

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Thème

**Analyse de l'effet des infiltrations sur la
stabilité d'un barrage en terre
(Cas du barrage Sidi Khelifa azeffoun)**

Présenté par : **Mr BERKANE TOUFIK**

Devant le jury composé de :

Mr KAHIL AMARPrésident.

Mr GABI SMAIL.....Promoteur.

Mme AIT BACHIR SAMIA.....Examinatrice.

Promotion : 2022/2023

Remerciements

Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et je n'aurais pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr GABI SMAIL, je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant ma préparation de ce mémoire.

Je remercie également tous mes professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

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

Toufik

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père qui m'a toujours inspiré et encouragé.

A ma très chère mère qui est ma plus chère au monde, a été mon pilier inébranlable tout au long de ce voyage. Son amour et son soutien inconditionnels ont été la source de ma force.

A mes frères, Menad et Nassim, ainsi qu'à ma sœur Sarah, je vous remercie pour votre soutien indéfectible et votre compréhension pendant cette période exigeante.

A toute ma famille, qui m'a toujours soutenue.

A tous mes amis qui sont si nombreux, qui m'ont envahi de bonheur.

A toute la promotion de géotechnique (2022-2023).

A tous mes enseignants, qui ont contribué à ma formation.

A toute personne qui va lire cette thèse.

Toufik

Sommaire

Remerciements.

Dédicaces.

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Liste des principales notations et indices.

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre

Introduction	2
I.1. Définition	2
I.2. Types des barrages	2
I.2.1. Barrage en béton	3
I.2.1.1. Barrage poids	4
I.2.1.2. Barrage voûte	5
I.2.1.3. Barrage à contreforts (multi-voûtes)	6
I.2.2. Les barrages en remblai	7
I.2.2.1. Barrages en terre	8
I.3. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais	13
I.4. Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre	14
I.4.1. Hauteur du barrage.....	14
I.4.2. Largeur en crête du barrage	16
I.4.3. Pente des talus	16
Conclusion	17

Chapitre II : Description géologique et géotechnique

Introduction.....	18
II.1. Généralités	18
II.1.1. Classification des barrages en matériaux locaux	18
II.1.1.1. Les barrages en terre homogène.....	18
II.1.1.2. Les barrages en terre hétérogènes ou zoné	18
II.1.1.3. Les barrages en terre mixte	18

Sommaire

II.1.2. Brève description des parties constitutives d'un barrage en terre	19
II.2. Documentations consultées	19
II.3. Situation géographique.....	20
II.4. Etude géologique.....	22
II.4.1. Géologie régional	22
II.4.2. Géologie de la cuvette	22
II.4.2.1. Formations superficielles (Quaternaire)	23
II.4.2.2. Formations plus anciennes.....	23
II.4.3. Géologie du site du barrage	24
II.4.3.1. Rive droite.....	24
II.4.3.2. Rive gauche.....	24
II.4.3.3. L'épaisseur du remplissage alluvial	24
II.5. Hydrogéologie de la cuvette et du site	25
II.6. Etude géotechnique	25
II.6.1. Caractéristiques des terrains de fondation	26
II.6.1.1. Couverture colluviale et alluviale	26
II.6.1.2. Flyschs	26
II.6.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux de barrage et de la fondation.....	26
II.7. Tectonique	28
II.8. Sismicité	29
Conclusion	30

Chapitre III : Étude hydrologique

Introduction.....	31
III.1. Description du Bassin Versant de Sidi Khelifa	31
III.2. Caractéristiques morphologiques du Bassin Versant de Sidi Khelifa.....	31
III.2.1. Indice de compacité de GRAVELLIUS (Kc) [6]	31
III.2.2. Coefficient d'allongement.....	31
III.2.3. Le rectangle équivalent.....	32
III.2.4. Le relief	33
III.2.4.1. Calcul des surfaces élémentaires	33
III.2.4.2. Traçage de la courbe hypsométrique.....	33
III.2.4.3. Les altitudes caractéristiques	35

Sommaire

III.2.5. Les indices de pente	35
III.2.5.1. Indice de pente moyenne de Bassin Versant [7].....	35
III.2.5.2. Indice de pente globale I_g du Bassin Versant.....	35
III.2.5.3. Indice de pente moyenne du Talweg principal.....	35
III.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	36
III.3.1. Densité des Talwegs élémentaires [6].....	36
III.3.2. Dénivelé spécifique [7]	36
III.3.3. Densité de drainage [7]	36
III.3.4. Temps de concentration	36
III.3.4.1. Formule de GIANDOTTI [8]	36
III.3.4.2. Formule de KIRPICH [9]	36
III.3.5. Vitesse de ruissellement	37
III.3.5.1. Formule de SOKOLOVSKY [9]	37
III.4. Caractéristiques climatiques.....	39
III.4.1. Température.....	39
III.4.2. Vitesse de vent.....	39
III.4.3. Humidité relative de l'air	40
III.4.4. Évaporation.....	41
III.4.5. Pluviométrie	41
III.4.5.1. Homogénéité et correction des données.....	41
III.4.5.1.1. Test de WILCOXON ou test de Rang [8]	41
III.4.5.1.2. Méthode graphique ou méthode double masse.....	42
III.4.5.1.3. Correction de la série pluviométrique de Yakouren	42
III.4.5.2. Calcul des précipitations	43
III.4.5.2.1. Calcul des précipitations inter annuelles	43
III.4.5.2.2. Répartition moyenne mensuelle de la précipitation	44
III.4.5.2.3. Précipitations maximales journalières.....	44
Conclusion	47
III.4.6. Apports liquides.....	47
III.4.6.1. Calculs de l'apport annuel moyen.....	47
III.4.6.1.1. Formule de TURC [9]	47
III.4.6.1.2. Formule de GAUTIER [9].....	48
III.4.6.1.3. Formule de MEDINGER [9]	48

