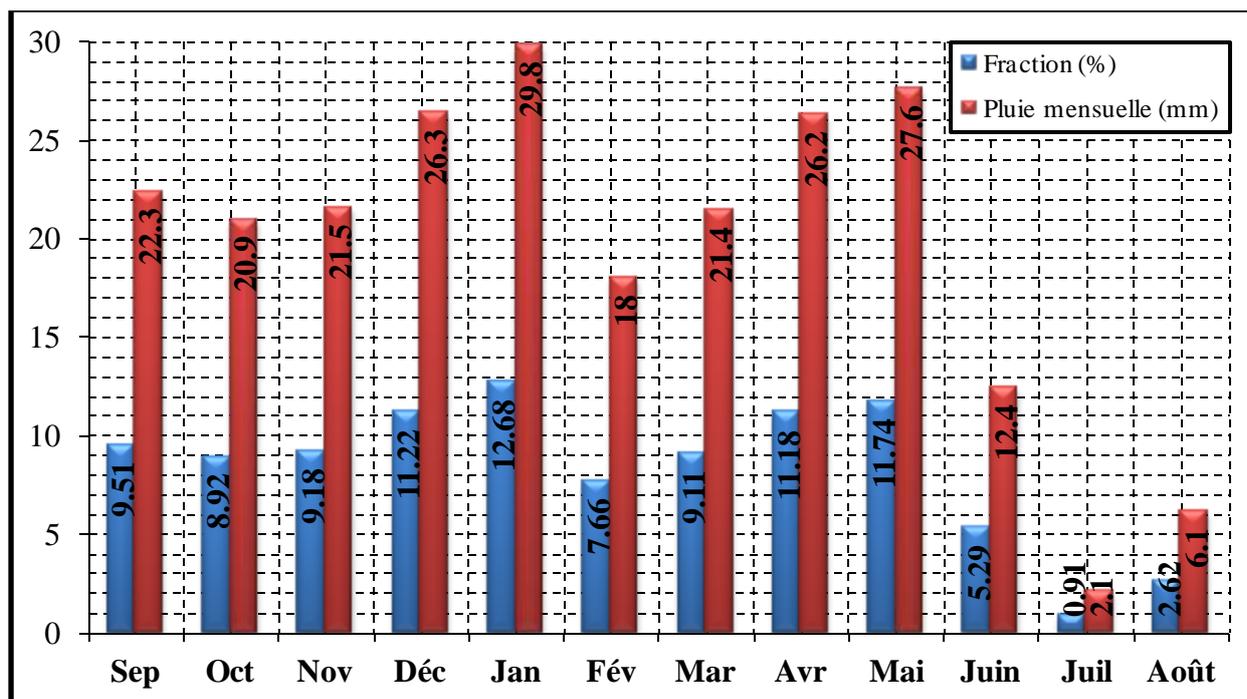


Figure (II.11) : Répartition mensuelle des fractions de la pluie.

### II.2.2 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières est effectué à l'aide du logiciel HYFRAN, les résultats de l'ajustement sont les suivantes :

#### II.2.2.1 Ajustement loi Gamma

L'ajustement à la loi Gamma de la série des pluies maximales journalières est illustré dans la figure ci-dessous :

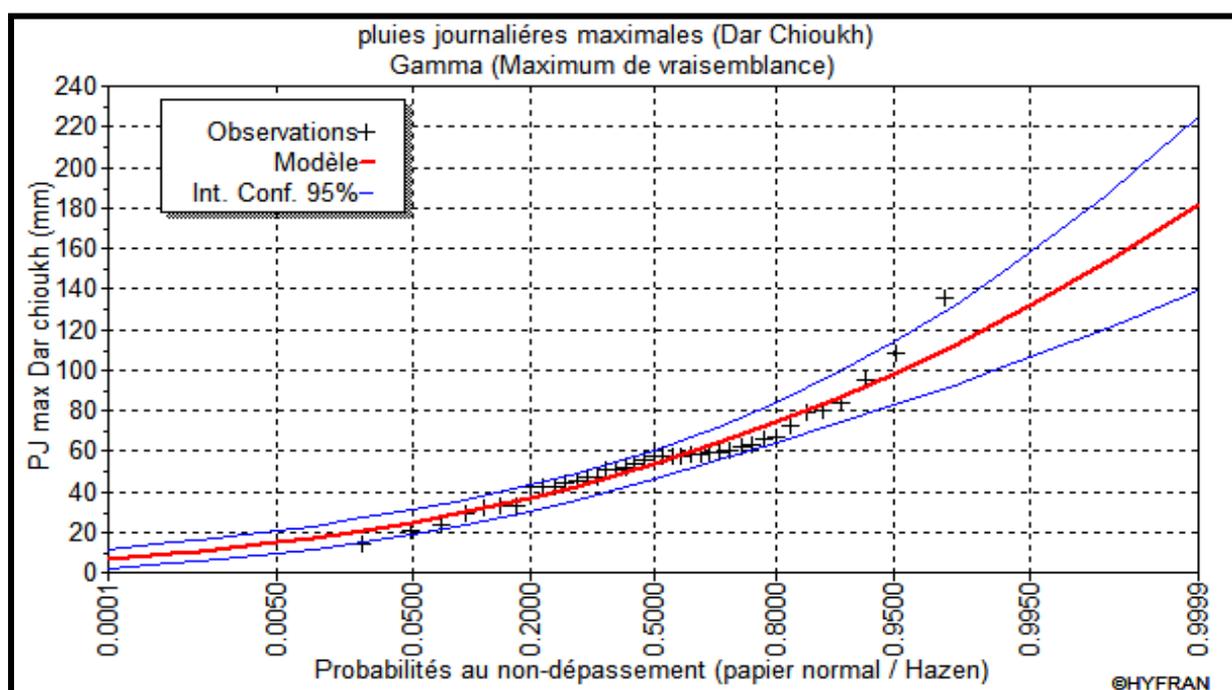


Figure (II.12) : Ajustement à la loi de Gamma (Maximum de vraisemblance).

**A) Test d'adéquation : Test de Pearson III ou du  $\chi^2$** **A.1) Hypothèses**

- $H_0$  : L'échantillon provient d'une loi normale ;
- $H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi normale.

**A.2) Résultats**

Résultats de la statistique :  $\chi^2$  (9.62) <  $\chi^2_{5\%}$  (11,07), donc l'ajustement est satisfaisant.

La valeur de  $\chi^2$ , est tirée à partir de la table de distribution de  $\chi^2$  (Annexe 09) [2].

- Degrés de liberté : 5 ;
- Nombre de classes : 8.

**A.3) Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification  $\alpha = 5\%$ .

**B) Résultats de l'ajustement**

- Nombre d'observations :  $N = 39$  ;
- Paramètres :  $u = 6,1164$  ;  $\alpha = 0,10857$
- Quantiles :  $P = F(X)$  (probabilité au non dépassement) ;  $T = 1/(1-P)$  (période de retour).

Les pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Gamma sont présentées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (II.3) : Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Gamma.**

T (ans)	Probabilité (P)	$P_{\max,i}$ (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	182	139-225
2000	0,9995	162	126-198
1000	0,9990	153	120-186
200	0,9950	132	106-158
100	0,9900	122	99,4-145
50	0,9800	112	92,4-132
20	0,9500	98,3	82,4-114
10	0,9000	86,8	73,9-99,7
5	0,8000	74,1	64,1-84,1

**II.2.2.2 Ajustement à la loi log- normal**

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel «HYFRAN».

**A) Test d'adéquation : Test de Pearson III ou du  $\chi^2$ .****A.1) Hypothèses**

- $H_0$  : L'échantillon provient d'une loi log-normal
- $H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi log-normal

**A.2) Résultats**

Résultats de la statistique :  $\chi^2$  (6.33) <  $\chi^2_{5\%}$  (11,07), donc l'ajustement est satisfaisant.

- Degrés de liberté : 5 ;
- Nombre de classes : 8.

**A.3) Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification  $\alpha = 5\%$ .

L'ajustement à la loi Log-Normal de la série des pluies maximales journalières est illustré dans la figure ci-dessous.

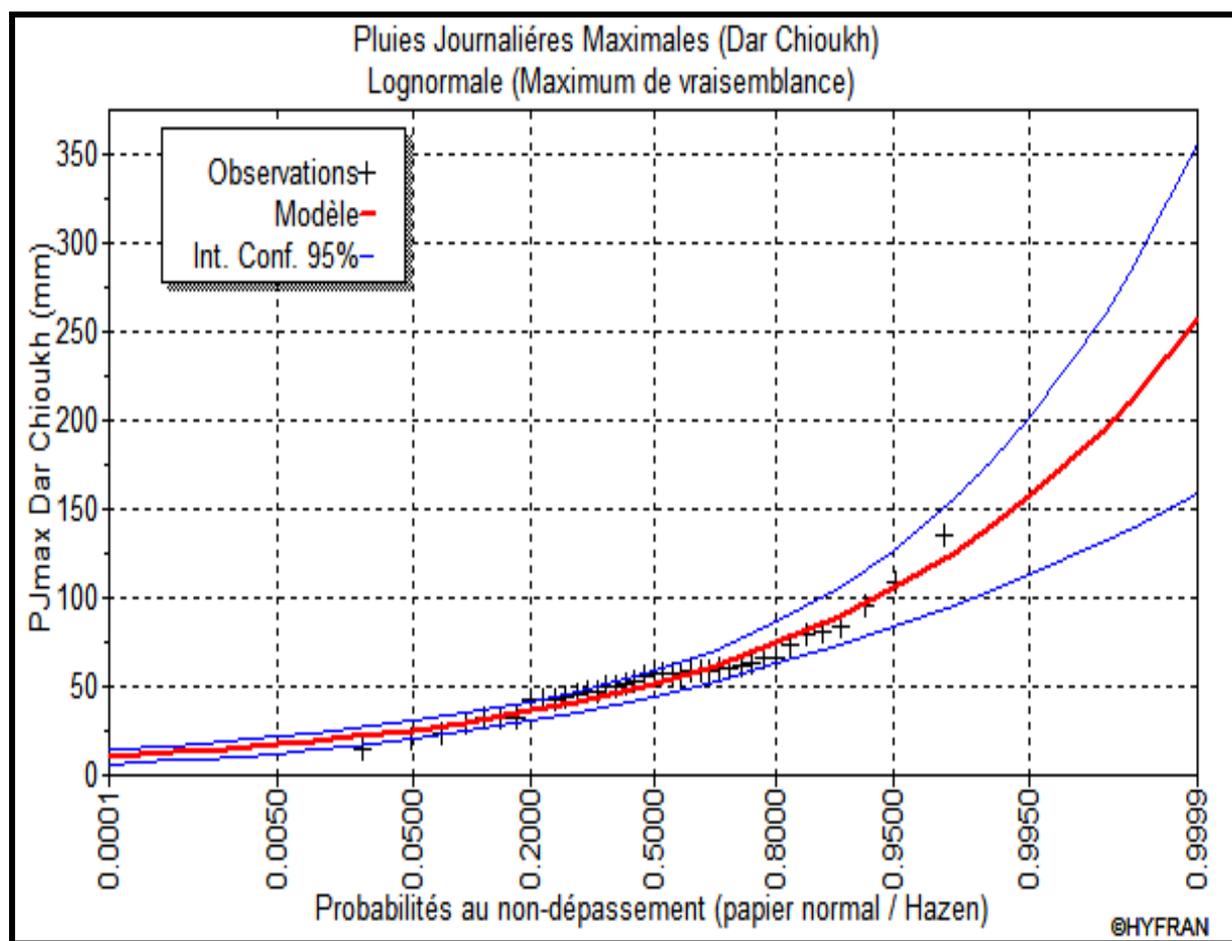


Figure (II.13) : Ajustement à la loi de Log-normale (Maximum de vraisemblance).

**B) Résultats de l'ajustement**

- Nombre d'observations :  $N = 39$  ;
- Paramètres :  $u = 3,94$  ;  $\alpha = 0,4307$
- Quantiles :  $P = F(X)$  (probabilité au non dépassement) ;  $T = 1/(1-P)$  (période de retour).

Les pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Log-Normal sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau (II.4) : Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Log-Normale.

T (ans)	Probabilité(P)	$P_{max,j}$ (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	257	158-356
2000	0,9995	214	140-288
1000	0,9990	196	132-260
200	0,9950	157	113-202
100	0,9900	141	104-178
50	0,9800	125	95,3-156
20	0,9500	105	83,2-127
10	0,9000	90	73,5-106
5	0,8000	74,4	62,7-86,2

### II.2.2.3 Ajustement à la loi Gumbel

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN.

A) **Test d'adéquation** : Test de Pearson III ou du :  $\chi^2$

#### A.1) Hypothèses

- $H_0$  : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel.
- $H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel.

L'ajustement à la loi Gumbel de la série des pluies maximales journalières est illustré dans la figure ci-dessous.

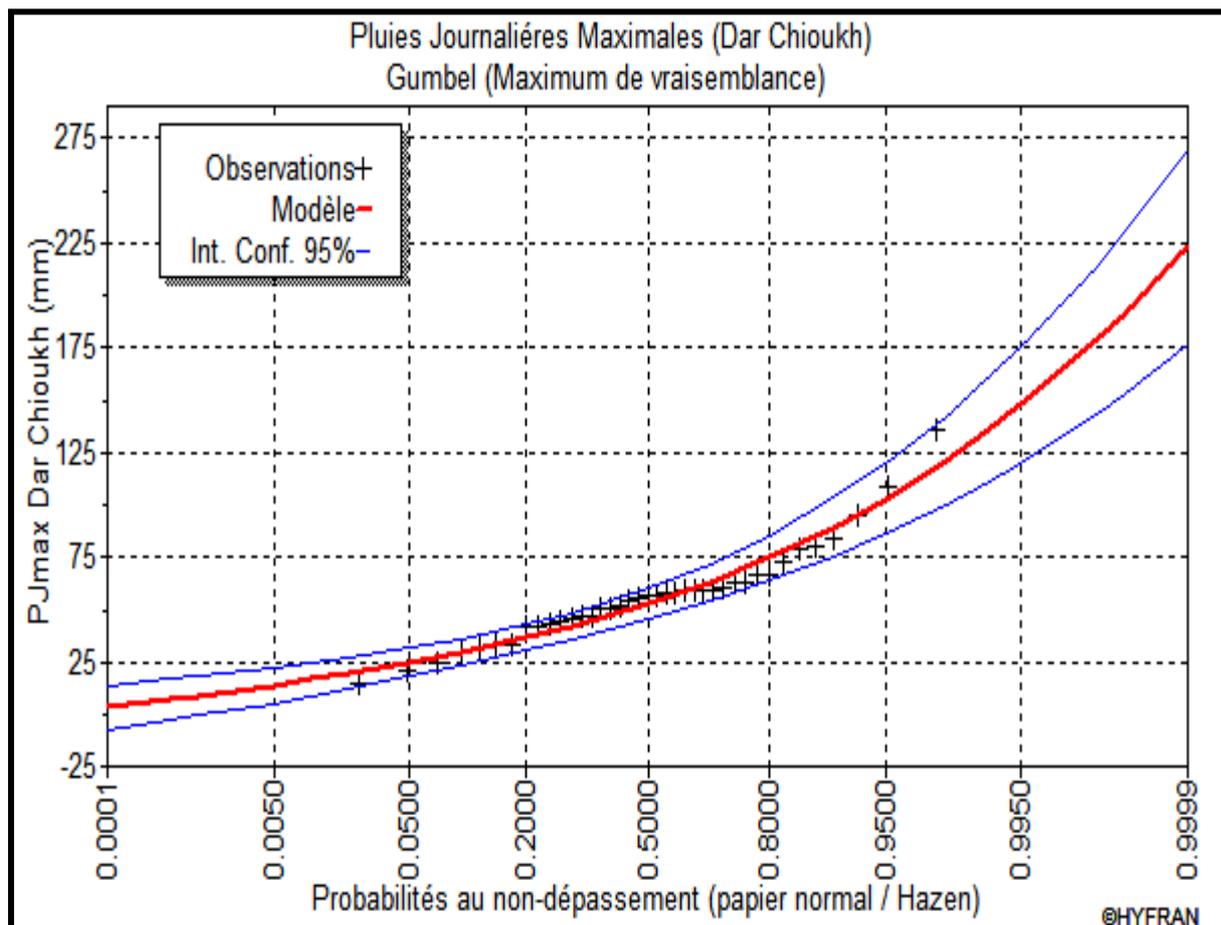


Figure (II.14) : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).

#### A.2) Résultats

Résultats de la statistique :  $\chi^2 (9.62) < \chi^2_{5\%}(11,07)$ , donc l'ajustement est satisfaisant.

- Degrés de liberté : 5 ;
- Nombre de classes : 8.

#### A.3) Conclusion

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

#### B) Résultats de l'ajustement

- Nombre d'observations :  $N = 39$  ;
- Paramètres :  $u = 45.7814$   $\alpha = 19.2077$
- Quantiles :  $P = F(X)$  (probabilité au non dépassement) ;  $T = 1 / (1-P)$  (période de retour).

Les pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Gumbel sont présentées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (II.5) : Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Gumbel.**

T (ans)	Probabilité(P)	$P_{\max,j}$ (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	223	176-269
2000	0.9995	192	153-231
1000	0.9990	178	143-214
200	0.9950	148	120-175
100	0.9900	134	109-159
50	0.9800	121	99.2-142
20	0.9500	103	85.6-120
10	0.9000	89.0	74.9-103
5	0.8000	74.6	63.7-85.5

La loi la plus adéquate pour l'ajustement de la série pluviométrique des pluies maximales journalières de Dar Chioukh est celle de GAMMA.

### II.3 Etude des écoulements

Les écoulements seront calculés à l'aide des formules empiriques a cause du manque des mesures hydrométriques sur le talweg principale.

#### II.3.1 Ecoulement liquide moyen

Pour l'estimation de l'écoulement liquide moyens du thalweg de M'Djedel on utilise les formules suivantes :

##### II.3.1.1 Formule de SAMIE

L'écoulement liquide est estimé comme suit [3] :

$$E_0 = L_e \cdot S \dots \dots \dots (II.1)$$

Avec :

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel ( $Mm^3$ ) ;

S : Superficie du bassin versant de M'Djedel, [ $S = 643 \text{ Km}^2$ ] ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée (mm).

La lamme d'eau écoulée est estimée comme suit :

$$L_e = \bar{P}^2 \cdot (293 - 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{S}) \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

$\bar{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle, [ $\bar{P} = 235 \text{ mm}$ ]

La lamme d'eau écoulée est de l'ordre de :

$$L_e = 13,10 \text{ mm}$$

Donc, l'écoulement moyen interannuel est de l'ordre de :

$$E_0 = 8,42 \text{ Mm}^3$$

**II.3.1.2 Formule de l'ANBT**

L'écoulement liquide est estimé comme suit [2] :

$$E_0 = C_e \cdot \bar{P} \cdot S \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel ( $\text{Mm}^3$ ) ;

$S$  : Superficie du bassin versant de M'Djedel, [ $S = 643 \text{ Km}^2$ ] ;

$\bar{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle, [ $\bar{P} = 235 \text{ mm}$ ] ;

$C_e$  : Coefficient d'écoulement sans dimension.

Le coefficient d'écoulement est estimé par la formule suivante :

$$C_e = -2.10^{-10} \cdot \bar{P}^3 + 10^{-7} \cdot \bar{P}^2 + 0,0006 \cdot \bar{P} - 0.076 \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec :

$\bar{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle, [ $\bar{P} = 235 \text{ mm}$ ] ;

$C_e$  : Coefficient d'écoulement sans dimension.

Le coefficient d'écoulement est de l'ordre de :

$$C_e = 6,8 \%$$

Donc, l'écoulement moyen interannuel est de l'ordre de :

$$E_0 = 10,28 \text{ Mm}^3$$

On opte pour une valeur moyenne des résultats précédents, alors l'écoulement moyen interannuel est de l'ordre de :

$$E_0 = 9,35 \text{ Mm}^3$$

**II.3.1.3 Caractéristiques de l'écoulement moyen**

Les caractéristiques de l'écoulement sont les suivantes :

**A) lame de l'écoulement**

La lame de l'écoulement est estimée par la formule suivante [3] :

$$L_e = \frac{E_0}{S} \cdot 10^3 \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

$L_e$  : lame d'eau écoulée (mm) ;

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, [ $E_0 = 9,35 \text{ Mm}^3$ ] ;

$S$  : Superficie du bassin versant de M'Djedel, [ $S = 643 \text{ Km}^2$ ].

La lame d'eau écoulé est de l'ordre de :

$$L_e = 14,54 \text{ mm}$$

**B) Module de l'écoulement**

Le module de l'écoulement est estimé par la formule suivante [3] :

$$M_e = \frac{E_0}{T_a} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec :

$M_e$  : Module de l'écoulement (l/s) ;

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, [ $E_0 = 9,35 \text{ Mm}^3$ ] ;

$T_a$  : Le temps d'une année en seconde, [ $T_a = 31,536 \cdot 10^6 \text{ s}$ ].

Le module de l'écoulement est de l'ordre de :

$$M_e = 296,485 \text{ l/s}$$

### C) Module de l'écoulement relatif

Le module de l'écoulement relatif est estimé par la formule suivante [3] :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(II.7)$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif (l/s.Km<sup>2</sup>) ;

$M_e$  : Module de l'écoulement, [ $M_e = 296,485$  l/s] ;

$S$  : Superficie du bassin versant de M'Djedel, [ $S = 643$  Km<sup>2</sup>].

Le module de l'écoulement relatif est de l'ordre de :

$$M_0 = 0,461 \text{ l/s.Km}^2$$

## II.3.2 Etude fréquentiel des écoulements

L'estimation fréquentielle des écoulements peut être envisagée par l'application d'une loi Log-Normale (loi de Galton) recommandée par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts et l'ajustement fréquentiel de la série hydrométrique reconstitué par les formules empiriques précédentes (formule de SAMIE et ANBT).

### II.3.2.1 Loi de Galton

La loi de Galton (Log-Normal) pour l'estimation de l'écoulement fréquentiel se présente sous la forme suivante [2] :

$$E_F = \frac{E_0}{\sqrt{C_{vq}^2 + 1}} e^{-u_F \sqrt{\lg(C_{vq}^2 + 1)}} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec :

$E_F$  : Ecoulement fréquentiel (Mm<sup>3</sup>) ;

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, [ $E_0 = 9,35$  Mm<sup>3</sup>] ;

$u_F$  : Variable réduite de Gauss ;

$C_{vq}$  : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel.

#### A) Coefficient de variation moyen de l'écoulement

Pour la détermination du coefficient de variation moyen des écoulements annuel du cours d'eau de M'Djedel, on utilise les formules empiriques suivantes :

##### - Formule de Padoun

La formule de Padoun pour l'estimation de coefficient de variation moyen des écoulements annuels est la suivante [2] :

$$C_{vq} = \frac{0,93.K}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots(II.9)$$

Avec :

$C_{vq}$  : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel ;

$M_0$  : Module spécifique de l'écoulement annuel, [ $M_0 = 0,461$  l/s.Km<sup>2</sup>] ;

$K$  : Coefficient de réduction, [ $K = 0,65$ ].

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de :

$$C_{vq} = 0,72$$

- **Formule de Sokolovsky-Chevliev**

La formule de Sokolovsky-Chevliev pour l'estimation du coefficient de variation moyen des écoulements annuels est la suivante [3] :

$$C_{vq} = 0,78 - 0,29 \cdot \log(M_0) - 0,063 \cdot \log(S + 1) \dots \dots \dots (II.10)$$

Avec :

$C_{vq}$  : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel ;

$M_0$  : Module spécifique de l'écoulement annuel, [ $M_0 = 0,461$  l/s.Km<sup>2</sup>] ;

$S$  : Superficie du bassin versant de barrage de M'Djedel, [ $S = 643$  Km<sup>2</sup>].

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de :

$$C_{vq} = 0,71$$

- **Formule de l'ANRH**

La formule de l'ANRH pour l'estimation du coefficient de variation moyen des écoulements annuels est la suivante [2] :

$$C_{vq} = \frac{0,70}{M_0^{0,125}} \dots \dots \dots (II.11)$$

Avec :

$C_{vq}$  : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel ;

$M_0$  : Module spécifique de l'écoulement annuel, [ $M_0 = 0,461$  l/s.Km<sup>2</sup>].

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de :

$$C_{vq} = 0,74$$

On opte pour une valeur moyenne des résultats précédentes, alors le coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel est de l'ordre de :

$$C_{vq} = 0,72$$

L'écoulement fréquentiel est :

$$E_F = 7,59 \cdot e^{-0,42 \cdot u_F} \dots \dots \dots (II.12)$$

Les écoulements pour des différentes fréquences sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.6) : Les valeurs de l'écoulement liquide fréquentiel pour différentes fréquences.**

Fréquence P (%)	95	90	80
Variable de Gauss	1,64485	1,28154	0,84161
Ecoulement (Mm <sup>3</sup> )	3,804	4,43	5,33

Les valeurs de la variable de Gauss sont obtenues à partir de la table Fonction de répartition de la loi normale réduite (annexe 10).

### II.3.2.2 Analyse fréquentiel

A l'aide de la formule de Samie et de l'ANBT, on a pu reconstituer une série hydrométrique de l'oued de M'Djedel. Les séries reconstituées de l'écoulement sont présentées dans l'annexe (11). L'ajustement à la loi Log-normal de la série hydrométrique moyenne est fait à l'aide du logiciel HYFRAN.

La représentation graphique de l'ajustement de la série hydrométrique moyenne est illustrée dans la figure suivante :

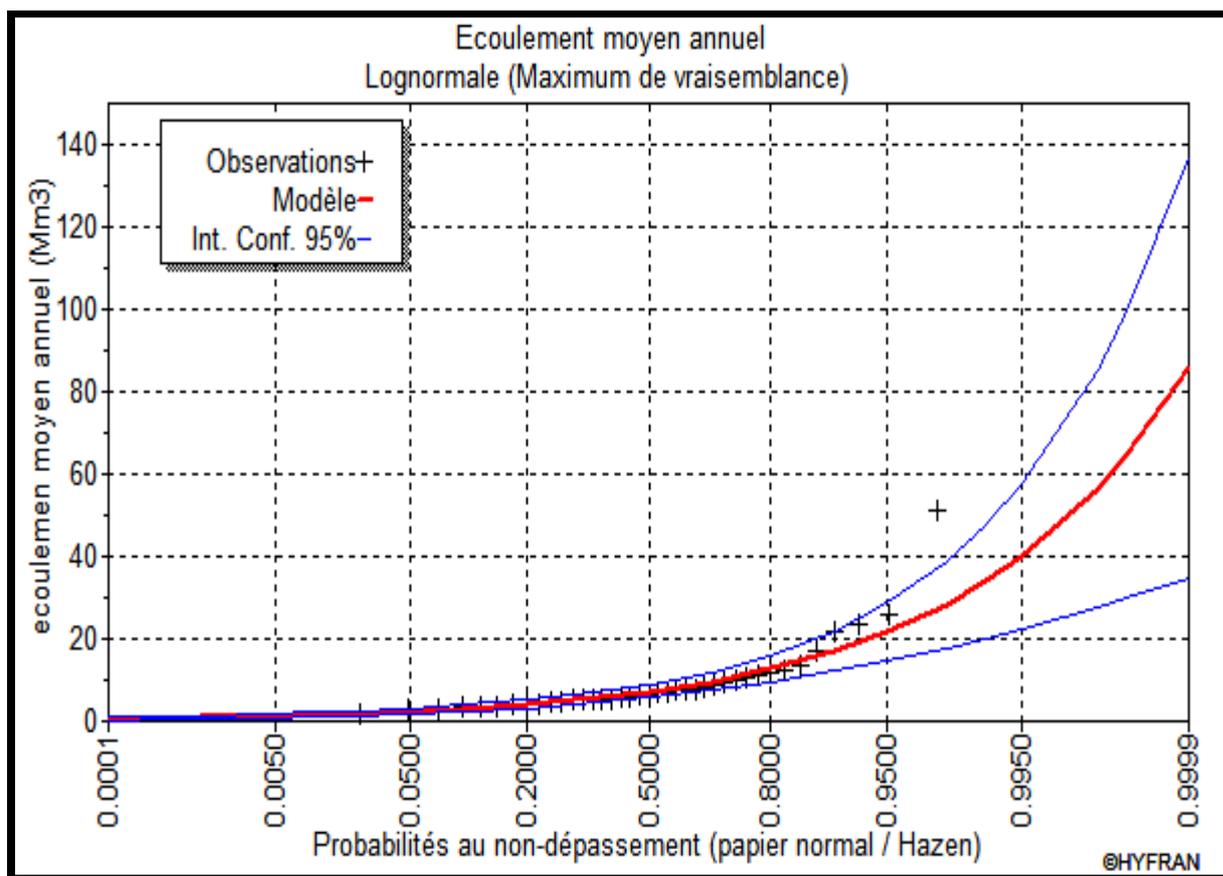


Figure (II.15) : Ajustement à la loi de Log-normale (Maximum de vraisemblance).

Les écoulements pour les différentes fréquences de la série hydrométrique reconstituée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.7) : Les valeurs de l'écoulement liquide fréquentiel pour différentes fréquences.

Probabilité(P)	Écoulement Fréquentiel (Mm <sup>3</sup> )	Intervalle de confiance (95%)
0,9500	2,42	2,20-2,52
0,9000	3,08	2,21-3,96
0,8000	4,14	3,13-5,14

**A) Résultats**

- Résultats de la statistique :  $\chi^2 (5,51) > \chi^2_{5\%} (11,07)$ , donc l'ajustement est satisfaisant.
- La valeur de  $\chi^2$ , est tirée à partir de la table de distribution de  $\chi^2$ .
- Degrés de liberté : 5 ;
- Nombre de classes : 8.

**II.3.2.3 Répartition mensuelle de l'écoulement fréquentiel**

La répartition mensuelle de l'écoulement moyen annuel et celle d'écoulement fréquentiel annuel suivent la même répartition mensuelle des précipitations. La distribution mensuelle de l'écoulement moyen annuel et celle d'écoulements fréquents sont présentées et illustrées dans la figure (II.16).

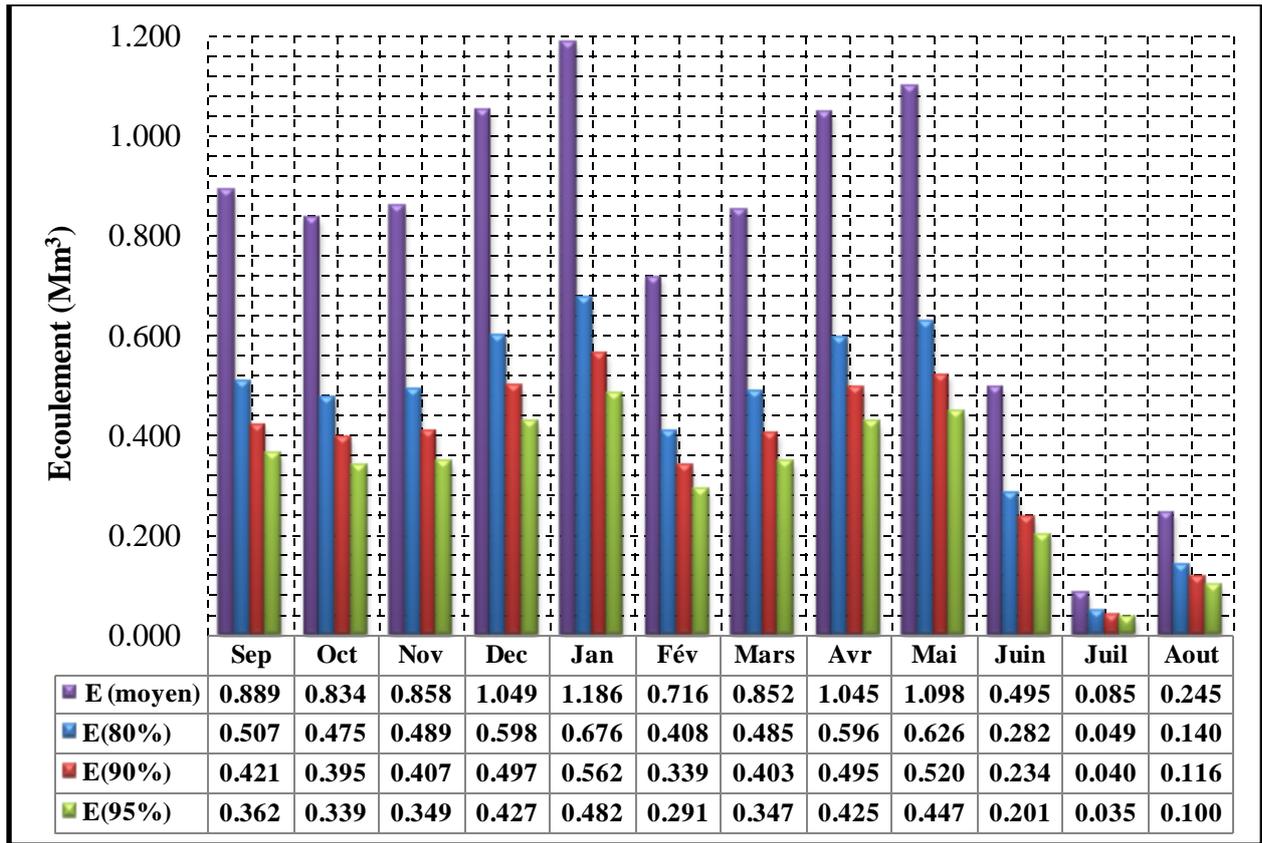


Figure (II.16) : Répartition mensuelle des écoulements.

**II.3.3 Ecoulement Solide**

L'écoulement solide est estimé à l'aide des formules empiriques.

**II.3.3.1 Erosion spécifique**

L'érosion spécifique est estimé à l'aide des formules suivantes :

**A) Formule de Tixeront-Sogreah**

La formule de Tixeront-Sogreah pour l'estimation de l'érosion spécifique est exprimée comme suit [2] :

$$T_a = K.L_e^{0,15} \dots\dots\dots(II.13)$$

Avec :

T<sub>a</sub> : Erosion spécifique T/(Km<sup>2</sup>.an) ;

L<sub>e</sub> : Lane d'écoulement, [L<sub>e</sub>= 14,45mm] ;

K : Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin, [K=350].

Le volume total de solides est de l'ordre de :

$$T_a = 522,45 T/(Km^2.an).$$

**B) Formule de Fournier :**

La formule de Fournier pour l'estimation de l'érosion spécifique est la suivante [3] :

$$T_a = \frac{1}{36} \left( \frac{P_{ma}^2}{P} \right)^{2,65} \left( \frac{D_m^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots(II.14)$$

Avec :

$T_a$  : Erosion spécifique T/(Km<sup>2</sup>.an) ;

$P_{ma}$  : pluie du mois le plus arrosé, [ $P_{ma} = 25,07$  mm] ;

$\bar{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle, [ $\bar{P} = 235$  mm] ;

$S$  : Surface du bassin versant, [ $S = 643$  Km<sup>2</sup>] ;

$D_m$  : dénivelée moyenne (45% de la différence entre les altitudes Maximales et Minimales du bassin versant), [ $D_m = 243,9$  m].

L'érosion spécifique est de l'ordre de :

$$T_a = 3,022 T / (\text{Km}^2 \cdot \text{an}).$$

**C) Formule de Grivilovitch**

La formule de Grivilovitch pour l'estimation de l'érosion spécifique est la suivante [3] :

$$T_a = T_{sp} \cdot G_m \dots \dots \dots (II.15)$$

Avec :

$T_a$  : Erosion spécifique T/(Km<sup>2</sup>.an) ;

$T_{sp}$  : Taux de production annuel des matériaux (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>. An) ;

$G_m$  : Taux de rétention des sédiments.

Le taux de rétention des sédiments est estimé par la formule suivante :

$$G_m = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2 \cdot (L_t + 10)} \dots \dots \dots (II.16)$$

Avec :

$P$  : Périmètre de bassin versant du barrage de M'Djedel, [ $P = 150$  Km] ;

$H_{moy}$  : Altitude moyenne de bassin versant du barrage de M'Djedel, [ $H_{moy} = 1103,3$  m. NGA] ;

$L_t$  : Longueur du talweg principale, [ $L_t = 52$  Km].

Le taux de production des matériaux est estimé par la formule suivante :

$$T_{sp} = T_r \cdot \bar{P} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \dots \dots \dots (II.17)$$

Avec :

$T_{sp}$  : Taux de production annuel des matériaux (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>. An) ;

$\bar{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle, [ $\bar{P} = 235$  mm] ;

$Z$  : Coefficient de l'érosion relative, [ $Z = 0,3$ ] ;

$T_r$  : Coefficient de la température de la région.

Le coefficient de la température de la région de M'Djedel est estimé par la formule suivante :

$$T_r = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots \dots \dots (II.18)$$

Avec :

$t$  : Température moyenne annuelle de la région de M'Djedel, [ $t = 18$  C°].

Les résultats des calculs des différents paramètres sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (II.8) : Paramètres de la formule de Grivilovitch.**

Paramètres	$G_m$	$T_{sp}$ (m <sup>3</sup> /Km <sup>2</sup> . An)	$T_r$	$T_a$ (T/Km <sup>2</sup> .an)
Valeurs	1,077	269,80	2,225	290,5

Nous optons pour une valeur d'érosion spécifique de l'ordre de 290,5 T/(Km<sup>2</sup>.an) estimée par la formule de Grivilovitch.

### II.3.3.2 Volume mort

Le volume mort est estimé par la formule suivante [2] :

$$V_m = \frac{T_a \cdot S \cdot V_u}{w} \dots \dots \dots (II.19)$$

Avec :

$T_a$  : Erosion spécifique, [ $T_a = 290,5 \text{ T}/(\text{Km}^2 \cdot \text{an})$ ] ;

$S$  : Surface du bassin versant, [ $S = 643 \text{ Km}^2$ ] ;

$V_u$  : Vie utile de l'ouvrage, [ $V_u = 50 \text{ ans}$ ] ;

$w$  : Densité volumétrique des sédiments, [ $w = 1,4 \text{ T}/\text{m}^3$ ].

Le volume mort est de l'ordre de :

$$V_m = 6,67 \text{ Mm}^3$$

## II.4 Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes des crues fréquentiels sur le bassin versant et de définir les débits maximaux probables correspondants.

### II.4.1 Temps de concentration

Le temps de concentration est estimé par les formules suivantes :

#### II.4.1.1 Formule de Giandotti

Le temps de concentration est estimé à l'aide de la formule de Giandotti, comme suivant, [4]:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_t}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots (II.20)$$

Avec :

$t_c$  : temps de concentration (h) ;

$S$  : Surface du bassin versant, [ $S = 643 \text{ Km}^2$ ] ;

$L_t$  : Longueur de cours d'eau principal, [ $L_t = 52 \text{ Km}$ ] ;

$H_{moy}$  : Altitude moyenne, [ $H_{moy} = 1103,3 \text{ m.NGA}$ ] ;

$H_{min}$  : Altitude minimale, [ $H_{min} = 862 \text{ m.NGA}$ ].

Le temps de concentration est de l'ordre de :

$$t_c = 14,44 \text{ h}$$

#### II.4.1.2 Formule Algérienne

Le temps de concentration est estimé à l'aide de la formule Algérienne, comme suit [4]:

$$t_c = 0,0055 \cdot S + 0,1657 \cdot L_t + 0,0078 \cdot (H_{moy} - H_{min}) + 0,821 \dots \dots \dots (II.21)$$

Avec :

$t_c$  : Temps de concentration (h) ;

$S$  : Surface du bassin versant, [ $S = 643 \text{ Km}^2$ ] ;

$L_t$  : Longueur de cours d'eau principal, [ $L_t = 52 \text{ Km}$ ] ;

$H_{moy}$  : Altitude moyenne, [ $H_{moy} = 1103,3 \text{ m}$ ] ;

$H_{min}$  : Altitude minimale, [ $H_{min} = 862 \text{ m}$ ].

Le temps de concentration est de l'ordre de :

$$t_c = 14,85 \text{ h}$$

**II.4.1.3 Formule de Temez**

Le temps de concentration est estimé à l'aide de la formule de Temez, comme suit [2] :

$$t_c = 0,38 \cdot \left( \frac{L_t}{I_c^{0,25}} \right)^{0,76} \dots \dots \dots (II.22)$$

Avec :

- $t_c$  : Temps de concentration (h) ;
- $I_c$  : pente moyenne du talweg principal, [ $I_c = 0,009$ ] ;
- $L_t$  : Longueur de cours d'eau principal, [ $L_t = 52$  Km].

Le temps de concentration est de l'ordre de :

$$t_c = 18,73 \text{ h}$$

On opte pour une valeur moyenne des résultats précédents, alors le temps de concentration est de l'ordre de :

$$t_c = 16,00 \text{ h}$$

**II.4.2 Pluies de courtes durées (I.D.F)**

Pour une période donnée (24h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montana [5] :

$$P_t = P_j \cdot \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots (II.23)$$

Avec :

- $P_t$  : Pluie de durée t, de même période de retour T (mm) ;
- $P_j$  : Précipitation journalière d'une période de retour donnée T (mm) ;
- t : Durée de la pluie (h) ;
- b : Exposant climatique.