Sommaire

III.4.6.1.4. Formule d'I.N.R.H [9].....	48
III.4.6.1.5. Formule de DERRI (II) [9].....	48
III.4.6.2. Calcul de module de l'écoulement.....	49
III.4.6.3. Caractéristiques de l'écoulement	49
III.4.6.3.1. Module de l'écoulement [11].....	49
III.4.6.3.2. Module de l'écoulement relatif (spécifique) [11]	50
III.4.6.3.3. Coefficient de variance [10]	50
III.4.6.3.4. L'apport annuel fréquentiel [12].....	50
III.5. Les crues.....	51
III.5.1. Détermination des crues maximum probable	51
III.5.1.1. Formule de MALLET GAUTHIER.....	51
III.5.1.2. Formule DE TURAZA	51
III.5.1.3. Formule de SOKOLOVSKY	52
III.5.2. Construction des Hydro grammes de Crue [12]	52
III.5.3. Choix de la fréquence de la crue.....	55
III.6. Apport solide et estimation de volume mort	56
III.6.1. Apport solide	56
III.6.1.1. Formule de TIXIRONT [9].....	56
III.6.1.2. Formule de SOGREAH [9].....	57
III.6.2. Volume mort.....	57
III.7. Qualité de l'eau.....	58
Conclusion	58

Chapitre IV : Laminage des crues

Introduction.....	59
IV.1. Principe de calcul.....	59
IV.2. Laminage de crue par la méthode de KOTCHERINE.....	59
IV.2.1. Estimation du débit de crue laminée.....	60
IV.2.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir	60
IV.3. Hydrogramme de crue à la sortie par la méthode de HILDENBLAT	62
Conclusion	65

Chapitre V : Dimensionnement du barrage

Introduction.....	66
V.1. Caractéristiques géométriques du barrage.....	66
V.1.1. Hauteur du barrage.....	66
V.1.1.1. Calcul de la revanche [14].....	66
V.1.1.1.1. Formule de STEVENSON GAILLARD [14].....	67
V.1.1.1.2. Formule de MALLET et PAQUANT [14].....	67
V.1.1.1.3. Formule de l'U.S.B.R [11].....	67
V.1.2. Largeur en crête.....	67
V.1.2.1. Formule de KNAPPEN.....	67
V.1.2.2. Formule d'E- F-PREECE.....	67
V.1.2.3. Formule Anonyme (simplifiée).....	68
V.1.2.4. Formule pratique.....	68
V.1.3. Longueur du barrage.....	68
V.1.4. Pentes des talus.....	68
V.1.5. La largeur à la basse de la digue.....	69
V.1.6. Protection des talus.....	69
V.1.6.1. Le talus amont.....	69
V.1.6.2. Le talus aval [4].....	69
V.2. Caractéristiques géométriques de noyau.....	70
V.2.1. La hauteur du noyau.....	70
V.2.2. Largeur en crête.....	70
V.2.3. Largeur de la base du noyau.....	71
V.2.4. Largeur moyenne du noyau [15].....	71
V.3. Etude des infiltrations.....	71
V.3.1. Homogénéisation du barrage.....	72
V.3.1.1. Calcul de l'épaisseur moyenne du noyau [15].....	72
V.3.1.2. détermination de l'épaisseur virtuelle pour le noyau équivalent [15].....	72
V.3.2. Equation de la ligne de saturation.....	72
Condition vérifié.....	73
V.3.3.Débit de fuite [15].....	73

Sommaire

Conclusion	74
------------------	----

Chapitre VI : Effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre

Introduction.....	75
VI.1. Types et modes de ruptures des barrages en terre.....	75
VI.1.1. Rupture par instabilité externe (rupture d'ensemble) [16].....	76
VI.1.2. Rupture par érosion interne (renards hydraulique).....	78
VI.1.3. Rupture par érosion externe.....	82
VI.1.4. Rupture par liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation.....	84
Conclusion.....	86

Chapitre VII : Étude des infiltrations

Introduction	87
VII.1. Étude des infiltrations dans un barrage :	87
VII.1.1. Procédé de calcul	87
VII.1.2. Tracé de la ligne de saturation	88
VII.1. 3. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue	90
VII.2. Étude des réseaux d'écoulements	90
VII.2.1. Milieu isotrope	91
VII.2.2. Milieu anisotrope.....	95
VII.2. Étude des réseaux d'écoulements	95
Conclusion	96

Chapitre VIII : Ouvrages annexes

Introduction.....	97
VIII.1. La galerie de dérivation provisoire.....	97
VIII.2. Les batardeaux	97
VIII.3. Vidange de fond	97
VIII.4. Prise d'eau	98
VIII.5. Évacuateur de crue	99
VIII.5.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	99

Sommaire

VIII.5.2. Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type.....	99
VIII.5.2.1. Forme du seuil.....	100
VIII.5.2.2. Bassin de décharge	100
VIII.5.2.3. Coursier	100
VIII.5.2.4. Bassin de dissipation	100
Conclusion	100

Conclusion générale	101
----------------------------------	------------

Références bibliographique

Listes des figures

Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre.

Figure I.1 : Classification des barrages.

Figure I.2 : Coupe transversal d'un barrage en béton.

Figure I.3 : Barrage poids.

Figure I.4 : Exemple d'un barrage voute.

Figure I.5 : Barrage à contrefort.

Figure I.6 : Coupe schématique d'un barrage en remblai.

Figure I.7 : Barrage en terre.

Figure I.8 : Barrage en terre homogène.

Figure I.9 : Barrage en terre à noyau.

Figure I.10 : Barrage à noyau.

Figure I.11 : Barrage en terre à masque amont.

Figure I.12 : Influence de la fondation sur la conception du barrage.

Figure I.13 : Définition des cotes RN et PHE.

Chapitre II : Description géologique et géotechnique.

Figure II.1 : Situation géographique de barrage de Sidi Khelifa.

Figure II.2 : Géologie de la cuvette.

Figure II.3 : Géologie de site.

Figure II.4 : Carte de zonage sismique (RPA99-Version 2003).

Chapitre III : Étude hydrologique.

Figure III.1 : Le Bassin Versant de Sidi Khelifa.

Figure III.2 : Courbe hypsométrique de Bassin Versant de Sidi Khelifa.

Figure III.3 : Le rectangle équivalent de Bassin Versant de Sidi Khelifa.

Figure III.4 : Chevelus Hydrographiques de Bassin Versant Sidi Khelifa.

Figure III.5 : Répartition mensuelle de la température à Azeffoun.

Figure III.6 : Répartition mensuelle de la vitesse de vent a Azeffoun.

Figure III.7 : Répartition de l'humidité de l'air à Azeffoun.

Figure III.8: Répartition mensuelle de l'évaporation a Azeffoun.

Figure III.9 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL.

Figure III.10 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

Figure III.11: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

Figure III.12: Hydrogramme de crue de projet.

Listes des figures

Chapitre IV : Laminage des crues.

Figure IV.1 : Hauteur-Débit laminé.

Figure IV.2 : Volume forcé-Débit laminé.

Figure IV.3 : $V_i + 0,5 * q_i * \Delta t$ et débit sortant.

Figure IV.4 : Hydro gramme de crue entré et sortie.

Chapitre V : Dimensionnement du barrage.

Figure V.1 : Le barrage de Sidi Khelifa.

Figure V.2 : Ligne de saturation dans le barrage de Sidi Khelifa.

Figure V.3 : Le barrage de Sidi Khelifa.

Chapitre VI : Effets des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre.

Figure VI.1 : Rupture par érosion.

Figure VI.2 : Rupture d'ensemble à partir du parement aval (Mériaux al., 2001).

Figure VI.3 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont (Mériaux et Al, 2001).

Figure VI.4 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard du remblai à la fondation (Fell et al., 2001).

Figure VI.5 : Rupture par affouillement.

Figure VI.6 : Rupture par submersion. (Mériaux et al, 2001)

Figure VI.7 : Rupture par liquéfaction.

Chapitre VII : Étude des infiltrations.

Figure VII.1 : Tracé de ligne de saturation et la parabole de KOSENY.

Figure VII.2 : Tracé des lignes de courant et des lignes équipotentiels.

Figure VII.3 : Lignes équipotentiels et lignes de courants.

Figure VII.4 : Barrage en terre homogène sur fondation imperméable.

Figure VII.5 : Détermination de la pression interstitielle.

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre.

Tableau I.1 : Epaisseur du Rip-Rap selon la hauteur des vagues.

Tableau I.2 : Pente des talus pour pré dimensionnement.

Chapitre II : Description géologique et géotechnique.

Tableau II.1 : Paramètres géotechniques des matériaux de barrage.

Tableau II.2 : Paramètres géotechniques de la fondation.

Tableau II.3 : Résumé des quantités de matériaux de construction.

Tableau II.4 : Coefficients des accélérations du séisme selon la zone d'étude.

Chapitre III : Étude hydrologique.

Tableau III.1 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire.

Tableau III.2 : Les résultats pour le temps de concentration.

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif.

Tableau III.4 : Température enregistrée à la ville d'Azeffoun.

Tableau III.5 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.

Tableau III.6 : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air d'Azeffoun.

Tableau III.7 : Répartition mensuelle de l'Evaporation.

Tableau III.8 : Résultats trouvés de test de WILCOXON

Tableau III.9 : Répartition moyenne annuelle de la précipitation.

Tableau III.10 : Répartition moyenne mensuelle de la précipitation.

Tableau III.11 : Caractéristique de la station de Tagma.

Tableau III.12 : Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.

Tableau III.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Tableau III.14 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

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

Tableau III.16 : Résultats obtenues pour le calcul l'âme d'eau, apports, débits.

Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats du coefficient de variation.

Tableau III.18 : Résultats pour le calcul de l'apport fréquentiel.

Tableau III.19 : Résultats des débits maximums de la crue (Mallet GAUTHER).

Tableau III.20 : Résultats des débits maximums de la crue (TURAZA).

Tableau III.21 : Résultats des débits maximums de la crue (SOKOLOVSKY).

Tableau III.22 : Hydro gramme de crue cas monté.

Tableau III.23 : Hydro gramme de crue cas décrue.

Liste des tableaux

Tableau III.24 : Catégories des dommages résultants des crues.

Tableau III.25 : Crues de projet recommandé.

Tableau III.26 : Résultats trouvés pour les deux formules.

Chapitre IV : Laminage des crues.

Tableau IV.1 : Hauteur et débit laminé.

Tableau IV.2 : Débit laminé pour différente largeur.

Tableau IV.3 : Calcul $V_i + 0,5 * q_i * \Delta t$.

Tableau IV.4 : Le débit déversé par la méthode de HILDENBLANT.

Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Chapitre V : Dimensionnement du barrage.

Tableau V.1 : Calcul de la revanche.

Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Tableau V.3 : Valeurs indicatives de pente de talus.

Tableau V.4 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal en fonction de la hauteur de la Vague.

Tableau V.5 : Résultats pour la courbe de saturation.

Chapitre VI : Effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre.

Tableau VI.1 : Epaisseur de l'enrochement et D minimal des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau VI.2 : Pentes des talus et l'élément étanche adopté dans les deux variantes.

Tableau VI.3 : Volumes des remblais

Chapitre VIII : Ouvrages annexes.

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques des batardeaux.

Tableau VIII.2 : Les caractéristiques de la vidange.

Tableau VIII.3 : Les caractéristiques de la prise d'eau.

Tableau VIII.4 : Les caractéristiques de l'évacuateur de crue.