L'exposant climatique b est estimé par la formule suivante [2] :

Avec :

$$b = \frac{\ln(P_{ma})}{3,912} - 0,6352 \dots \dots \dots (II.24)$$

- b : Exposant climatique ;
  - $P_{ma}$  : Pluie du mois le plus arrosé, [ $P_{ma} = 25,07$  mm].
- La valeur de l'exposant climatique est de l'ordre de :

$$b = 0,2$$

L'Intensité de la pluie est exprimée comme suit :

$$I_0 = \frac{P_t}{t} \dots \dots \dots (II.25)$$

Avec :

- $I_0$  : Intensité de pluie (mm/h) ;
- $P_t$  : Pluie de durée t, de même période de retour T (mm) ;
- t : Durée de la pluie (h).

Les résultats de calculs Précipitation-Durée-Fréquence sont présentés dans l'annexe (12) et illustrés dans le graphique ci-dessous :

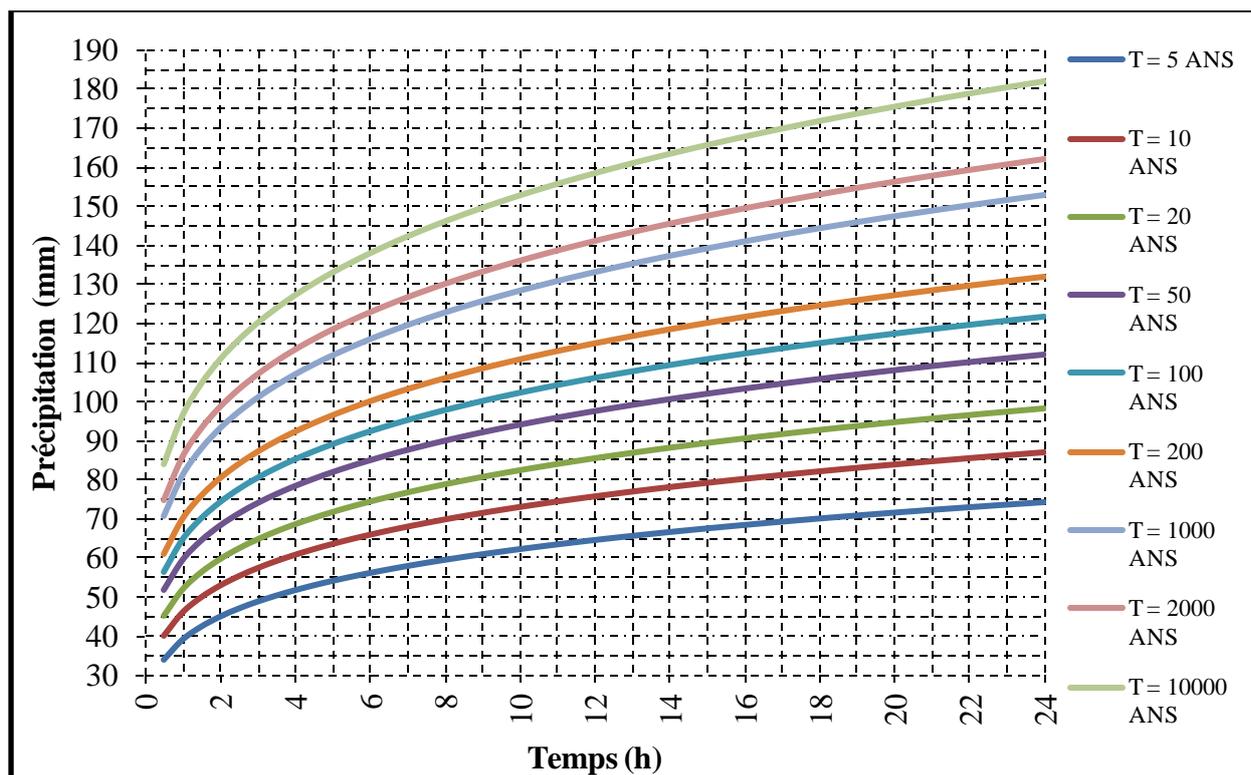


Figure (II.17) : Courbe Précipitations-Durée-Fréquence.

Les résultats de calcul Intensité-Durée-Fréquence sont présentés dans l'annexe (13) et illustrés dans le graphique ci-dessous :

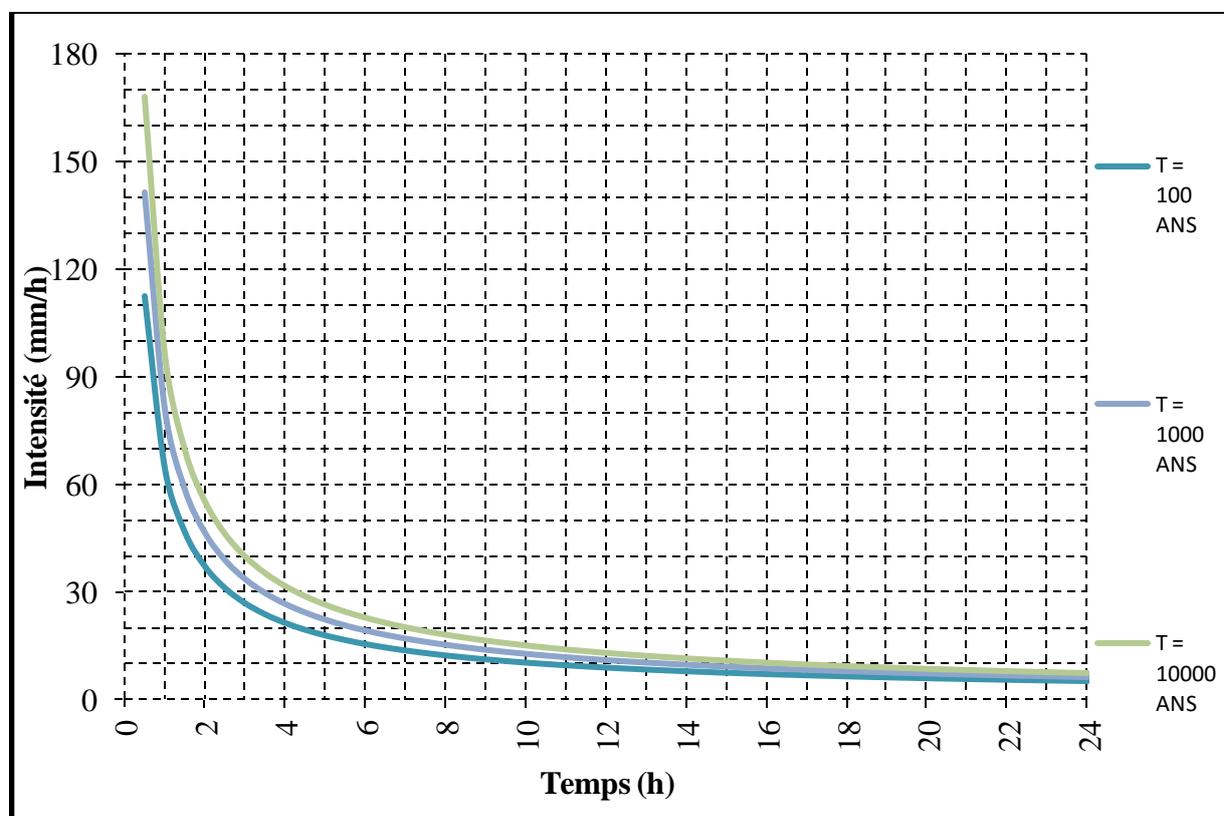


Figure (II.18) : Courbe Intensité-Durée-Fréquence

### II.4.3 Estimation des Débits Maximas Probables

L'estimation des débits maximaux probables se fait à l'aide des formules suivantes :

#### II.4.3.1 Formule de Maillet-Gauthier

L'estimation du débit maximal probable par la formule de Maillet-Gauthier comme suit [3] :

$$Q_{\max} = 2.K.\log(1 + 20.\bar{P}).\frac{S}{\sqrt{L_t}}.\sqrt{1 + 4.\log T - \log S} \dots\dots\dots(II.26)$$

Avec :

- Q<sub>max</sub> : Débit maximal probable (m<sup>3</sup>/s) ;
- K : Coefficient compris entre 1 ÷ 2, [K = 1,5] ;
- $\bar{P}$  : Précipitation moyenne interannuelle, [ $\bar{P}$  = 235 mm] ;
- S : Surface du bassin versant, [S = 643 Km<sup>2</sup>] ;
- L<sub>t</sub> : Longueur de cours d'eau principal, [L<sub>t</sub> = 52 Km] ;
- T : Temps de retour (ans).

Les résultats de l'estimation des débits maximaux probables sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.9) : Débits maximaux probables estimés par la formule de Maillet-Gauthier**

T (ans)	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	267,9	399,1	496,8	602,1	670,8	733,2	860,6	910,1	1015,6

#### II.4.3.2 Formule de Giandotti

L'estimation du débit maximal probable se fait par la formule de Giandotti comme suit [3] :

$$Q_{\max} = \frac{C_t.S.P_t.\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1,5.L_t} \dots\dots\dots(II.27)$$

Avec :

- Q<sub>max</sub> : Débit maximal probable (m<sup>3</sup>/s) ;
- S : Surface du bassin versant, [S = 643 Km<sup>2</sup>] ;
- L<sub>t</sub> : Longueur de cours d'eau principal, [L<sub>t</sub> = 52 Km] ;
- P<sub>t</sub> : Pluie de durée t égale au temps de concentration, de même période de retour T (mm) ;
- H<sub>moy</sub> : Altitude moyenne, [H<sub>moy</sub> = 1103,3 m.NGA] ;
- H<sub>min</sub> : Altitude minimale, [H<sub>min</sub> = 862 m.NGA] ;
- C<sub>t</sub> : Coefficient topographique varie entre 66 ÷ 166, [C<sub>t</sub> = 116].

Les résultats de calcul de l'estimation des débits maximaux probables sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.10) : Débits maximaux probables estimés par la formule de Giandotti.**

T (ans)	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	441,0	516,5	585,0	667,0	726,5	785,8	904,0	962,1	1078,3

### II.4.3.3 Méthode de l'hydrogramme unitaire

La méthode de l'hydrogramme unitaire vise à déterminer l'hydrogramme de ruissellement superficiel à l'exutoire du bassin versant à partir des hyétoigrammes de l'averse correspondante reçu par ce même bassin versant.

L'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire a une pluie journalière maximale de période de retour donnée nécessite ce qui suit :

- Déterminer l'hyétoigramme associé a la pluie composite du projet ;
- Déterminer l'hyétoigramme de la pluie nette ;
- Etablissement de l'hydrogramme unitaire correspondant a une pluie nette de 1 mm ;
- Obtention de l'hydrogramme synthétique du projet en superposant tous les hydrogrammes élémentaires.

#### A) Hyétoigramme du Projet associés à la pluie journalière maximale de durée de 24 h

La construction du hyétoigramme de la pluie du projet se fait en appliquant la méthode composite (averse composite) [6]. Les hyétoigrammes de la pluie brute du projet pour différents temps de retour sont présentées dans l'annexe (13).

Le hyétoigramme de la pluie brute centennale du projet est illustrée dans la figure ci-dessus :

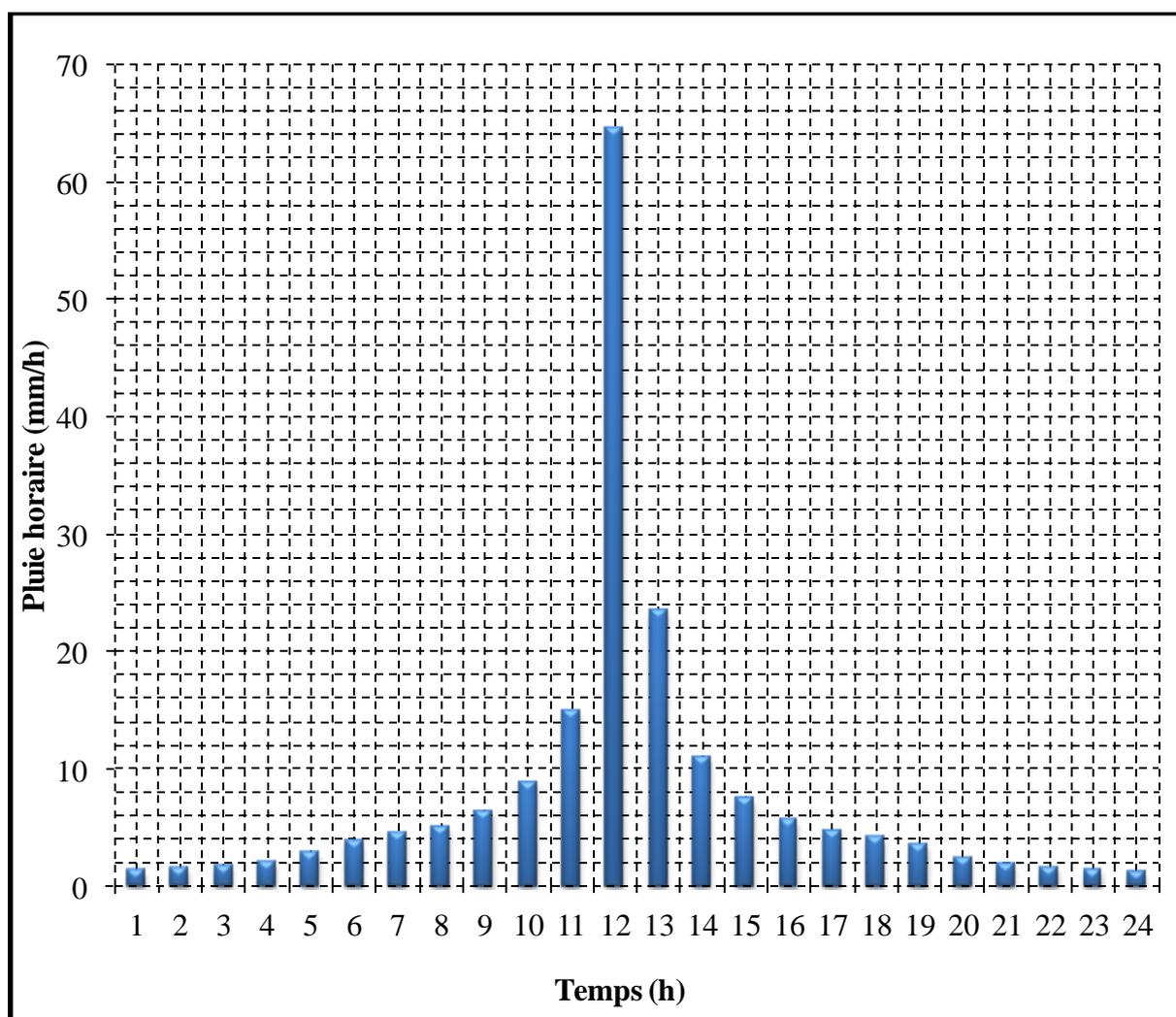


Figure (II.19) : Pluie horaire composite de 24 heures -  $T = 100$  ans.

Le hyétogramme de la pluie brute millénaire du projet est illustrée dans la figure ci-dessus :

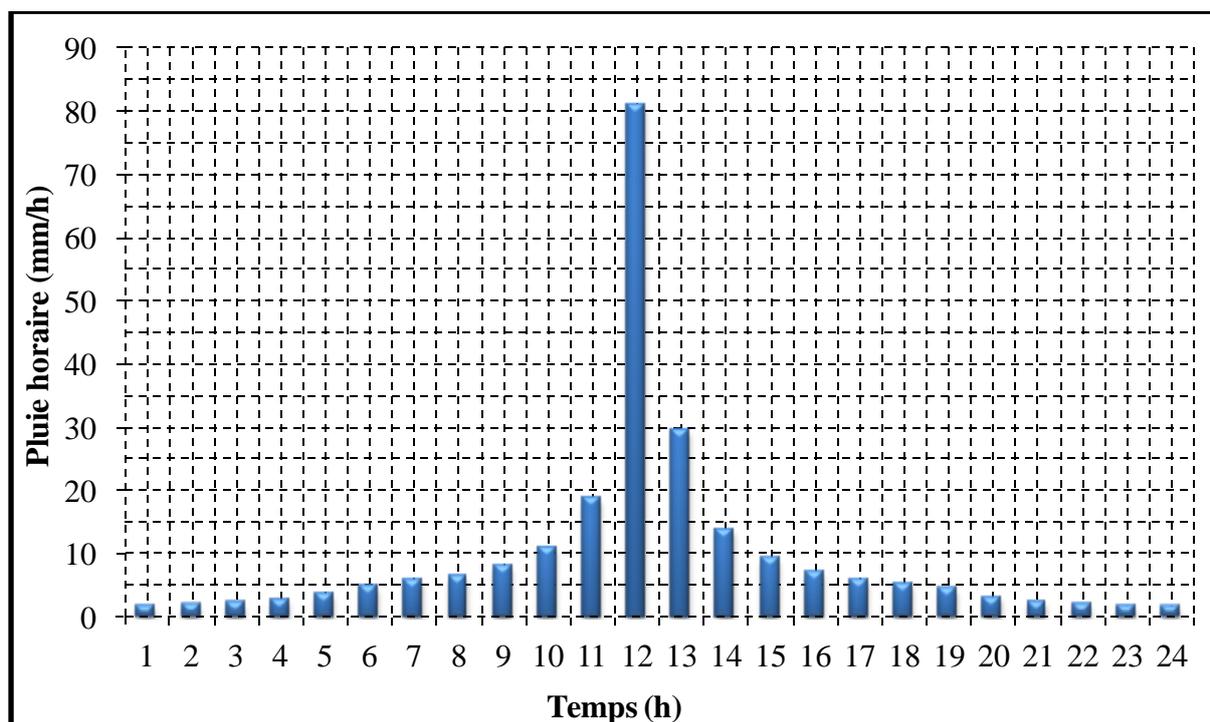


Figure (II.20) : Pluie horaire composite de 24 heures-T = 1000 ans.

Le hyétogramme de la pluie brute déca-millénaire du projet est illustrée dans la figure ci-dessus :

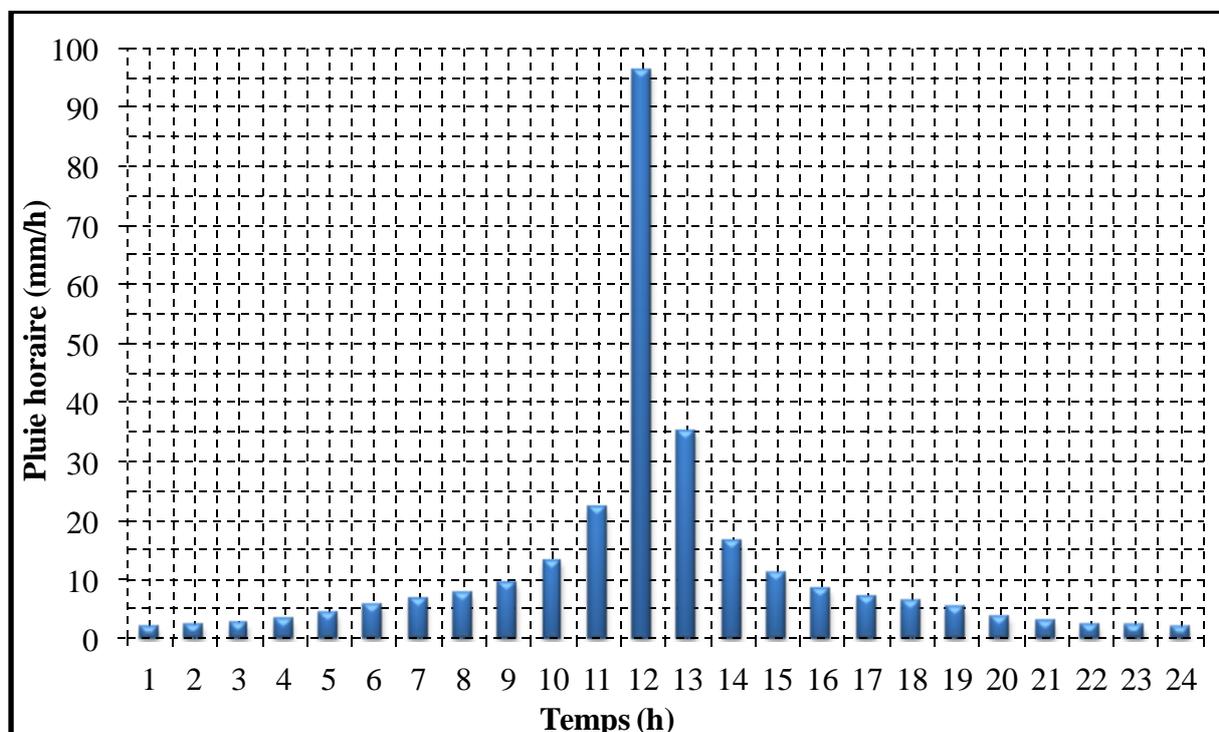


Figure (II.21) : Pluie horaire composite de 24 heures-T = 10000 ans.

**B) Pluie nette de projet**

Le calcul de la pluie nette du projet se fait à l'aide de la méthode Soil Conservation Service (SCS). La pluie nette se présente sous la forme suivante [6] :

$$P_n = \frac{(P_t - P_i)^2}{P_t - P_i + S} \dots\dots\dots(II.28)$$

Avec :

$P_n$  : Pluie nette (mm) ;

$P_t$  : Pluie de courte durée (mm) ;

$P_i$  : Pertes initiales (mm) ;

$S$  : Pertes maximales potentielles (mm).

Le SCS a proposé une relation empirique liant les pertes initiales aux pertes maximales potentielles :

$$P_i = 0,2.S \dots\dots\dots(II.29)$$

Alors, l'expression de la pluie nette s'écrit comme suit [6] :

$$P_n = \frac{(P_t - P_i)^2}{P_t + 4.P_i} \dots\dots\dots(II.30)$$

Les pertes initiales sont définies par la relation suivante [6] :

$$P_i = 5,08 \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots(II.31)$$

Avec :

$P_i$  : Pertes initiales (mm) ;

CN : Curve Number, paramètre sans dimension conditionné par les conditions géologiques et les conditions d'occupation des sols. Pour des conditions normales d'humidité du sol, CN varie de 0 ÷ 100. À l'aide de l'annexe (14), les valeurs choisies de CN sont illustrées dans le tableau suivant [6] :

**Tableau (II.11) : Valeurs de Curve Number pour le bassin versant du barrage de M'Djedel.**

Classe de sol	C
Curve Number (CN)	Valeurs
Sols cultivés sans traitement de conservation	78
mauvais couvert végétal	88
Pâturage dans les bonnes conditions	86

On opte pour une valeur maximale de Curve Number, Alors CN est de l'ordre de :

$$CN = 88$$

Les pertes initiales sont de l'ordre de :

$$P_i = 6,92 \text{ mm.}$$

Les résultats de l'estimation de la pluie nette pour différentes fréquences sont présentés dans l'annexe (15). Les hyétogrammes de la pluie brute et la pluie nette du projet pour différent temps de retour sont présentée dans l'annexe (16).

Le hyéto gramme de la pluie nette centennale du projet est illustrée dans la figure ci-dessous.

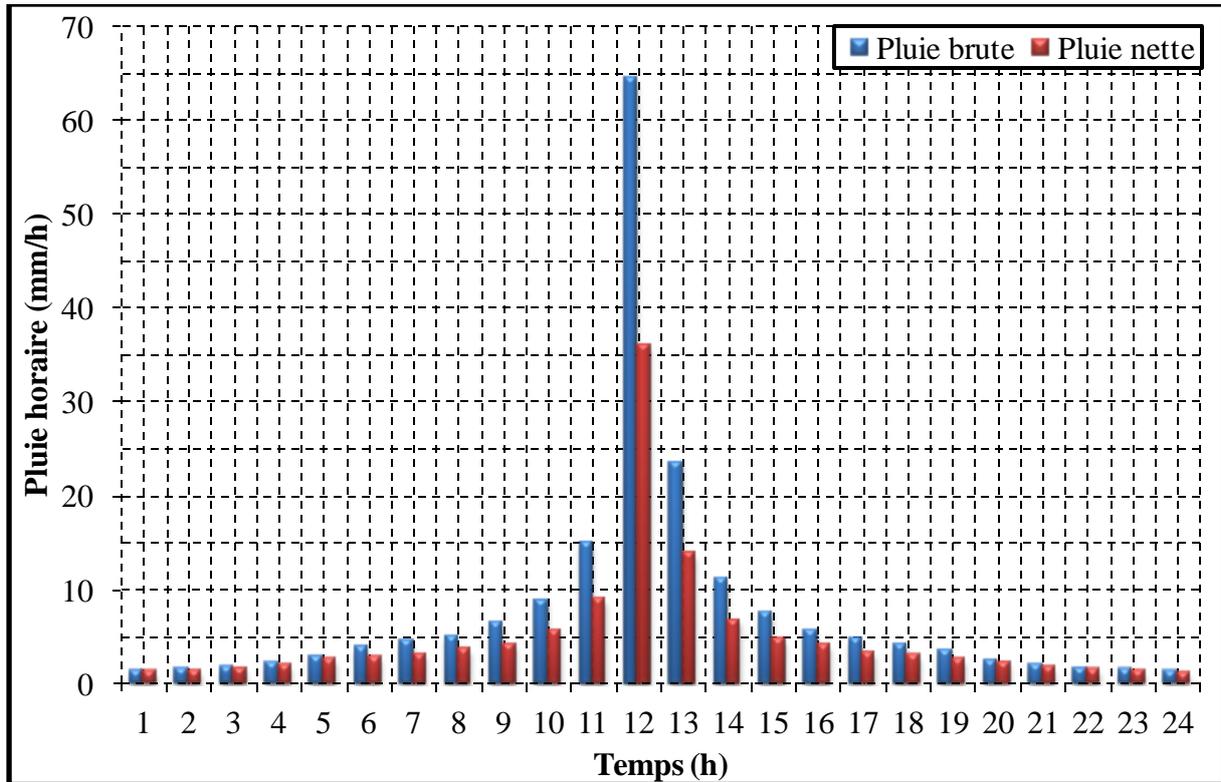


Figure (II.22) : Hyéto gramme de la pluie totale et nette selon le SCS-T = 100 ans.

Le hyéto gramme de la pluie nette millénaire du projet est illustrée dans la figure ci-dessous.

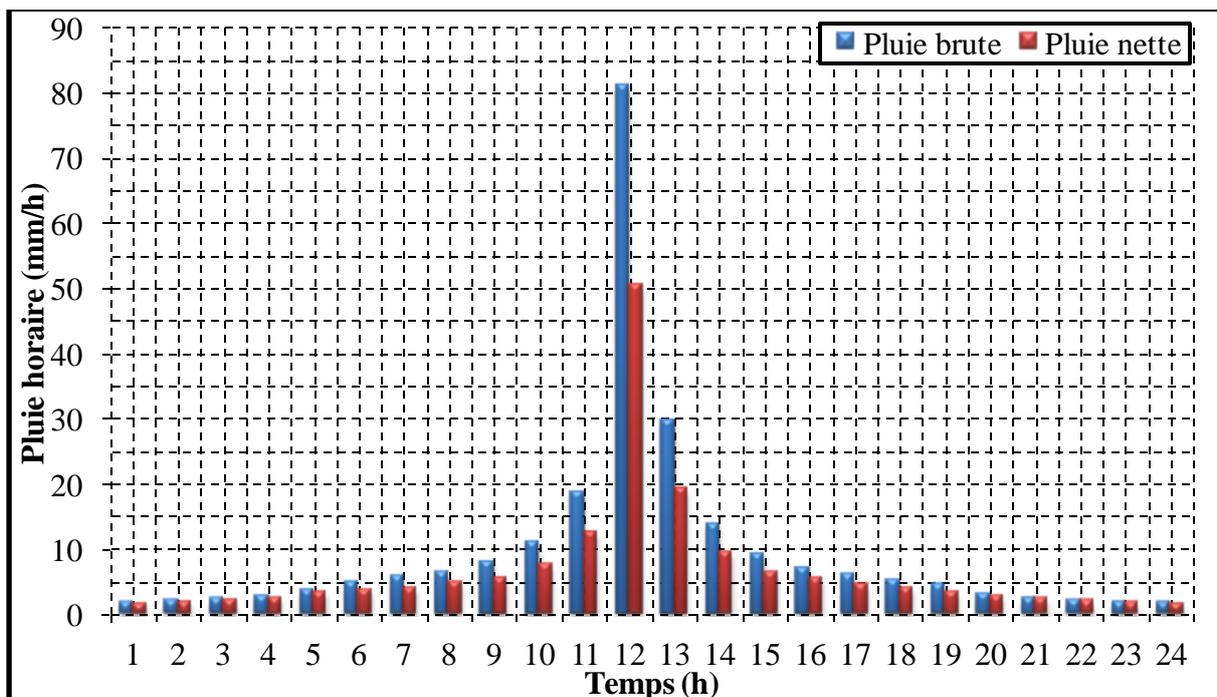


Figure (II.23) : Hyéto gramme de la pluie totale et nette selon le SCS-T = 1000 ans.

Le hyétogramme de la pluie nette déca-millénaire du projet est illustrée dans la figure ci-dessous.

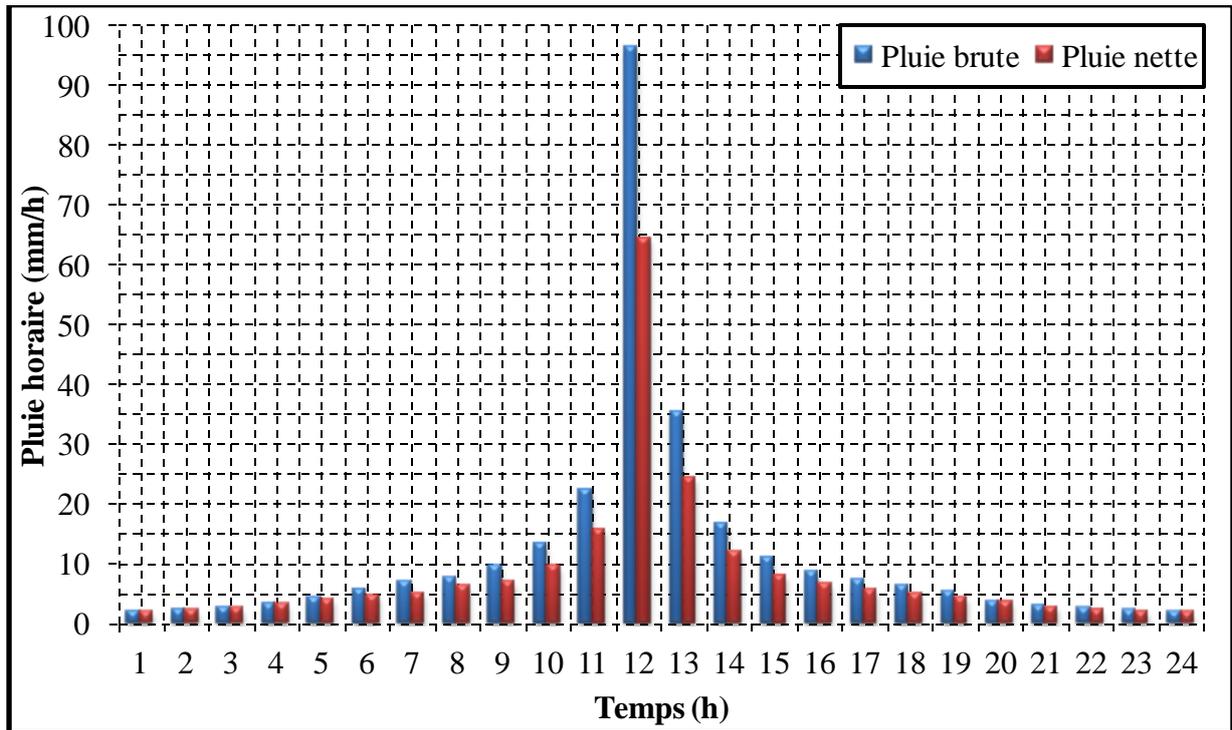


Figure (II.24) : Hyétogramme de la pluie totale et nette selon le SCS-T = 10000 ans.

C) Hydrogramme unitaire synthétique

L'hydrogramme unitaire synthétique est estimé par la méthode de Soil Conservation Service (SCS). Le débit de pointe est estimé par la formule suivante [7] :

$$Q_p = 0,208 \cdot \frac{S \cdot P_n}{t_p} \dots\dots\dots(II.32)$$

Avec :

$Q_p$  : Débit de pointe ( $m^3/s$ ) ;

S : Superficie de bassin versant du barrage de M'Djedel, [S = 643 Km<sup>2</sup>] ;

$P_n$  : Pluie nette, [ $P_n = 1$  mm] ;

$t_p$  : Temps d'apparition de débit de pointe (h).

Le temps d'apparition de débit de pointe est estimé par la formule suivante [6] :

$$t_p = 0,5 \cdot D + 0,6 \cdot t_c \dots\dots\dots(II.33)$$

D : Durée de l'averse unitaire [D=1 h] ;

$t_c$  : Temps de concentration, [ $t_c = 16$  h].

Le temps d'apparition de débit de pointe est :

$$t_p = 10,1 \text{ h.}$$

Le temps de base de l'hydrogramme est estimé par la formule suivante [6] :

$$t_b = 2,67 \cdot t_p \dots\dots\dots(II.34)$$

$t_b$  : Temps de base de l'hydrogramme de crues (h) ;

$t_p$  : Temps d'apparition de débit de pointe (h).

Le temps de base de l'hydrogramme est de l'ordre de :

$$t_b = 27 \text{ h.}$$

Le débit de pointe est de l'ordre de :

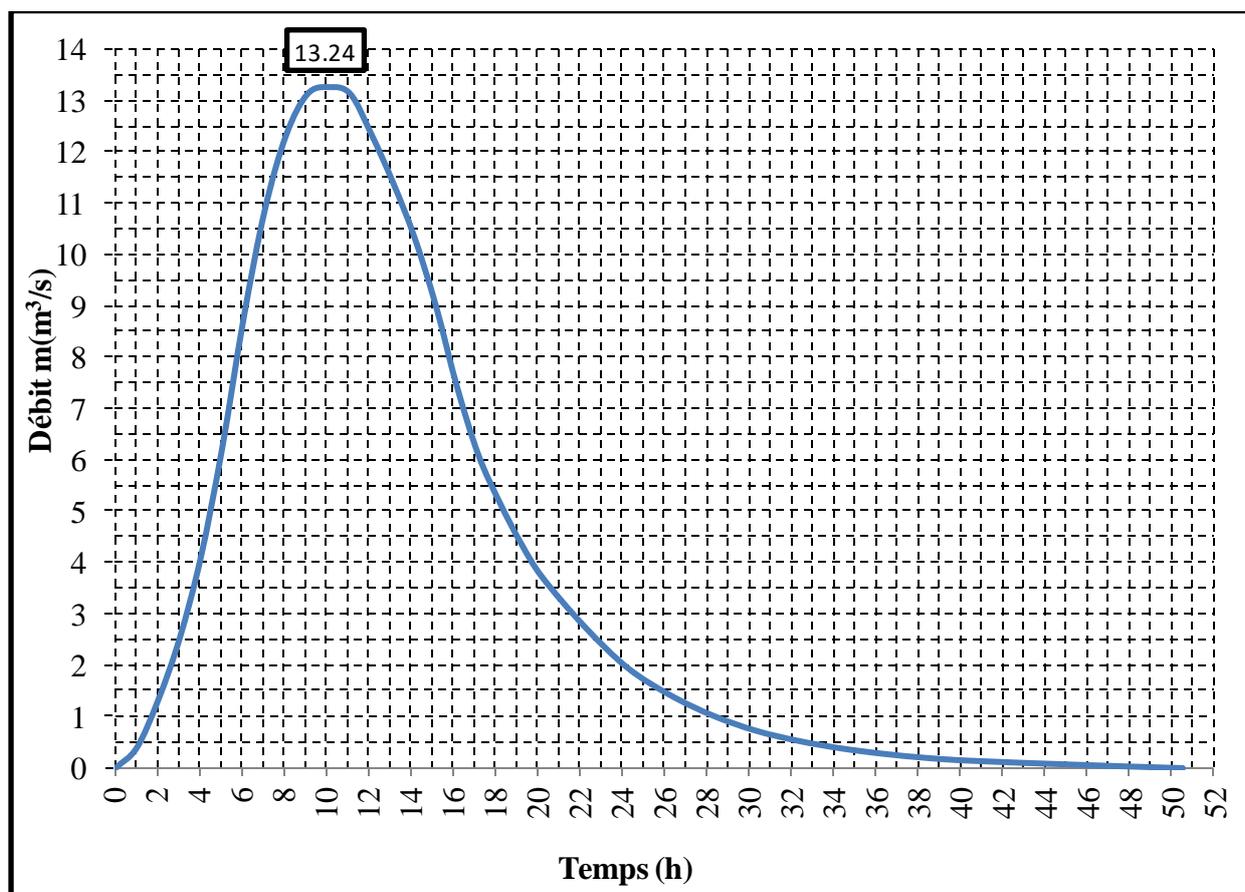
$$Q_p = 13,24 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La distribution du débit de pointe unitaire est montrée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.12) : Distribution du débit de pointe unitaire.**

t/t <sub>p</sub>	t (h)	Q/Q <sub>p</sub>	Q(m <sup>3</sup> /s)	t/t <sub>p</sub>	t (h)	Q/Q <sub>p</sub>	Q(m <sup>3</sup> /s)	t/t <sub>p</sub>	t (h)	Q/Q <sub>p</sub>	Q(m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	0	1,1	11,11	0,990	13,11	2,4	24,24	0,147	1,95
0,1	1,01	0,03	0,40	1,2	12,12	0,930	12,31	2,6	26,26	0,107	1,42
0,2	2,02	0,1	1,32	1,3	13,13	0,860	11,39	2,8	28,28	0,077	1,02
0,3	3,03	0,19	2,52	1,4	14,14	0,780	10,33	3	30,3	0,055	0,73
0,4	4,04	0,31	4,10	1,5	15,15	0,680	9,00	3,2	32,32	0,04	0,53
0,5	5,05	0,47	6,22	1,6	16,16	0,560	7,41	3,4	34,34	0,029	0,38
0,6	6,06	0,66	8,74	1,7	17,17	0,460	6,09	3,6	36,36	0,021	0,28
0,7	7,07	0,82	10,86	1,8	18,18	0,390	5,16	3,8	38,38	0,015	0,20
0,8	8,08	0,93	12,31	1,9	19,19	0,330	4,37	4	40,4	0,011	0,15
0,9	9,09	0,99	13,11	2	20,2	0,280	3,71	4,5	45,45	0,005	0,07
1	10,10	1	13,24	2,2	22,22	0,207	2,74	5	50,5	0	0,00

La distribution du débit du pointe unitaire est illustrée dans la figure ci-dessous :



**Figure (II.25) : Hydrogramme unitaire synthétique du barrage de M'Djedel.**

**D) Hydrogrammes synthétiques de projet**

L'hydrogramme synthétique du projet pour un temps de retour de 100 ans est illustré dans la figure ci-dessous :

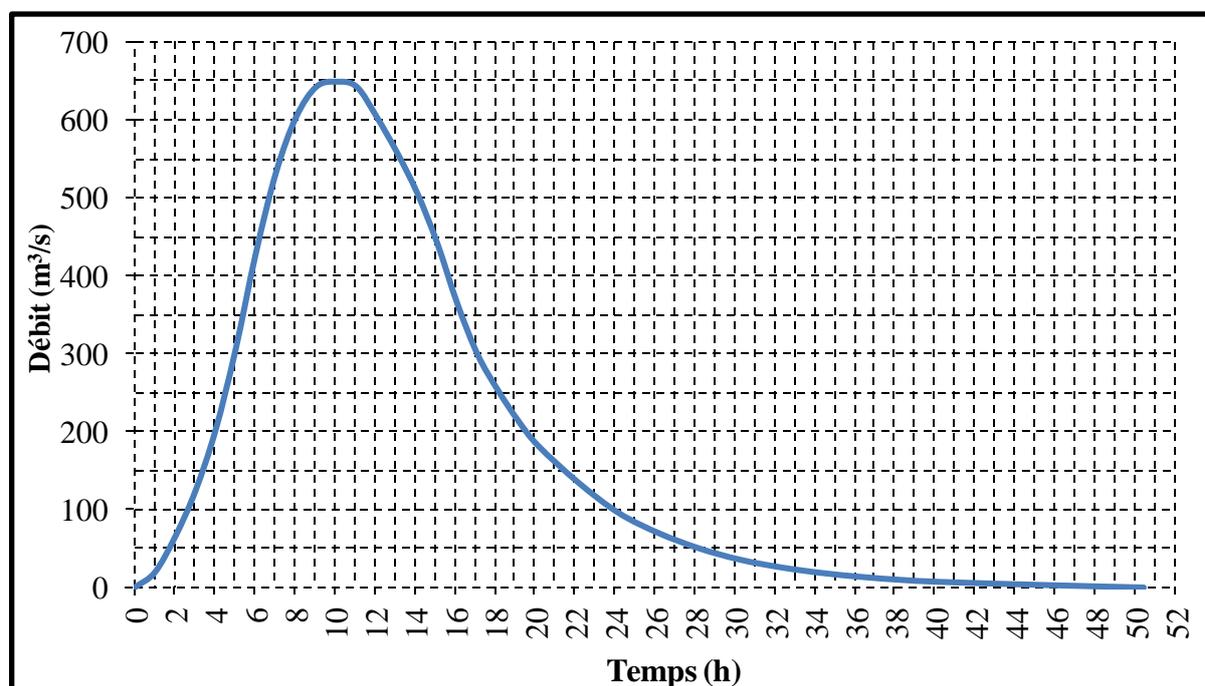


Figure (II.26) : Hydrogramme synthétique pour la crue de temps de retour  $T = 100$  ans.