Liste des symboles

a : Constant du bassin ;
 $A_{F(p)}$: Apport annuelle d'une période de retour donnée en Mm^3 ;
ANBT : Agence National des Barrage est de Transfère ;
ANRH : Agence National des Ressources Hydraulique ;
 A_o : Apport annuel(Mm^3) ;
b : Exposant de body ;
(CNAGB) : Comité National Australienne des Grandes Barrages ;
B : La largeur à la basse de la digue (m) ;
 b_d : La largeur (m) ;
 b_{cr} : Largeur de crête (m) ;
C : Cohésion effective (KN/m²) ;
 C_F : Cote a la fondation (m) ;
 C_{PHE} : Cote aux plus hautes eaux (m) ;
 C_{RN} : Cote de la retenue normale (m) ;
 C_V : Coefficient de variation ;
D : Déficit de l'écoulement en (mm) ;
 D : Densité apparente (KN/m³) ;
 D_d : Densité de drainage (Km/Km²) ;
 D_s : Dénivelé spécifique (m) ;
e : épaisseur de la couche de l'enrochement (m) ;
 E_v : L'évaporation (mm) ;
F : Densité des Talwegs élémentaire Km⁻² ;
F: Le Flesch (Km) ;
FND : Fréquence de non dépassement ;
G : Accélération de pesanteur (m/s²) ;
 H_{min} : L'altitude minimale (m) ;
 H_n : La hauteur du noyau (m) ;
 H_0 : Hauteur due au tassement(m) ;
 H_1 : Hauteur d'eau a l'amont du noyau (m) ;
 H_2 : Hauteur a l'aval(m) ;
 $H_{5\%}$ (m) : Hauteur corresponde à 5% de la surface total ;
 $H_{95\%}$ (m) : Hauteur corresponde à 95% de la surface total ;
 H_a : L'humidité relative de l'air (%) ;
 H_b : Hauteur du barrage(m) ;
 H_d : Charge sur le déversoir(m) ;
 H_d : Hauteur entre le niveau de plus haute eaux et la retenue normal (m) ;
 H_{max} : L'altitude maximale (m) ;
 $H_{méd}$: Médiane(m) ;
 H_{moy} : L'altitude moyenne (m) ;
 H_{RN} : Hauteur a la retenue normal (m) ;
 h_v : Hauteur des vagues (m/s) ;
 I_g : Indice de pente global (m/Km) ;
INC : Institue National des cartographies ;
 I_{pm} : Indice de pente moyenne (m/Km) ;
K : Coefficient de réduction ;
 K_a : Coefficient d'allongement ;
 K_c : Indice de compacité ;
 K_n : Coefficient de perméabilité de noyau (m/s) ;
 K_t : Coefficient de perméabilité de barrage (m/s) ;

Liste des symboles

L : Longueur du talweg principal (Km) ;
L_n : Largeur en crête du noyau (m) ;
L : Variable théorique ;
L_d : Largeur de déversoir (m) ;
L_e : Lamé d'eau écoulée en (mm) ;
l_{nmoy} : Largeur moyenne du noyau (m) ;
l_{n.b max} : Largeur de la base du noyau (m) ;
L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;
L_r : Largeur du rectangle équivalent (Km) ;
M : Apport annuelle moyenne en (l/Km².s) ;
m : Coefficient de débit ;
m₁, m₂ : Le fruit (amant, aval) ;
m_n : La pente des talus du noyau ;
n : Nombre de station d'observation ;
N1, N2 : La taille de l'échantillon ;
P : Périmètre du bassin (Km) ;
P_{moy} : Précipitation moyenne annuel (mm) ;
P_{max j} : Précipitation maximal journalière ;
P_{tc} : Pluies pendant le temps de concentration de fréquence ;
q_f : Débit de fuite (m²/s) ;
q : Probabilité au non-dépassement ;
Q_% : Le débit de la crue en m³/s ;
q(t) : Débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
Q_c(t) : Débit de crue entrant à l'instant (t) ;
Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s) ;
q_{lam} : Le débit laminé (m³/s) ;
Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s) ;
Q_{max (%)} : Débit maximum de crue de même fréquence que celle de la pluie de courte durée ;
Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;
q_s : Débit spécifique ;
Q_s : L'apport solide annuel (t/an) ;
R : La revanche(m) ;
RPA : Règles Parasismiques Algériennes ;
S : Surface du bassin versant (Km²) ;
S'_m : Epaisseur virtuelle du noyau (m) ;
S₁ : Epaisseur de la de noyau a la crête (m) ;
S₂ : Epaisseur de la base de noyau (m) ;
S_i : Surface élémentaire (km²) ;
SIG : système d'information géographique ;
S_m : Epaisseur moyenne du noyau (m) ;
t : Temps (s) ;
T : Période de retour (ans) ;
T_c : Temps de concentrations exprimé en (heure) ;
t_d : Temps de la décrue en (heures) ;
T_f : Durée de fonctionnement de barrage (ans) ;
t_m : Temps de la montée de la crue en heures (h) ;
T_{moy} : Température moyenne annuelle en (C°) ;
T_s : Le transport solide en (t/Km²/an) ;
V_C : le volume de la crue correspondant au
Q_% en (m³) ;

Liste des symboles

U : Variable de Gausse ;

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ en (m^3) ;

V_m : Volume mort (m^3) ;

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h) ;

V_{ri} : volume de remplissage initial (Mm^3) ;

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

σ : L'écart type ;

Φ : Angle de frottement ($^\circ$).

Introduction générale

Les éléments indispensables pour assurer la prospérité future du pays et favoriser son développement socio-économiques reposent sur des piliers cruciaux.

En ce qui concerne la construction, l'utilisation efficace des ressources hydrauliques a toujours été une préoccupation majeure de la politique nationale, qui s'est engagée dans un ambitieux programme de construction de 80 barrages à travers le pays. Dans ce cadre, la wilaya de Tizi Ouzou bénéficie de la construction de quatre barrages pour remédier à son déficit en ressources en eau destinées à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable l'un de ces barrages est situé dans la région de Sidi Khelifa, sur l'oued Sidi Ahmed dans la commune d'azeffoune.

Notre projet de fin d'études vise à réaliser une analyse de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre sur l'oued Sidi Ahmed Youcef, avec une double fonctionnalité : l'approvisionnement en eau potable des zones environnantes et l'irrigation des terres agricoles.

Afin d'atteindre notre objectif, notre travail est structuré en huit chapitres. Le premier aborde l'analyse des conditions topographiques, géologiques et géotechniques, nous permettant de sélectionner un site propice. Ensuite, nous examinerons les données pluviométriques et hydrométriques.

Introduction :

Un barrage en terre est une structure construite principalement avec des matériaux tels que la terre, le sable, le gravier et parfois des roches.

Ces barrages sont utilisés pour retenir l'eau et former des réservoirs, pour diverses raisons telles que l'irrigation, la production d'électricité, le contrôle des inondations et l'approvisionnement en eau potable. Ils sont conçus de manière à résister aux forces exercées par l'eau retenue et à assurer la sécurité des zones environnantes.

Pour l'Algérie, la construction des barrages a débuté au 19^{ème} siècle. A la fin de la période coloniale, seulement 15 barrages étaient présents sur l'ensemble du territoire algérien.

Actuellement, grâce à d'importants investissements dans le domaine de l'hydraulique, l'Algérie compte 80 barrages opérationnels, répartis dans différentes régions du pays, selon les données de fin 2021.

Les projets pour l'année 2030 indiquent que ce nombre devrait atteindre 139, avec une capacité de stockage de 12 milliards de mètres cubes sur l'ensemble de territoire national.

I.1. Définition :

Les barrages en remblai, également connus sous le nom de barrage en terre ou en remblai, sont des structures de retenue d'eau construites en utilisant des matériaux tels que la terre, le sable, le gravier et des roches, compactés et modelés pour former une barrière solide. Ces barrages exploitent la résistance naturelle des matériaux de construction pour retenir l'eau et créer des réservoirs, permettant ainsi la gestion des ressources en eau pour divers usages tels que l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique, la fourniture d'eau potable, et la protection contre les inondations.

Les quantités nécessaires pour construire un barrage en terre sont généralement considérables, allant de 5 à 15 fois celles requises pour un barrage en béton de type poids qui pourrait être érigé sur le même site. Pour de plus petites structures, il est courant de devoir compacter entre 20 000 et 100 000 mètres cubes de terre. Les grands barrages, quant à eux, exigent des quantités de l'ordre de millions, voire de dizaines de millions, de mètres cubes.

I.2. Types des barrages :

Le type de barrage est déterminé par la configuration de la vallée, la composition du sol, les matériaux de construction utilisés et leur capacité à résister à la pression exercée par l'eau. Les constructions peuvent prendre la forme de barrages en béton ou en maçonnerie, ou de digues, également appelées barrages en remblais, qui sont composées de terre ou d'enrochement.

On peut catégoriser les barrages en deux groupes distincts :

- Les barrages rigides, construits en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, constitués d'enrochement ou en terre,

Les méthodes de calcul pour les premiers reposent souvent sur la résistance des matériaux et de

la théorie de l'élasticité, tandis que les secondes, en particulier les barrages en terre, sont largement étudiés dans le domaine de la mécanique des sols.

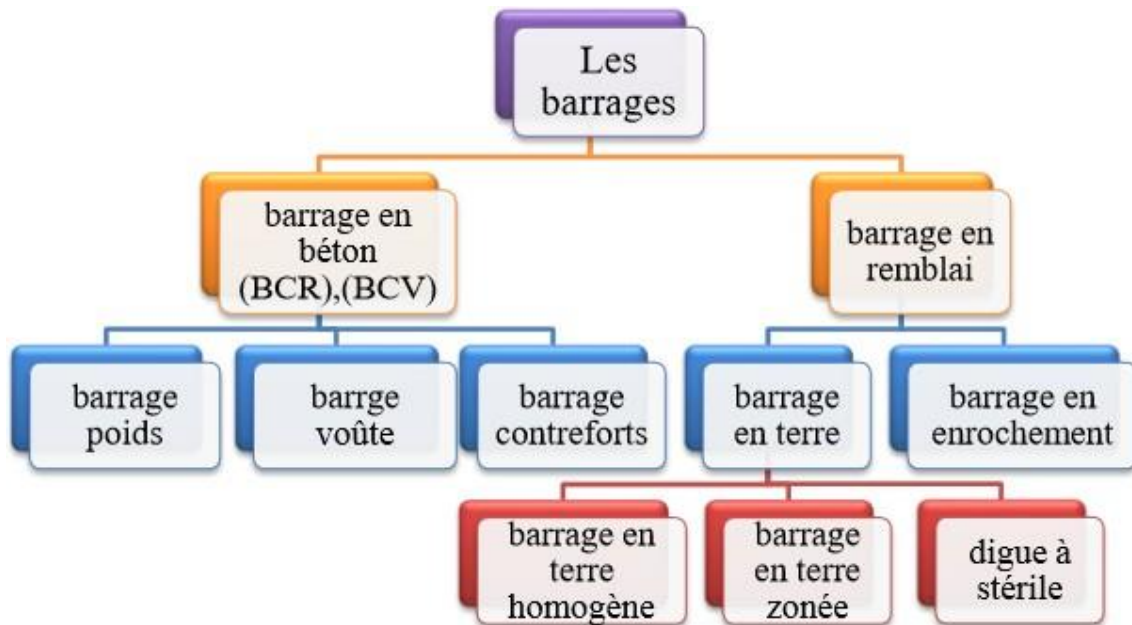


Figure I.1 : Types des barrages

I.2.1. Barrage en béton :

Un barrage en béton représente une structure robuste et rigide, conçue en fonction des exigences du projet, telles que la nécessité d'un évacuateur de crues, la production d'énergie électrique ou la présence d'une fondation rocheuse solide. Les barrages en béton sont généralement classés en trois catégories :

- Barrage-poids (ou barrages gravitaires),
- Barrages-voûtes,
- Barrages à contreforts.