L'hydrogramme synthétique du projet pour un temps de retour de 1000 ans est illustré dans la figure ci-dessous :

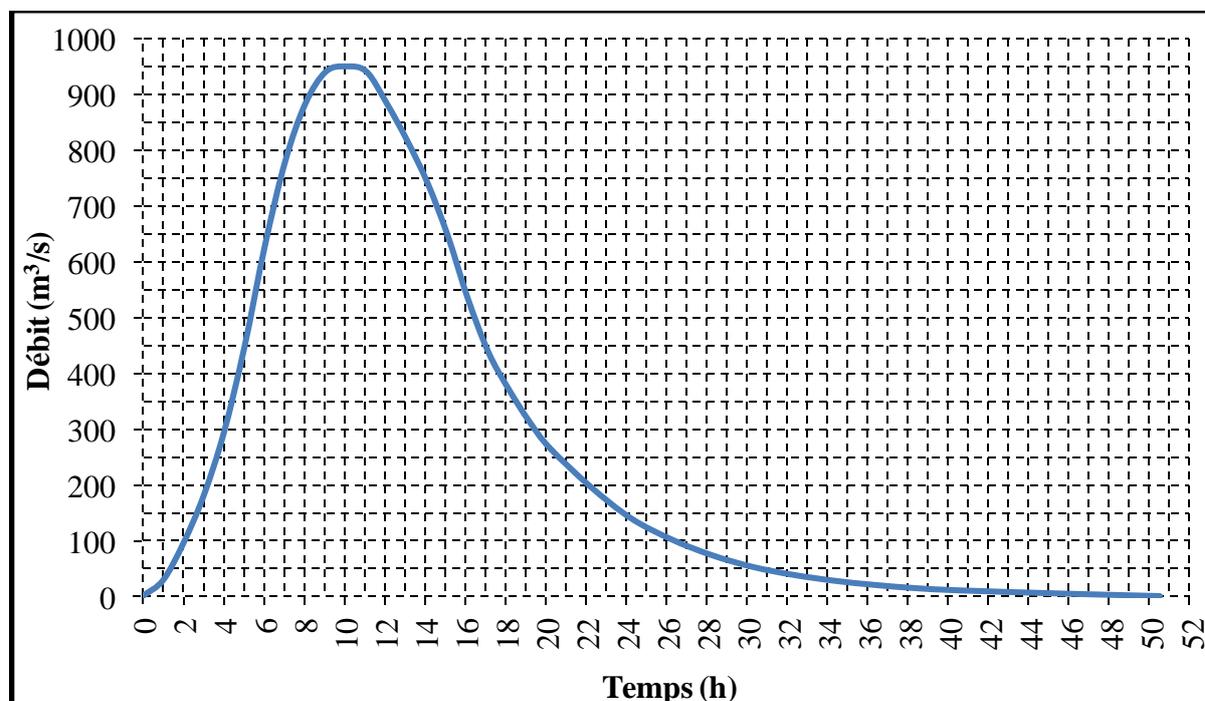


Figure (II.27) : Hydrogramme synthétique pour la crue de temps de retour  $T = 1000$  ans.

L'hydrogramme synthétique du projet pour un temps de retour de 1000 ans est illustré dans la figure ci-dessous :

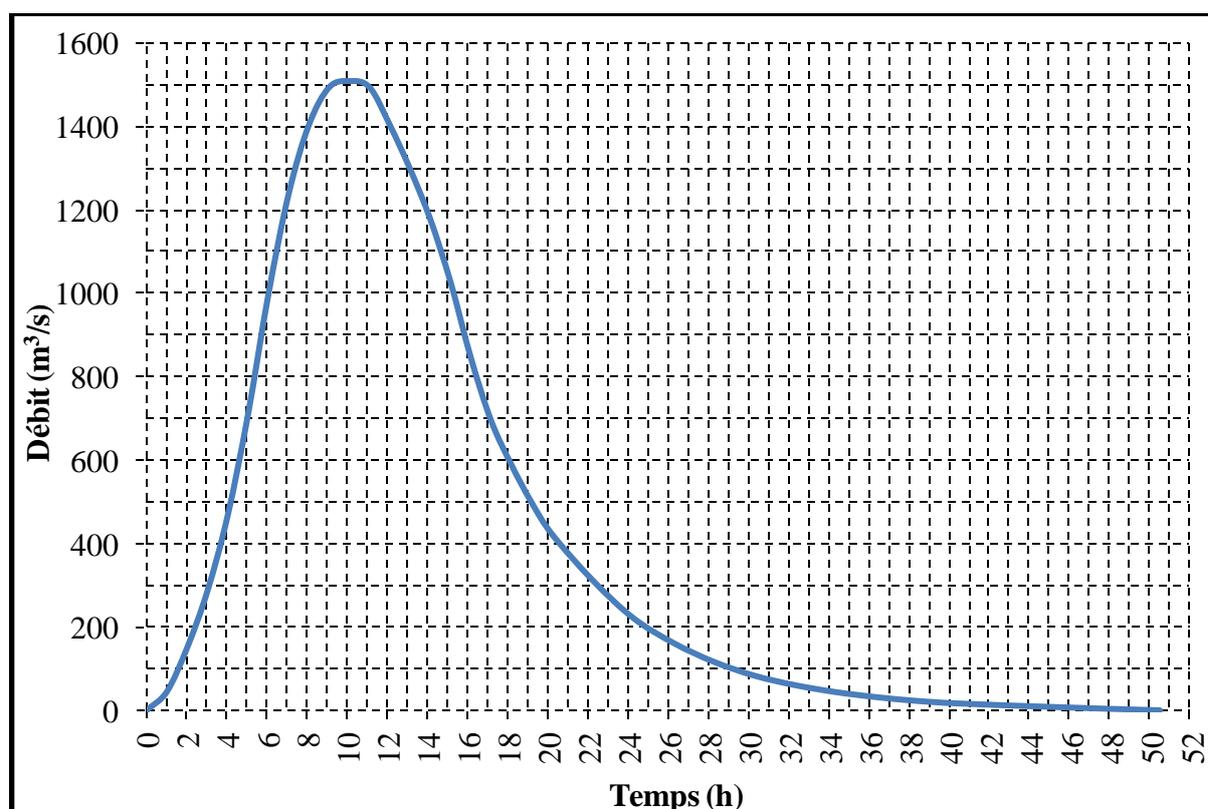


Figure (II.28) : Hydrogramme synthétique pour la crue de temps de retour  $T = 10000$  ans.

Les hydrogrammes synthétiques pour différents temps de retour sont présentés dans l'annexe (17), et illustrés dans l'annexe (18).

### Synthèse

Les résultats des différentes méthodes utilisées dans la détermination des débits maximaux probables au site du barrage de M'Djedel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.13) : Débits de pointe pour différents temps de retour selon les différentes méthodes.

Méthode utilisée	Temps de retour T (ans)								
	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
HUS	221,6	347,6	407	543,5	650	763,5	948,9	1035,9	1509,6
Giandotti	441,0	516,5	585,0	667,0	726,5	785,8	904,0	962,1	1078,3
Maillet-Gauthier	267,9	399,1	496,8	602,1	670,8	733,2	860,6	910,1	1015,6
Débit (HUS) / Débit (Giandotti)									
P (%)	- 49,75	- 32,7	- 30,42	- 18,5	- 10,5	- 2,8	4,9	10,0	40,0
Débit (HUS) / Débit (Maillet-Gauthier)									
P (%)	- 17,3	- 12,9	- 18,0	- 9,7	- 3,1	4,1	10,2	13,0	48,6

A partir du tableau précédent on peut constater que :

- Pour les grandes fréquences, la méthode HUS donne des résultats proches ( $- 15 \%$ ) aux résultats obtenus par la formule de Maillet-Gauthier, par contre la différence entre les résultats obtenus par la méthode HUS et celle de la formule de Giandotti sont importantes ( $- 33\%$ ).
- Pour les fréquences moyennes, la méthode HUS donne des résultats très proches ( $\mp 6 \%$ ) aux résultats obtenus par la formule de Maillet-Gauthier, ainsi les résultats obtenus par la formule de Giandotti ( $\mp 6 \%$ ).
- Pour les grandes fréquences ( $T = 2000$  ans), la méthode HUS donne un résultat supérieur de  $10 \%$  par rapport au résultat obtenu par la formule de Maillet-Gauthier, par contre la différence entre celui obtenu par la méthode HUS et celle de la formule de Giandotti est supérieur de  $13\%$ .
- Pour les très grandes fréquences ( $T = 10000$  ans), la méthode HUS donne un résultat supérieur de plus  $40 \%$  par rapport au résultat obtenu par la formule de Maillet-Gauthier, ainsi le résultat obtenu par formule de Giandotti.

Alors, les deux formules empiriques (Giandotti et Maillet-Gauthier) sous estiment les débits de faible fréquence.

#### II.4.4 Choix de la crue du projet et la crue de chantier

Le choix de la fréquence de la crue de projet et celle de chantier est très important. La crue du projet influe directement sur le débit à évacuer donc sur la taille de l'évacuateur. Par contre la crue du chantier influe directement sur le dimensionnement des ouvrages annexe tel que, les batardeaux amont et aval et la galerie de dérivation du cours d'eau.

##### II.4.4.1 Choix de la crue du projet

Pour le choix de la fréquence la crue du projet, nous nous rapportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages [6,8]. Pour le cas de notre étude, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est élevé (site à proximité des zones urbaines, barrage souple).

*Tableau (II.14) : Crue de projet recommandée.*

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

Alors nous optons pour une crue de projet de fréquence de l'ordre de  $0,01\%$ . Le débit de la crue du projet de l'aménagement de l'oued de M'Djedel est celui qui a été estimé par la méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique pour un temps de retour de  $T = 10000$  ans. Donc le débit maximale probable est de l'ordre de :

$$Q_{\max} = 1509,6 \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

La distribution du débit maximum probable du projet ( $T = 10000$  ans) est représentée dans l'annexe (18) et illustré sur la figure (II.28).

#### II.4.4.2 Choix de la Crue du chantier

La fréquence de la crue du chantier choisie est de l'ordre de 5% [6]. Ce qui correspond à un débit de crue de l'ordre de  $407 \text{ m}^3/\text{s}$ . La distribution de débit maximum probable du projet ( $T = 20$  ans) est représentée dans l'annexe (17) et illustré dans l'annexe (18).

## CONCLUSION

L'étude hydrologique effectuée dans ce chapitre nous a permis de constater que :

- Le bassin versant de barrage de M'Djedel a une forme allongée ( $K_c = 1,67$ ) de Nord-est vers le Sud-ouest et son relief est assez fort ;
- La précipitation moyenne interannuelle est de l'ordre de  $235 \text{ mm}$  ;
- La lame d'eau moyenne écoulée dans le bassin versant de M'Djedel est de l'ordre de  $14,54 \text{ mm}$  ;
- L'écoulement moyen interannuel est de l'ordre de  $9,35 \text{ Mm}^3$  ;
- L'écoulement moyen fréquentiel pour les garanties de satisfaction 80 %, 90 % et 95 % sont respectivement  $5,33 \text{ Mm}^3$ ,  $4,43 \text{ Mm}^3$  et  $3,804 \text{ Mm}^3$  ;
- L'érosion spécifique du bassin versant de M'Djedel est de l'ordre de  $290,5 \text{ (T Km}^2 \cdot \text{an)}$ , qui correspond à un volume érodé durant 50 ans de l'ordre de  $6,67 \text{ Mm}^3$  ;
- Le temps de concentration dans le bassin versant du barrage de M'Djedel est de l'ordre de 16 heures ;
- La pluie nette du projet obtenue pour un temps de retour de 10000 ans est de l'ordre de  $64,5 \text{ mm}$  qui correspond à un débit de crue de l'ordre de  $1509,6 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La pluie nette du chantier obtenue pour un temps de retour de 20 ans est de l'ordre de  $25,5 \text{ mm}$  qui correspond à un débit de crue de l'ordre de  $407 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Chapitre III :**  
**Etude de régularisation et**  
**Laminage des crues**

## INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but l'étude de la régularisation de l'écoulement ainsi l'étude du laminage des crues. L'étude de la régularisation de l'écoulement va nous permettre de déterminer le niveau du volume mort (NVM), la capacité utile de stockage du barrage ( $V_u$ ), le niveau normal de la retenue (NNR) et le niveau de la crête du déversoir. L'étude de laminage des crues va nous permettre, de déterminer la largeur du déversoir, d'estimer le débit de pointe à laminar, fixer le niveau des plus hautes eaux (NPHE) et de fixer la hauteur de la nappe déversée.

### III.1 Etude de régularisation de l'écoulement

L'étude de régularisation de l'écoulement nécessite de disposer de la pathigraphie de la cuvette de la future retenue, les besoins à satisfaire ainsi leurs répartitions mensuelles, la géologie de la cuvette de la retenue, l'évaporation annuelle ainsi son répartition mensuelle, les précipitations annuelles ainsi leurs répartitions mensuelles, afin de déterminer la garantie de satisfaction et la capacité utile de stockage.

#### III.1.1 Courbes Altitude-Capacité-Surface

Les courbes Altitude-Capacité-Surface découlent du levé topographique des cartes d'état-major (1/50 000) réalisé sur la zone de la future retenue. Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante [2] :

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

$S_n$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_n$  ( $m^2$ ) ;

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

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

$V_n$  : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_n$  ( $m^3$ ) ;

$\Delta V_n$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives ( $m^3$ ).

Avec :

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \cdot H^* \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

$V_1$  : Volume d'eau correspondant à la première courbe de niveau, [Côte ( $V_1$ ) = 865 m.NGA] ;

$S_1$  : Surface du plan d'eau correspondant à la première courbe de niveau ;

$H^*$  : Dénivelée entre la première courbe de niveau et le niveau de l'exutoire, [ $H^* = 3$  m].

Volume d'eau correspondant à la première courbe de niveau est l'ordre de :

$$V_1 = 4500 \text{ m}^3$$

Les résultats du calcul obtenus de la loi (Altitude-Capacité-Surface) sont récapitulés dans le tableau (III.1).

**Tableau (III.1) : Surfaces submergées et les volumes d'eau correspondants.**

Altitude (m.NGA)	S (Km <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (Km <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
862	0	0,0015	3	0,0045	0
865	0,003	0,00475	2	0,0095	0,0045
867	0,0065	0,01075	3	0,03225	0,014
870	0,015	0,021	3	0,063	0,046
873	0,027	0,0285	2	0,057	0,108
875	0,03	0,05	2	0,1	0,165
877	0,07	0,0835	3	0,2505	0,265
880	0,097	0,1585	3	0,4755	0,515
883	0,22	0,2245	2	0,449	0,991
885	0,229	0,2995	2	0,599	1,440
887	0,37	0,406	3	1,218	2,039
890	0,442	0,586	3	1,758	3,257
893	0,73	0,775	2	1,55	5,015
895	0,82	0,985	2	1,97	6,565
897	1,15	1,276	3	3,828	8,535
900	1,402	1,701	3	5,103	12,363
903	2	2,038	2	4,076	17,466
905	2,076	2,526	5	12,63	20,376
910	2,976				33,006

Les résultats obtenus de calcul de la loi (Altitude-Capacité-Surface) sont illustrés dans la figure (III.1) et la figure (III.2).

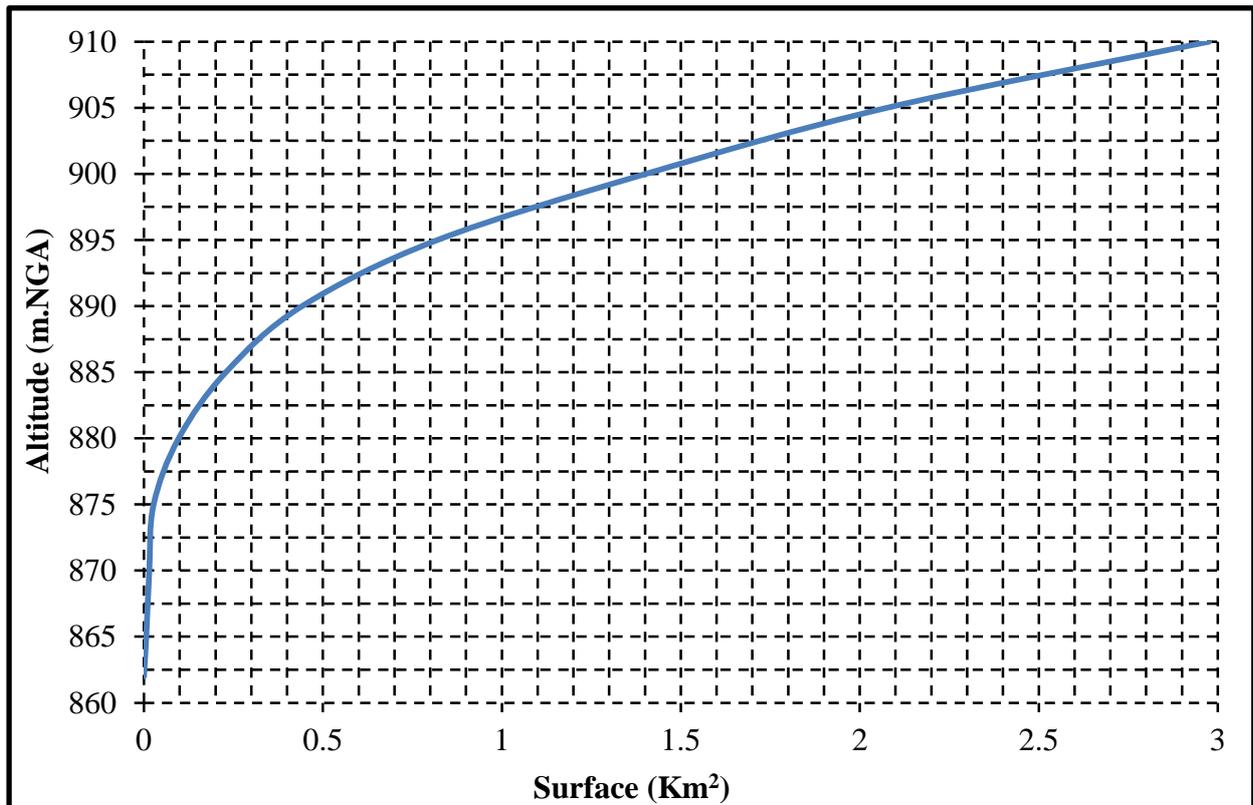


Figure (III.1): Courbe (Altitudes-Surfaces),  $Z = f(S)$ .

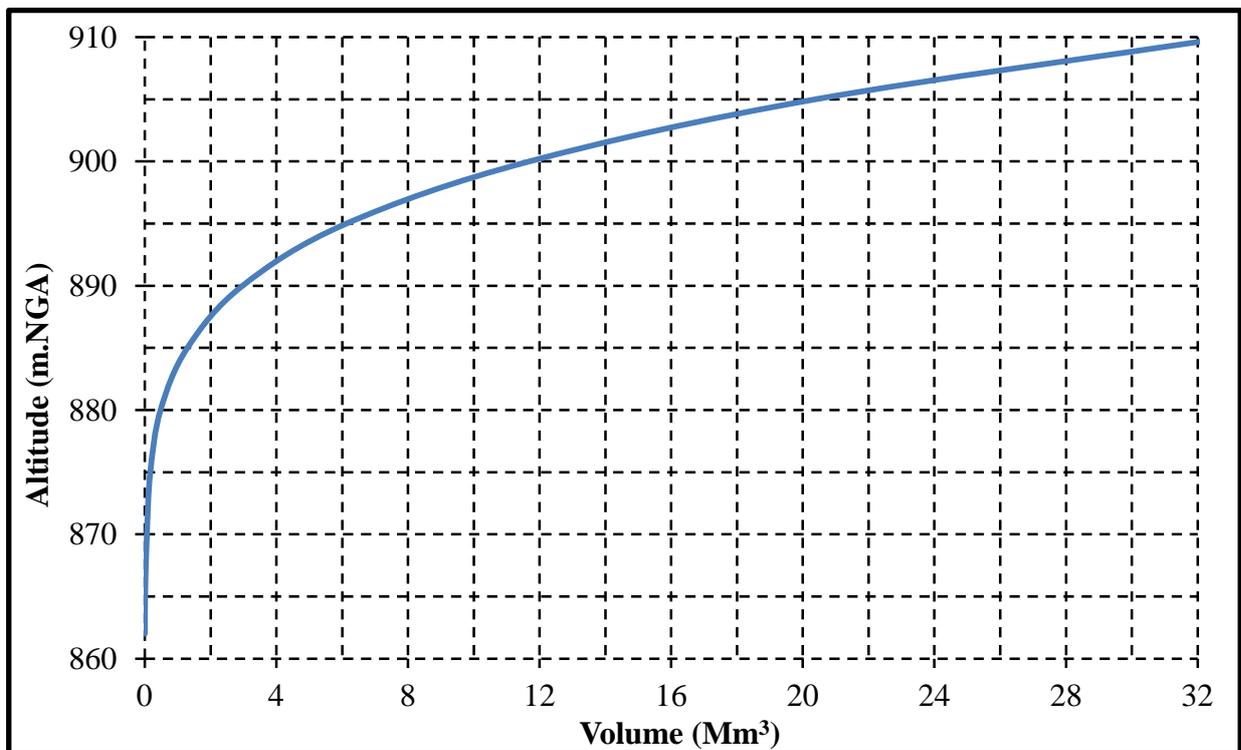


Figure (III.2) : Courbe (Altitudes-Volumes),  $Z = f(V)$ .

**III.1.2 Estimation des besoins**

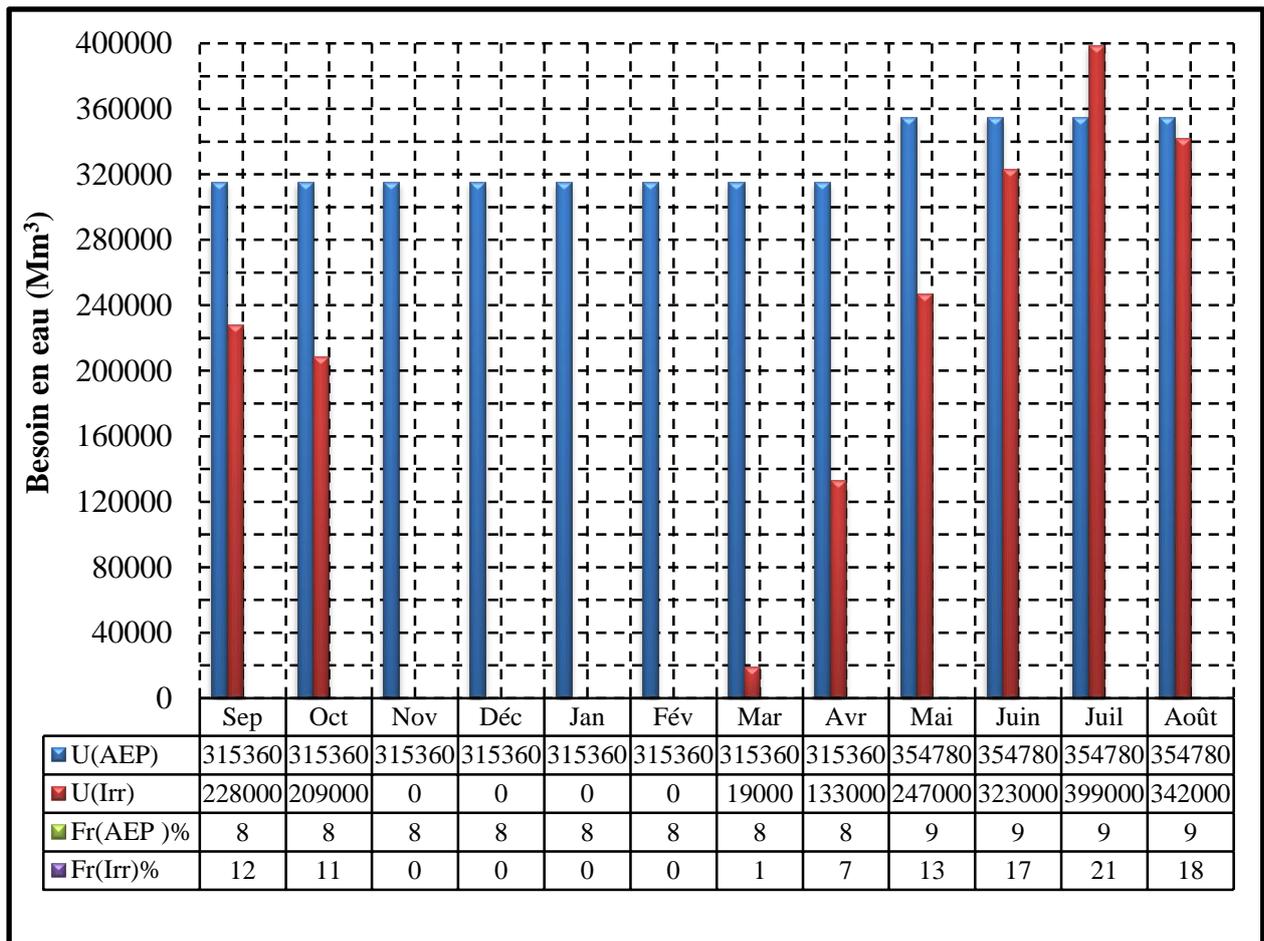
Les besoins en eau ont été fournis par l’Agence National des Barrages et Transferts (ANBT). Les besoins pour l’Alimentation en Eau Potable (AEP) représentent une moyenne de l’ordre de 10800 m<sup>3</sup>/j, soit une demande annuelle de l’ordre de 3942000 m<sup>3</sup>. Par contre les besoins pour l’irrigation sont de l’ordre de 1900000 m<sup>3</sup>/ans.

La répartition mensuelle des besoins en eau pour l’AEP et l’irrigation sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (III.2) : Répartition mensuelles de la demande en eau.**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Irrigation (Mm <sup>3</sup> )	0,228	0,209	0	0	0	0	0,019	0,133	0,247	0,323	0,399	0,342
Fraction (%)	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9	9
AEP (Mm <sup>3</sup> )	0,315	0,315	0,315	0,315	0,315	0,315	0,315	0,315	0,354	0,354	0,354	0,354
Fraction (%)	12	11	0	0	0	0	1	7	13	17	21	18
Total (Mm <sup>3</sup> )	U = 5,842											

La répartition mensuelle des besoins en eau pour l’AEP et l’irrigation sont illustrés sur la figure suivante.



**Figure (III.3) : Répartition mensuelle des besoins en eau.**

**III.1.3 Evaporation nette**

L'évaporation nette dans le plan d'eau est estimée par la formule suivante [9] :

$$E_n = E_b - P_b \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

$E_n$  : Evaporation nette (mm) ;

$E_b$  : Evaporation brute (mm) ;

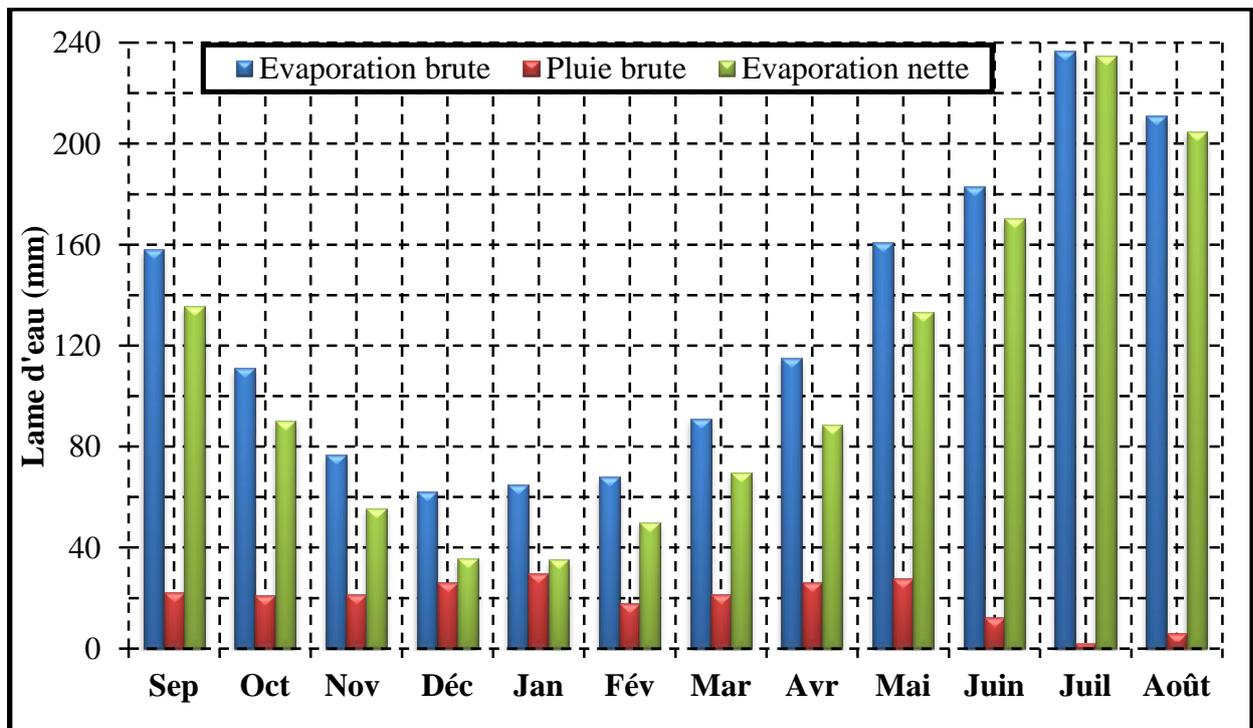
$P_b$  : Pluie brute (mm).

La répartition mensuelle de l'évaporation nette est représentée dans le tableau suivant :

**Tableau (III.3) : Répartition mensuelle de l'évaporation (brute, nette), pluie brute.**

Mois	E	P	En
Septembre	158	22.3	135.7
Octobre	111	20.9	90.1
Novembre	77	21.5	55.5
Décembre	62	26.3	35.7
Janvier	65	29.8	35.2
Février	68	18	50
Mars	91	21.4	69.6
Avril	115	26.3	88.7
Mai	161	27.6	133.4
Juin	183	12.4	170.6
Juillet	237	2.1	234.9
Août	211	6.1	204.9
Somme	1538	235	1303

La répartition mensuelle de l'évaporation nette est illustrée sur la figure suivante :



**Figure (III.4) : Répartition mensuelle de l'évaporation nette.**

### III.1.4 Garantie de satisfaction des besoins

La garantie P(%), est une moyenne pondérée entre le critère de satisfaction de l'irrigation qui est de l'ordre de 80%, et le critère de satisfaction de l'alimentation en eau potable qui est de l'ordre de 99 % [3].

$$P(\%) = \frac{P(\%)_{Irr} \cdot U_{Irr} + P(\%)_{AEP} \cdot U_{AEP}}{U_{Irr} + U_{AEP}} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

$P(\%)_{Irr}$  : Critère de satisfaction pour l'irrigation, [ $P(\%)_{Irr} = 80\%$ ] ;

$U_{Irr}$  : Besoin en irrigation à satisfaire, [ $U_{Irr} = 1,9 \text{ Mm}^3$ ] ;

$P(\%)_{AEP}$  : Critère de satisfaction pour l'alimentation en eau potable, [ $P(\%)_{AEP} = 99\%$ ] ;

$U_{AEP}$  : Besoin en eau potable à satisfaire, [ $U_{AEP} = 3,94 \text{ Mm}^3$ ].

Donc, le critère de satisfaction des besoins, est de l'ordre de :

$$P(\%) = 95\%$$

### III.1.5 Choix de type de la régularisation

Le choix de type de la régularisation dépend des besoins en eau à satisfaire et de l'écoulement fréquentiel interannuel.

$\sum_{i=1}^{12} U(5842000) > E_{f(P=95\%)}(3804000)$ , donc nous devons faire une régularisation interannuelle de l'écoulement.

### III.1.6 Régularisation interannuel

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années.

#### III.1.6.1 Calcul du volume utile de barrage sans tenir compte des pertes

Pour effectué ce calcul, on applique la première méthode de Kritsky-Menkel. La formule de Kritsky-Menkel, s'écrit comme suivant [9] :

$$V_u = (\beta_c + \beta_{plur}) \cdot E_0 \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, [ $E_0 = 9,35 \text{ Mm}^3$ ] ;

$\beta_c$  : Composante saisonnière du volume utile ;

$\beta_{plur}$  : Composante pluriannuelle du volume utile.

#### A) La composante saisonnière $\beta_c$

La composante saisonnière de volume utile est déterminée à partir de l'abaque de Kritsky-Menkel [9]. Elle est en fonction de :

- Coefficient de régularisation  $\alpha$  ;
- Volume relatif  $m$  de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

La représentation graphique de la variation de la composante saisonnière du volume utile en fonction de coefficient de régularisation de l'écoulement et le volume relatif pendant l'étiage au cours de l'année est illustré sur la figure suivante :

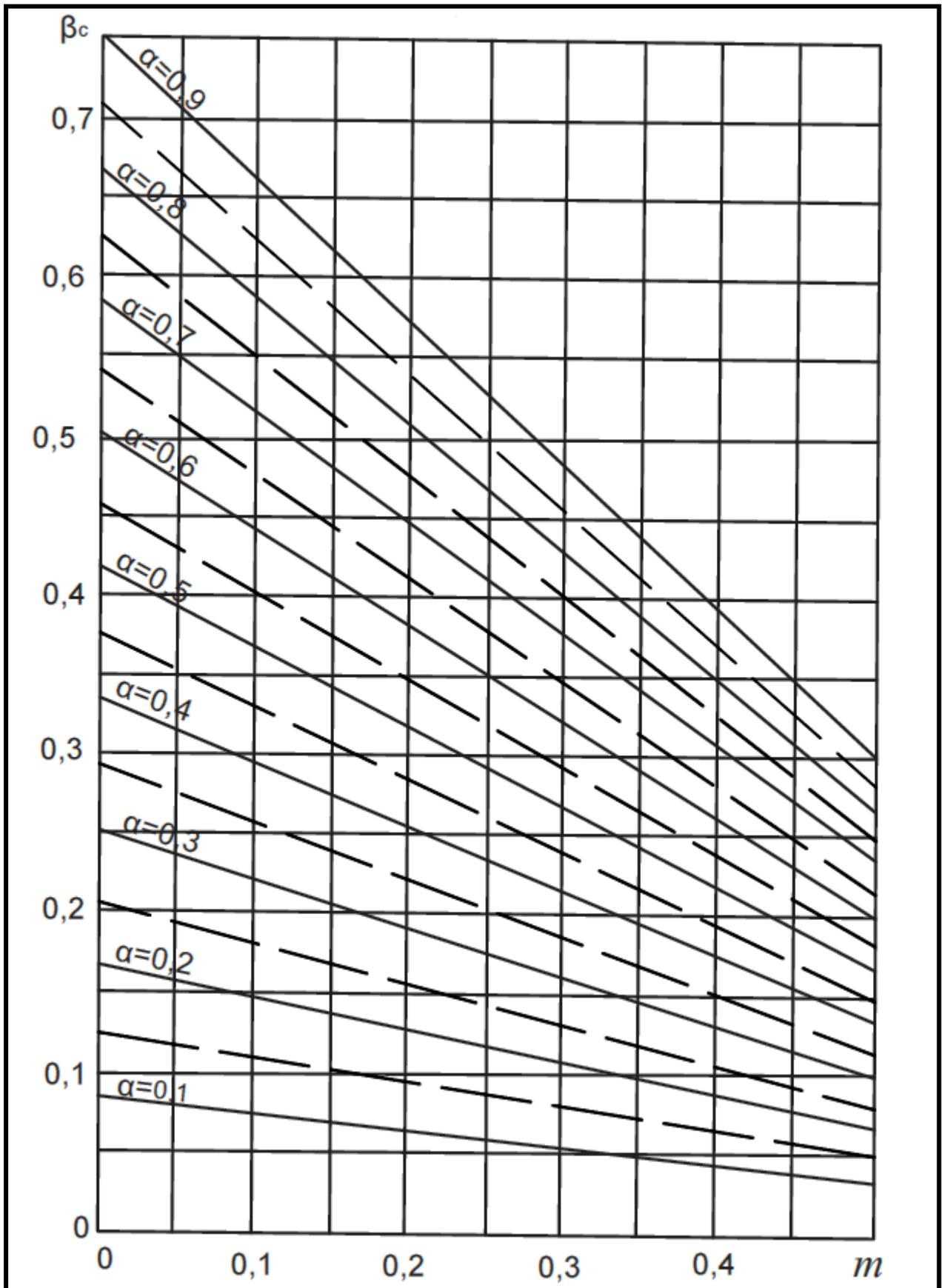


Figure (III.5) : Abaque de Kritsky-Menkel pour la détermination de volume saisonnier du barrage pour une régularisation complète annuelle et interannuelle.

- **Coefficient de régularisation  $\alpha$**

Le coefficient de régularisation de l'écoulement est estimé par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{U_{P\%}}{E_0} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

$U_{P\%}$  : Demande en eau à satisfaire pour une garantie de P%, [ $U_{P\%} = 5,842 \text{ Mm}^3$ ] ;

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, [ $E_0 = 9,35 \text{ Mm}^3$ ].

Le coefficient de régularisation de l'écoulement est de l'ordre de :

$$\alpha = 0,62$$

- **Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage  $m$**

Le volume relatif de l'écoulement est estimé par la formule suivante :

$$m = \frac{\sum_1^{N_{\text{ét}}} E_m}{E_0} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

$\sum_1^{N_{\text{ét}}} E_m$  : Ecoulement pendant la période d'étiage ( $\text{Mm}^3$ ) ;

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, [ $E_0 = 9,35 \text{ Mm}^3$ ].

L'écoulement pendant la période d'étiage dans l'oued de M'Djedel est représenté dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (III.4) : Ecoulement pendant la période d'étiage.**

Mois	$E_0$ ( $\text{Mm}^3$ )	$E_0 - \bar{E}_0$ ( $\text{Mm}^3$ )	$E_m$ ( $\text{Mm}^3$ )
Septembre	0,889	0,110	0
Octobre	0,834	0,589	0
Novembre	0,858	0,079	0
Décembre	1,049	0,804	0
Janvier	1,186	0,941	0
Février	0,716	-0,063	0,063
Mars	0,852	0,607	0
Avril	1,045	0,266	0
Mai	1,098	0,319	0
Juin	0,495	-0,284	0,284
Juillet	0,085	-0,694	0,694
Août	0,245	-0,534	0,534
	$\bar{E}_0 = 0,7793$		$\sum_1^{12} E_m = 1,576$

Le volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage est de l'ordre de :

$$m = 0,17$$

A partir de l'abaque de Kritsky-Menkel, la valeur de  $\beta_s$  est de l'ordre de:

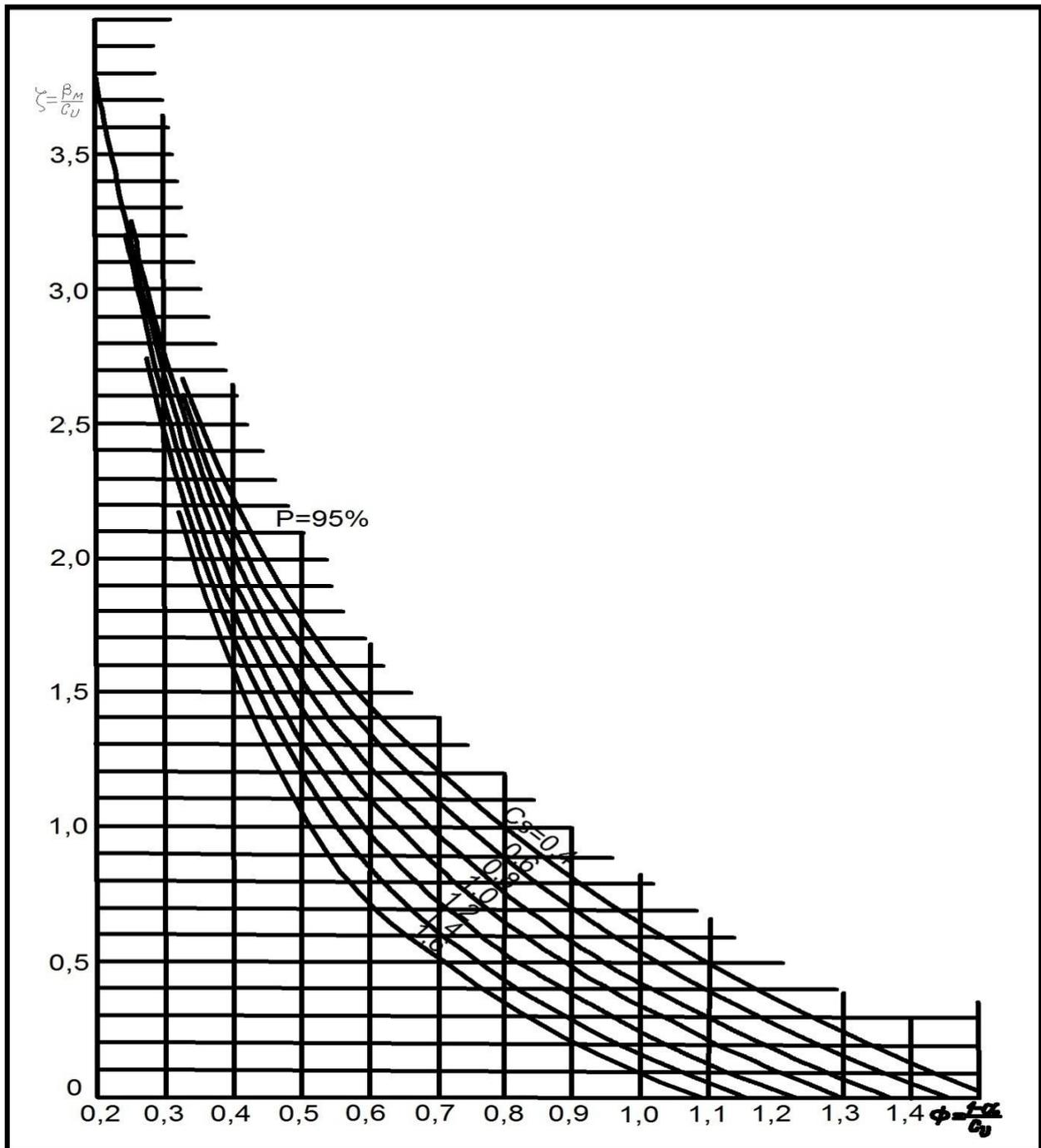
$$\beta_c = 0,42$$

Le volume annuel qui correspond à  $\beta_s$  calculé, est de l'ordre de :

$$V_s = 3,93 \text{ Mm}^3$$

### B) composante pluriannuelle

La composante interannuelle est déterminée à l'aide de l'abaque de Miloslavsky.N.M, qui est en fonction de coefficient de variation  $C_v$  et le coefficient d'asymétrie  $C_s$  de l'écoulement, coefficient de régularisation  $\alpha$ , la garantie  $P$  (%) et le coefficient de l'auto-corrélation  $r$  entre les écoulements des années voisines [10,11,12].