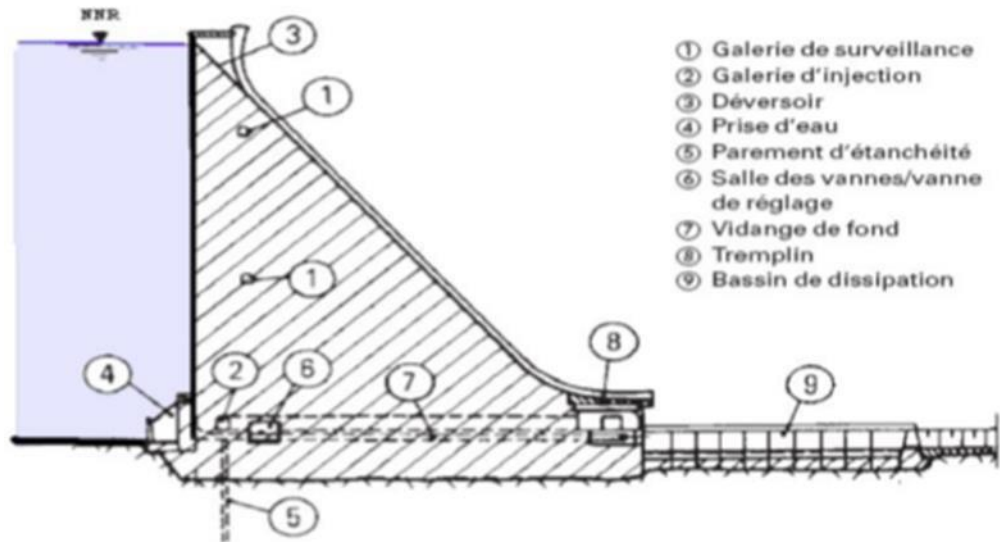


Figure I.2 : Coupe transversal d'un barrage en béton

I.2.1.1. Barrage poids :

Du point de vue mécanique, les barrages poids en béton et les barrages en maçonnerie présentent des similarités notables. La résistance repose principalement sur le poids, permettant de faire face à la pression hydrostatique, aux forces exercées par les sédiments, ainsi qu'aux sous-pressions. Ces dernières peuvent avoir un effet déstabilisateur conséquent, ce qui requiert l'emploi de dispositifs tels que des rideaux d'injection et des galeries de drainage afin de les atténuer.

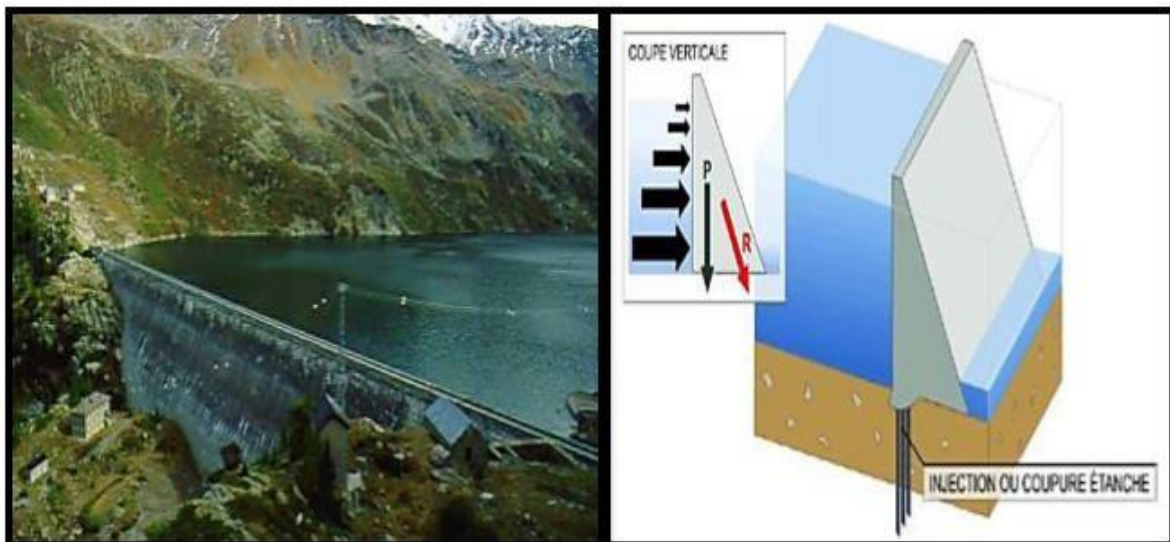


Figure I.3 : Barrage poids

➤ **Avantages :**

- Capacité élevée de résistance du béton à la pression ;
- Faible transmission de contraintes aux roches environnantes ;
- Possibilité d'intégrer facilement un évacuateur de crues ;
- Faibles gradient hydraulique au niveau de la fondation ;

➤ **Inconvénients :**

- Nécessité d'un grand volume d'excavation ;
- Utilisation conséquente de béton (utilisation de dosages en ciment allant de 200 à 250 kg/m³ ;
- Requis de refroidissement artificiel lors de la prise du béton ;
- Risque de tassements, de renversements et d'instabilité en cas de séisme en l'absence d'injection entre blocs ;
- Présence d'une pression interstitielle significative (sous pression) au niveau de la fondation ;

I.2.1.2. Barrage voûte :

Grace à sa configuration en arc horizontal ou parfois vertical, ce type de barrage permet de distribuer la pression de l'eau vers les cotés de la vallée, ce qui rend impératif que la vallée adopte une forme étroite en V. Ces barrages, dont la hauteur peut dépasser les 200 mètres, représentent 4.4 % de l'ensemble des barrages et 20 % des barrages en béton.

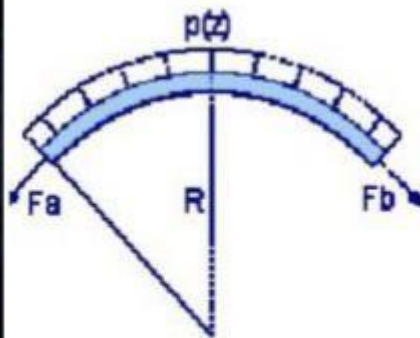


Figure I.4 : Exemple d'un barrage voûte (barrage de St-Pierre Cagnet)

➤ **Avantages :**

- Utilisation limitée de béton ;
- Volume d'excavation réduit ;
- Haute résistance aux séismes ;
- Faible pression interstitielle (sous pression) au niveau de la fondation en raison de l'épaisseur de celle-ci.