**Figure (III.6) :** Abaque de Miloslavsky, pour la détermination de la composante interannuelle du volume de barrage pour :  $C_s=2.C_v$  ;  $r = 0$  et  $P = 95\%$ .

L'estimation  $C_v$ ,  $C_s$  et  $r$  est fait a l'aide de logiciel Stok-Stat. Les résultats de calcul sont comme suivant :

## - Coefficient de l'auto-corrélation

$$r = 0$$

- Calcul de coefficient de variation  $C_v$ 

$$C_v = 0,611$$

- Calcul de coefficient de symétrie  $C_s$ 

$$C_s = 1,33$$

A partir de l'abaque Miloslavsky.N.M, la valeur de la composante pluriannuelle est :

$$\beta_{\text{plu}} = 0,58$$

le volume interanneul est de l'ordre de:

$$V_{\text{int}} = 5,61 \text{ Mm}^3$$

Donc, le volume utile sans tenir compte des pertes est de l'ordre de :

$$V_u = 9,35 \text{ Mm}^3$$

**III.1.6.2 Calcul du volume utile de barrage en tenant compte des pertes**

Les pertes en eau à prendre en considération dans le calcul du volume utile de barrage, sont celles des infiltrations et d'évaporation.

**A. Calcul de volume évaporé**

Le volume évaporé est estimé par la formule suivante [10]:

$$V_{\epsilon} = \bar{s}.E \dots \dots \dots (III.8)$$

Avec :

$\bar{s}$  : Surface moyenne qui correspond à  $\bar{V}$  ( $\text{m}^2$ ) ;

E : Lame d'eau évaporé, [E = 1,303m].

$$\bar{V} = \frac{V_u}{2} + V_m \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

$V_m$  : Volume mort, [ $V_m = 6,67 \text{ Mm}^3$ ] ;

$V_u$  : Volume utile sans tenir compte des pertes, [ $V_u = 9,53 \text{ Mm}^3$ ].

$$\bar{V} \cong 11,435 \text{ Mm}^3$$

A partir des courbe (Altitude-Capacité-Surface), la valeur de  $\bar{s}$  est de l'ordre de :

$$\bar{s} = 1\,400\,000 \text{ m}^2$$

Le Volume évaporé est de l'ordre de :

$$V_{\epsilon} = 1,8242 \text{ Mm}^3$$

**B. Calcul de volume infiltré**

Le volume d'eau infiltré est estimé par la formule suivante [10]:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\vartheta.\bar{V}}{100} \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

$\vartheta$  : Coefficient d'infiltration, dépend du type de sol, [ $\vartheta = 0.75$ ].

Donc, le volume infiltré est de l'ordre de :

$$V_{\text{inf}} = 0,086 \text{ Mm}^3$$

Alors le volume utile de barrage de M'Djedel est de l'ordre de :

$$V_u \cong 11\,439\,963 \text{ m}^3$$

### III.2 Laminage des crues

Nous traitons cette étude par la méthode de Kotchérine, et par la méthode de Hildenblat pour tracer l'hydrogramme de crue laminé.

#### III.2.1 Laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique qui s'applique comme suit [13] :

##### III.2.1.1 Estimation du débit de crue laminée

La formule de Kotcherine pour l'estimation du débit de la crue laminée se présente sous la forme suivante :

$$q = Q \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

$V_F$  : Volume de la charge sur le déversoir déduit de la courbe capacité hauteur ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_C$  : Volume de la crue de projet [ $V_C = 70\,149\,600 \text{ m}^3$ ] ;

$Q$  : Débit de la crue de projet, [ $Q = 1509,6 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;

$q$  : Débit laminé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

##### III.2.1.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue est estimé par la formule suivante :

$$q = m \cdot b_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

$m$  : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H_0$ , et de la forme de la crête du déversoir, [ $m = 0,49$ ] ;

$g$  : Accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ] ;

$b_d$  : Largeur de déversoir (m) ;

$H$  : Charge hydraulique sur le déversoir (m).

Les données de départ pour le calcul à l'aide de la méthode de Kotcherine sont représentées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (III.5) : Données de départ pour la méthode de Kotcherine.**

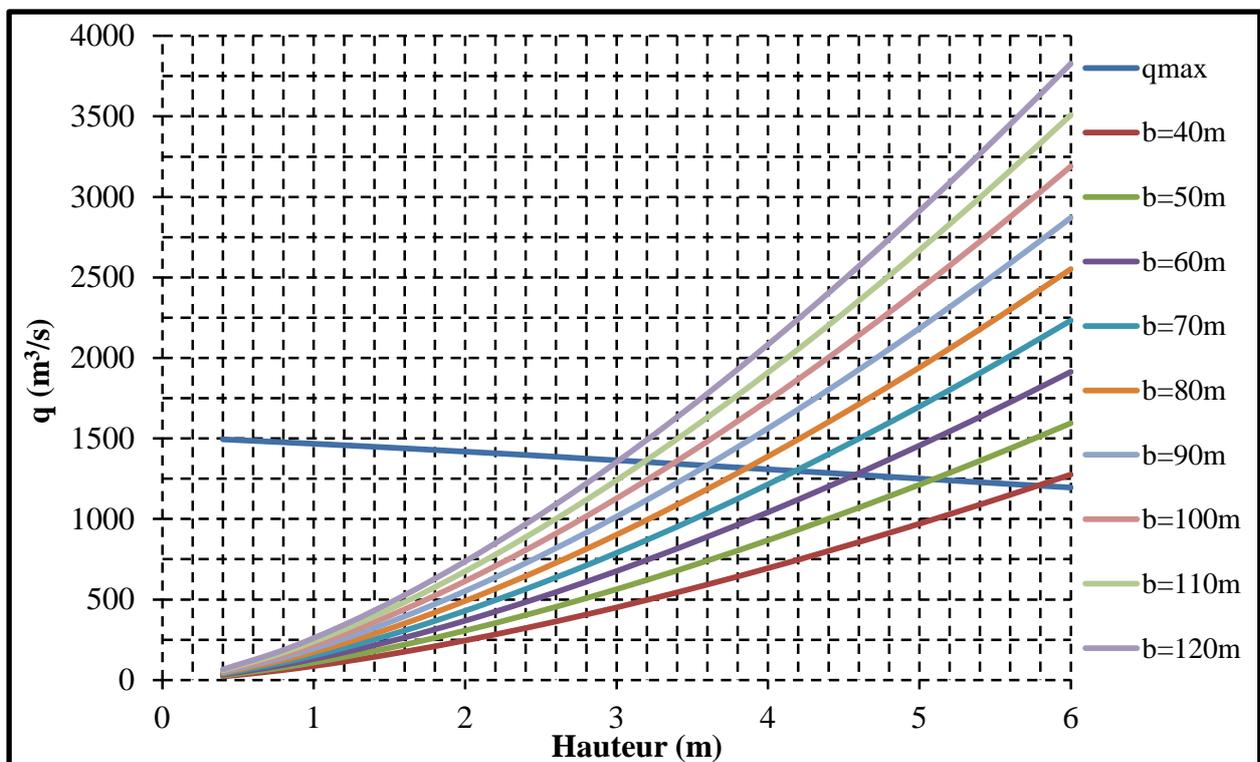
L'accélération de la gravité $g$ (m/s)	9,81
Coefficient énergétique de Coriolis $\alpha$	1
Le débit de projet ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	1509,6
Volume de la crue de projet ( $\text{Mm}^3$ )	70,15
Coefficient de débit $m$	0,49

Les résultats de calcul de débit déversé pour différentes largeurs par la méthode de Kotcherine sont récapitulés dans le tableau(III.10) et le tableau (III.11).

**Tableau (III.6) : Débits laminés pour différentes charges hydrauliques.**

$b_d$ (m)	H (m)	NPHE (m.NGA)	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
2722,17	0,4	904,4	0,70	1494,54
950,65	0,8	904,8	1,55	1476,24
511,06	1,2	905,2	2,40	1457,95
327,53	1,6	905,6	3,30	1438,58
231,03	2,0	906,0	4,25	1418,14
173,22	2,4	906,4	5,20	1397,70
135,24	2,8	906,8	6,25	1375,10
108,96	3,2	907,2	7,25	1353,58
89,79	3,6	907,6	8,30	1330,99
75,36	4,0	908,0	9,35	1308,39
64,19	4,4	908,4	10,40	1285,79
55,30	4,8	908,8	11,50	1262,12
48,17	5,2	909,2	12,55	1239,53
42,31	5,6	909,6	13,60	1216,93
37,48	6,0	910,0	14,6	1195,41

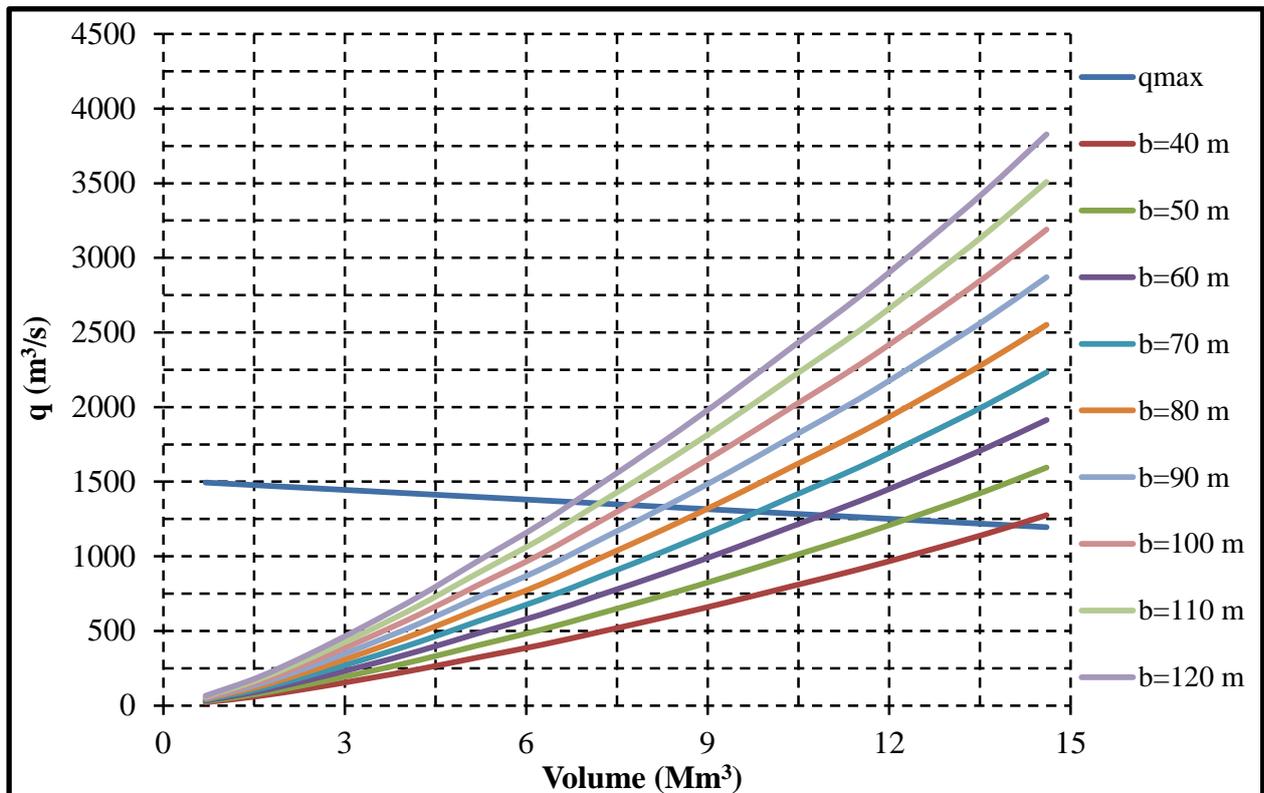
Les résultats de calcul de débit déversé pour différentes largeurs par la méthode de Kotcherine sont illustrés sur la figure (III.7).

**Figure (III.7) : Débits laminés pour différentes largeurs de déversoir.**

**Tableau (III.7) : Débits laminés pour différentes largeurs de déversoir.**

H (m)	$b_d$ (m)									$q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
	40	50	60	70	80	90	100	110	120	
0,4	22,0	27,5	32,9	38,4	43,9	49,4	54,9	60,4	65,9	
0,8	62,1	77,6	93,2	108,7	124,2	139,8	155,3	170,8	186,3	
1,2	114,1	142,6	171,2	199,7	228,2	256,8	285,3	313,8	342,3	
1,6	175,7	219,6	263,5	307,5	351,4	395,3	439,2	483,1	527,1	
2	245,5	306,9	368,3	429,7	491,1	552,4	613,8	675,2	736,6	
2,4	322,8	403,4	484,1	564,8	645,5	726,2	806,9	887,6	968,3	
2,8	406,7	508,4	610,1	711,8	813,4	915,1	1016,8	1118,5	1220,2	
3,2	496,9	621,2	745,4	869,6	993,8	1118,1	1242,3	1366,5	1490,8	
3,6	592,9	741,2	889,4	1037,7	1185,9	1334,1	1482,4	1630,6	1778,8	
4	694,5	868,1	1041,7	1215,3	1388,9	1562,6	1736,2	1909,8	2083,4	
4,4	801,2	1001,5	1201,8	1402,1	1602,4	1802,7	2003,0	2203,3	2403,6	
4,8	912,9	1141,1	1369,4	1597,6	1825,8	2054,0	2282,3	2510,5	2738,7	
5,2	1029,4	1286,7	1544,0	1801,4	2058,7	2316,1	2573,4	2830,7	3088,1	
5,6	1150,4	1438,0	1725,6	2013,2	2300,8	2588,4	2876,0	3163,6	3451,2	
6	1275,8	1594,8	1913,7	2232,7	2551,6	2870,6	3189,5	3508,5	3827,5	

La figure (III.8), illustre le volume de la crue laminée pour les différentes largeurs de déversoir.

**Figure (III.8) : Volume de la crue laminée pour différentes largeurs de déversoir**

On opte pour une largeur de déversoir de  $b_d = 90$  m, correspondant à un débit laminé de l'ordre de  $1330 \text{ m}^3/\text{s}$ , une charge de  $3,6$  m et un volume forcé de  $8,28 \text{ Mm}^3$ .

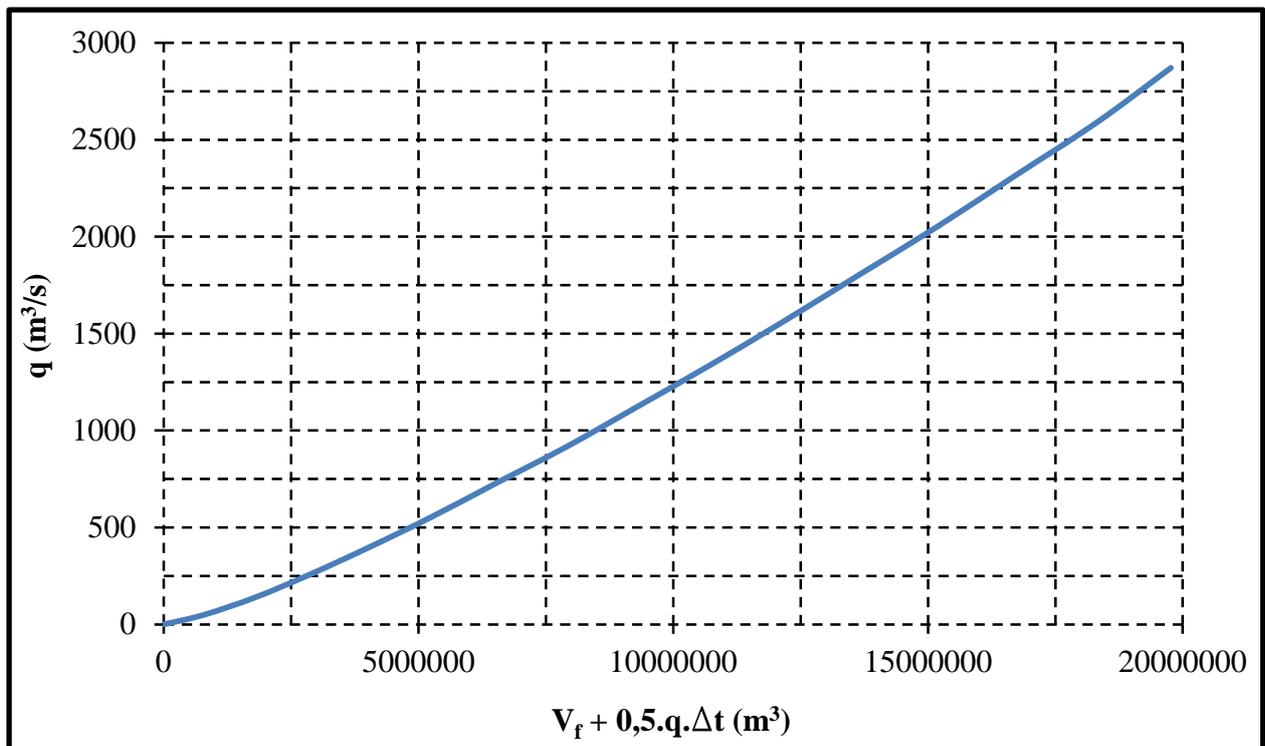
### III.2.2 Laminage pour un déversoir de largeur $b_d = 90\text{m}$ , par la méthode de Hildenblat

La variation de débit laminé en fonction de volume emmagasiné est représentée dans le tableau ci-dessus [13].

**Tableau (III.8) :** Variation de débit laminé en fonction de volume emmagasiné.

H (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>f</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> + 0,5.q.Δt (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0
0,4	49,41	700000	788942
0,8	139,76	1550000	1801566
1,2	256,75	2400000	2862156
1,6	395,30	3300000	4011536
2	552,45	4250000	5244401
2,4	726,21	5200000	6507175
2,8	915,13	6250000	7897228
3,2	1118,07	7250000	9262527
3,6	1334,13	8300000	10701433
4	1562,55	9350000	12162592
4,4	1802,70	10400000	13644859
4,8	2054,03	11500000	15197248
5,2	2316,06	12550000	16718903
5,6	2588,37	13650000	18309065
6	2870,59	14600000	19767062

La variation de débit laminé en fonction de volume emmagasiné est illustrée sur la figure ci-dessus.



**Figure (III.9) :** Variation de débit laminé en fonction de volume emmagasiné.

Les composantes de l'hydrogramme de crue de bassin versant du barrage de M'Djedel ainsi l'hydrogramme de crue laminée par le lac du même barrage calculées par la méthode grapho-analytique de Hildenblat sont représentées dans le tableau ci-dessus.

**Tableau (III.9) :** Hydrogramme de la crue de projet et hydrogramme de crue laminé.

t (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s)	t (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	34	43,8	158,6
1	45,3	5,1	35	37,9	145,2
2	151,0	26,9	36	31,7	135,5
3	286,8	30,5	37	27,9	125,6
4	468,0	76,8	38	22,6	119,3
5	709,5	168	39	20,8	106,6
6	996,3	321,2	40	16,6	93,9
7	1237,9	553,7	41	15,8	84
8	1403,9	835,4	42	13,9	78,6
9	1494,5	1083,2	43	11,8	69,1
10	1509,6	1191,8	44	10,0	62,8
11	1494,5	1242,7	45	7,5	58,3
12	1403,9	1312,1	46	6,5	52,1
13	1298,3	1322	47	5,0	48,3
14	1177,5	1282,8	48	3,8	45,9
15	1026,5	1204,3	49	2,1	42,1
16	845,4	1135,5	50	0,8	38
17	694,4	1110,8	51	0	30,1
18	588,7	1000,5	52	0	26,4
19	498,2	869,1	53	0	21,8
20	422,7	735,9	54	0	15,9
21	377,5	624,9	55	0	11,7
22	312,5	536	56	0	8,7
23	274,8	507,3	57	0	6,4
24	221,9	461,4	58	0	4,8
25	196,2	439,9	59	0	3,5
26	161,5	387,6	60	0	2,6
27	143,4	353,9	61	0	2,0
28	116,2	311,8	62	0	1,5
29	103,5	279,4	63	0	1,1
30	83,0	219,8	64	0	1,0
31	74,2	208,6	65	0	0,5
32	60,4	189,6	66	0	0,0
33	54,0	172,5	67	0	0,0

L'hydrogramme de crue de bassin versant du barrage de M'Djedel ainsi l'hydrogramme de crue laminée par le lac du même barrage sont illustrées sur la figure ci-dessus.

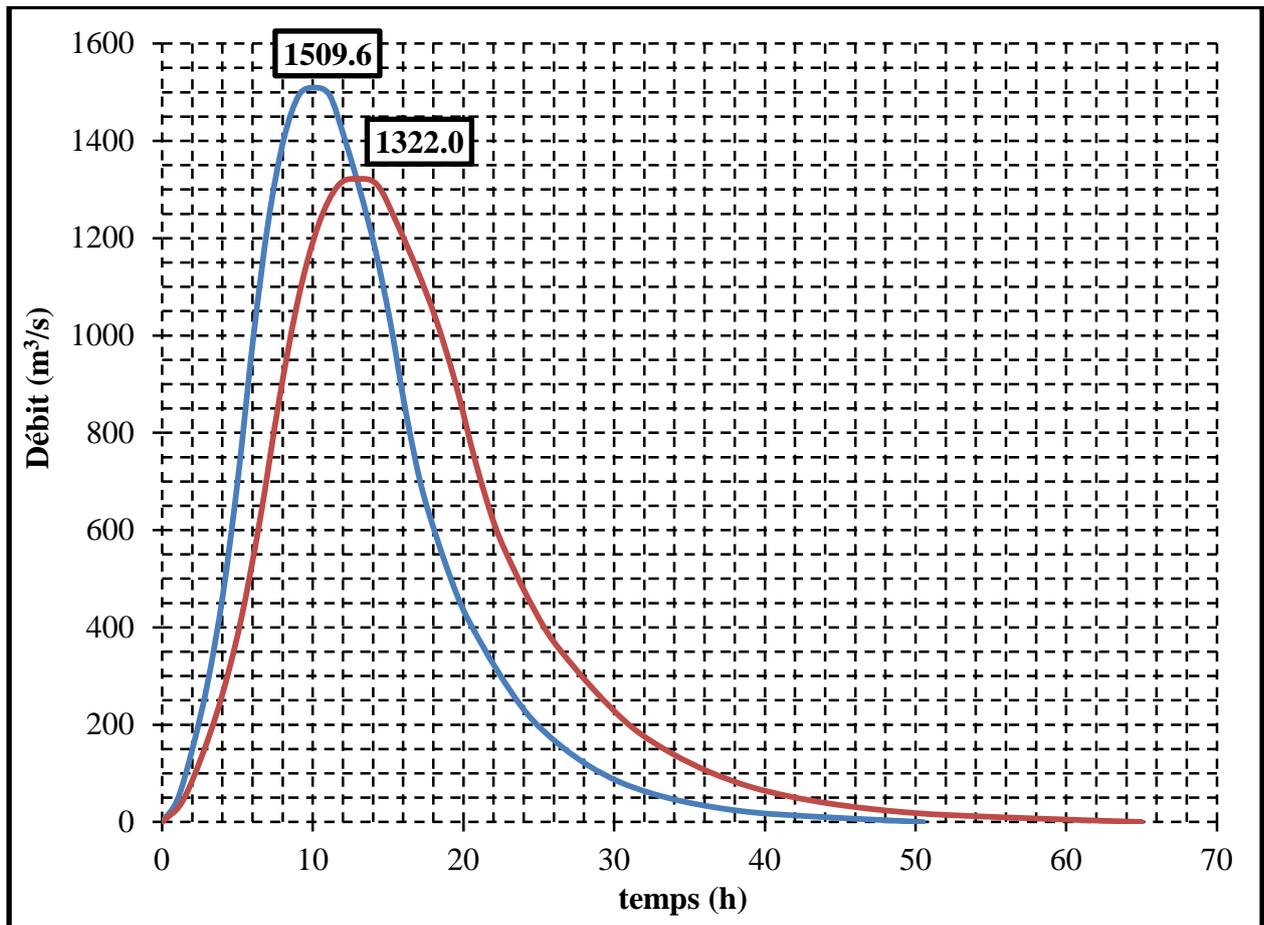


Figure (III.10) : Hydrogramme de la crue de projet et hydrogramme de la crue laminé.

## CONCLUSION

L'étude effectuée dans ce chapitre nous a permis de constater que :

- Le niveau du volume mort (NVM) est fixé à la cote 895,5 m.NGA ;
- La capacité utile de stockage du barrage ( $V_u$ ) est de l'ordre de,  $V_u = 11\,439\,963\text{ m}^3$  ;
- le niveau normal de la retenue (NNR) est fixé à la cote 904 m.NGA, qui correspond également niveau de la crête du déversoir ;
- La capacité de stockage de la retenue (VNNR) est estimé à environ  $18\,111\,088\text{ m}^3$  ;
- La largeur du déversoir ( $b_d$ ) est de l'ordre de,  $b_d = 90\text{ m}$  ;
- le débit de pointe de la crue laminée ( $q$ ) est estimé à une valeur de  $1322\text{ m}^3/\text{s}$ , qui donne un coefficient de réduction de débit,  $K_Q = 1,142$  ;
- la hauteur de la nappe déversée est,  $H_d = 3,6\text{ m}$ , qui donne un niveau des plus hautes eaux NPHE = 907,6 m.NGA et un volume forcé,  $V_f = 8,28\text{ Mm}^3$ .

**Chapitre IV :**  
**Etude des variantes**

## INTRODUCTION

Comme il est mentionné dans la synthèse de l'étude géologique et géotechnique, la longueur importante entre les deux rives et les formations calcaires et marneuses, présentent des caractéristiques mécaniques et morphologiques médiocres, qui engendreraient des déformations différentielles inacceptables dans le cas d'un ouvrage rigide (voute, contrefort, BCR...). Dans cette étude, l'hypothèse de la mise en place d'une digue souple (en enrochement ou en remblai) paraît plus favorable, d'où la sélection précise dépend essentiellement de la sécurité de l'ouvrage, le coût économique de réalisation et disponibilité des matériaux de construction.

### IV.1 Variantes envisageables

Les variantes de la digue envisagées pour le barrage de M'Djedel sont :

- **Variante A** : digue en terre homogène ;
- **Variante B** : digue en remblai zonée à noyau argileux ;
- **Variante C** : digue en enrochements à masque amont en béton armé.

### IV.2 Profil général de la digue

La détermination du profil général de la digue ainsi que leurs dimensions de base dépendent, d'une part, des conditions géomorphologiques et sismiques de l'axe de barrage, et d'autre part, climatiques, le volume d'eau à approvisionner dans la retenue et les crues prévisionnelles laminées.

#### IV.2.1 Niveau de la crête de la digue

La détermination du niveau de la crête est conditionnée par l'influence des efforts sismiques sur la digue [14].

##### IV.2.1.1 Niveau de la crête de la digue sans tenir compte des efforts sismiques

Le niveau de la crête de la digue est estimé par la formule suivante :

$$C_{cr} = NPHE + R + a \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

NPHE : Niveau des plus hautes eaux, [NPHE = 907,6 m.NGA] ;

R : Revanche (m) ;

a : Hauteur libre de sécurité, [ a = 0,6 m].

#### A) Estimation de la revanche

La revanche du barrage est estimée par la formule suivante [15] :

$$R = 0,75.H_v + \frac{V_v^2}{2.g} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur, [g = 9,81 m/s<sup>2</sup>] ;

V<sub>v</sub> : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

H<sub>v</sub> : Hauteur des vagues (m).

#### B) Hauteur de la vague

La hauteur de montée des vagues est estimée par la formule de Stevenson suivante [15] :

$$H_v = 0,76 + 0,032 \cdot \sqrt{V_{vg} \cdot F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

$V_{vg}$  : Vitesse du vent, [ $V_{vg} = 5,4$  m/s];

F: Fetch, [ $F = 2,5$  km].

La hauteur des vagues dans le plan d'eau de barrage de M'Djedel est de l'ordre de :

$$H_v = 0,96 \text{ m}$$

La vitesse de propagation des vagues peut être évaluée approximativement par la formule de Gaillard [15] comme suit :

$$V_v = 1,5 + 0,66 \cdot \sqrt{H_v} \dots\dots\dots (IV.4)$$

$H_v$  : Hauteur des vagues (m).

La vitesse de propagation des vagues dans le plan d'eau de barrage de M'djedel est de l'ordre de :

$$V_v = 2,15 \text{ m/s}$$

Donc, la revanche est de l'ordre de :

$$R = 0,95 \text{ m}$$

Donc, la côte de la digue sans tenir compte des efforts sismiques est de l'ordre de :

$$C_{cr} = 909 \text{ m.NGA}$$

#### IV.2.1.2 Niveau de la crête en tenant compte des efforts sismiques

Le niveau de la crête de la digue est estimé par la formule suivante :

$$C_{cr} = NNR + R_s + a \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

NNR : Niveau normal de la retenue, [NNR = 904 m.NGA] ;

$R_s$  : Hauteur de montée de la vague en tenant compte des efforts sismique (m) ;

$a$  : Hauteur libre de sécurité, [ $a = 0,6$  m].

#### A) Estimation de la hauteur de montée de la vague

La hauteur de montée de la vague est estimée par la formule suivante [14] :

$$R_s = h_1 + h_2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

$h_1$  : Hauteur due aux tassements, [ $h_1 = 5\% \cdot H_{bs}$ ]. Avec :

$H_{bs}$  : hauteur de la digue sans tenir compte des efforts sismiques, [ $H_{bs} = 47$  m]

Alors, la hauteur due aux tassements est de l'ordre de :

$$h_1 = 2,35 \text{ m}$$

$h_2$  : Hauteur de la vague, est estimée par la formule suivante [14] :

$$h_2 = 0,75 \cdot (k_s \cdot H_{NNR}^2)^{(1/3)} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

$H_{NNR}$  : hauteur de la digue au niveau normal de la retenu, [ $H_{NNR} = 42$  m].

$k_s$  : Coefficient qui tient compte des effort sismique. Il est estimé par la formule suivante :

$$k_s = \frac{\alpha}{g} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec :

$\alpha$  : Accélération horizontale produite par le séisme, [ $\alpha = 0,387$  m<sup>2</sup>/s] ;

$g$  : Accélération de la pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ].

$$k_s = 0,039$$

Donc, la hauteur de la vague est de l'ordre de :

$$h_2 = 3,07 \text{ m}$$

La hauteur de montée de la vague en tenant compte des efforts sismiques, est de l'ordre de :

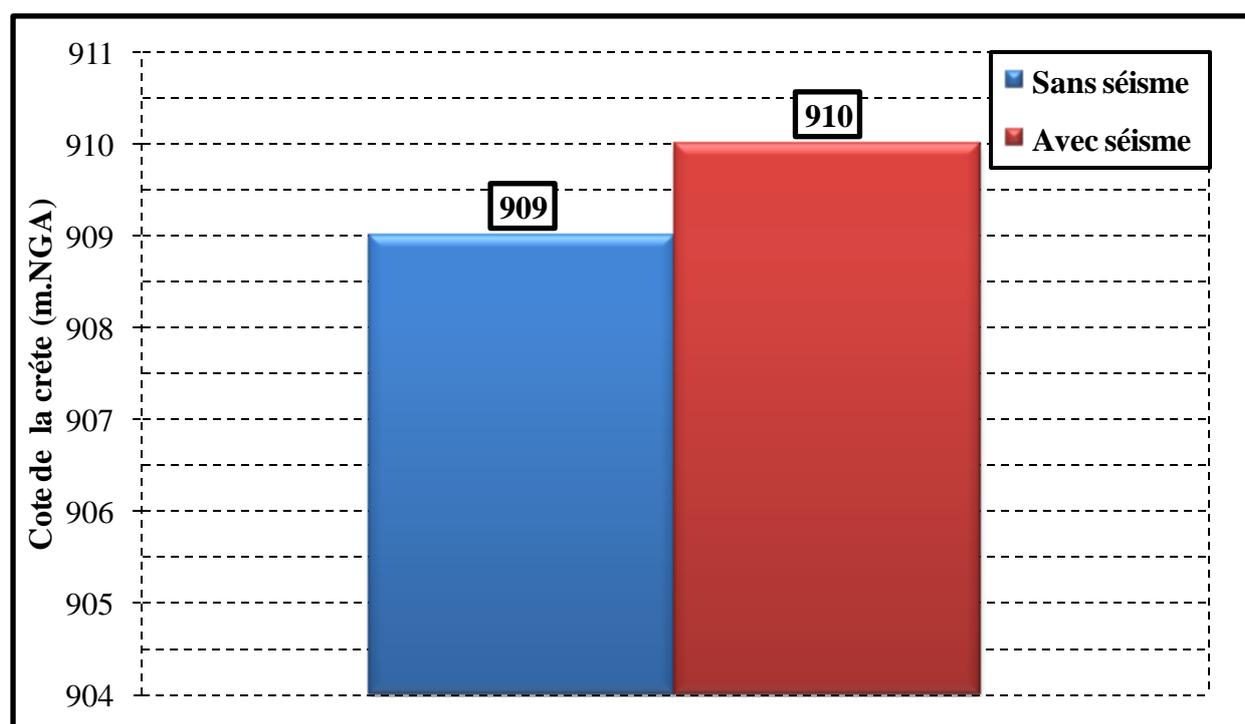
$$R_s = 5,42 \text{ m}$$

Donc, la cote de la digue en tenant compte des efforts sismiques est de l'ordre de :

$$C_{cr} = 910 \text{ m.NGA}$$

On opte pour une cote de crête la plus sécuritaire, le cas d'un séisme, qui est de l'ordre de :

$$C_{cr} = 910 \text{ m.NGA.}$$



*Figure (IV.1) : Côte de la crête de la digue.*

#### IV.2.2 Longueur moyenne en crête

La longueur moyenne en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui est d'ordre de:

$$L = 750 \text{ m}$$

#### IV.2.3 Risbermes des parements amont et aval

Dans la présente étude, pour les trois (03) variantes envisagées, une implantation des risbermes au niveau du parement s'avère primordiale pour faciliter l'exploitation et l'entretien de la digue.

Dans le cas du parement aval, la risberme au niveau du talus sert à l'évacuation des eaux de ruissellement et la facilité de l'accès en cas d'entretien de la digue. Nous proposons deux risbermes, l'une est de largeur de 5 m fixée à la cote 904 m.NGA et la deuxième est de largeur de 5 m fixée à la cote 895,5 m.NGA.

D'autre part, cas du parement amont, la risberme est projetée au niveau du talus, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité du talus. Nous proposons aussi deux risbermes, la première est de largeur de 5 m est fixée à la côte 904 m.NGA et la deuxième est de largeur de 5 m fixée a la côte 895,5 m.NGA.

A noter que la variante C “ digue en enrochements à masque amont en béton armé” est dépourvue des risbermes seulement au niveau du talus amont en raison d'existence de masque amont en béton.

### IV.3 Pré-dimensionnement de la variante A

Le profil général de la digue en terre homogène ainsi sa conception est présentée dans la planche 01.

#### IV.3.1 Côte de la fondation

La préparation d'un terrain d'assis de Tout-venant d'un épaisseur moyen de deux m (02), est recommandée pour les digues en terre homogène. Alors la fondation de la variante digue en terre homogène est fixée à la côte 860 m.NGA.

#### IV.3.2 Hauteur totale de la digue en terre homogène

La hauteur de la digue en terre homogène est calculée par l'équation suivante :

$$H_{bA} = C_{cr} - C_f \dots\dots\dots(IV.9)$$

Avec :

$C_{cr}$  : Côte de la crête, [ $C_{cr} = 910$  m.NGA] ;

$C_f$  : Côte de la fondation du barrage [ $C_f = 860$  m.NGA].

La hauteur totale de la digue en terre homogène est de l'ordre de :

$$H_{bA} = 50 \text{ m}$$

#### IV.3.3 Largeur en crête

L'estimation de la largeur en crête de la digue est faite par la formule d'Anonyme (simplifiée) [15] comme suit :

$$B_{cr} = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H_{bA}} - 3 \dots\dots\dots(IV.10)$$

Avec :

$H_{bA}$  : Hauteur totale du barrage, [ $H_{bA} = 48$  m]

La largeur en crête de la digue en terre homogène est de l'ordre de :

$$B_{cr} = 10 \text{ m}$$

#### IV.3.4 Fruits des talus

Les pentes des talus recommandées pour les digues en terre, sont représentées dans l'annexe (19) [16]. Pour le cas de notre étude, les fruits des talus amont et aval de la digue de barrage de M'djedel sont respectivement de l'ordre de :

- Parement amont :  $m_1 = 3$  ;
- Parement aval :  $m_2 = 2,5$ .

#### IV.3.5 Largeur en base de la digue

La largeur en base de la digue en terre homogène est calculée par la formule suivante :

$$B_{bA} = (m_1 + m_2) \cdot H_{c \rightarrow n} + B_{cr} + 20 \dots\dots\dots(IV.11)$$

$B_{cr}$  : Largeur en crête de la digue, [ $B_{cr} = 10$  m] ;

$m_1$  : Fruit du parement amont, [ $m_1 = 3$ ] ;

$m_2$  : Fruit du parement amont, [ $m_2 = 2,5$ ] ;

$H_{c \pm t_n}$  : Hauteur de la digue à partir de terrain naturel, [ $H_{c \pm t_n} = 48$  m].

La largeur en base de la digue est de l'ordre de :

$$B_{bA} = 294 \text{ m}$$

**IV.3.6 Revêtements des parements**

Les enrochements provenant de la carrière offrent de bon matériau pour la protection des talus amont et aval à cause de leurs bonnes qualités physico-mécanique.

**IV.3.6.1 Parement aval**

On doit concevoir un revêtement en enrochement appareillé pour éviter le maximum possible d'érosion des matériaux de recharge, qui peut se produire lors de ruissèlement des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation de la pierre appareillée avec une épaisseur moyenne comprise entre 0,20 m et 0,30 m est très commune [17].

**IV.3.6.2 Parement amont**

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'au terrain naturel, est obligatoire pour la protection des filtres et des matériaux de recharge vis-à-vis les effets des vagues. Pour la détermination de l'épaisseur de la couche de l'enrochement, nous nous reportons aux recommandations du Comité Internationale des Grands Barrages, qui se résume dans l'annexe (20) [18]. Puisque, dans notre étude, l'épaisseur de la couche de l'enrochement de protection du parement amont est de l'ordre de :

$$E_p = 0,45 \text{ m}$$

**IV.3.7 Etude des infiltrations**

L'étude des infiltrations va nous permettre de déterminer la ligne de saturation dans la digue et le débit de fuite, qui sont utiles dans le dimensionnement des drains et des filtres. La digue est considérée isotrope du point de vue hydraulique.

**IV.3.7.1 Largeur de tapis drainant**

L'estimation de la largeur de tapis drainant est faite comme suivant [19] :

$$l_D = \frac{1}{3} \cdot B_{bA} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

$B_{bA}$  : Largeur en base de la digue en terre homogène, [ $B_{bA} = 294$  m].

La largeur de tapis drainant est de l'ordre de :

$$l_D = 98 \text{ m}$$

**IV.3.7.2 Ligne de saturation**

En général, les digues en terre sont munies d'un drain aval qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur de la digue. Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation se présente sous la forme suivante [15] :

$$y^2 - 2 \cdot x \cdot y_0 - y_0^2 = 0 \dots \dots \dots (IV.13)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec :

$d$  : Largeur en base du noyau diminuée de  $0,7 \cdot b$ , (m) ;

$b$  : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau, [ $b = 147$  m] ;

$h$  : Charge hydraulique de la retenue, [ $h = 45,6$  m].

### A) Calcul de la largeur $d$

La largeur  $d$  est estimée par la formule suivante :

$$d = B_{bA} - l_D - 0,7 \cdot b \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec :

$B_{bA}$  : Largeur en base de la digue en terre, [ $B_{bA} = 294$  m] ;

$l_d$  : Largeur de tapis drainant, [ $l_d = 98$  m] ;

La largeur  $d$  est de l'ordre de :

$$d = 93,8 \text{ m}$$

Alors,  $y_0$  est de l'ordre de :

$$y_0 = 10,5 \text{ m AAA}$$

### B) Ligne de saturation

L'équation de la ligne de saturation de la digue en terre homogène se présente sous la forme suivante :

$$y^2 - 21 \cdot x - 110,25 = 0 \dots \dots \dots (IV.16)$$

La courbe de saturation de la digue en terre homogène est illustrée dans la planche (01) ainsi ses coordonnées sont représentées dans l'annexe (21).

#### IV.3.7.3 Débit de fuite unitaire

Le débit de fuite sera estimé par la formule de Darcy comme suit [17] :

$$q_n = K_R \cdot y_0 \dots \dots \dots (IV.17)$$

Avec :

$K_R$  : Coefficient de perméabilité de matériau de recharge, [ $K_R = 2,8 \cdot 10^{-5}$  m/s].

Le débit de fuite unitaire dans la digue en terre homogène est de l'ordre de :

$$q_n = 2,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$$

#### IV.3.7.4 Calcul de l'épaisseur de tapis drainant

L'épaisseur de tapis drainant est calculée par la formule suivante [14] :

$$E_D = \sqrt{\frac{2 \cdot q_n \cdot l_D}{K_D}} \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

$q_n$  : Débit de fuite dans la digue, [ $q_n = 2,94 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s] ;

$l_D$  : Largeur de tapis drainant, [ $l_D = 98$  m] ;

$K_{AD}$  : Coefficient de perméabilité de matériau constituant le drain, [ $K_{AD} = 5 \cdot 10^{-2}$  m/s].

L'épaisseur de tapis drainant est de l'ordre de :

$$E_D = 1,15 \text{ m}$$

### IV.3.8 Filtre

Le filtre aura une couche de gros sable d'une épaisseur de l'ordre de 0,15 m et une autre couche de gravier d'une épaisseur de l'ordre de 0,30 m, [17].

### IV.3.9 Drain

Le drain a une largeur de l'ordre de 98 m, et son épaisseur de l'ordre de 1,15 m [17].

### IV.3.10 Coût estimatif de la digue en terre homogène

Le détail de calcul du coût de la digue en terre homogène est présenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (IV.1) : Coût détaillé de la digue en terre homogène.**

Unités	Quantités (m <sup>3</sup> )	Coût unitaire (2008)	Coût (DA)
Rip Rap	51 975	1 500 DA/m <sup>3</sup>	77 962 500
Protection du parement aval	29 250	1 500 DA/m <sup>3</sup>	43 875 000
Matériaux de recharge	6 700 350	700 DA/m <sup>3</sup>	4 690 245 000
Tout-venant	441 000	700 DA/m <sup>3</sup>	308 700 000
Filtre/ Drain	69 150	2 000 DA/m <sup>3</sup>	138 300 000
Injection/Drainage (5%)	-	-	259 445 800
Divers non métrés 10%	-	-	544 836 180
Total (hors aléas)	5 993 197 980 DA		
Total (avec aléas de 25%)	7 491 497 475 DA		

## IV.4 Pré-dimensionnement de la variante B

Le profil général de la digue en remblai zonée à noyau argileux ainsi sa conception détaillée est présentée dans la planche 02.

### IV.4.1 Côte de la fondation

Selon la lithologie du site barrage de M'Djedel, le toit du substratum rocheux se trouve à une profondeur moyenne de trois mètres (03) sous le terrain naturel. Le niveau de la fondation de la digue du barrage de M'Djedel est fixé à la côte 859 m.NGA.

### IV.4.2 Hauteur totale de la digue

La hauteur totale de la digue en remblai zonée à noyau argileux est calculée par l'équation (IV.9) :

Avec :

$C_{cr}$  : Côte de la crête, [ $C_{cr} = 910$  m.NGA] ;

$C_f$  : Côte de la fondation du barrage [ $C_f = 859$  m.NGA].

Donc, la hauteur totale de la digue de M'Djedel est de l'ordre de :

$$H_{bb} = 51 \text{ m}$$

### IV.4.3 Largeur en crête

L'estimation de la largeur en crête de la digue en remblai zonée à noyau argileux est calculée par l'équation (IV.10). La largeur en crête de la digue est de l'ordre de :

$$B_{cr} = 10 \text{ m}$$

#### IV.4.4 Fruits des talus

Les pentes des talus recommandées pour les digues en remblai zonée à noyau argileux, sont représentées dans l'annexe (19).

Pour le cas de notre étude, les fruits des talus amont et aval de la digue de barrage de M'Djedel sont respectivement de l'ordre de :

- Parement amont  $m_1 = 3$  ;
- Parement aval  $m_2 = 2,5$ .

#### IV.4.5 Largeur en base de la digue

La largeur en base de la digue en remblai zonée à noyau argileux est calculée par l'équation (IV.11). La largeur de la digue :

$$B_{bb} = 294 \text{ m}$$

#### IV.4.6 Revêtements des talus

Les enrochements provenant de la carrière offrent de bon matériau pour la protection des talus amont et aval à cause de leurs bonnes qualités physico-mécaniques.

##### IV.4.6.1 Parement aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter le maximum possible l'érosion de matériaux de recharge qui peut se produire lors de ruissèlement des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation de la pierre appareillée et libre avec une épaisseur moyenne comprise entre 0,20 m et 0,30 m est très commune [17].

##### IV.4.6.2 Parement amont

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'au terrain naturel, il est indispensable pour la protection des filtres et les matériaux de recharge vis-à-vis les effets des vagues. Pour la détermination de l'épaisseur de la couche de l'enrochement, nous nous reportons aux recommandations du Comité Internationale des Grands Barrages [18], qui se résume dans l'annexe (20) :

L'épaisseur de l'enrochement de protection amont est de l'ordre de :

$$E_p = 0,45 \text{ m}$$

#### IV.4.7 Noyau argileux

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

##### IV.4.7.1 Côte de la crête du noyau argileux

La côte de la crête du noyau est calculée à l'aide de la formule suivante [17] :

$$C_{cn} = C_{cr} - 1 \dots \dots \dots (IV.19)$$

Avec :

$C_{cr}$  : Côte de la crête de la digue, [ $C_{cr} = 910 \text{ m.NGA}$ ] ;

La côte de la crête du noyau est de l'ordre de :

$$C_{cn} = 909 \text{ m.NGA}$$

##### IV.4.7.2 Côte de la fondation du noyau argileux

La structure du noyau nécessite une fondation rocheuse compacte. Selon la lithologie du site barrage de M'Djedel, le toit du substratum rocheux se trouve à une profondeur moyenne de

trois mètres (03) sous le terrain naturel. Le niveau de la fondation de la digue du barrage de M'Djedel est fixé à la côte 859 m.NGA.

#### IV.4.7.3 Hauteur de noyau argileux

La Hauteur du noyau argileux est calculée par la formule suivante [17] :

$$H_n = C_{cn} - C_f \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec :

$C_{cn}$ : Côte de la crête du noyau, [ $C_{cn} = 909$  m.NGA] ;

$C_f$ : Côte de la fondation du noyau, [ $C_f = 859$  m.NGA].

La hauteur totale du noyau est de l'ordre de :

$$H_n = 50 \text{ m}$$

#### IV.4.7.4 Largeur en crête

La largeur en crête du noyau est déterminée par la formule suivante [17] :

$$b_{ncr} = \frac{1}{2} B_{cr} \dots \dots \dots (IV.21)$$

Avec :

$B_{cr}$ : Largeur en crête de la digue, [ $B_{cr} = 10$  m].

La largeur en crête du noyau est de l'ordre de :

$$b_{ncr} = 5 \text{ m}$$

#### IV.4.7.5 Fruits des parements du noyau argileux

Les fruits du parement amont et aval du noyau argileux recommandés pour le cas notre étude sont, de l'ordre de [20] :

- Parement amont :  $m_{n1} = 0,5$  ;
- Parement aval :  $m_{n2} = 0,5$ .

#### IV.4.7.6 Largeur en base du noyau argileux

La largeur en base du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$B_{bn} = 2.m_{n1}.H_n + b_{ncr} \dots \dots \dots (IV.22)$$

Avec :

$m_{n1}$ : Fruit du talus de noyau, [ $m_{n1} = 0,5$ ] ;

$H_n$ : Hauteur du noyau (m), [ $H_n = 50$  m] ;

$b_{ncr}$ : Largeur en crête du noyau, [ $b_{ncr} = 5$  m].

La largeur en base du noyau est de l'ordre de :

$$B_{bn} = 55 \text{ m}$$

#### IV.4.7.7 Largeur du noyau au terrain naturel

La largeur du noyau a au terrain naturel est déterminée par la formule suivante :

$$\delta_m = 2.m_{n1}.H_{nTN} + b_{ncr} \dots \dots \dots (IV.23)$$

Avec :

$m_{n1}$ : Fruit du talus de noyau, [ $m_1 = 0,5$ ] ;

$H_{nTN}$ : Hauteur du noyau à partir de terrain naturel (m), [ $H_{nTN} = 47$  m] ;

$b_{ncr}$ : Largeur en crête du noyau, [ $b_{ncr} = 5$  m].

La largeur du noyau au terrain naturel est de l'ordre de :

$$\delta_m = 52 \text{ m}$$

#### IV.4.8 Etude des infiltrations

L'étude des infiltrations va nous permettre de déterminer la ligne de saturation dans la digue, le débit de fuite, qui est utile dans le dimensionnement des drains et des filtres. La digue est considérée isotrope du point de vue hydraulique.

##### III.4.8.1 Ligne de saturation

L'équation de la ligne de saturation est déterminée à l'aide des équations (IV.13) et (IV.14).

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de  $0,7.b$  (m) ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau, [b = 22,8 m];

h : Charge hydraulique de la retenue, [h = 45,6 m].

##### A) Calcul de la largeur d

La largeur d est estimée comme suit [15] :

$$d = \delta_m - 0,7.b \dots \dots \dots (IV.24)$$

Avec :

$\delta_m$  : Largeur du noyau au terrain naturel, [ $\delta_m = 52$  m].

La largeur d est de l'ordre de :

$$d = 36 \text{ m}$$

##### B) Calcul de la valeur de $y_0$

Appliquant la formule (IV.14), nous aurons une valeur de  $y_0$  de l'ordre de :

$$y_0 = 22 \text{ m}$$

##### C) Traçage de la ligne de saturation

L'équation de la ligne de saturation de la digue en remblai à noyau argileux se présente sous la forme suivante :

$$y^2 - 44.x - 484 = 0 \dots \dots \dots (IV.25)$$

La courbe de saturation de la digue en remblai à noyau argileux est illustrée dans la planche (01) et ces coordonnées sont représentées dans l'annexe (22).

##### IV.4.8.2 Débit de fuite unitaire

Le débit de fuite unitaire est estimé par la formule de Darcy comme suit [21] :

$$q_n = K_R \cdot \frac{h^2 - y_0^2}{2.\delta'} \dots \dots \dots (IV.26)$$

Avec :

$K_R$  : Coefficient de perméabilité de matériau de recharge, [ $K_R = 2,8.10^{-5}$  m/s] ;

h : Charge hydraulique dans la retenue, [h = 45,6 m] ;

$y_0$  : Charge hydraulique à l'aval de noyau, [ $y_0 = 22$  m] ;

$\delta'$  : Epaisseur fictif du noyau (m).

L'épaisseur fictive du noyau est estimée par la formule suivante :

$$\delta' = \delta_m \cdot \frac{K_R}{K_n} \dots \dots \dots (IV.27)$$

Avec :

$\delta_m$  : Largeur du noyau au terrain naturelle, [ $\delta_m = 52$  m] ;

$K_R$  : Coefficient de perméabilité de matériau de recharge, [ $K_R = 2,8 \cdot 10^{-5}$  m/s] ;

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau, [ $K_n = 3 \cdot 10^{-9}$  m/s].

L'épaisseur fictive du noyau est de l'ordre de :

$$\delta' = 4,85 \cdot 10^5 \text{ m}$$

Le débit de fuite unitaire de fuite dans la digue en terre est de l'ordre de :

$$q_n = 4,6 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

#### IV.4.9 Drain

Pour permettre l'évacuation des eaux infiltrées à travers le noyau et la recharge aval, on conçoit un drain, qui vas de la crête du noyau jusqu'au pied aval de la digue en remblai zonée à noyau argileux. L'épaisseur de tapis drainant sera estimée par la formule (IV.18). Avec :

$q_n$  : Débit de fuite dans la digue, [ $q_n = 4,6 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s] ;

$l_D$  : Largeur de tapis drainant, [ $l_D = 194$  m] ;

$K_{BD}$  : Coefficient de perméabilité de matériau constituant le drain, [ $K_{BD} = 10^{-3}$  m/s].

L'épaisseur de tapis drainant est de l'ordre de :

$$E_D = 0,14 \text{ m}$$

#### IV.4.10 Filtres

Afin de protéger la digue en remblai zonée à noyau argileux contre l'érosion interne et la ségrégation de la recharge et du noyau, un filtre sera conçu sur plusieurs faciès de la manière suivante [17] :

- **Sur le parement aval du noyau** : le filtre sera composé d'une couche de gravier d'une épaisseur de l'ordre de 1 m et une couche de gros sable d'une épaisseur de l'ordre de 1 m ;
- **Sur le parement amont du noyau** : le filtre sera composé d'une couche de gravier d'une épaisseur de l'ordre de 1 m et une couche de gros sable d'une épaisseur de l'ordre de 1 m ;
- **A l'aval de pied du noyau** : le filtre sera composé d'une couche de gravier d'une épaisseur de l'ordre de 0,3 m et une couche de gros sable d'une épaisseur de l'ordre de 0,15 m sur les faciès du drain ;
- **A l'amont de pied du noyau** : le filtre sera composé d'une couche de gravier d'une épaisseur de l'ordre de 1 m et une couche de gros sable d'une épaisseur de l'ordre de 1 m.

#### IV.4.11 Coût estimatif de la digue en remblai zonée à noyau argileux

Le détail de calcul du coût de la digue en terre homogène est présenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (IV.2) : Coût détaillé la de digue en remblai zoné à noyau argileux.**

Unités	Quantités (m <sup>3</sup> )	Coût unitaire	Coût (DA)
Rip Rap	51 975	1 500 DA/m <sup>3</sup>	77 962 500
Protection du parement aval	29 250	1 500 DA/m <sup>3</sup>	43 875 000
Tout-venant	363 000	700 DA/m <sup>3</sup>	254 100 000
Matériaux de recharge	5 245 605	700 DA/m <sup>3</sup>	3 671 923 500
Noyau argileux	1 125 000	800 DA/m <sup>3</sup>	900 000 000
Filtre	429 750	2 000 DA/m <sup>3</sup>	859 500 000
Drain	20 370	2 000 DA/m <sup>3</sup>	40 740 000
Injection/Drainage (5%)	-	-	292 405 025
Divers non métrés 10%	-	-	614 050 552
Total (hors aléas)	6 754 556 078		
Total (avec aléas de 25%)	8 443 195 100		

## IV.5 Pré-dimensionnement de la variante C

La conception de la digue en enrochements à masque amont en béton armé est présentée dans la planche 03.

### IV.5.1 Côte de la fondation

La préparation d'un terrain d'assis de Tout-venant d'une épaisseur moyenne de deux mètres (02), est recommandée pour les digues en enrochements à masque amont, en plus, la liaison étanche entre le masque et la fondation rocheuse est réalisée au moyen d'une plinthe, alors la fondation de ladite variante est fixée à la côte 859 m.NGA.

### IV.5.2 Hauteur totale de la digue à masque amont en béton armé

La hauteur totale de la digue est calculée par l'équation (IV.9). Avec :

$C_{cr}$  : Côte de la crête, [ $C_{cr} = 910$  m.NGA] ;

$C_f$  : Côte de la fondation du barrage [ $C_f = 859$  m.NGA].

Donc, la hauteur totale de la digue de M'djedel est:

$$H_{bc} = 51 \text{ m}$$

### IV.5.3 Largeur en crête

L'estimation de la largeur en crête de la digue est calculée par l'équation (IV.10). La largeur en crête de la digue est de l'ordre de :

$$B_{cr} = 10 \text{ m}$$

### IV.5.4 Fruits des talus

Pour le cas de notre étude, les fruits des talus amont et aval sont respectivement de l'ordre de [15] :

- Parement amont  $m_1 = 1,6$  ;
- Parement aval  $m_2 = 1,4$ .

### IV.5.5 Largeur en base de la digue

La largeur en base de la digue en terre homogène est calculée par la formule suivante:

$$B_{bA} = (m_1 + m_2).H_{c \rightarrow t_n} + B_{cr} + 20 \dots \dots \dots (IV.28)$$

Avec :

$B_{cr}$  : Largeur en crête de la digue, [ $B_{cr} = 10$  m] ;

$m_1$  : Fruit du parement amont, [ $m_1 = 1,6$ ] ;

$m_2$  : Fruit du parement aval, [ $m_2 = 1,4$ ] ;

$H_{c \rightarrow t_n}$  : Hauteur de la digue à partir de terrain naturel, [ $H_{c \rightarrow t_n} = 48$  m].

La largeur en base de la digue est de l'ordre de :

$$B_{bC} = 164 \text{ m}$$

#### IV.5.6 Revêtements des parements

Les enrochements provenant de la carrière offrent de bon matériau pour la protection de talus aval à cause de leurs bonnes qualités physico-mécaniques. On doit concevoir un revêtement pour éviter le maximum possible d'érosion de matériaux de recharge qui peut se produire lors de ruissèlement des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation de la pierre appareillée et libre avec une épaisseur moyenne comprise entre 0,20 m et 0,30 m est très commune [17].

#### IV.5.7 Masque amont en béton armé

Afin d'empêcher l'intrusion des eaux de la retenue dans le corps du barrage, un masque étanche en béton armé est implanté tout au long du talus amont.

##### IV.5.7.1 Epaisseur du masque

L'épaisseur du masque en béton peut être estimée par la formule suivante [19] :

$$E_{pC} = 0,3 + 0,0067 \cdot H_{bC} \dots \dots \dots (IV.29)$$

Avec :

$H_{bC}$  : Hauteur de la digue, [ $H_{bC} = 51$  m].

L'épaisseur du masque en béton armé est de l'ordre de :

$$E_{pC} = 0,64 \text{ m}$$

##### IV.5.7.2 Bétons

Généralement, des bétons dont le  $D_{max}$  des granulats est de l'ordre de 38 mm, sont utilisés. Les résistances de 28 jours atteignant de 20 à 24 MPa. L'emploi d'un entraîneur d'air permet de renforcer leur imperméabilité et durabilité [19].

#### IV.5.8 Plinthe

La liaison étanche entre le masque et la fondation rocheuse est réalisée au moyen d'une plinthe qui est un socle continu en béton. Les caractéristiques géométriques de la plinthe sont comme suivantes [18] :

##### IV.5.8.1 Largeur de la plinthe

La largeur de la plinthe est calculée par la formule suivante [19]:

$$I_{pl} = (0,4 \div 0,5) \cdot (NPHE - C_{TN}) \dots \dots \dots (IV.30)$$

Avec :

NPHE : Niveau des plus hautes eaux, [NPHE = 907,6 m.NGA] ;

$C_{TN}$  : Cote de terrain naturel, [ $C_{TN} = 862$  m.NGA]

La largeur de la plinthe est de l'ordre de :

$$I_{pl} = 22,65 \text{ m}$$

### IV.5.8.2 Epaisseur de la plinthe

Généralement une épaisseur de l'ordre de 0,5 m est suffisante [19].

### IV.5.8.3 Longueur de la plinthe

La longueur du plinthe est,  $L_p = 750$  m. Une armature est prévue pour répartir les températures et limiter les fissures dues à d'éventuelles tractions, [19].

### IV.5.9 Les matériaux de recharge

Les matériaux de recharge (enrochements), seront placés dans trois zones [19] :

- **Zone 01** : Elle est essentiellement destinée à résister à la poussée du masque avant le remplissage de la retenue. Elle est subdivisée en deux parties : 1A et 1B.
- **Zone 02** : C'est une zone de transition, sert de support au masque amont. Elle est subdivisée en deux parties : la première partie 2A, est une couche de drain d'une épaisseur de l'ordre de 0,3 m, la deuxième partie 2B est une couche de matériau semi-perméable d'une épaisseur de l'ordre de 4 à 5 m, située derrière le masque afin de couper tout écoulement en cas de percolation.
- **Zone 03** Elle est subdivisée en quatre parties suivantes :
  - **Partie 3A** : enrochement concassé de petite taille.
  - **Partie 3B** : enrochement extrait de la carrière.
  - **Partie 3C** : enrochement extrait de la carrière.
  - **Partie 3D** : enrochement déversé.

Les caractéristiques principales des différentes zones du barrage en enrochement à masque en béton armé sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

*Tableau (IV.3) : Caractéristiques principales des différentes zones du barrage en enrochement à masque en béton armé.*

Désignation des zones	Descriptions des matériaux	Hauteur de couches (cm)	Mode de mis en place et de compactage
1A	Tout-venant déversé	-	Camionnage et déversement
1B	Matériau semi- perméable déversé	-	-
2A	Drain fin traité de 3,8 cm	-	-
2B	Matériau rocheux concassé entre 7,5 et 10 cm	30 ÷ 50	4 à 6 passes d'un rouleau vibrant de 10 t
3A	Enrochement concassé de petite taille	40 ÷ 50	4 à 6 passes d'un rouleau vibrant de 10 t
3B	Enrochement extrait de la carrière	80 ÷ 100	4 à 6 passes d'un rouleau vibrant de 10 à 12 t
3C	Enrochement extrait de la carrière	150 ÷ 200	-
3D	Enrochement déversé	-	-

#### IV.5.10 Coût estimatif de la digue en enrochement à masque amont

Le détail de calcul du coût de la digue est présenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (III.4) : Coût détaillé de la digue en enrochement à masque amont en béton armé.**

Unités		Quantités m <sup>3</sup>	Coût unitaire	Coût (DA)
Tout-venant		546 000	700 DA/m <sup>3</sup>	382 200 000
Protection du parement aval		19 125	1 500 DA/m <sup>3</sup>	28 687 500
Enrochements (carrière)		3 222 586	1 500 DA/m <sup>3</sup>	4 833 897 000
Enrochements (fouilles)		199 998	600 DA/m <sup>3</sup>	119 998 800
Béton masque amont		43 680	20 000 DA/m <sup>3</sup>	873 600 000
Ferrailage masque amont		175 t	200 000 DA/t	35 000 000
Plinthe	Béton	10 980	20 000 DA/m <sup>3</sup>	219 600 000
	Armature	44 t	200 000 DA/t	8 800 000
Filtre		1 800	2 000 DA/m <sup>3</sup>	3 600 000
Drain		64 616	2 000 DA/m <sup>3</sup>	129 232 000
Injection/Drainage (5%)		-	-	331 730 765
Divers non métrés (10%)		-	-	696 634 606
Total (hors aléas)		7 662 980 672		
Total (avec aléas de 25%)		9 578 725 840		

## CONCLUSION

A l'issue de cette étude, on a pu récapituler les points essentiels suivant :

- Suite aux valeurs de hauteur de propagation des vagues, les efforts sismiques et le coefficient de tassement, la cote de crête maximale de la digue est fixé à 910 m.NGA ;
- Conditionné par la morphologie du site, la longueur moyenne de la digue est de 750 m entre les deux rives ;
- La mise en place de quatre risbermes sur les deux talus, deux pour chaque côté, afin d'augmenter la stabilité de la digue. La cote de niveau volume mort (895,5 m.NGA) et celle de niveau normal de la retenue (904 m.NGA) sont prises comme cote de référence pour l'implantation des risbermes ;
- La variante la plus optimale entre le coût économique et la disponibilité des matériaux se trouve dans la variante B.

**Chapitre V :**  
**Etude de la conception**  
**détaillé de la digue**

## INTRODUCTION

La variante retenue pour la digue du barrage de M'Djedel est une digue en remblai à noyau argileux. L'étude effectuée dans ce chapitre vas s'articulé sur la conception et le dimensionnement des différentes parties majeurs de la digue du barrage de M'Djedel.

### V.1 Caractéristiques de la digue

Les caractéristiques de la digue zonée sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (V.1) : Caractéristiques de la digue du barrage de M'Djedel.**

Désignations		Valeurs	Unités
Digue en remblai zonée			
Côte de la crête		910	m.NGA
Longueur en crête		750	m
Largeur en crête		10	m
Côte de terrain naturel		862	m.NGA
Fruits des talus	Amont / Aval	3 / 2,5	-
Risbermes amont	Côte risberme sup	904	m.NGA
	Largeur	5	m
	Côte risberme inf	895,5	m.NGA
	Largeur	5	
Risbermes aval	Côte risberme sup	904	m.NGA
	Largeur	5	m
	Côte risberme inf	895,5	m.NGA
	Largeur	5	m
Rip-rap	Epaisseur de l'encrochement	0,45	m
Protection du parement aval	Epaisseur de l'encrochement	0,30	m
Largeur en base		294	m
Tapis drainant	Epaisseur	0,14	m
	Largeur	194	m
Filtre	Sur le parement amont du noyau	02	m
	Sur le parement aval du noyau	02	m
	Amont de pied du noyau	02	m
	Aval de pied du noyau	02	m
Noyau argileux			
Côte de la crête		909	m.NGA
Largeur en crête		5	m
Largeur en base		55	m
Côte de la fondation		859	m
Largeur au terrain naturel		52	m
Fruit du Parement	Amont / Aval	0,5 / 0,5	-



## V.2 Conception du filtre/ drain

La digue, avec ses multiples organes, sont soumis à des contraintes hydromécanique qui peuvent nuire son fonctionnement à long terme, d'où la mise en place des filtres et/ou des drains dans les parties les plus sensibles de la digue est imposée, et qui favorisent la longévité du barrage.

### V.2.1 Conception de la zone (1)

La zone (1) correspond au talus amont de la digue, qui sera dotée d'un filtre géotextile. Sur une longueur totale de 162 mètres.

#### V.2.1.1 Filtre géotextile

Pour une fonction de filtration/séparation, il faut tenir compte des exigences suivantes (norme EN 13253 intitulée « Géotextiles et produits associés : caractéristiques requises en vue d'une utilisation des ouvrages de lutte contre l'érosion ») [21] :

##### A) Diamètre de l'ouverture de filtre

Le sol à protéger sur la partie amont vient de la zone d'emprunt d'alluvion grossière aval. Le diamètre des ouvertures de filtre géotextile, mesuré selon la norme [EN ISO 12956] :

$$D_{\min} \leq O_{90,w} \leq D_I \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

$D_{\min}$  : Valeur minimal du diamètre de l'ouverture du géotextile. GIROUD et Al (1998), estiment que  $D_{\min}$  est de l'ordre de 50  $\mu\text{m}$  ;

$D_I$  : diamètre indicatif des particules de sol à filtrer, correspondant à la dimension du squelette granulaire du sol à stabiliser, la norme NF G38061 définit  $D_I$ , par l'équation (V.1).

##### - Diamètre indicatif

Le diamètre indicatif est défini par la norme [NF G38061], comme suivant :

$$D_I = C \cdot D_{85b} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

$D_{85b}$  : Diamètre des particules correspondant au tamisat cumulé de 85 % de la masse des particules, [ $D_{85b} = 28 \text{ mm}$ ].

C : Coefficient qui est le produit de quatre facteurs  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $C_4$

##### - Coefficient C

Le coefficient C est déterminé par la formule suivante [22] :

$$C = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

$C_1$  : Coefficient tient compte de l'influence de la forme de la courbe granulométrique, [ $C_1 = 1$ ] ;

$C_2$  : Coefficient qui tient compte de l'influence de la compacité du sol à filtrer, [ $C_2 = 1,25$ ] ;

$C_3$  : Coefficient qui tient compte de l'influence du gradient hydraulique dans le sol à filtrer au voisinage du géotextile, [ $C_3 = 0,6$ ] ;

$C_4$  : Coefficient qui tient compte du rôle du géosynthétique, [ $C_4 = 1$ ].

Le coefficient C est de l'ordre de :

$$C = 0,75$$

Le diamètre indicatif est de l'ordre de :

$$D_I = 21 \text{ mm}$$

Le diamètre des ouvertures de filtre géotextile doit être :

$$50 \mu\text{m} \leq O_{90,w} \leq 21 \text{ mm}$$

**B) Perméabilité**

La perméabilité de géotextile est déterminée par la formule de LAFLEUR et Al [21], comme suit :

$$K_g \geq 20.K_b \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

$K_b$  : la perméabilité du sol à protéger, [ $K_b = 2,8.10^{-5}$  m/s] ;

La perméabilité de géotextile est de l'ordre de :

$$K_g = 5,6.10^{-4} \text{ m/s}$$

Il est essentiel de tenir compte du fait que la valeur de la perméabilité du filtre est réduite sur le long terme, et de déterminer cette valeur. La propriété caractéristique associé, est l'indice de vitesse  $V_{150}$ , pour une perte de charge 50 mm, [NF EN ISO 11058] :

$$V_{150} \geq K_b.i_s.10^2 \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :

$K_b$  : la perméabilité du sol à protéger, [ $K_b = 2,8.10^{-5}$  m/s] ;

$i_s$  : Gradient hydraulique de l'écoulement dans le sol au voisinage du géosynthétique, [ $i_s = 1$ ].

$$V_{150} \geq 2,8.10^{-3} \text{ m/s}$$

**C) Epaisseur de géotextile**

L'épaisseur de filtre géotextile est déterminée par la formule suivante [21] :

$$E_g \geq \frac{5.K_b}{V_{150}} \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec :

$V_{150}$  : Indice de vitesse pour une perte de charge 50 mm, [ $V_{150} = 2,8.10^{-3}$  m/s] ;

$K_b$  : la perméabilité du sol à protéger, [ $K_b = 2,8.10^{-5}$  m/s].

L'épaisseur du filtre géotextile doit être :

$$E_g \geq 0,05 \text{ m}$$

Alors l'épaisseur du géotextile est de l'ordre de 5cm. La figure (V.3), illustre la conception de géotextile.

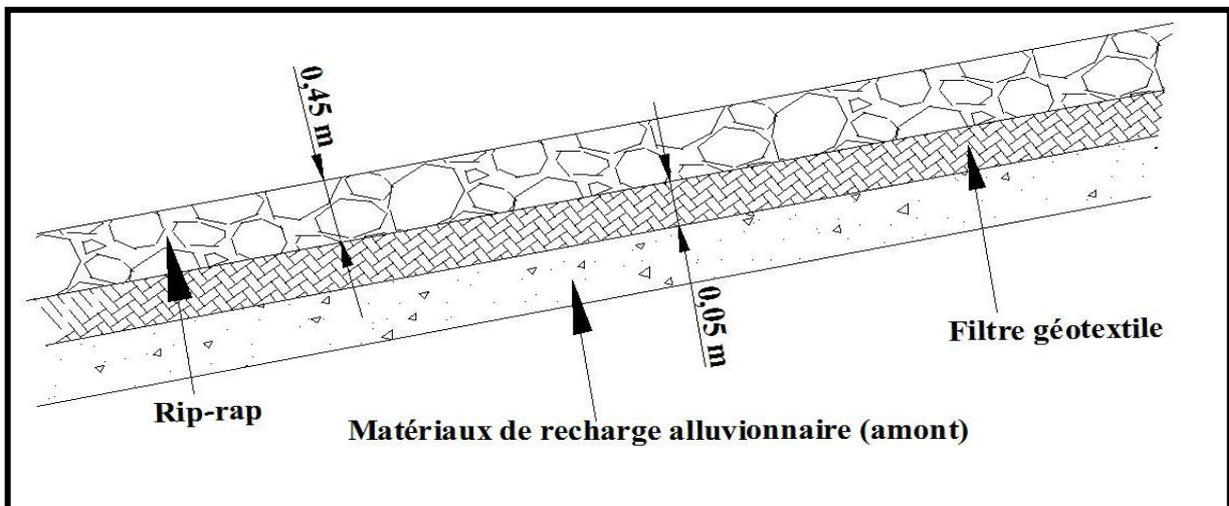


Figure (V.3) : Détail de de la zone (1). Extrait du plan.

### V.2.2 Conception de la zone (2)

Afin d'empêcher la migration des particules fines, la formation des pressions interstitielles et la ségrégation de la recharge, la pose d'un filtre granulaire s'avère nécessaire.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par Bertram (Université de Harvard), basés sur les conditions de Terzhaghi, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard (1984) [16].

#### V.2.2.1 Protection de la zone de recharge alluvionnaire aval

##### - Lutte contre l'érosion interne

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation,

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{85} = 28$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \leq 140 \text{ mm}$$

##### - Lutte contre la formation des pressions interstitielles critiques

La condition vis-à-vis la perméabilité du filtre est calculée comme suit [16] :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5 \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{15} = 0.3$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \geq 1,5 \text{ mm}$$

##### - Lutte contre la ségrégation

La condition vis-à-vis la ségrégation de la recharge dépend de la valeur du coefficient d'uniformité [16] :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \dots \dots \dots (V.9)$$

$d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{60} = 18$  mm].

$d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{10} = 0,15$  mm].

Le coefficient d'uniformité du sol à protéger est de l'ordre de :

$$C_u = 120$$

### V.2.2.2 Protection de la zone de recharge alluvionnaire amont

#### - Lutte contre l'érosion interne

Cette condition est vérifiée lorsque la condition de la formule (V.7) est vérifiée, Avec :  
 $D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;  
 $d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{85} = 28$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \leq 140 \text{ mm}$$

#### - Lutte contre la formation des pressions interstitielles critiques

Cette condition est vérifiée lorsque la condition de la formule (V.8) est vérifiée, Avec :  
 $D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;  
 $d_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{15} = 0,25$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \geq 1,25 \text{ mm}$$

#### - Lutte contre la ségrégation

Cette condition est vérifiée lorsque la condition de la formule (V.9) est vérifiée, Avec :  
 $d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{60} = 9$  mm].

$d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{10} = 0,10$  mm].

Le coefficient d'uniformité du sol à protéger est de l'ordre de :

$$C_u = 90$$

La couche filtrante destinée à protéger la recharge amont doit satisfaire la condition suivante :

$$1,5 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 140 \text{ mm}$$

D'après le résultat obtenu on constate que :

- Le filtre destiné à protéger la recharge aval est composé de trois couches filtrantes.
- La première couche est composée de cailloux qui doit vérifier un  $D_{15} \leq 140$  mm, dont l'épaisseur est de l'ordre de 0,3 m;
- La deuxième couche est composée de gravier, dont l'épaisseur est de l'ordre de 0,3 m ;
- La troisième couche est composée de gros sable, qui doit vérifier un  $D_{15} \geq 1,5$  mm, dont l'épaisseur est de l'ordre de 0,15 m, (cette couche est destinée à protéger le tout-venant au-dessous de drain).

Les trois couches filtrantes doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$1 \leq C_{co} = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \leq 3$$

$$2 \leq C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 10$$

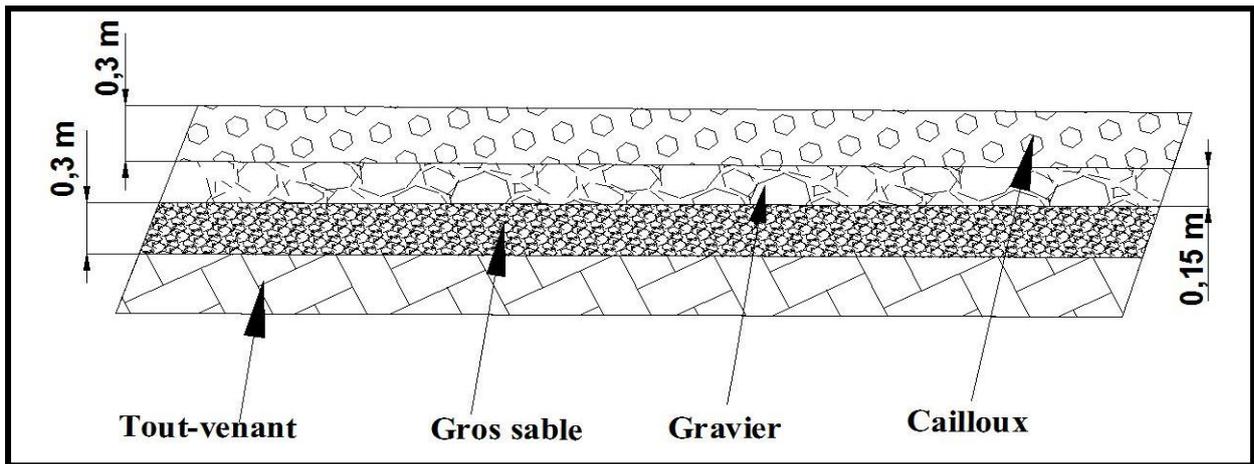


Figure (V.4) : Détail de de la zone (2). Extrait du plan.

### V.2.3 Conception de la zone (3)

Afin d'empêcher la migration des particules fines, la formation des pressions interstitielles et la ségrégation autour du parement amont du noyau, la pose d'un filtre granulaire s'avère nécessaire. (zone d'emprunt argile C)

#### - Lutte contre l'érosion interne

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.7), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{85} = 21$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \leq 105 \text{ mm}$$

#### - Lutte contre la formation des pressions interstitielles critiques

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.8), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{15} = 0,1$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \geq 0,05 \text{ mm}$$

#### - Lutte contre la ségrégation

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.9), Avec :

$d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{60} = 0,7$  mm] ;

$d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{10} = 0,005$  mm].

Le coefficient d'uniformité du sol à protéger est de l'ordre de :

$$C_u = 140$$

D'après les résultats obtenues, on constate que :

- Le matériau argileux de la zone d'emprunt C présente un grand risque de ségrégation ;

- puisque  $0,05 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 105 \text{ mm}$ , on constate que la granulométrie s'étale sur trois couche filtrante.
  - La première couche est composé de sable fins, qui doit vérifier un  $D_{15} \geq 0,05 \text{ mm}$ , dont l'épaisseur est de l'ordre de 1 m ;
  - La deuxième couche est composé de gros sable, dont l'épaisseur est de l'ordre de 1 m ;
  - La troisième couche est composée de gravier, dont l'épaisseur est de l'ordre de 1 m.
- Les trois couches filtrantes doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$1 \leq C_{co} = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \leq 3$$

$$2 \leq C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 10$$

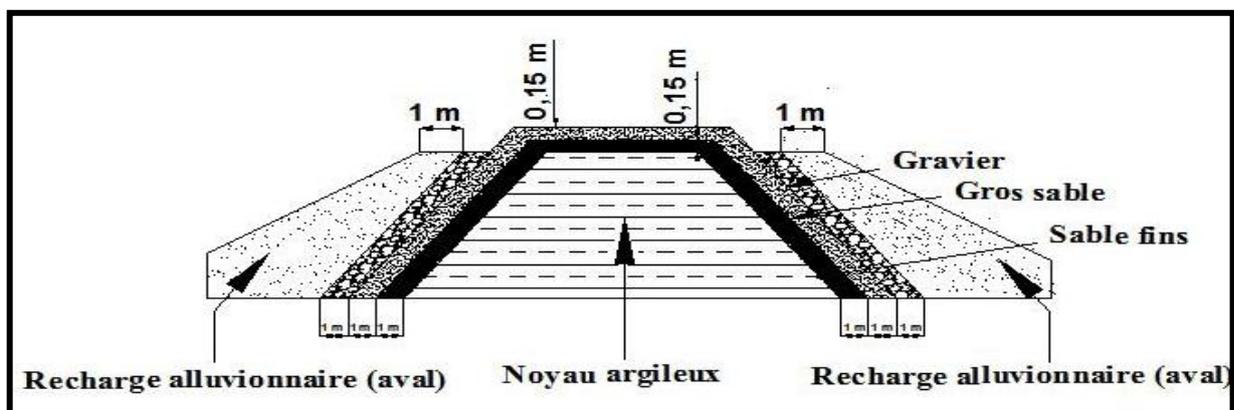


Figure (V.5) : Détail de de la zone (3 et 4 et 5). Extrait du plan.

#### V.2.4 Conception de la zone (4)

Afin de protéger la crête du noyau argileux contre les infiltrations qui proviennent de la crête de la digue, il est recommandé de poser un filtre constitué d'une première couche de sable fins d'épaisseur 0,15 m, et une deuxième couche de gros sable d'épaisseur de 0,15 m. Ces deux couches sont illustrées dans la figure (V.5).