➤ **Inconvénients :**

- Forte contrainte exercée sur le béton et les roches environnantes ;
- Tassement modéré ;
- Difficulté d'intégrer un évacuateur de crue ;
- Gradient hydraulique élevé au niveau de la fondation ;

I.2.1.3. Barrage à contreforts (multi-voûtes) :

Le concept similaire à celui du précédent, mais implique l'utilisation de plusieurs voûtes (arcs) et est privilégié pour les vallées de forme large en U, redistribuant la pression de l'eau vers les fondations et les rives.

Sa structure comprend :

- D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, d'épaisseur et d'espacements variables (les contreforts).
- D'une bouchure reliant les contreforts pour transférer la poussée de l'eau.

Ce type de barrage convient particulièrement aux vallées larges dotées de fondations rocheuses de bonne qualité.

Dans ces structures, l'étanchéité est assurée par la voile en béton armé en amont, tandis que la stabilité face à la poussée de l'eau est garantie par les contreforts.

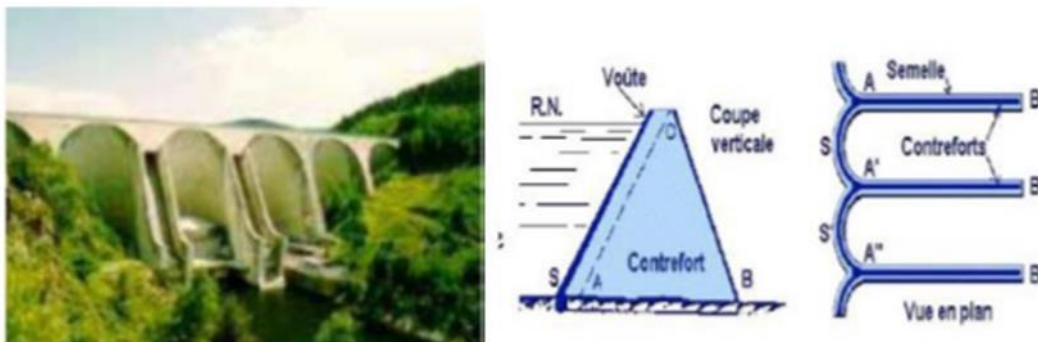


Figure I.5 : Barrage à contrefort (Grandval)

➤ **Avantages :**

- La contrainte subie par la fondation rocheuse et modérée ;
- L'utilisation de béton est limitée ;
- Risque de tassement modéré ;

➤ **Inconvénients :**

- Risque élevé de dommages liés aux séismes ;
- Volume d'excavation considérable ;
- Gradient hydraulique très élevé au niveau de la fondation ;

I.2.2. Les barrages en remblai :

Les barrages en terre sont des structures de retenue d'eau étanche, construites principalement avec les matériaux locaux en respectant des mélanges et des proportions spécifiques.

La plupart de ces barrages adoptent une structure souple, idéale pour les vallées étendues où les matériaux de construction sont disponibles sur place ou à proximité. Ces ouvrages, composés de terre ou de roches, comportent généralement un noyau d'argile assurant l'étanchéité. Dans certains cas, l'étanchéité est garantie par un masque amont en béton ou une géo membrane interne. Cette méthode a également été employée pour la construction de retenue de taille moyenne.

Ils sont érigés à partir de matériaux naturels tels que l'argile, les roches et les pierres. Leurs composants principaux comprennent :

- La crête : facilite la circulation une fois le barrage terminé, sa hauteur définit la hauteur maximale du barrage.
- Le noyau : composé de sols fins assurant l'étanchéité du barrage, avec diverses configurations telles que verticale, inclinée ou centrale.
- Les recharges : constituées de sols différents de ceux du noyau (sols frottant perméables) pour soutenir et protéger ce dernier.
- Les drains : réalisés en matériaux pulvérulents et drainants, ils permettent l'écoulement de l'eau dans le sol et réduisent la pression interstitielle. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.
- Le batardeau amont et aval : érigé pour protéger le chantier contre les crues provenant de l'oued.
- Les bermes : offrant stabilité et réduisant la vitesse de l'eau sur les pentes aval pour éviter l'érosion. Elles servent également de support aux revêtements des pentes en amont.
- Ecran d'injection : généralement du coulis de ciment ou de résine injecté à la base du barrage pour réduire le flux d'eau à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- Les filtres : constitués de matériaux drainants, placés entre les différentes parties pour éviter l'infiltration de l'eau et prévenir le phénomène d'érosion interne.
- Le rip-rap : couche superficielle composée de blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues, la relation entre les dimensions des blocs et l'épaisseur du rip-rap et les vagues sont présentées dans le tableau I.1.

Ces barrages se caractérisent par une base significativement plus large que leur hauteur, de l'ordre de 4 à 7 fois, et leurs constructions est généralement moins coûteuse que celles des barrages en béton.