#### V.2.5 Conception de la zone (5)

Afin d'empêcher la migration des particules fines, la formation des pressions interstitielles et la ségrégation autour du parement aval du noyau et d'assurer un drainage des eaux infiltrée, la pose d'un filtre/drain granulaires s'avère nécessaire. (Zone d'emprunt argile C)

##### V.2.5.1 Couche filtrante

Les caractéristiques de la couche filtrante de la zone (5) sont identiques à celles de la zone (3).

##### V.2.5.2 Couche drainante

Puisque l'épaisseur nécessaire pour assurer un bon drainage des eaux infiltrées a travers le noyau est de l'ordre de 0,14 m et la troisième couche filtrante de la zone (5) est un gravier d'épaisseur de l'ordre de 1 m alors cette couche de gravier va assurer les deux fonctions filtration/drainage.

Les détails des différentes couches de la zone (5) sont illustrés dans la figure (V.5).

### V.2.6 Conception de la zone (6)

Afin d'empêcher la migration des particules fines, la formation des pressions interstitielles et la ségrégation de la recharge et la continuité de drainage des eaux infiltrée, la pose d'un filtre/drain granulaires s'avère nécessaire. (Zone d'emprunt alluvionnaire amont)

#### V.2.6.1 Protection de la zone de recharge alluvionnaire aval

##### A) Couche filtrante

###### - Lutte contre l'érosion interne

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.7), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{85} = 28$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \leq 140 \text{ mm}$$

###### - Lutte contre la formation des pressions interstitielles critiques

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.8), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{15} = 0,3$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \geq 1,5 \text{ mm}$$

###### - Lutte contre la ségrégation

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.9), Avec :

$d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{60} = 18$  mm].

$d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{10} = 0,15$  mm].

Le coefficient d'uniformité du sol à protéger est de l'ordre de :

$$C_u = 120$$

#### V.2.6.2 Protection de la zone de recharge argileuse zone (B)

##### B) Couche filtrante

###### - Lutte contre l'érosion interne

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.7), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{85} = 1,3$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \leq 6,5 \text{ mm}$$

###### - Lutte contre la formation des pressions interstitielles critiques

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.8), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{15} = 0.0025$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \geq 0,0125 \text{ mm}$$

- **Lutte contre la ségrégation**

Cette condition est vérifiée a l'aide de l'équation (V.9), Avec :

$d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol a protéger, [ $d_{60} = 0,08$  mm].

$d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{10} = 0,002$  mm].

Le coefficient d'uniformité du sol a protéger est de l'ordre de :

$$C_u = 40$$

La couche filtrante destinée à protéger la recharge avale est doit satisfaire la condition suivante :

$$1,5 \leq D_{15} \leq 6,5$$

D'après le résultat obtenu on constate que :

- Le filtre destiné à protéger la recharge aval est composé de trois couches filtrantes.
- La première couche est composé de gros sable, qui doit vérifier un  $D_{15} \geq 1,5$  mm, dont l'épaisseur est de l'ordre de 0,15 m ;
- La deuxième couche est composé de gravier qui doit vérifier un  $D_{15} \leq 6,5$  mm, dont l'épaisseur est de l'ordre de 0,3 m ;
- La troisième couche est composé de gros sable, qui doit vérifier un  $D_{15} \geq 1,5$  mm, dont l'épaisseur est de l'ordre de 0,15 m, (cette couche est destinée à protéger le tout-venant au-dessous de drain).

**C) Couche drainante**

Puisque l'épaisseur nécessaire pour assurer un bon drainage des eaux infiltrées a travers le noyau est de l'ordre de 0,14 m et la deuxième couche filtrante de la zone (6) est un gravier d'épaisseur de l'ordre de 0,3 m alors cette couche de gravier va assurer les deux fonctions filtration/drainage.

Les différentes couches de la zone (6) sont illustrées dans la figure suivante :

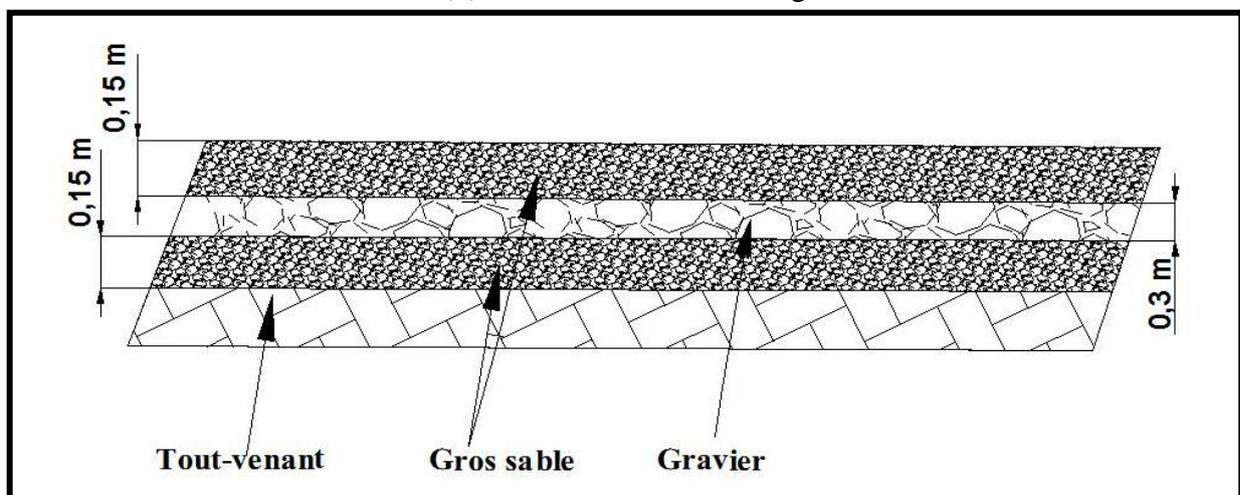


Figure (V.6) : Détail de de la zone (6). Extrait du plan.

### V.2.7 Conception de la zone (7)

La zone (7) qui correspond au talus aval de la digue, qui sera dotée d'un filtre granulaire. Sur une longueur totale de 110 mètres.

#### V.2.7.1 Couche filtrante

##### - Lutte contre l'érosion interne

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.7), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{85}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 85 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{85} = 1,3$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \leq 6,5 \text{ mm}$$

##### - Lutte contre la formation des pressions interstitielles critiques

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.8), Avec :

$D_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre;

$d_{15}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{15} = 0,0025$  mm].

Le diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 15 % de la masse du filtre est de l'ordre de :

$$D_{15} \geq 0,0125 \text{ mm}$$

##### - Lutte contre la ségrégation

Cette condition est vérifiée à l'aide de l'équation (V.9), Avec :

$d_{60}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 60 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{60} = 0,08$  mm].

$d_{10}$  : Diamètre des particules correspondant à un tamisa cumulé de 10 % de la masse du sol à protéger, [ $d_{10} = 0,002$  mm].

Le coefficient d'uniformité du sol à protéger est de l'ordre de :

$$C_u = 40$$

D'après les résultats obtenues, on constate que :

- Le matériau argileux de la zone d'emprunt C présente un grand risque de ségrégation ;
- puisque  $0,0125 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 6,5 \text{ mm}$ , on constate que la granulométrie s'étale sur trois couche filtrante.
- La première couche est composé de sable fins, dont l'épaisseur est de l'ordre de 1 m ;
- La deuxième couche est composé de gros sable, dont l'épaisseur est de l'ordre de 1 m ;
- La troisième couche est composée de gravier qui doit vérifier un  $D_{15} \leq 6,5$ , dont l'épaisseur est de l'ordre de 1 m.

Les trois couches filtrantes doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$1 \leq C_{co} = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \leq 3$$

$$2 \leq C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 10$$

Les différentes couches de la zone (7) sont illustrées dans la figure suivante :

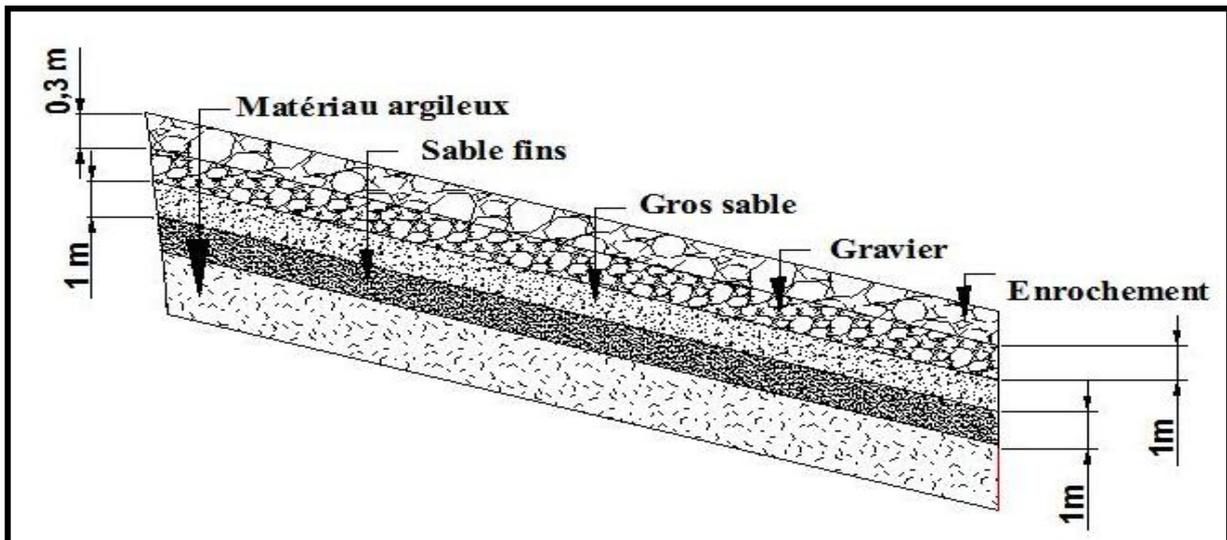


Figure (V.7) : Détail de de la zone (7). Extrait du plan.

### V.3 Conception de la crête de la digue

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés et étanche. Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir un revêtement en enrochement lié par un mastic bitumineux d'une épaisseur de 0,3 m. L'objectif est de circonscrire tous risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont et aval uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers les parements comme le montre la figure suivante.

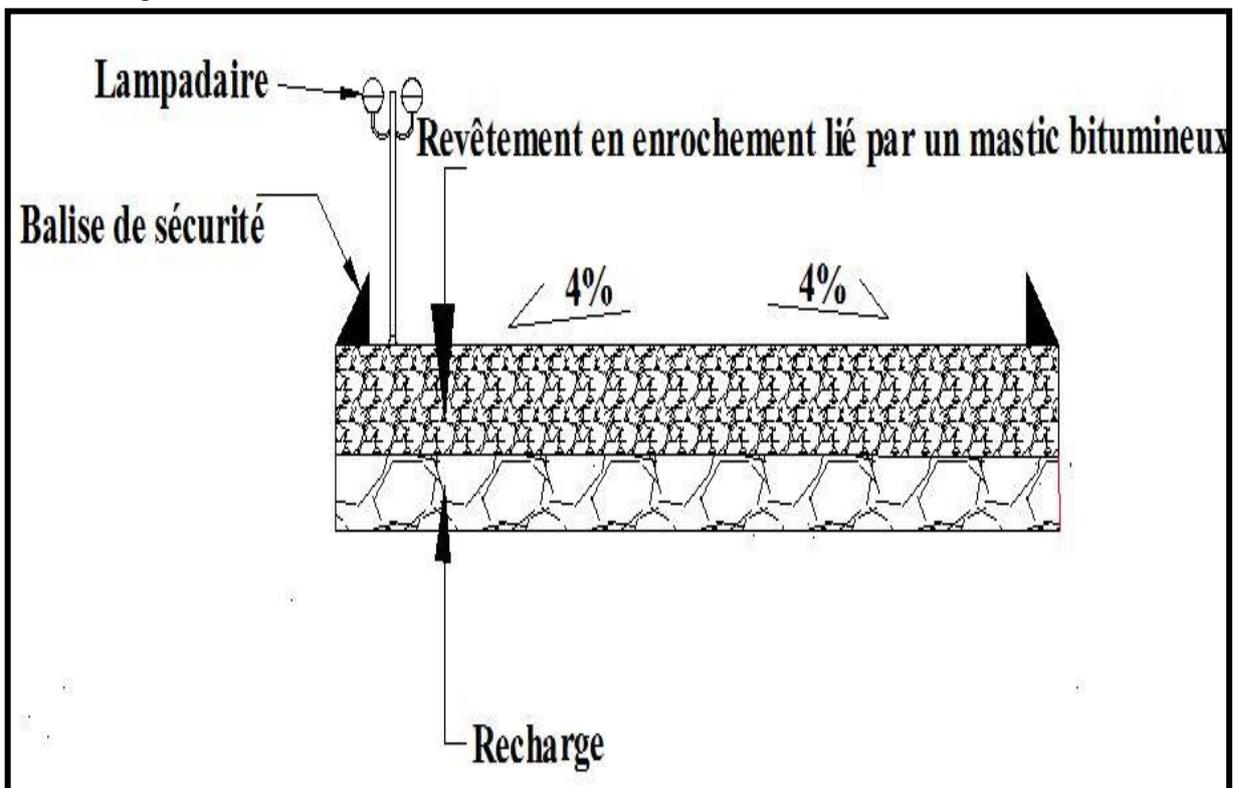


Figure (V.8) : Détail de la crête.

### V.3.1 Caractéristique du mastic bitumineux

Le mastic bitumineux est un mélange de granulométrie continue de sable (66,5%), de matériaux fins (16,5%) et du bitume (17%). La mise en place de se liant bitumineux se fait par déversement à une température de 100 à 190 °C [21].

### V.3.2 Caractéristique de l'enrochement

Les enrochements de protection de la crête seront obtenus à partir de la carrière, située à l'aval immédiat de barrage. Ces enrochements choisis doivent satisfaire un critère primordial qui est la bonne pénétration du liant dans les espaces vides entre les enrochements. Ce critère est conditionné par le facteur suivant [21] :

$$D_{10} \geq (3 \div 5) \cdot D_{\max} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

$D_{10}$  : Diamètre des enrochements correspondant à un passant cumulé de 10 % de la masse des particules ;

$D_{\max}$  : Diamètre maximal des granulats présents dans le liant, [ $D_{\max} = 2 \text{ mm}$ ].

Le diamètre des particules correspondant à un passant cumulé de 10 % de la masse des particules, doit être comme suivant :

$$D_{10} > 0,01 \text{ m}$$

## V.4 Conception du talus amont de la digue

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à sa base au terrain naturel, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre.

### V.4.1 Conception de Rip-rap

#### V.4.1.1 Epaisseur et diamètre minimale du Rip-rap

L'épaisseur de l'enrochement se calcule par la formule suivante [17]:

**Tableau (V.2) :** Epaisseur de l'enrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur de la vague (m)	Epaisseur de la couche (m)	$D_{50}$ minimal (m)
0,00 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
<b>0,60 ÷ 1,20</b>	<b>0,45</b>	<b>0,30</b>
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

Puisque la hauteur de montée de la vague  $H_v = 0,96 \text{ m}$ , donc l'épaisseur de l'enrochement est de l'ordre de :

$$e = 0,45 \text{ m}$$

Le diamètre minimal qui correspond à 50% du Rip-rap est de l'ordre de :

$$D_{50} = 0,30 \text{ m}$$

#### V.4.1.2 Poids unitaire de l'enrochement

Le poids unitaire de l'enrochement amont se calcule par formule [17] :

$$P \geq 0,52.e^2.G_s \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

P : Poids unitaire de l'enrochement amont (t) ;

$G_s$  : Poids spécifique de l'enrochement de carrière, [ $G_s = 2,65 \text{ t/m}^3$ ].

Le poids unitaire est de l'ordre de :

$$P \geq 0,28 \text{ t}$$

#### V.4.2 Zones de transition

Les transitions sont des zones de passage entre les différentes parties de revêtements, au niveau du pied de l'ouvrage, au niveau d'une risberme ou d'une crête. La transition est souvent le point faible d'une construction, au niveau duquel se produit le début du dommage infligé au revêtement.

##### V.4.2.1 Transition entre le Rip-rap et la crête

Afin d'assurer une meilleur jonction entre la crête et la protection du talus amont, une injection de mastic bitumineux sur une largeur de 1 m dans le Rip-rap est fortement recommandée.

La figure suivante présente un extrait du plan de la zone de transition entre le Rip-rap et la crête :

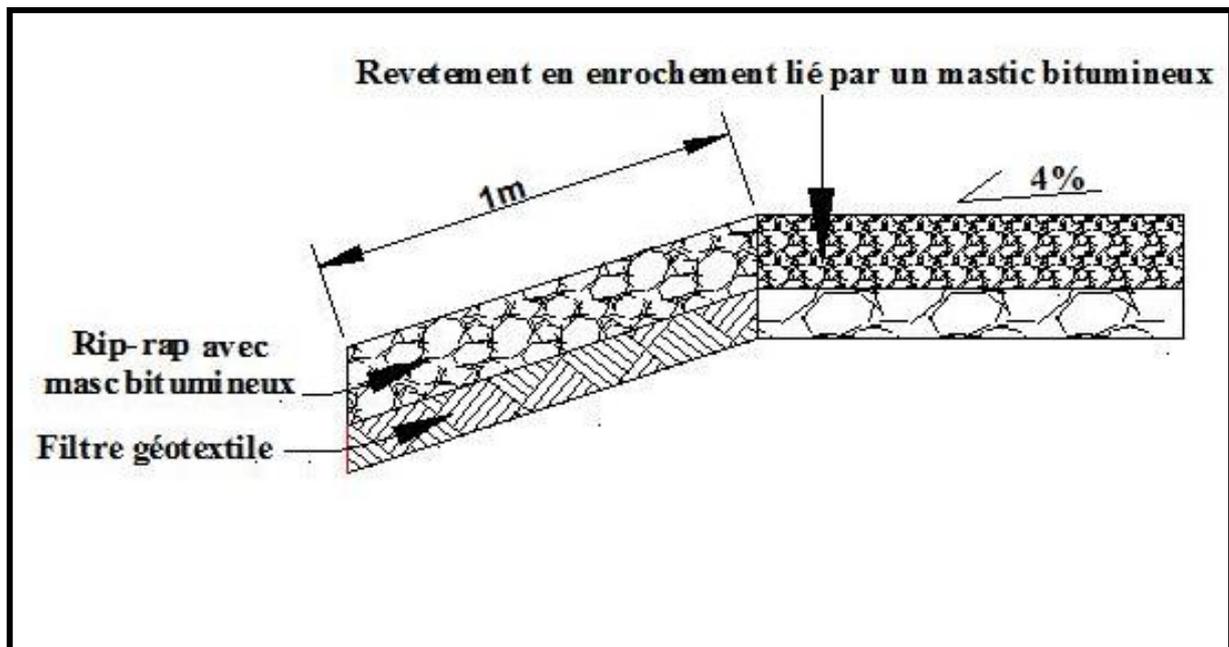


Figure (V.9) : Transition entre le Rip-rap et la crête- Extrait de plan.

##### V.4.2.2 Transition entre le Rip-rap et les risbermes

La transition entre le Rip-rap et les deux risbermes (sur les côtes 895,5 m. NGA et 904,0 m. NGA) doivent être renforcées par une épaisseur accrue de la couche de Rip-rap au niveau de la transition. L'épaisseur de la couche de Rip-rap au niveau de la transition est estimée au double par rapport à la couche de Rip-rap placé sur le parement amont. Donc l'épaisseur de Rip-rap est de l'ordre de [21] :

$$E_t = 0,9 \text{ m}$$

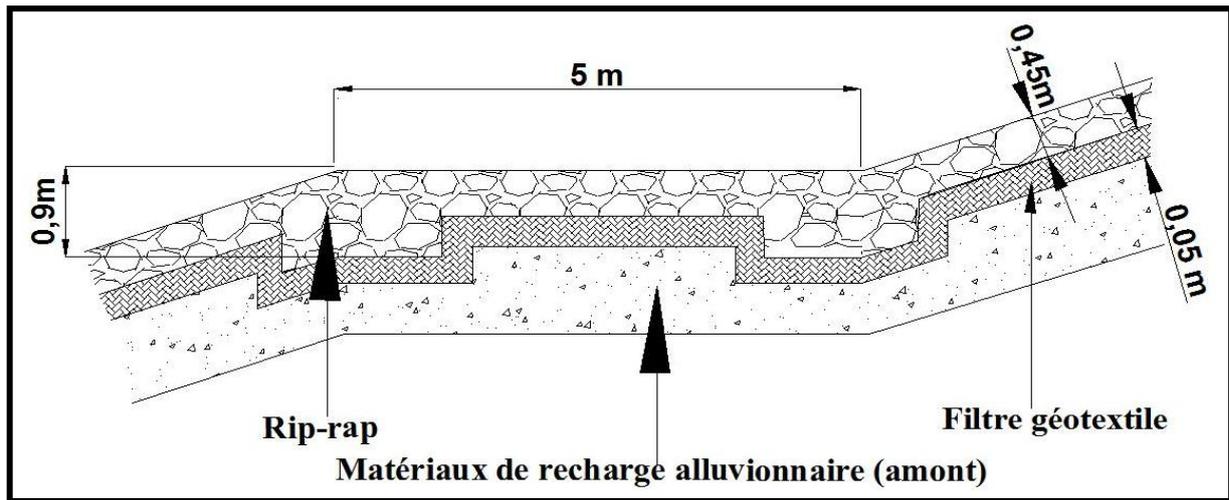


Figure (V.10) : Transition entre le Rip-rap et les risbermes amont- Extrait du plan.

## V.5 Conception de talus aval de la digue

### V.5.1 Conception de l'enrochement aval

On doit concevoir un revêtement pour éviter le possible d'érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, Dans le cas de cette étude (digue en remblai zonée a noyau argileux), on utilise l'enrochement d'épaisseur variant entre 0,2 m et 0,3 m qui peut être placé à la main ou mécaniquement, [17].

L'enrochement aval est illustré dans la figure (V.7).

### V.5.2 Zones de transitions

Dans les zones de changement de pente (crête et risbermes), le blocage de couches supérieures contre le glissement est assuré par les jointoiments justifiés ci-dessous :

#### V.5.2.1 transition entre crête et enrochement aval

La zone de transition à prendre en considération est celle entre la protection du parement aval et la crête. Afin d'assurer une meilleur jonction entre la crête et la protection du talus aval, une injection de mastic bitumineux sur une largeur de 1 m dans l'enrochement aval est fortement recommandée. La composition du mastique bitumineux est la même que celle utilisée pour la transition entre la crête et le Rip-rap, comme le montre la figure suivante.

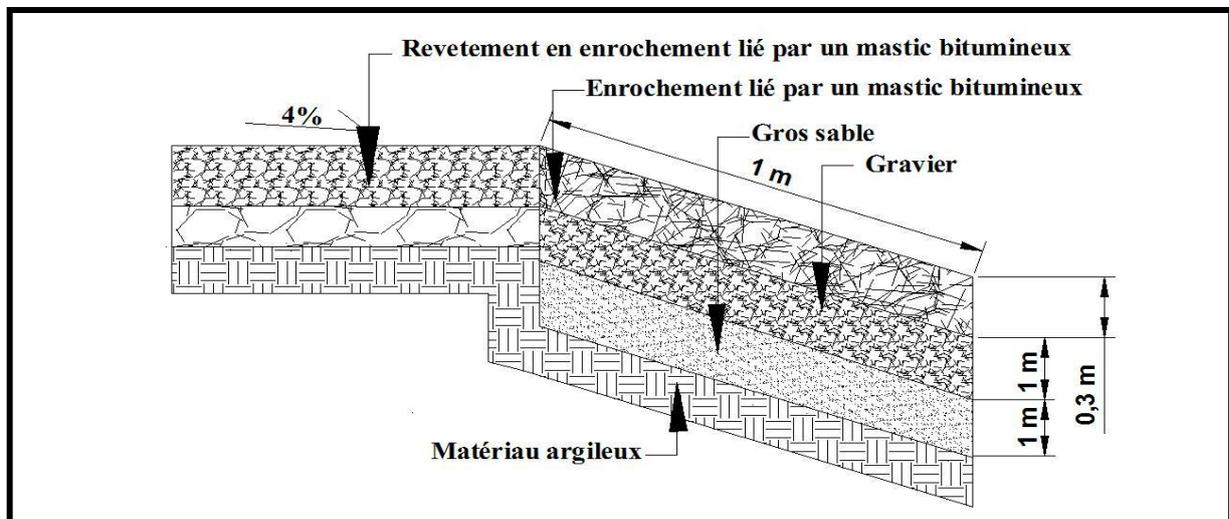


Figure (V.11) : Conception de la transition entre la crête et le parement aval-Extrait du plan.

**V.5.2.1 Transition entre l'enrochement aval et la risberme**

La transition entre l'enrochement aval et les deux risbermes (sur les côtes 895,5 m.NGA et 904,0 m.NGA) doivent être renforcées par une épaisseur accrue de la couche de l'enrochement au niveau de la transition. L'épaisseur de la couche de l'enrochement aval au niveau de la transition est estimée au double par rapport à la couche de l'enrochement aval placé sur le parement aval. Donc l'épaisseur de l'enrochement aval est de l'ordre de [21] :

$$E_t = 0,6 \text{ m}$$

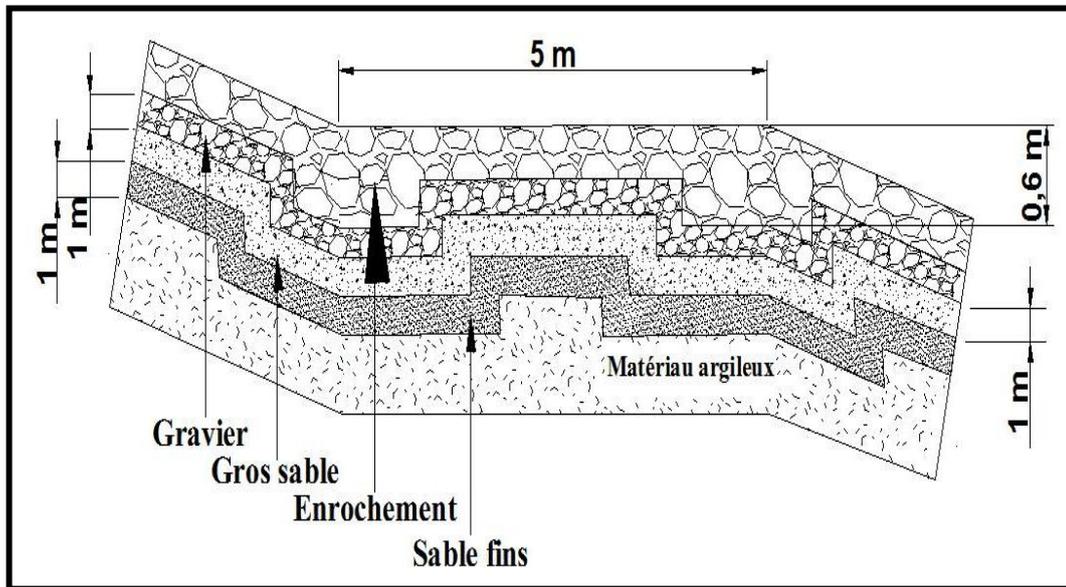


Figure (V.12) : Conception de la transition entre l'enrochement aval et les risbermes avales.

**V.6 ETUDE DE STABILITE**

L'étude de stabilité va s'articuler sur deux axes :

- ✓ Stabilité hydraulique qui englobe la résistance de la digue, le noyau ainsi le terrain d'assis de la digue vis-à-vis les infiltrations.
- ✓ Stabilité mécanique des talus de la digue vis-à-vis le glissement circulaire.

**V.6.1 Classification de la digue**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant [19] :

Tableau (V.3) : Classification des digues en terre en fonction du type de la fondation.

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	V
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux	> 10	70 ÷ 100	25 ÷ 70	< 25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	> 75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	< 15
Terrain argileux plastique.	> 50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	< 15

Puisque la fondation de la digue de M'Djedel est de calcaire (sol rocheux) avec des intercalations d'argile et de marne et sa hauteur est de l'ordre de 51 m, on constate que la digue de M'Djedel est de la classe III.

## V.6.2 Stabilité hydraulique

On doit vérifier la stabilité du noyau, la digue ainsi que la fondation vis-à-vis les infiltrations.

### V.6.2.1 Stabilité du noyau

La stabilité hydraulique du noyau est assurée on vérifie les conditions suivantes, [16] :

#### - Première condition

Le gradient hydraulique du flux de filtration dans le noyau ne soit pas supérieur au gradient admissible. Le gradient est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$I_n = \frac{\Delta H_n}{L_m} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

$I_n$  : Le gradient hydraulique du flux de filtration

$L_m$  : Largeur moyenne du noyau, [ $L_m = 30$  m] ;

$\Delta H_n$  : Charge hydraulique dans le noyau (m) ;

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible.

#### A. Charge hydraulique dans le noyau

La charge hydraulique dans le noyau est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\Delta H_n = h - y_0 \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

$h$  : Charge hydraulique dans la retenue, [ $h = 45,6$  m] ;

$y_0$  : Charge hydraulique à l'aval de noyau, [ $y_0 = 21,8$  m].

La charge hydraulique dans le noyau est de l'ordre de :

$$\Delta H_n = 23,8 \text{ m}$$

#### B. Gradient hydraulique admissible

Le tableau (V.4), présente des gradients hydrauliques admissibles en fonction de la classe de la digue.

**Tableau (V.4) : Gradient admissible en fonction de la classe de la digue**

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	V
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Puisque le matériau constitutif du noyau est une argile compacté et la digue de M'Djedel appartient à la classe III, on constate que le gradient hydraulique admissible est de l'ordre de 1,80.

Le gradient hydraulique du flux de filtration dans le noyau est de l'ordre de :

$$I_n = 0,78$$

Le gradient hydraulique du flux de filtration dans le noyau est inférieur au gradient hydraulique admissible.

- **Deuxième condition**

La largeur en base doit vérifier la condition suivante [16] :

$$B_n > \frac{\Delta H_n}{I_{adm}} \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec :

$\Delta H_n$  : Charge hydraulique dans le noyau, [ $\Delta H_n = 23,8$  m] ;

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible, [ $I_{adm} = 1,80$ ] ;

$B_n$  : Largeur en base du noyau, [ $B_n = 55$  m].

Puisque  $\frac{\Delta H_n}{I_{adm}} = 13,05$ , la condition est vérifiée.

Les deux conditions de stabilité hydraulique pour le noyau argileux sont vérifiées, donc on constate que le noyau est stable d'un point de vue hydraulique.

**V.6.2.2 Stabilité de la digue**

La résistance à la filtration de la digue est donnée par la formule (V.12),

Avec :

$L_{md}$  : Largeur moyenne de la digue, [ $L_{md} = 152$  m] ;

$h$  : Charge hydraulique dans la digue (m) ;

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible.

**A. Charge hydraulique dans la digue**

La charge hydraulique dans la digue est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\Delta H_d = h - h_{av} \dots\dots\dots(V.15)$$

Avec :

$h$  : Charge hydraulique dans la retenue, [ $h = 45,6$  m] ;

$h_{av}$  : Charge hydraulique à l'aval de la digue, [ $h_{av} = 0$  m].

La charge hydraulique dans la digue est de l'ordre de :

$$\Delta H_d = 45,6 \text{ m}$$

**B. Gradient hydraulique admissible**

Le gradient hydraulique admissible est tiré à partir de tableau (V.4). Le gradient hydraulique admissible est de l'ordre de 0,80.

Puisque  $\frac{\Delta H_d}{L_{md}} = 0,30$  est vérifié, donc la digue est hydrauliquement stable vis-à-vis les infiltrations.

**V.6.2.3 Stabilité de la fondation de la digue**

La stabilité hydraulique de la fondation vis-à-vis les infiltrations est assurée, si la condition suivante est vérifiée [20] :

$$\frac{h}{B_b + 0,88.T_c} \leq \frac{J_{cr}}{K_{scr}} \dots\dots\dots(V.16)$$

Avec :

$h$  : Charge hydraulique dans la retenue, [ $h = 45,6$  m] ;

$B_b$  : Largeur en base de la digue, [ $B_b = 294$  m] ;

$T_c$  : profondeur de la zone de filtration, [ $T_c = 3$  m] ;

$J_{cr}$  : Gradient d'infiltration critique ;

$K_{scr}$  : Coefficient de sécurité.

### A. Gradient d'infiltration critique

Le gradient critique d'infiltration est déterminé en fonction du type de sol, comme le montre le tableau (V.5)

**Tableau (V.5) : Gradient d'infiltration critique**

Type de sol	Gradient d'infiltration critique
Argile	1,20
Limon	0,62
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38

Puisque le terrain d'assis de la digue sont des alluvions de nature gros sable, on opte pour un gradient d'infiltration critique de l'ordre de 0,62.

### B. Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est déterminé en fonction de la classe du barrage, comme le montre le tableau suivant :

**Tableau (V.6) : Coefficient de sécurité de la fondation vis-à-vis les infiltrations.**

Classe de la digue	I	II	III	V
$K_s$	1,25	1,2	1,15	0,29

La digue de M'Djedel appartient à la classe III, donc le coefficient  $K_s$  est de l'ordre de 1,15.

Puisque la condition  $\frac{h}{B_b + 0,88.T_c} = (0,153) \leq \frac{J_{cr}}{K_{scr}} = (0,54)$ , est vérifié, on constate que le terrain d'assis de la digue présente une résistance vis-à-vis les infiltrations.

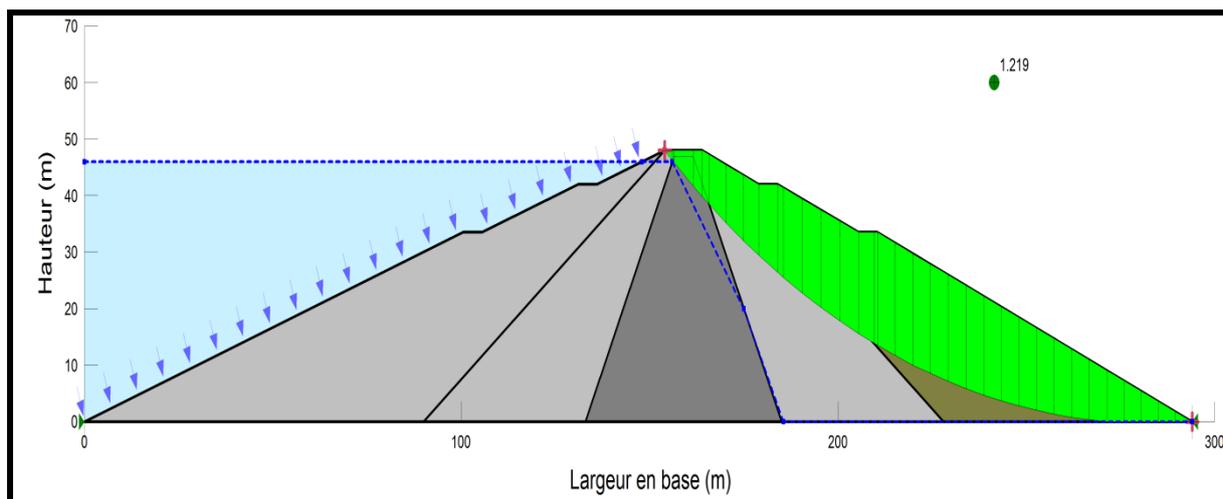
### V.6.3. Stabilité mécanique

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre apparaissent dans le tableau suivant [17] :

**Tableau (V.7) : Coefficients de sécurité admissibles pour le calcul de stabilité des talus.**

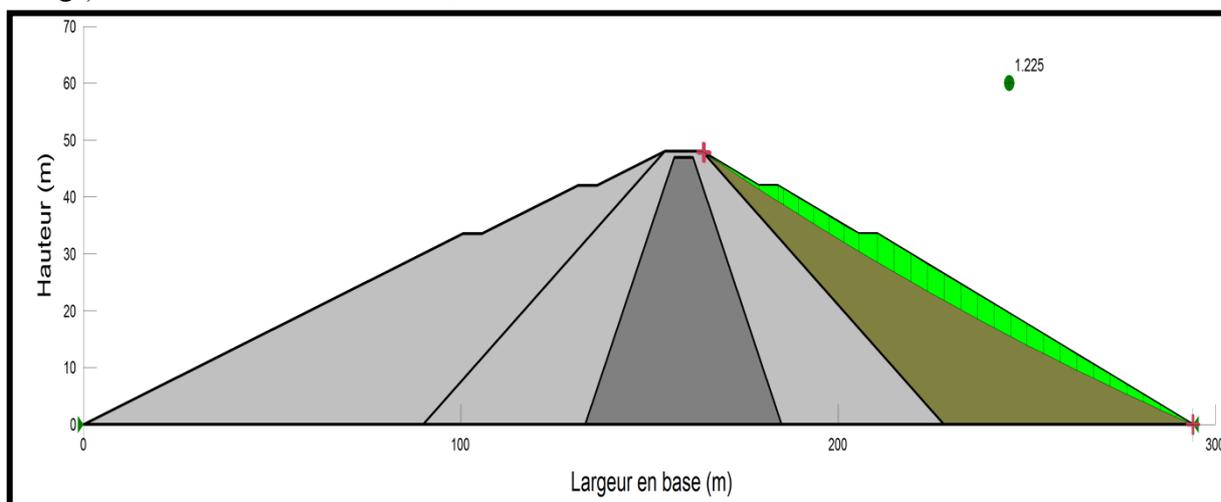
Conditions de travail	CATÉGORIE DE L'OUVRAGE			
	I	II	III	IV
Normaux	1,25	1,15	1,10	1,10

Le calcul de la stabilité mécanique est fait à l'aide d'un code de calcul. Les résultats de calcul par la méthode de Morgenstern-Price sont illustrés dans les figures (V.13) et (V.14)



**Figure (V.13) :** *Stabilité du parement aval-exploitation du barrage.*

Le coefficient de sécurité vis-à-vis la stabilité du parement aval de la digue (cas d'exploitation du barrage) obtenue est de l'ordre de 1,219.



**Figure (V.14) :** *Stabilité du parement aval-Fin de construction.*

Le coefficient de sécurité vis-à-vis la stabilité du parement aval de la digue (cas de fin de construction du barrage) obtenue est de l'ordre de 1,225.

## V.7 Étanchéité des rives et de la fondation

Pour une bonne portance mécanique de la fondation et l'étanchéité de cette dernière et celle des rives, l'injection de consolidation et l'injection d'un rideau d'étanchéité est fortement recommandée.

### V.7.1 Injections de consolidation

Le traitement de la fondation du noyau sera réalisé à l'aide des injections de consolidation dans la fondation calcaire (calcaire très altérée à modérément altérée et fracturée), jusqu'à une profondeur de 25 m correspondant au niveau 834 m.NGA pour la côte inférieure du rideau de consolidation.

## V.7.2 Injections d'étanchéité

### V.7.2.1 Profondeur du voile d'étanchéité

La profondeur du voile d'étanchéité est estimée par la formule suivante [23] :

$$P = 0,8.H \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec :

H : Hauteur de la charge hydraulique dans la retenue, [H = 45,6 m].

La profondeur du voile d'étanchéité est de l'ordre de :

$$P = 36,5 \text{ m}$$

Pour plus de sécurité vis-à-vis les infiltrations et la manifestation du phénomène de renard, on opte pour une hauteur de 40 m de voile d'étanchéité.

## V.8 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation.

### V.8.1 Fruits des talus

Les fruits des talus amont et aval sont respectivement  $n_1 = 1,4$  et  $n_2 = 2,5$  [20].

### V.8.2 Hauteur du drain

La hauteur du prisme de drainage sera calculée à l'aide de la formule suivante [16].

$$H_{PD} = 0,15.H_b \dots\dots\dots(V.18)$$

Avec :

$H_b$  : Hauteur de la digue, [ $H_b = 51$  m].

La hauteur de drain est de l'ordre de :

$$H_{PD} = 7,7 \text{ m}$$

### V.8.3 Largeur en sommet

La largeur en sommet du prisme de drainage est définie par l'équation suivante, [16] :

$$b_{PD} = \frac{1}{3}.H_{PD} \dots\dots\dots(V.19)$$

Avec :

$H_{PD}$  : Hauteur du prisme de drainage, [ $H_{PD} = 7,7$  m].

La largeur en sommet du prisme de drainage est de l'ordre :

$$b_{PD} = 2,6 \text{ m}$$

### V.8.4 largeur en base :

La largeur du prisme de drainage est exprimée par l'équation suivante :

$$B_{PD} = (n_1 + n_2).H_{PD} + b_{PD} \dots\dots\dots(V.20)$$

Avec :

$n_1$  : Fruit du talus amont, [ $n_1 = 1,4$ ] ;

$n_2$  : Fruit du talus aval, [ $n_2 = 2,5$ ] ;

$H_{PD}$  : Hauteur du prisme de drainage, [ $H_{PD} = 7,7$  m] ;

$b_{PD}$  : Largeur en sommet du prisme de drainage, [ $b_{PD} = 2,6$  m].

La largeur en base du prisme de drainage est de l'ordre de :

$$B_{PD} = 32,6 \text{ m}$$

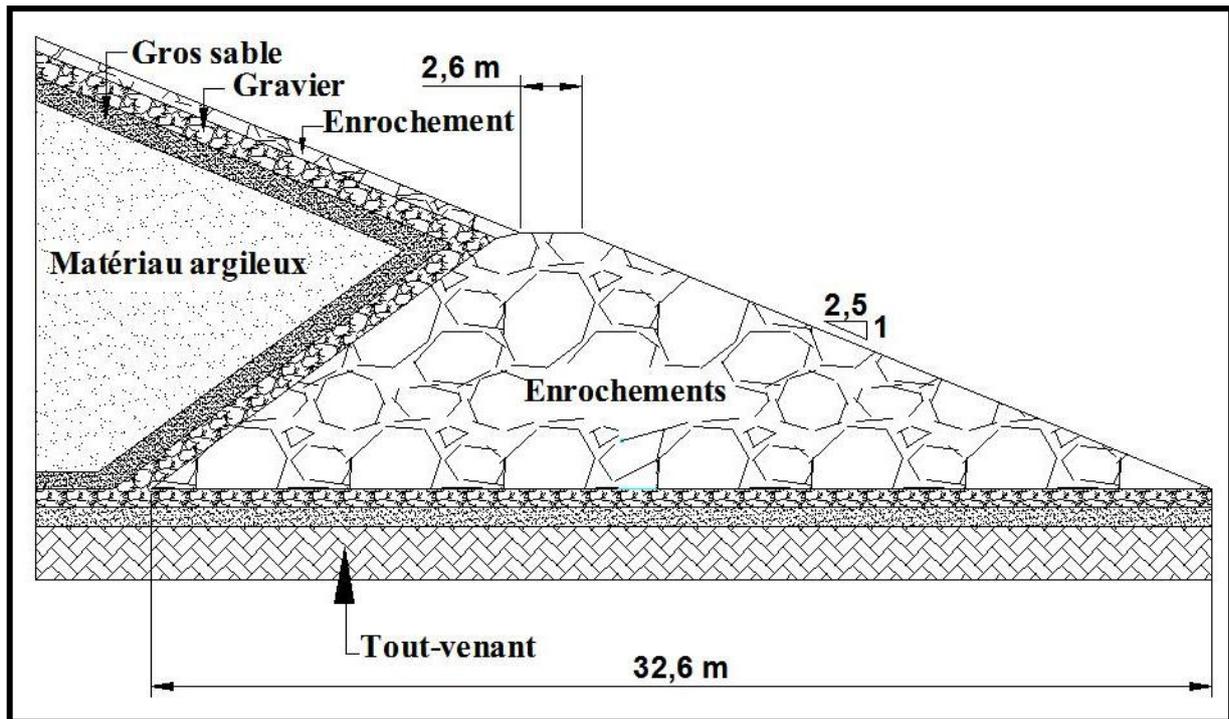


Figure (V.15) : Conception de prisme de drainage.

## CONCLUSION

L'étude effectuée dans ce chapitre, nous a permis de constater que :

- Selon le type de sol de fondation et la hauteur de barrage, la digue de M'Djedel appartient à la classe III ;
- Les recharges de la digue sont réparties en Cinq (05) zones successives de l'amont vers l'aval, recharge alluvionnaire (zone amont), recharge alluvionnaire (zone aval), noyau argileux, recharge alluvionnaire (zone amont), recharge argileuse (zone B) ;
- La digue a un système de drainage composé principalement du gravier et du gros sable, s'étale sur une longueur de 161 de la crête du noyau jusqu'au prisme de drainage ;
- La digue, les fondations et le noyau argileux sont hydrauliquement stables ;
- Les injections de consolidation ont atteint une profondeur de 25m, et celles d'étanchéité une profondeur de 40m ;
- La stabilité mécanique de la digue dans le cas d'exploitation (1,219) et la fin de construction (1,225), sont admissibles pour la classe de cette digue (classe III) ;
- Les dimensions de prisme de drainage sont de 2,6 m comme largeur en crête, 32,6 m en base et 7,7 m en hauteur.

**Chapitre VI :**  
**Dimensionnement**  
**hydraulique de**  
**l'évacuateur de crues**

## Introduction

L'objectif de la présente étude est de dimensionner les parties majeures de l'évacuateur à entonnement frontal. Suite à l'étude géologique et géotechnique, l'évacuateur de crues sera implanté en rive gauche.

### VI.1 Présentation générale de l'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crue à surface libre à entonnement frontal se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal de d'approche ;
- Seuil déversant ;
- Transition ;
- Coursier ;
- Dissipateur d'énergie ;
- Canal de fuite ;

### VI.2 Canal d'approche

Le canal d'approche aura une section prismatique, de forme trapézoïdale. Pour des raisons d'étanchéité et de résistance contre la poussée de la recharge de la digue, la paroi latérale droite sera construit en béton armé, par contre la paroi latérale gauche reste à l'état naturelle. Le canal d'approche doit vérifier les conditions suivantes :

- Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence ;
- Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain ;
- Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales ;
- Les lignes de courant doivent être normales à l'avant du déversoir pour obtenir la distribution uniforme des débits spécifiques.

#### VI.2.1 Hauteur de la pelle

La Hauteur de la pelle dans le canal d'approche est exprimée par la formule suivante [24] :

$$H_p = 0,5.H \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,6 m] ;

H<sub>p</sub> : Hauteur de la pelle (m).

La pelle sera exprimée par la relation suivante :

$$H_p = 1,8 \text{ m}$$

#### VI.2.2 Largeur en fond du canal d'approche

La largeur en fond du canal d'approche est exprimée par la formule suivante [24] :

$$b_c = K_c.b \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

b : Largeur de déversoir, [b = 90 m] ;

K<sub>c</sub> : Coefficient adimensionnel dépend de la largeur de déversoir.

Le coefficient  $K_c$  est obtenu à partir du tableau ci-dessous en fonction de la largeur du fond du déversoir.

**Tableau (VI.1) :** Coefficients  $K_c$  correspondant à chaque classe de largeur du déversoir.

Largeur de déversoir (m)	$K_c$
$b \leq 30$ m	1,10
$30 \text{ m} < b \leq 60$ m	1,05
$b > 60$ m	1,00

Puisque la largeur du déversoir est supérieure à 60 m ( $b = 90$  m), alors la valeur du coefficient  $K_c$  est de l'ordre de 1,00.

La largeur en fond du canal d'approche est de l'ordre de :

$$b_c = 90 \text{ m}$$

### VI.2.3 Fruits des talus du canal d'approche

Pour le choix des fruits des talus du canal d'approche, nous nous rapportons aux recommandations de V.T.Chow [25] présenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (VI.2) :** Fruits des talus des canaux hydrauliques recommandés par V.T.Chow.

Matériaux	Talus	
	$m_1$ (gauche)	$m_2$ (droite)
Roche	0,25	0,00
Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0,50 ÷ 1,00	0,75
Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1,00	0,75
Argile consolidée	1,50	1,00
Sol sableux non consolidée	2,00	1,50
Sable limoneux ou argile non consolidée	3,00	2,00

Pour le cas de notre étude, les fruits adoptés pour les talus du canal d'approches sont :

- Paroi gauche :  $m_{1c} = 0,25$  ;
- Paroi droite :  $m_{2c} = 0,00$ .

### VI.2.4 Section mouillée

La section mouillée du canal d'approche est exprimée par la formule suivante [24] :

$$S_m = b_c \cdot (H + H_p) + \frac{1}{2} \cdot m_{1c} \cdot H^2 \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

$b_c$  : Largeur en fond du canal d'approche, [ $b_c = 90$  m] ;

$H$  : Hauteur de la nappe déversant, [ $H = 3,6$  m] ;

$H_p$  : Hauteur de la pelle, [ $H_p = 1,8$  m] ;

$m_{1c}$  : Fruit du talus gauche de canal d'approche, [ $m_{1c} = 0,25$ ] ;

La section d'écoulement dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$S_m = 490 \text{ m}^2$$

### VI.2.5 Vitesse admissible

La vitesse admissible dépend de la lithologie des terrains adjacents au canal d'approche ainsi la hauteur la lame d'eau dans le canal d'approche comme le montre l'annexe (23) [24].

Comme  $(H + H_p = 5,4 \text{ m}) > 5 \text{ m}$  et la lithologie du terrain d'assis de l'évacuateurs de crues est un calcaire compacte, Alors la vitesse admissible est de l'ordre de :

$$V_{adm} = 5,6 \text{ m/s}$$

### VI.2.6 Vitesse d'approche

La vitesse de l'écoulement dans le canal de rapprochement se présente sous la forme suivante [24] :

$$V_{ap} = \frac{q}{S_m} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

q : Débit laminé, [q = 1322 m<sup>3</sup>/s] ;

S<sub>m</sub> : Section mouillée, [S<sub>m</sub> = 490 m<sup>2</sup>] ;

La vitesse d'écoulement dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$V_{ap} = 2,70 \text{ m/s}$$

Puisque la vitesse d'écoulement dans le canal d'approche (V<sub>ap</sub> = 2,70 m/s) est inférieur à la vitesse admissible (V<sub>adm</sub> = 5,6 m/s) pour la l'apparition de l'érosion, alors le canal d'approche ne sera pas érodé sous l'effet de l'écoulement.

### VI.2.7 Hauteur d'eau dans le canal d'approche

La hauteur d'eau dans le canal d'approche est déterminée par la formule suivante [24] :

$$H_c = H_p + H + \frac{V_{ap}^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

H<sub>p</sub> : Hauteur de la pelle [H<sub>p</sub> = 1,8 m] ;

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,6 m] ;

g : Accélération de la pesanteur, [g = 9,81 m/s] ;

V<sub>ap</sub> : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche, [V<sub>ap</sub> = 2,70 m/s].

La hauteur d'eau dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$H_c = 5,80 \text{ m}$$

### VI.2.8 Périmètre mouillé

Le périmètre mouillé du canal d'approche est exprimé par la formule suivante [24]:

$$P_m = b_c + H_c \cdot (1 + \sqrt{(m_{1c} + 1)}) \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec :

b<sub>c</sub> : Largeur en fond du canal d'approche, [b<sub>c</sub> = 90 m] ;

H<sub>c</sub> : Hauteur de la lame d'eau totale écoulé dans le canal d'approche, [H<sub>c</sub> = 5,80 m] ;

m<sub>1c</sub> : Fruit du talus de la paroi gauche de canal d'approche, [m<sub>1c</sub> = 0,25].

Le périmètre mouillé du canal d'approche est de l'ordre de :

$$P_m = 102,30 \text{ m}$$

### VI.2.9 Rayon hydraulique

Le rayon hydraulique se présente sous la forme suivante [24] :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

S<sub>m</sub> : Section mouillée du canal d'approche, [S<sub>m</sub> = 486 m<sup>2</sup>] ;

$P_m$  : Périmètre mouillé du canal d'approche, [ $P_m = 102,30$  m].

Le rayon hydraulique du canal d'approche est de l'ordre de :

$$R_h = 4,75 \text{ m}$$

### VI.2.10 Coefficient de rugosité de Manning

Le coefficient de rugosité de Manning est calculé par la formule suivante [25] :

$$n = \left( \frac{\sum_{N=1}^{N=2} P_N \cdot n_N^{\frac{3}{2}}}{P_m} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

$P_N$  : Périmètre mouillé de la section N ;

$n_N$  : Rugosité de la section N ;

$P_m$  : Périmètre mouillé du canal d'approche, [ $P_m = 102,30$  m].

Dans le canal d'approche, il existe deux sections mouillées, qui ont des rugosités différentes. La première section est celle de mur en béton armé et la deuxième section est celle de du fond et de la paroi gauche du canal, qui est constituée par des calcaires compactés.

#### VI.2.10.1 Coefficient de rugosité de Manning-mur en béton

Le coefficient de rugosité de Manning se présente sous la forme suivante [26] :

$$n_1 = \frac{1}{K_s} \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

$K_s$  : Coefficient de Strickler, varie entre  $80 \div 95 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$ , [ $K_s = 90 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$ ].

Le coefficient de rugosité de Manning du mur en béton est de l'ordre de :

$$n_1 = 0,011$$

Le périmètre mouillé de la section du mur en béton correspond à la hauteur de la lame d'eau écoulé dans le canal. Alors  $P_{(N=1)}$  est de l'ordre de :

$$P_{(N=1)} = 5,80 \text{ m}$$

#### VI.2.10.2 Coefficient de rugosité de Manning-fond et paroi gauche du canal d'approche

Pour obtenir une détermination plus réelle en fonction des caractéristiques du chantier on applique les valeurs recommandées par V.T.Chow [25] présenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (VI.3) : Valeurs coefficient de rugosité de Manning recommandées par V.T.Chow.**

Caractéristiques du canal	n
Sol, de section prismatique, petit rayon de courbure et peu de végétation	0,025
Sol, de section prismatique, rayon de courbure appréciable et peu de végétation	0,030
Roche, de section prismatique, petit rayon de courbure et peu de végétation	0,030
Roche, de section prismatique, rayon de courbure appréciable et peu de végétation	0,035

Le coefficient de rugosité de Manning adopté pour le canal d'approche de l'évacuateur de crue est de l'ordre de :

$$n_1 = 0,030.$$

Le périmètre mouillé de la section calcaire du canal  $P_{(N=2)}$  est de l'ordre de :

$$P_{(N=2)} = 96,5 \text{ m}$$

Le coefficient de rugosité composée moyenne de Manning du canal d'approche est de l'ordre de :

$$n = 0,029$$

### VI.2.11 Pente de fond du canal d'approche

La pente de fond du canal d'approche est déterminée à l'aide de la formule suivante [24] :

$$i_0 = \left( \frac{n \cdot V_{adm}}{R_h^{(2/3)}} \right)^2 \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

$n$  : Rugosité composée moyenne de Manning du canal d'approche, [ $n = 0,029$ ] ;

$V_{adm}$  : vitesse admissible dans le canal d'approche, [ $V_{adm} = 5,6 \text{ m/s}$ ] ;

$R_h$  : Le rayon hydraulique du canal d'approche, [ $R_h = 4,75 \text{ m}$ ].

La pente de fond du canal d'approche est de l'ordre de :

$$i_0 = 3,3 \cdot 10^{-3}$$

### VI.2.12 Hauteur des parois latérales du canal d'approche

La hauteur des parois latérales du canal d'approche est calculée par la formule suivante [24] :

$$H_{ca} = H_p + H + H_L \dots \dots \dots (VI.11)$$

Avec :

$H_p$  : Hauteur de la pelle, [ $H_p = 1,8 \text{ m}$ ].

$H$  : Hauteur de la nappe déversant, [ $H = 3,6 \text{ m}$ ] ;

$H_L$  : Hauteur libre comprise entre  $0,6 \text{ m} \leq H_L \leq 1 \text{ m}$ , [ $H_L = 1 \text{ m}$ ].

La Hauteurs des parois latérales du canal d'approche est de l'ordre de :

$$H_{ca} = 6,4 \text{ m}.$$

### VI.2.13 Type de l'écoulement dans le canal d'approche

Le type de l'écoulement dans le canal d'approche dépend de la valeur de nombre de Fraude, ce dernier est défini par la relation suivante [26] :

$$F_r = \sqrt{\left( \frac{b_c \cdot q^2}{g \cdot S_m^3} \right)} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Avec :

$b_c$  : Largeur en fond du canal d'approche, [ $b_c = 90 \text{ m}$ ] ;

$q$  : Débit laminé, [ $q = 1322 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;

$g$  : Accélération de la pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ] ;

$S_m$  : Section mouillée de canal d'approche, [ $S_m = 490 \text{ m}^2$ ].

Le nombre de Fraude est de l'ordre de :

$$Fr = 0,37$$

Puisque le nombre de Fraude ( $Fr = 0,37$ ) est inférieur à un (1), on constate que le type d'écoulement est fluvial.

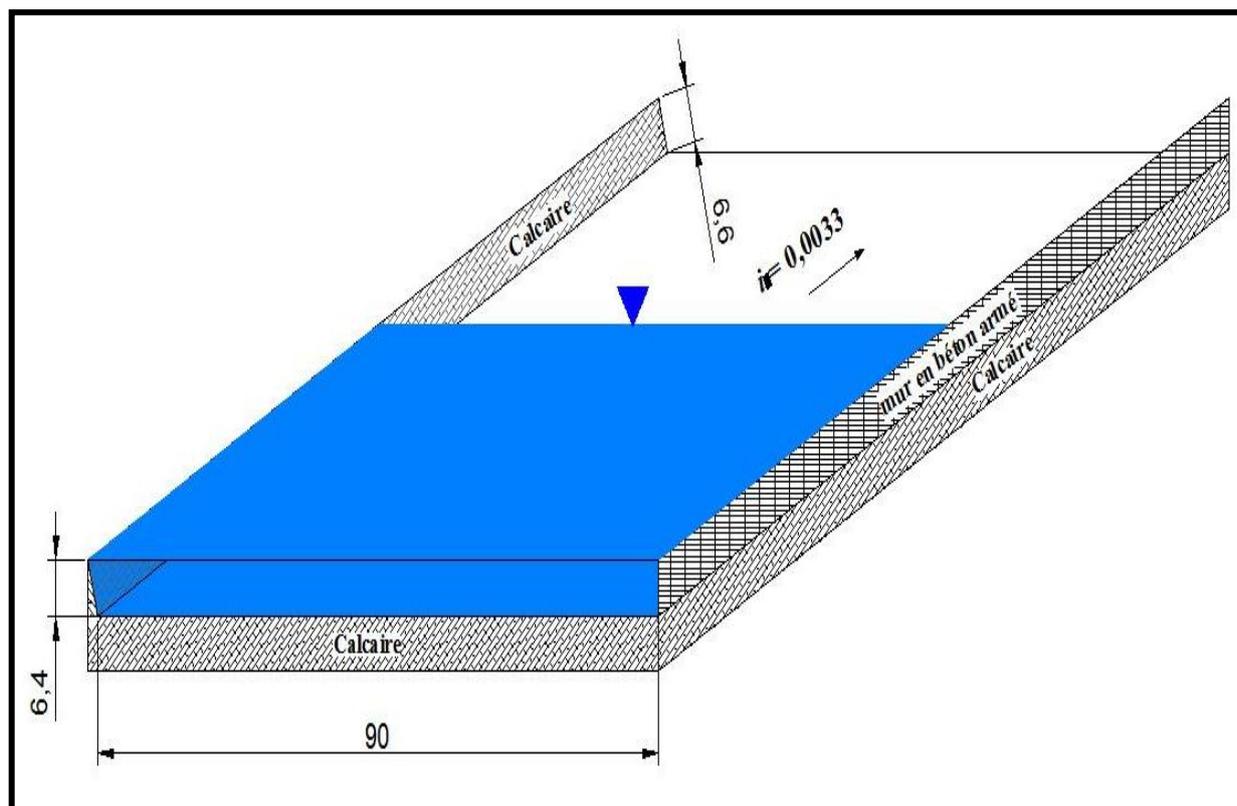


Figure (VI.1) : Canal d'approche de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

### VI.3 Seuil déversant

Le profil du déversoir est défini sur base des courbes types de l'US Corp of Engineers pour un seuil standard, avec une charge de dimensionnement de 3,6 m, correspondant à la différence entre PHE (907,60 m.NGA) et RN (904,00 m.NGA).

#### VI.3.1 Quadrant amont

Le quadrant amont du seuil est composé de 3 arcs de cercles successifs dont les coordonnées des centres depuis la crête, ainsi que les longueurs des rayons, sont données dans le tableau suivant [27] :

Tableau (VI.4) : Composantes des 3 arcs de cercles du quadrant amont du seuil déversant.

Zone	$O_i (x;y)$	$x_i$	$R_i$
1	$[0 ; 0,5000.H]$	$[-0,175.H ; 0]$	$0,50.H$
2	$[-0,105.H ; 0,219.H]$	$[-0,276.H ; -0,175.H]$	$0,20.H$
3	$[-0,2418.H ; 0,136.H]$	$[-0,2818.H ; -0,276.H]$	$0,04.H$
$H = 3,6 \text{ m}$			
Zone	$O_i (x;y)$	$x_i$	$R_i$
1	$[0 ; 1,8]$	$[-0,63 ; 0]$	$1,8$
2	$[-0,378 ; 0,7884]$	$[-0,9936 ; -0,63]$	$0,72$
3	$[-0,87048 ; 0,4896]$	$[-1,01448 ; -0,9936]$	$0,144$

Le profil de quadrant amont du seuil déversant de barrage de M'Djedel est illustré sur la figure ci-dessous.

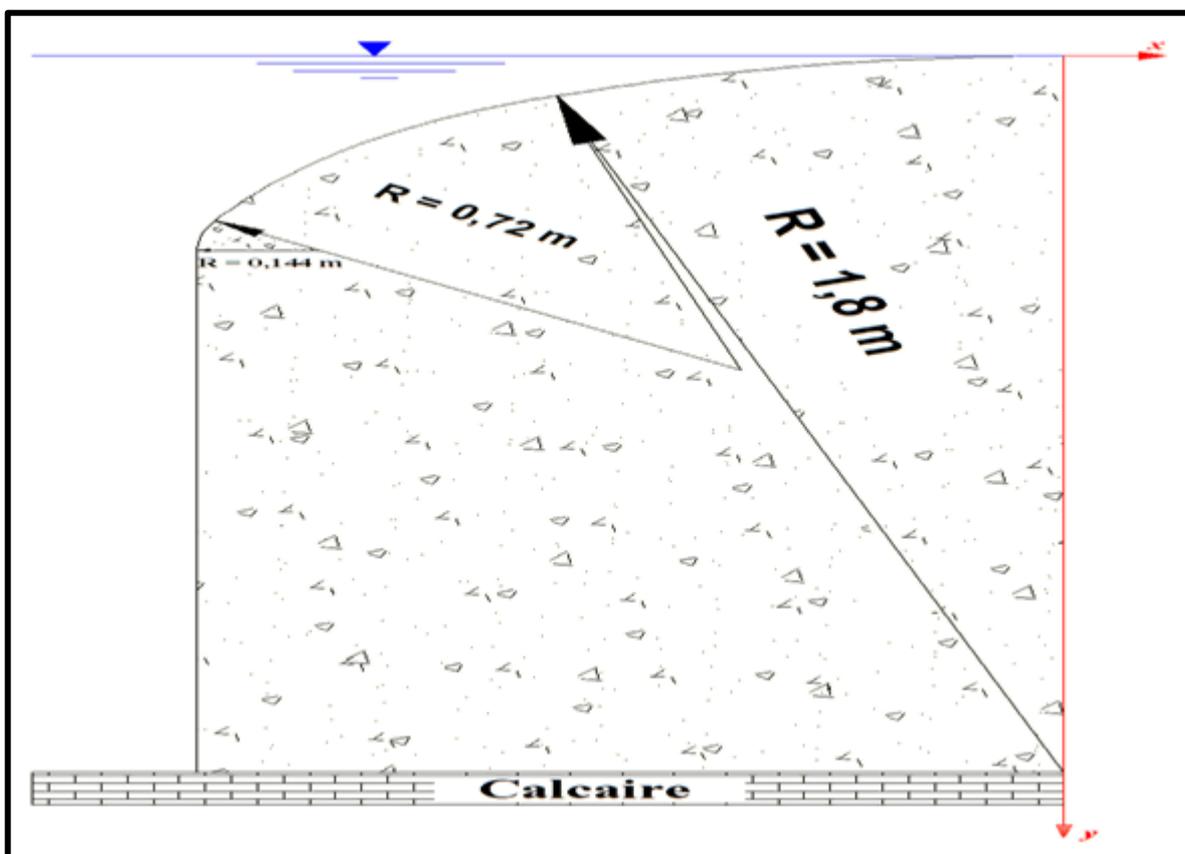


Figure (VI.2) : Quadrant amont du seuil déversant de barrage de M'Djedel.

### VI.3.2 Quadrant aval

Le quadrant aval du seuil suit une fonction en puissance, cette dernière se présente comme suit [27] :

$$\left(\frac{x}{H}\right)^{1,85} = 2 \cdot \frac{y}{H} \dots\dots\dots(VI.13)$$

Avec :

(x,y) : Coordonnées cartésiennes du point tangentiel PT ;

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,6 m].

#### VI.3.2.1 Point tangentiel

Les coordonnées cartésiennes du point tangentiel sont définies par les équations suivantes [27] :

$$\frac{x}{H} = 1,096 \cdot \left(\frac{1}{\lambda}\right)^{1,176} \dots\dots\dots(VI.14)$$

$$\frac{y}{H} = 0,592 \cdot \left(\frac{1}{\lambda}\right)^{2,176} \dots\dots\dots(VI.15)$$

Avec :

$(x,y)$  : Coordonnées cartésiennes du point tangentiel PT ;

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,6 m] ;

$\lambda$  : Fruit du parement aval du déversoir.

Les valeurs de fruit du parement aval du déversoir par The American Society of Civil Engineers, sont comprises entre  $0,6 \leq \lambda \leq 0,8$ . On opte pour une valeur de  $\lambda = 0,7$ . Alors les Coordonnées cartésiennes du point tangentiel PT sont :

PT (6,00 ; 4,63)

Le profil de quadrant aval du seuil déversant de barrage de M'Djedel est illustré dans la figure ci-dessous par contre ces coordonnées cartésiennes sont représentées dans l'annexe (24).

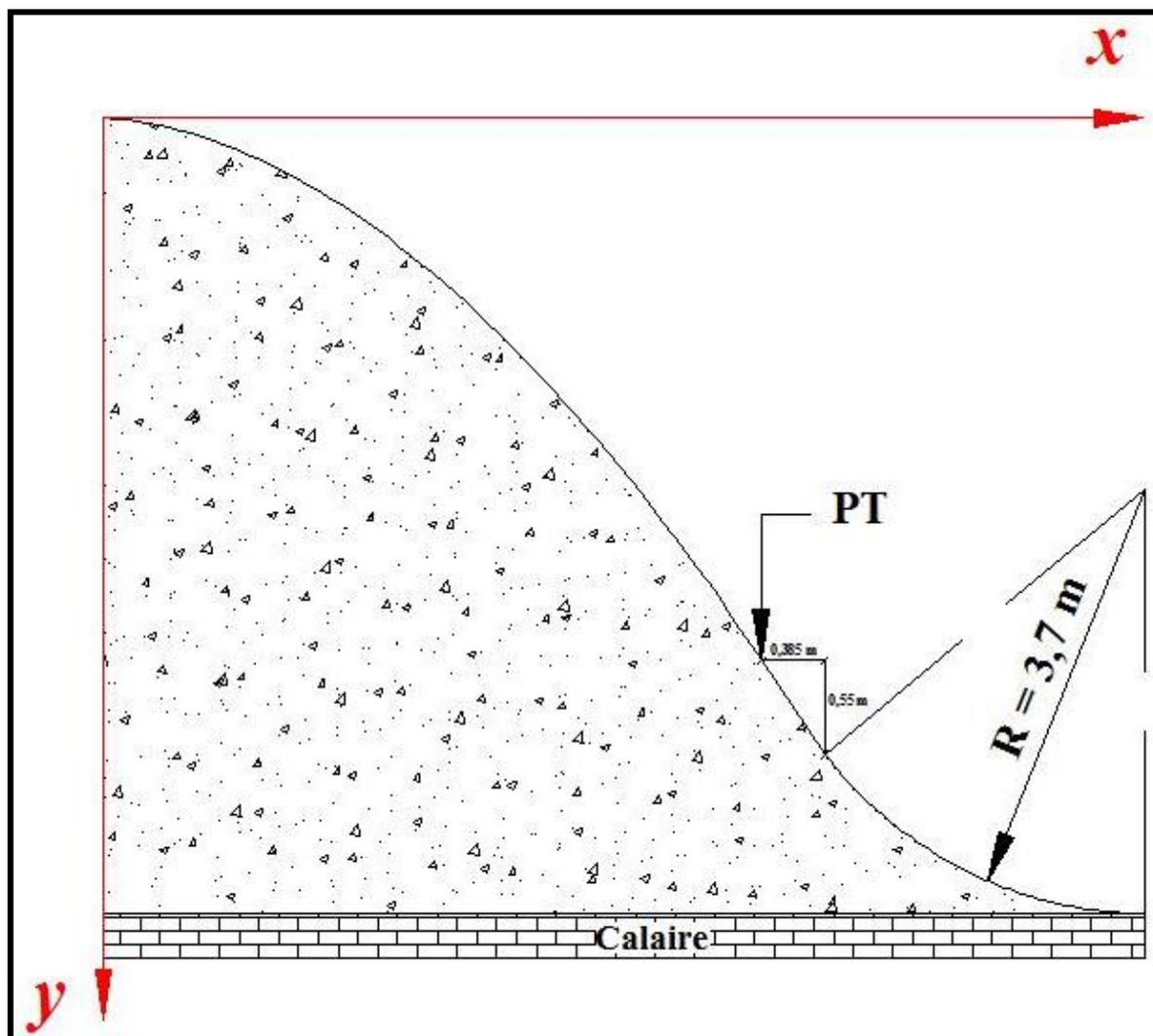


Figure (VI.3) : Quadrant aval du seuil déversant de barrage de M'Djedel.

### VI.3.2.2 Vitesse de l'écoulement au pied de déversoir

L'USBR propose un diagramme permettant l'estimation de la vitesse réelle en fonction de Z et H. Ce diagramme est représenté sur l'annexe (25), il est applicable pour le déversoir à forte pente aval, variant entre  $1V/0,6H$  à  $1V/0,8H$  [27].

Pour un dénivelé  $Z = 7$  m, la vitesse au pied de déversoir est de l'ordre de :

$$V_d = 10,7 \text{ m/s}$$

**VI.3.2.3 Hauteur d'eau au pied aval de déversoir**

La hauteur d'eau au pied aval de déversoir est exprimée par la formule suivante [26] :

$$h_3 = \frac{q}{b_d \cdot V_d} \dots\dots\dots (VI.16)$$

Avec :

$h_3$  : Hauteur d'eau au pied aval de déversoir (m);

$b_d$  : Largeur en crête de déversoir, [ $b_d = 90$  m] ;

$q$  : Débit de la crue de projet laminé, [ $q = 1322$  m<sup>3</sup>/s] ;

$V_d$  : Vitesse au pied aval de déversoir, [ $V_d = 10,7$  m/s].

La hauteur d'eau au pied aval de déversoir est de l'ordre de :

$$h_3 = 1,35 \text{ m}$$

**VI.3.2.4 Nombre de Fraude**

Le nombre de Fraude est calculé par la formule suivante [26] :

$$F_{r1} = \frac{V_d}{\sqrt{g \cdot h_3}} \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec :

$V_d$  : Vitesse au pied aval de déversoir, [ $V_d = 10,7$  m/s] ;

$h_3$  : Hauteur d'eau au pied aval de déversoir, [ $h_3 = 1,35$  m] ;

$g$  : Accélération de la pesanteur, [ $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>].

Le nombre de Fraude au niveau de la section au pied aval de déversoir est de l'ordre de :

$$F_{r1} = 2,92$$

Puisque le nombre de Fraude au niveau de la section au pied aval de déversoir est supérieur à un [ $F_{r1} (2,92) > 1$ ], alors le type de l'écoulement est torrentiel.

**VI.3.2.5 Rayon de raccordement**

Pour le calcul du rayon de raccordement entre le parement aval du déversoir et le chenal de l'écoulement, F.M. Henderson et D.G. Tierney ont proposés la relation suivante [28] :

$$R_r = 2,718 \cdot h_3 \dots\dots\dots (VI.18)$$

Avec :

$h_3$  : Hauteur d'eau au pied aval de déversoir, [ $h_3 = 1,35$  m] ;

$R_r$  : Rayon de raccordement entre le parement aval du déversoir et la transition (m).

Le raccordement entre le parement aval du déversoir et la transition est de l'ordre de :

$$R_r = 3,7 \text{ m}$$

**VI.3.3 Hauteurs des murs bajoyers**

La Hauteurs des murs bajoyers est calculée par la formule suivante [24] :

$$H_{mb} = H + H_L \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

$H$  : Hauteur de la nappe déversant, [ $H = 3,6$  m] ;

$H_L$  : Hauteur libre comprise entre  $0,6 \text{ m} \leq H_L \leq 1 \text{ m}$ , [ $H_L = 1$  m].

La Hauteurs des murs bajoyers est de l'ordre de :

$$H_{mb} = 4,6 \text{ m.}$$

## VI.4 Transition

La transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est composée de deux ouvrages. Le premier est un chenal d'écoulement et le deuxième est un convergent.

### VI.4.1 Chenal de l'écoulement

Le chenal de l'écoulement est un ouvrage de section prismatique de forme rectangulaire, permettant le passage de l'écoulement torrentiel prévenant du déversoir à un écoulement fluvial.

#### VI.4.1.1 Hauteur conjuguée

La hauteur conjuguée à l'aval de bassin d'amortissement est calculée à l'aide de la formule suivante [26] :

$$\frac{h_4}{h_3} = \frac{1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8.F_{r1}^2} - 1 \right) \dots \dots \dots (VI.20)$$

Avec :

$h_3$  : Hauteur d'eau au pied aval de déversoir, [ $h_3 = 1,35$  m] ;

$F_{r1}$  : Nombre de Fraude au niveau de la section au pied aval de déversoir, [ $F_{r1} = 2,95$ ] ;

$h_4$  : Hauteur d'eau conjuguée aval de bassin d'amortissement (m).

La hauteur conjuguée à l'aval de bassin d'amortissement est de l'ordre de :

$$h_4 = 5 \text{ m}$$

#### VI.4.1.2 Longueur de ressaut hydraulique

La longueur de ressaut hydraulique est déterminée par la relation suivant [28] :

$$\frac{L_{rh}}{h_4} = 6,1 + 4.S_0 \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec :

$L_{rh}$  : Longueur de ressaut hydraulique (m) ;

$h_4$  : Hauteur d'eau conjuguée aval de bassin d'amortissement, [ $h_4 = 5$  m] ;

$S_0$  : Pente de du fond de bassin d'amortissement, [ $S_0 = 0$ ].

La longueur de ressaut hydraulique est de l'ordre de :

$$L_{rh} = 30,5 \text{ m}$$

#### VI.4.1.3 Nombre de Fraude

Le nombre de Fraude est calculé par la formule (VI.17). Le nombre de Fraude au niveau de la section aval du bassin d'amortissement est de l'ordre de :

$$F_{r2} = 0,42$$

## VI.4.2 Convergent

Pour le dimensionnement de convergent, nous nous rapportons aux recommandations de Sevchenko.

### VI.4.2.1 Largeur aval du canal convergent

La largeur à l'aval du convergent est estimée par la formule suivante [24] :

$$0,39 \leq \frac{b_{cv}}{b_d} \leq 0,87 \dots \dots \dots (VI.22)$$

Avec :

$b_d$  : Largeur en crête de déversoir, [ $b_d = 90$  m] ;

$b_{cv}$  : Largeur aval du canal convergent (m).

On opte pour une fraction moyenne de  $b_{cv} / b_d = 0,6 = 0,6$ . Donc, la largeur à l'aval du canal convergent est de l'ordre :

$$b_{cv} = 54 \text{ m}$$

#### VI.4.2.2 Hauteur aval du canal convergent

La hauteur d'eau à l'aval du canal convergent est calculée par la formule suivante [26] :

$$\frac{b_{cv}}{b_d} = \left( \frac{h_4}{h_5} \right)^{3/2} \cdot \left( \frac{F_{r2}}{F_{r3}} \right) \dots \dots \dots (VI.23)$$

Avec :

$b_{cv}$  : Largeur aval du canal convergent [ $b_{cv} = 54$  m] ;

$b_d$  : Largeur en crête de déversoir, [ $b_d = 90$  m] ;

$h_4$  : Hauteur d'eau conjuguée aval de bassin d'amortissement, [ $h_4 = 5$  m] ;

$h_5$  : Hauteur d'eau aval dans le convergent (m) ;

$F_{r2}$  : Nombre de Fraude au niveau de la section aval du bassin d'amortissement, [ $F_{r2} = 0,42$ ] ;

$F_{r3}$  : Nombre de Fraude au niveau de la section de control, [ $F_{r3} = 1$ ].

La hauteur d'eau à l'aval du canal convergent est de l'ordre de :

$$h_5 = 3,95 \text{ m}$$

#### VI.4.2.3 Longueur du canal convergent

La longueur du canal convergent est calculée par la relation suivante [26] :

$$L_c = \frac{b_d - b_{cv}}{2 \cdot \text{tg} \theta} \dots \dots \dots (VI.24)$$

Avec :

$b_{cv}$  : Largeur aval du canal convergent [ $b_{cv} = 54$  m] ;

$b_d$  : Largeur en crête de déversoir, [ $b_d = 90$  m] ;

$\theta$  : Angle de déviation des murs de convergent ( $^\circ$ ).

Afin d'éviter la formation des fluctuations importantes au niveau de la surface libre, Sevchenko recommande un angle de rétrécissement compris entre  $8,5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$ . On opte pour  $\theta = 10^\circ$ . La longueur du canal convergent est de l'ordre de :

$$L_c = 102 \text{ m}$$

#### VI.4.2.4 Vitesse critique

La vitesse critique d'eau à l'aval de convergent est calculée par la formule suivante [26] :

$$V_c = \frac{q}{b_{cv} \cdot h_5} \dots \dots \dots (VI.25)$$

Avec :

$q$  : Débit de la crue de projet laminé, [ $q = 1322 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;

$h_5$  : Hauteur d'eau à l'aval du canal convergent, [ $h_5 = 3,95$  m].

La vitesse critique d'eau à l'aval de convergent est de l'ordre de :

$$V_c = 6,20 \text{ m/s}$$

### VI.4.3 Hauteur des murs bajoyers

La hauteur des murs bajoyers de la transition est calculée par la relation suivante [24] :

$$H_{ca} = H_{e,m} + H_L \dots \dots \dots (VI.26)$$

Avec :

$H_{e,m}$  : Hauteur d'eau maximal dans la transition, [ $H_{e,m} = 5$  m] ;

$H_L$  : Hauteur libre comprise entre  $0,6 \text{ m} \leq H_L \leq 1 \text{ m}$ , [ $H_L = 1$  m].

La Hauteurs des murs bajoyers du canal d'approche est de l'ordre de :

$$H_{ca} = 6 \text{ m.}$$

La transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est illustrée sur la figure ci-dessous.

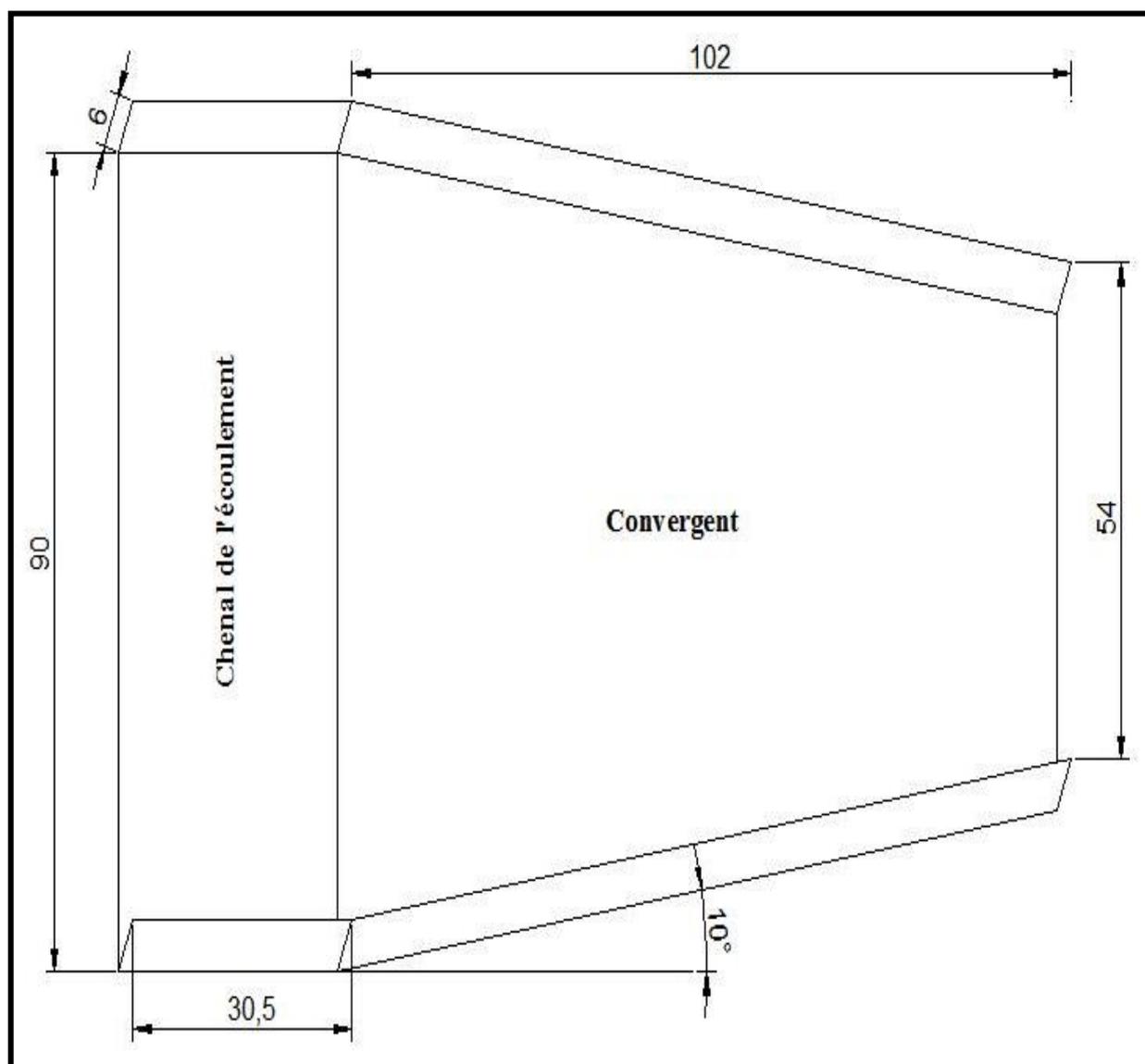


Figure (VI.4) : Transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

### VI.5 Coursier

Pour le cas de notre étude, le coursier a une section prismatique de forme rectangulaire, fixé entre les deux côtes 897 m.NGA et 881 m.NGA.

### VI.5.1 Pente du coursier

Afin d'éviter la formation de la cavitation dans le coursier, la pente du ce dernier doit être comprise entre  $0,05 \leq S_c \leq 0,30$  [24]. Pour notre cas, on opte pour une valeur de  $S_c = 0,15$ .

### VI.5.2 Longueur du coursier

La longueur du coursier de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est de l'ordre de :

$$L_c = 102 \text{ m}$$

### VI.5.3 Profil de la ligne d'eau

La construction du profil de la ligne d'eau se fait par la méthode des approximations successives (Méthode des variations de profondeur). Cette méthode à pas directs s'applique à l'équation du mouvement sous la forme suivante [26] :

$$H_{s(i+1)} - H_{s(i)} = \left( S_c - \frac{\bar{V}_c^2}{K_S^2 \cdot \bar{R}_h} \right) \cdot (x_{(i+1)} - x_{(i)}) \dots \dots \dots (VI.27)$$

Avec :

$H_{s(i+1)}$  : Energie spécifique dans la section  $(i+1)$  (m) ;

$H_{s(i)}$  : Energie spécifique dans la section  $(i)$  (m) ;

$S_c$  : Pente du fond de canal du coursier, [ $S_c = 0,15$ ] ;

$\bar{V}_c$  : Vitesse moyenne d'écoulement dans le coursier entre les deux sections  $(i+1)$  et  $(i)$  (m/s) ;

$\bar{K}_S$  : Coefficient de Strickler, varie entre  $80 \div 95 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$ , [ $K_S = 90 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$ ] ;

$\bar{R}_h$  : Rayon hydraulique moyenne dans le coursier entre les deux sections  $(i+1)$  et  $(i)$  (m) ;

$x_{(i)}$  : Distance entre la section  $(i)$  et la section de contrôle (m) ;

$x_{(i+1)}$  : Distance entre la section  $(i+1)$  et la section de contrôle (m).

Les données de départ pour le calcul de la ligne d'eau sont représentées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (VI.5) : Données de départ pour le calcul de la ligne d'eau.**

Section de control	Valeurs
q (m <sup>3</sup> /s)	1322
$\bar{K}_S$	90
$\bar{V}_c$ (m/s)	6,20
$H_5 = h_c$ (m)	3,95
$S_c$	0,15
$\Delta h$ (m)	0,05

Le profil de la ligne d'eau dans le coursier de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est illustré sur la figure (VI.5) et représenté dans l'annexe (26).

# Profil de la ligne d'eau forma A4 Paysage

### VI.5.4 Vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement au niveau de la section aval du coursier est calculer par la formule (VI.4), et elle de l'ordre de :

$$V_{cf} = 18,70 \text{ m/s}$$

### VI.5.5 Nombre de Fraude

Le nombre de Fraude est calculé par la formule (VI.17).Le nombre de Fraude au niveau de la section aval du coursier est de l'ordre de :

$$F_{r3} = 5,21$$

### VI.5.6 Hauteur des murs bajoyers

La hauteur des murs bajoyers du coursier est calculée par la relation suivante [24] :

$$H_{cr} = H_{em,c} + H_L \dots \dots \dots (VI.28)$$

Avec :

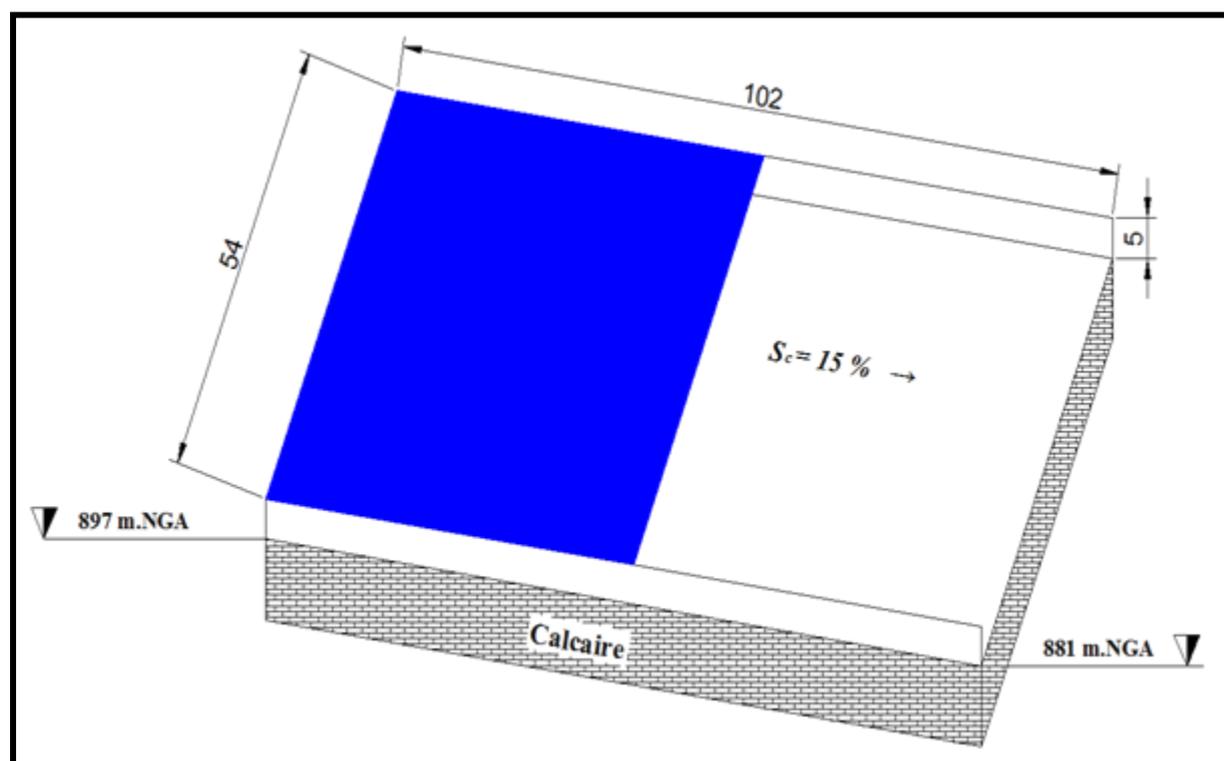
$H_{em,c}$  : Hauteur d'eau maximal dans le coursier, [ $H_{e,m} = 3,95 \text{ m}$ ] ;

$H_L$  : Hauteur libre comprise entre  $0,6 \text{ m} \leq H_L \leq 1 \text{ m}$ , [ $H_L = 1 \text{ m}$ ].

La Hauteurs des murs bajoyers du coursier est de l'ordre de :

$$H_{cr} = 5 \text{ m}$$

Le coursier de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est illustré sur la figure ci-dessous.



**Figure (VI.6) :** Coursier de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

### VI.6 Dissipateur d'énergie

La projection d'un ouvrage de dissipation d'énergie de type saut de ski, s'avère intéressante, compte tenu la structure géologique que présente le terrain de la fondation sur la rive gauche. D'autant que ce dispositif est plus économique par rapport aux autres ouvrages (gain de béton).

### VI.6.1 Bec déviateur

Le dimensionnement hydraulique de bec déviateur s'articule sur l'angle de déflexion, rayon de courbure, bord du bec déviateur et le porté maximal du jet d'eau.

#### VI.6.1.1 Angle de déflexion

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle  $\theta$  compris généralement entre  $35^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$  [27]. Pour le cas de notre étude, on opte pour un angle  $\theta = 45^\circ$ .

#### VI.6.1.2 Bord de bec déviateur

Le bord de bec est recommandé d'avoir un fruit vers l'aval de l'ordre de 10 :1 et une épaisseur de l'ordre de [29] :

$$e_{bd} = 1 \text{ m}$$

#### VI.6.1.3 Rayon de courbure

Le rayon de courbure de bec déviateur est déterminé à l'aide de l'abaque USBR présentée dans l'annexe (27) [27], avec :

R : rayon de courbure (ft) ;

$V_t$  : Vitesse d'écoulement à la fin de coursier, [ $V_t = V_{cf} = 61,35 \text{ ft/s}$ ] ;

g : Accélération de la pesanteur, [ $g = 32,174 \text{ ft/s}^2$ ] ;

$d_t$  : Hauteur d'eau à la fin du coursier, [ $d_t = h_{cf} = 4,30 \text{ ft}$ ] ;

$F_t$  : Nombre de Fraude au niveau de la section final du coursier, [ $F_t = F_{r3} = 5,21$ ].

Le rayon de courbure de bec déviateur est de l'ordre de :

$$R_c = 6,7 \text{ m}$$

#### VI.6.1.4 Hauteur de bec déviateur

La hauteur du bec déviateur est calculée par la formule suivante [27] :

$$h_{bc} = 0,6.R_c \dots \dots \dots (VI.29)$$

Avec :

$R_c$  : Rayon de courbure de bec déviateur, [ $R_c = 6,7 \text{ m}$ ].

La hauteur du bec déviateur est de l'ordre de :

$$h_{bc} = 4 \text{ m}$$

#### VI.6.1.5 Jet d'eau

La portée maximale du jet d'eau est calculée par la relation suivante [30] :

$$x = 1,8 \cdot \left( h_{cf} + h_{bc} + \frac{V_{cf}^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \sin(2 \cdot \theta) \dots \dots \dots (VI.30)$$

Avec :

$\theta$  : Angle de déflexion du jet d'eau, [ $\theta = 40^\circ$ ] ;

$h_{cf}$  : Hauteur d'eau à la fin du coursier, [ $h_{cf} = 1,31 \text{ m}$ ] ;

$h_{bc}$  : Hauteur du bec déviateur, [ $h_{bc} = 4 \text{ m}$ ] ;

$V_{cf}$  : Vitesse d'écoulement à la fin de coursier, [ $V_{cf} = 18,70 \text{ m/s}$ ] ;

g : Accélération de la pesanteur, [ $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ].

La portée maximale du jet d'eau est de l'ordre de :

$$x = 41 \text{ m}$$

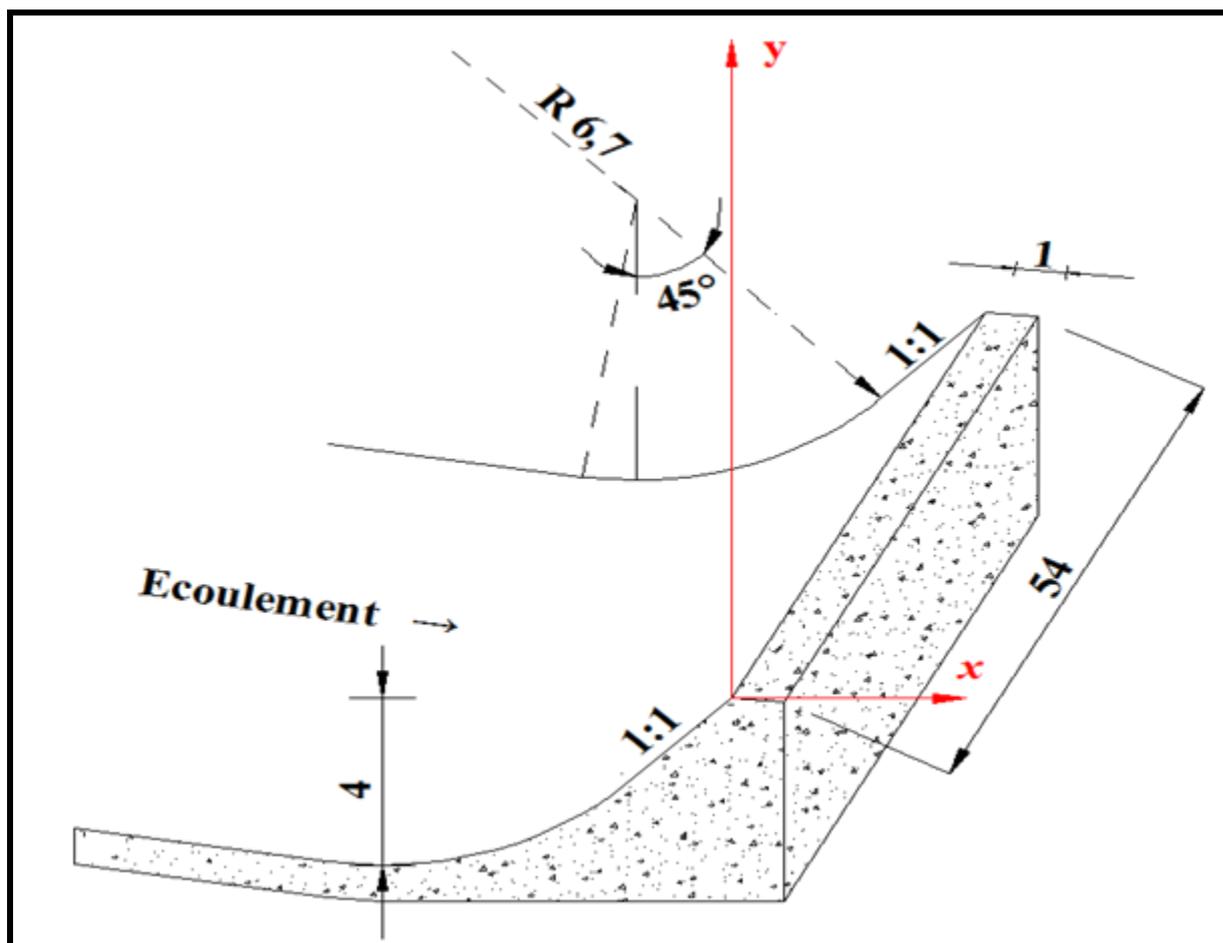


Figure (VI.7) : Bec déviateur de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

#### VI.6.1.6 Hauteur des murs bajoyers

La hauteur des murs bajoyers au niveau de bec déviateur est identique à celle du coursier. Alors elle est de l'ordre de :

$$H_{bc} = 5 \text{ m}$$

#### VI.6.2 Fosse de dissipation

Elle a pour objet de recevoir le jet d'eau provenant du bec déviateur et de dissiper l'énergie cinétique du jet.

##### VI.6.2.1 Tirant d'eau

Le tirant d'eau dans la fosse de dissipation est estimé par la formule suivante [29] :

$$D = 1,32.H^{0,225}.q_u^{0,54} \dots\dots\dots(VI.31)$$

Avec :

$H_1$  : Perte de charge entre le NPHE et le pied de bec déviateur, [ $H_1 = 101,7 \text{ ft} = 31 \text{ m}$ ] ;

$q_u$  : débit unitaire dans le coursier, [ $q_u = 263,6 \text{ ft}^3/\text{s} = 24,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;

Donc, Le tirant d'eau dans la fosse de dissipation est de l'ordre de :

$$D = 22 \text{ m}$$

##### VI.6.2.2 Profondeur

Profondeur de la fosse de dissipation est calculée par la relation suivante [29] :

$$H_f = 1,2.D \dots \dots \dots (VI.32)$$

Avec :

D : Tirant d'eau dans la fosse de dissipation, [D = 22 m].

La profondeur de la fosse de dissipation est de l'ordre de :

$$H_f = 26 \text{ m}$$

### VI.6.2.3 Longueur en fond

La longueur en fond de la fosse de dissipation est identique à la largeur de bec déviateur, alors elle est de l'ordre de :

$$L_{fd} = 54 \text{ m}$$

### VI.6.2.4 Fruit des talus

Les fruits des talus des deux rives, gauche et droit, seront fixés à la valeur 0,5 :1. Tandis que les fruits des talus amont et aval sont fixés à la valeur 1 :1 [27].

### VI.6.2.5 Largeur en fond

On opte pour une largeur au fond de la fosse de l'ordre de :

$$b_{fd} = 5 \text{ m}$$

### VI.6.2.6 Distance de sécurité

Elle s'étend entre les pieds de bec deviateur et l'aval de la fosse de dissipation, cette distance  $D_s$  est recommandé et doit être supérieur ou égale à 15 m  $D_s \geq 15 \text{ m}$ . Pour cette étude, la distance est prise  $D_s = 15 \text{ m}$  et une pente  $i_{Ds} = 26\%$  [29]

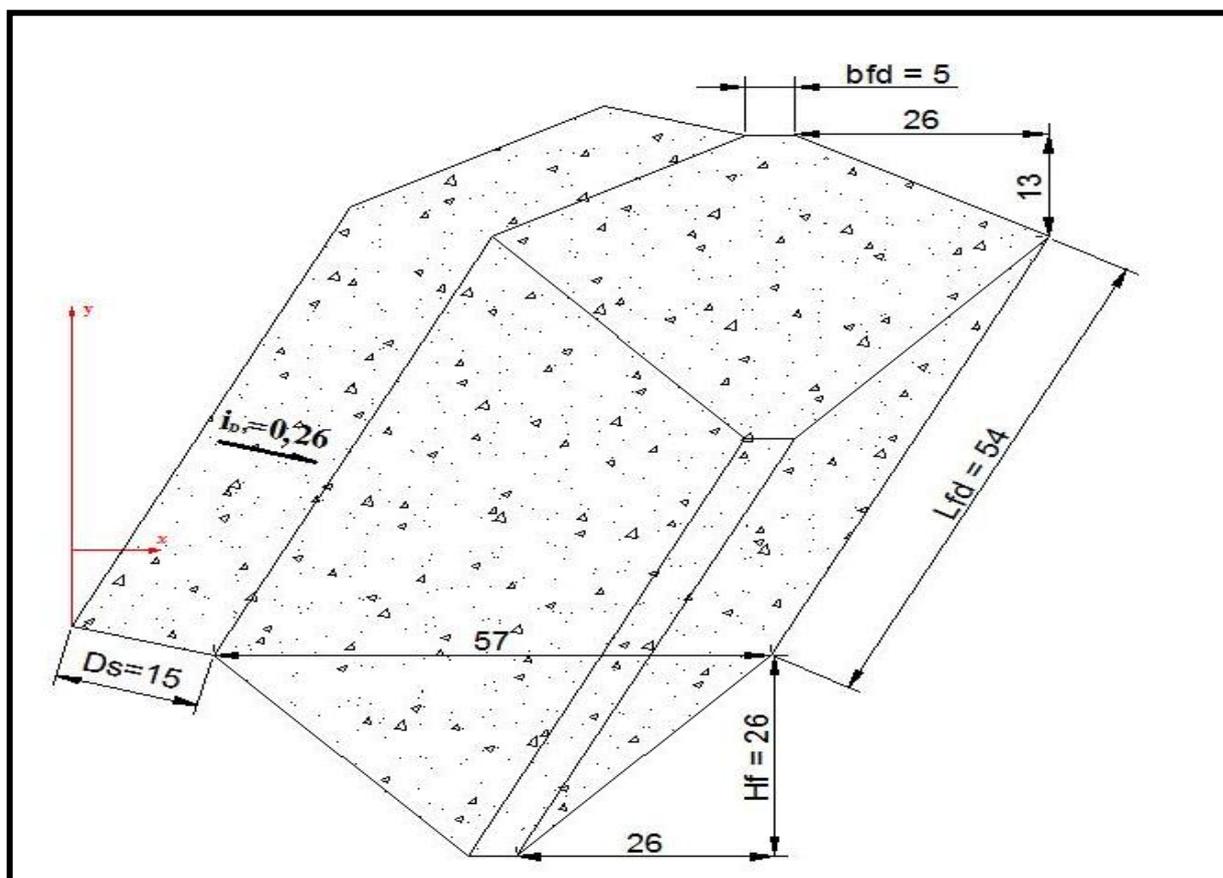


Figure (VI.8) : Fosse de dissipation de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

## VI.7 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite à la fosse de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued. Il a généralement une section prismatique de forme rectangulaire.

### VI.7.1 Longueur du canal de fuite

La longueur du canal de fuite est tirée à partir de l'aménagement de l'oued de M'Djedel. Elle est la distance entre le parement aval de la fosse de dissipation et l'oued de M'Djedel.

La longueur du canal de fuite est de l'ordre de :

$$L_{cf} = 100 \text{ m}$$

### VI.7.2 Pente du canal de fuite

La pente du canal de fuite est calculée par la relation suivante :

$$S_{ocf} = \frac{C_{fd} - C_{ou}}{L_{cf}} \dots\dots\dots(VI.33)$$

Avec :

$C_{fd}$  : Côte au niveau du plan d'eau dans la fosse de dissipation, [ $C_{fd} = 873 \text{ m.NGA}$ ] ;

$C_{ou}$  : Côte au niveau du miroir de la fosse de dissipation, [ $C_{fd} = 860 \text{ m.NGA}$ ] ;

$L_{cf}$  : longueur du canal de fuite, [ $L_{cf} = 100 \text{ m}$ ].

La pente du canal de fuite est de l'ordre de :

$$S_{ocf} = 13 \text{ \%}$$

### VI.7.3 Largeur du canal de fuite

La largeur du canal de fuite est identique à celle la longueur maximale de la fosse de dissipation. Alors, elles de l'ordre de :

$$l_{cf} = 54 \text{ m}$$

### VI.7.4 Profondeur normale dans le canal

La profondeur normale de tirant d'eau dans le canal de fuite est déterminée par un procédé itératif de l'équation de suivante [24] :

$$q = \frac{1}{n_{cf}} \cdot S_{cf} \cdot R_{cf}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S_{ocf}} \dots\dots\dots(VI.34)$$

Avec :

$q$  : Débit à évacuer par le canal de fuite, [ $q = 1322 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;

$n_{cf}$  : Coefficient du rugosité de Manning pour le béton rugueux, [ $n_{cf} = 0,030$ ] ;

$S_{ocf}$  : Pente du fond de canal de fuite, [ $S_{ocf} = 13 \text{ \%}$ ] ;

$S_{cf}$  : Section mouillée du canal de fuite ( $\text{m}^2$ ) ;

$R_{cf}$  : Rayon hydraulique dans le canal de fuite (m).

La profondeur normale de tirant d'eau dans le canal de fuite est de l'ordre de :

$$h_{cf} = 1,2 \text{ m}$$

### VI.7.5 Profondeur critique de l'écoulement

La profondeur critique de l'écoulement d'eau dans le canal de fuite est calculée par la formule suivante :

$$h_{ccf} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{l_{cf}^2 \cdot g}} \dots\dots\dots(VI.35)$$

Avec :

$q$  : Débit à évacuer par le canal de fuite, [ $q = 1322 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;

$l_{cf}$  : Largeur du canal de fuite, [ $l_{cf} = 80 \text{ m}$ ] ;

La profondeur critique de l'écoulement d'eau dans le canal de fuite est de l'ordre de :

$$h_{ccf} = 6,00 \text{ m}$$

**VI.7.6 Hauteur de parois latérales**

La hauteur de parois latérales du canal de fuite est calculée par la relation suivante [24] :

$$H_{mcf} = h_{cf} + H_L \dots \dots \dots (VI.36)$$

Avec :

$h_{cf}$  : Hauteur d'eau dans le canal de fuite, [ $h_{cf} = 1,2 \text{ m}$ ] ;

$H_L$  : Hauteur libre comprise entre  $0,6 \text{ m} \leq H_L \leq 1 \text{ m}$ , [ $H_L = 1 \text{ m}$ ].

La hauteur de parois latérales du canal de fuite est de l'ordre de :

$$H_{mcf} = 2,2 \text{ m}$$

Le canal de fuite de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est illustré sur la figure ci-dessous.

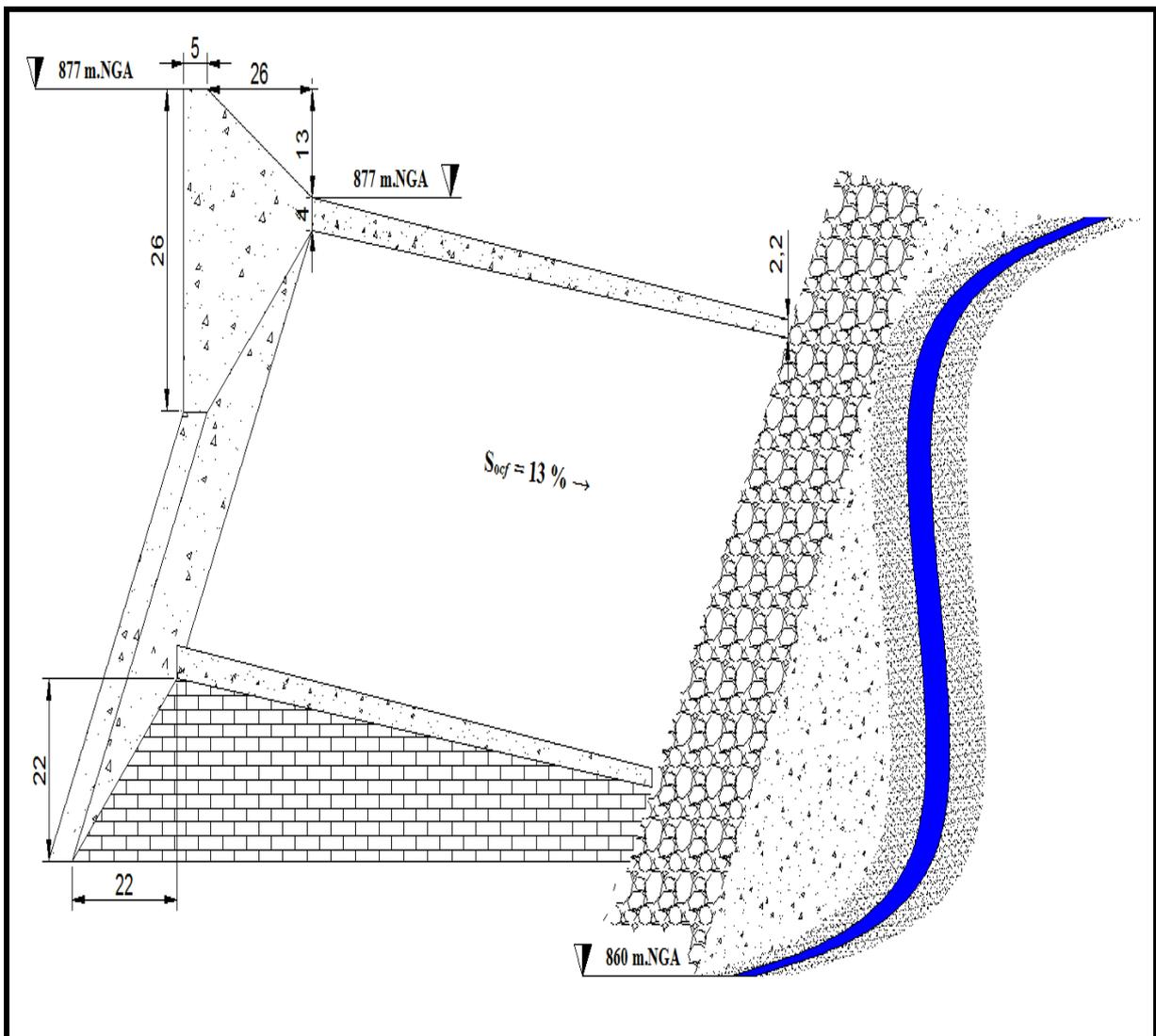


Figure (VI.9) : Canal de fuite de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

## Conclusion

L'étude effectuée dans ce chapitre nous a permis de constater que :

- Le canal d'approche aura une section prismatique de forme trapézoïdale, caractérisé par une largeur de 90 m, une hauteur de pelle de 1,8 m et une pente de fond égale à 0,0033 ; la hauteur des parois latérales 6,4 m.
- Le seuil déversant est de type Creager, de 90 m de largeur, 11 m de longueur et d'une hauteur de 7 m qui fait transiter une charge hydraulique de 3,6 m. La hauteur des murs bajoyers sont de l'ordre de 4,6 m ;
- La transition comporte deux ouvrages principaux, le chenal d'écoulement de largeur 90 m et longueur 33,5 m suivie d'un convergent, le second ouvrage, sur une longueur de 102 m rétrécissant de 90 m à l'amont jusqu'à 54 m à l'aval, faisant un angle de rétrécissement égal à  $10^\circ$ . Des murs bajoyers sont implantés au niveau du chenal avec 4,6 m de hauteur jusqu'à 6 m à la fin du convergent ;
- Le coursier aura une section prismatique de forme rectangulaire de 54 m de largeur avec une pente 15% et des parois latérales d'une hauteur de 5 m ;
- Un bec déviateur, de largeur 54 m et une hauteur de 4 m, assure la diffusion d'eau écoulée suivant un angle  $45^\circ$  avec une courbure de rayon 6,7 m. Pour les faibles écoulements, au dessous de bec et à l'aval immédiat, un palier (distance de sécurité) est implanté de 15 m de longueur et de même largeur que le bec avec une pente de 26% ;
- Le jet d'eau de 41 m de portée par le bec, sera amorti par une fosse de dissipation de forme octogonale allongée de largeur 80 m et une longueur de 53 m, avec un tirant d'eau de l'ordre de 22 m ;
- L'évacuateur de crues est achevé par un canal de fuite de 100 m de longueur avec une pente de 13% dotée des murs latéraux de 4 m à l'amont à 2 m vers l'aval. Puisque l'écoulement dans le canal de fuite est torrentiel, on prévoit un revêtement en enrochement à l'aval immédiat de cet ouvrage afin de protéger le lit de l'oued de M'Djedel contre l'érosion.

## CONCLUSION GENERALE

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'avant projet de la digue du barrage de M'Djedel (Wilaya de M'Sila) ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La fondation du barrage de M'Djedel est une formation géologique tendre (calcaire et intercalation de marne), cela impose un barrage souple plutôt que rigide.
- Le niveau de terrain naturel est fixé à la cote 862 m.NGA.
- Le niveau minimum d'exploitation est fixé a la cote 895.5 m.NGA.
- Le volume mort est de l'ordre de 6,67 Mm<sup>3</sup> le long de 50 ans d'exploitation.
- Le niveau normal de la retenue est fixé à la cote 904 m.NGA.
- Le volume utile du barrage de M'Djedel est 11 439 963 m<sup>3</sup>
- Le niveau des plus hautes eaux est fixé à la cote 907,6 m.NGA.
- Le niveau de la crête est fixé à la cote 910 m.NGA.
- La digue du barrage de M'Djedel est de type digue en remblai zonée à noyau argileux.
- Le niveau de la fondation de la digue est fixé à la cote 859 m.NGA.
- La conception de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal est en profil Creager permettant d'évacuer un débit déca-millénaire atteignant 1322 m<sup>3</sup>/s.
- L'édification du barrage de M'Djedel est réalisable et n'implique aucune difficulté technique. Cependant, le choix d'un barrage du type "en remblai zoné a noyau argileux" comme digue principale permet l'utilisation exclusive des matériaux disponibles, ce qui nous conduira à minimiser les dépenses et garantir un emploi intensif de main d'œuvre locale.
- Grâce à la capacité de stockage de la retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production de la région.
- Maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.
- La réalisation du barrage de M'Djedel offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

# **ANNEXES**

V.2 Répartition des matériaux de construction dans la digue

La répartition des matériaux de construction dans la digue en remblais ç noyau zoné du barrage de M'Djedel est illustrée dans la figure ci-dessous.

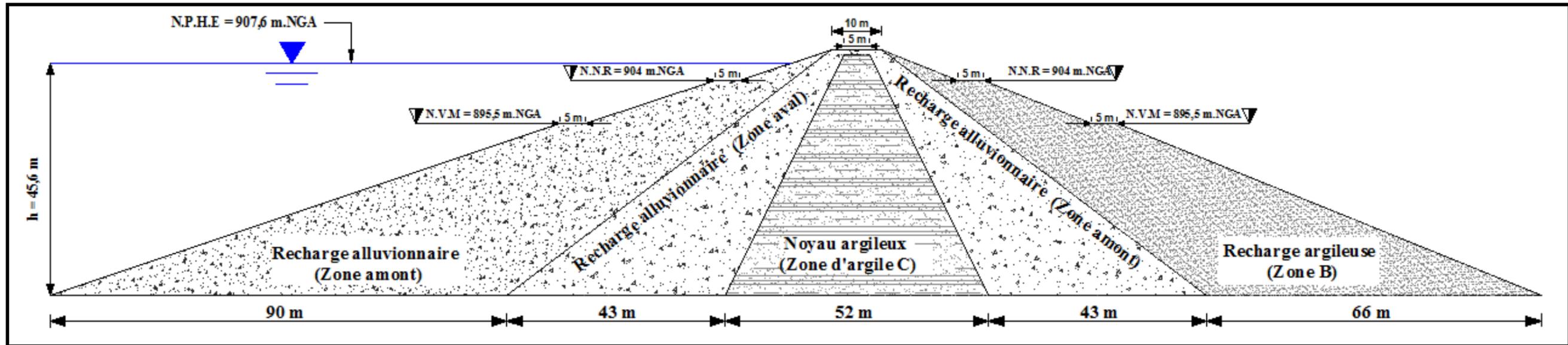


Figure (V.1) : Répartition des matériaux de construction dans la digue en remblais à noyau zoné du barrage de M'Djedel.

V.3 Zonage des filtres et des drains dans la digue

Afin d'empêcher la migration des particules fins et la formation des pressions interstitielles critiques, la construction des filtres et des drains s'avère nécessaire. Le zonage des filtres et des drains est illustrée sur la figure ci-dessous.

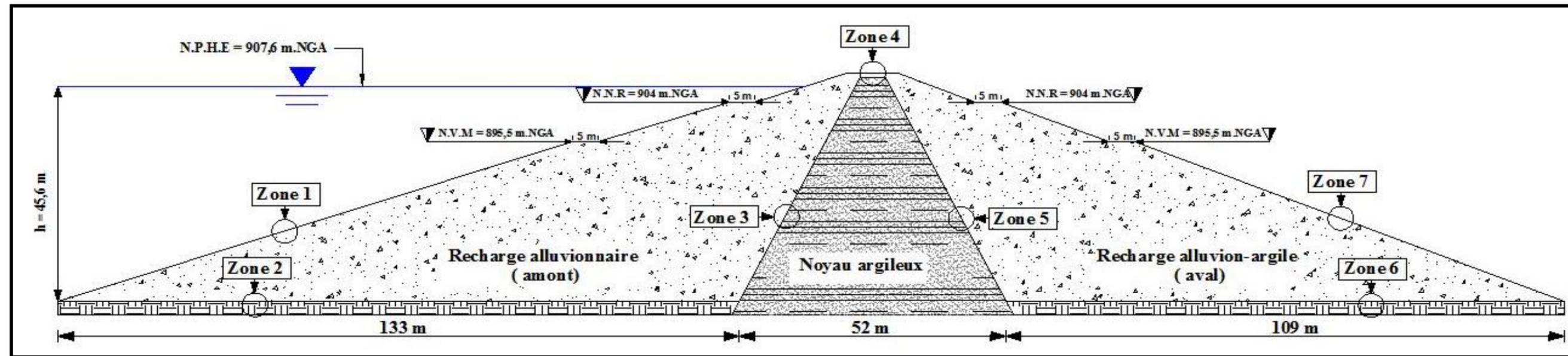


Figure (V.2) : Zonage des filtres et des drains dans la digue en remblais à noyau zoné du barrage de M'Djedel.

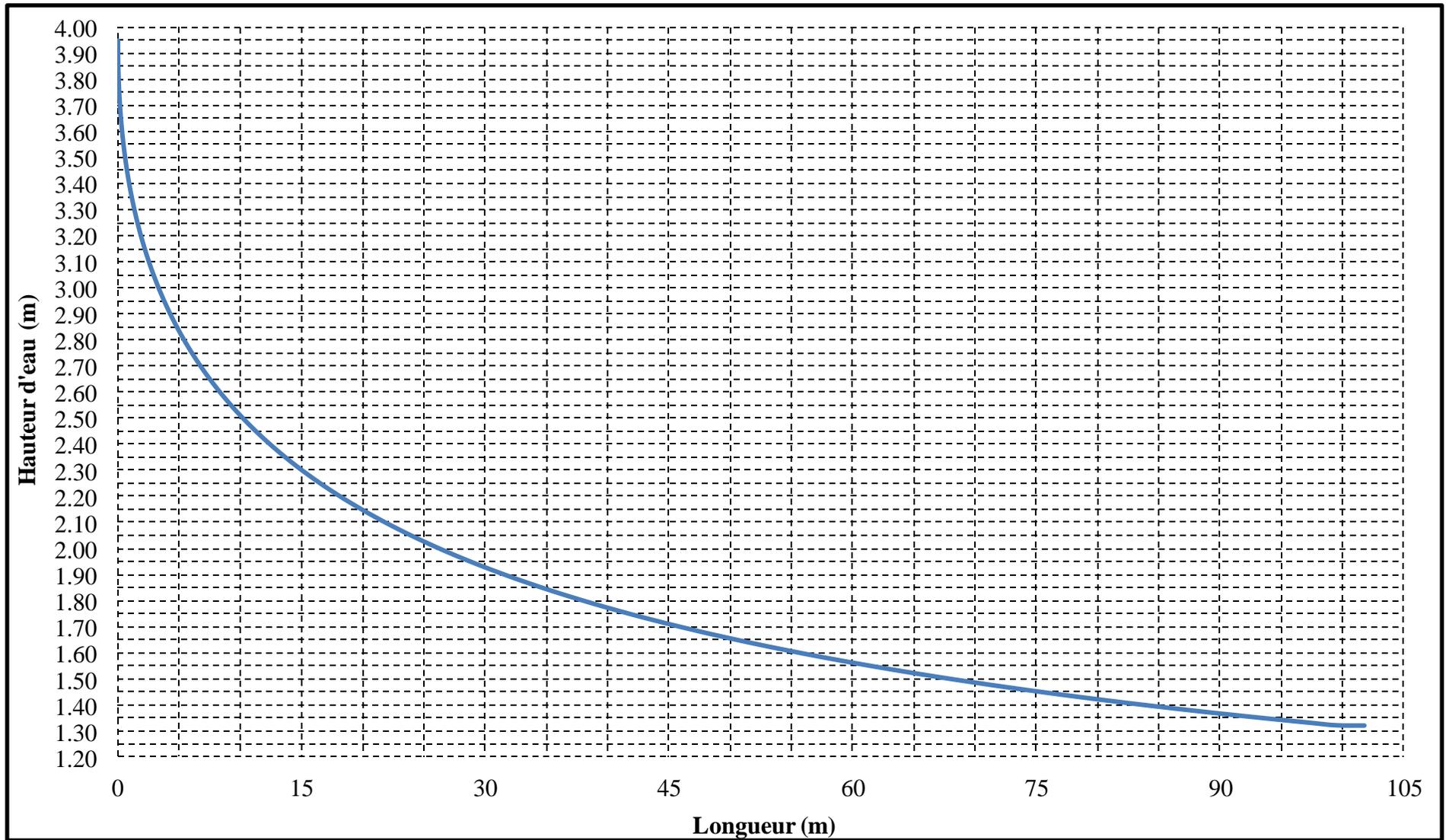


Figure (VI.5) : Profil de ligne d'eau dans le coursier.

### ملخص:

في إطار المحافظة على المياه وضعت الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات برنامجا لإنشاء السدود بالمرّة الدراسة، اختيار و تصميم منشآت التخزين يكون بطريقة معمقة. الدراسة التي أجريناها في مذكرة التخرج هذه هي دراسة مشروع إنشاء سد في ولاية المسيلة تحديدا في واد مجدل هذا السد سيكون موجها للتزويد بالماء الشروب و الري.

### كلمات مفتاحية:

المياه, السدود, التخزين, الانشاء

### Résumé :

Dans le cadre de la conservation et la restitution des eaux, l'ANBT a mis tout un programme pour la réalisation des barrages et des retenues collinaires

Toutefois, l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondie. L'étude que nous avons mené dans ce MFE est une étude d'avant-projet de la digue d'un barrage dans la wilaya de M'Sila et principalement sur l'Oued de M'Djedel, cette digue sera destinée pour l'AEP et l'irrigation.

**Mots clés :** eaux, barrages, stockage, construction

### Abstract

As part of the conservation and restoration of waters, ANBT has a whole program for the realization of dams and small dams

However, the study, the choice and design of storage structures deserve to be thorough. The study that we conducted in the MFE is a draft study of the dam of a dam in the province of M'Sila and mainly on the Oued M'Djedel, this dike will be destined for AEP and irrigation.

**Key words:** water, dams, storage, building.