Tableau I.1 : Epaisseur du rip-rap selon la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum du rip-rap(m)	Dimensions des blocs (m)
0 à 0,30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

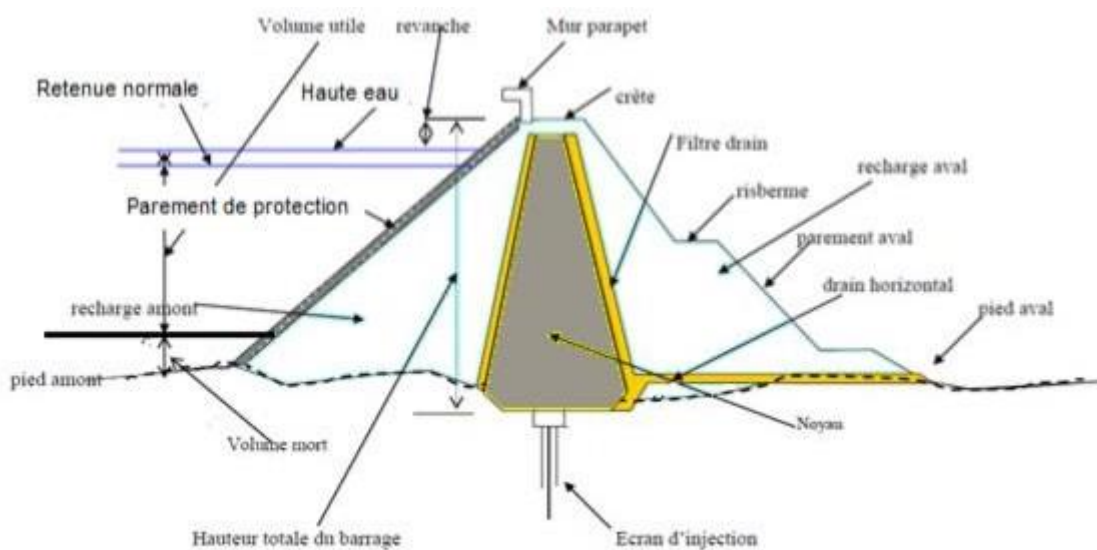


Figure I.6 : Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009).

Les barrages en remblai sont divisés en deux catégories distinctes :

- Les barrages en terre : construits à partir de sols naturels souples extraits à proximité du site du barrage.
- Les barrages en enrochement : principalement composés de matériaux de carrière concassés

I.2.2.1. Barrages en terre :

Ces barrages sont parmi les plus anciens au monde, utilisant de l'argile comme noyau (centré ou incliné) pour garantir l'étanchéité lors de leur construction. Cependant, il existe d'autres variantes de barrages en terre qui intègrent un revêtement en béton armé, béton bitumineux, membrane mince ou même asphalte pour assurer l'étanchéité.



Figure I.7 : Barrage en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre : le barrage homogène, le barrage à noyau étanche et le barrage à masque amont.

✓ **Barrage en terre homogène :**

Il s'agit du type de construction le plus simple à réaliser, entièrement structuré à partir d'un seul matériau suffisamment robuste et étanche (avec une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} m/s). L'argile est le matériau le plus couramment utilisé en raison de son imperméabilité, garantissant ainsi la stabilité du barrage, avec les matériaux les plus fins situés en amont et les plus grossiers en aval.

Pour assurer la stabilité des parements amont et aval, des talus sont construits, leur pente dépendant des propriétés de stabilité et de perméabilité du matériau. L'imperméabilité du barrage est assurée par son épaisseur et la qualité étanche du matériau. Étant donné que les quantités de matériaux présentant les qualités nécessaires pour la construction d'un barrage homogène sont souvent limitées, ce type de structure est principalement réservé aux ouvrages de moindre envergure.

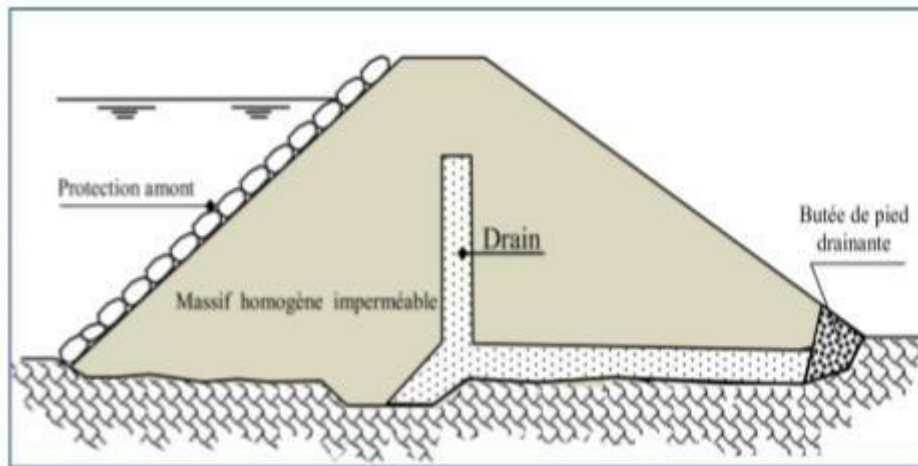


Figure I.8 : Barrage en terre homogène

✓ **Barrages en terre zoné :**

Ce barrage forme une structure imposante composée d'une variété de matériaux disposés de manière à garantir individuellement les fonctions de maintien de sa stabilité et de son imperméabilité.

La division du corps du barrage en différents matériaux est connue sous le nom de zonage, ce qui permet des économies significatives en termes de volumes utilisés et une optimisation des matériaux disponibles sur place. En règle générale, les différentes zones présentent des niveaux croissants de perméabilité et de granulométrie à mesure qu'elles s'éloignent du noyau, leur conférant ainsi des fonctions de filtration et de drainage.

L'objectif d'assurer l'imperméabilité est atteint grâce à un noyau imperméable composé de matériaux argileux, pouvant être positionné en amont ou au cœur du barrage.

Il est parfois nécessaire de prolonger l'imperméabilité de ces types de barrages dans leurs fondations, soit en ancrant le noyau, soit en créant une barrière étanche sous le noyau, telle qu'une paroi moulée ou un rideau d'injection.

La stabilité du noyau étanche est maintenue par des renforcements en amont et en aval constitués de matériaux plus gros et relativement perméables. Ces renforcements assurent la stabilité mécanique du barrage d'un côté et protègent le noyau des dommages extérieurs. Généralement disposés de manière verticale, ils peuvent parfois être inclinés. Cette configuration permet de réduire l'impact des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus, permettant ainsi l'utilisation de pentes plus prononcées. [1]

L'épaisseur du noyau dépend :

- d'une largeur minimale en crête pour le passage des engins ;
- de la disponibilité des terres imperméables ;
- du gradient hydraulique en contact avec la fondation ;

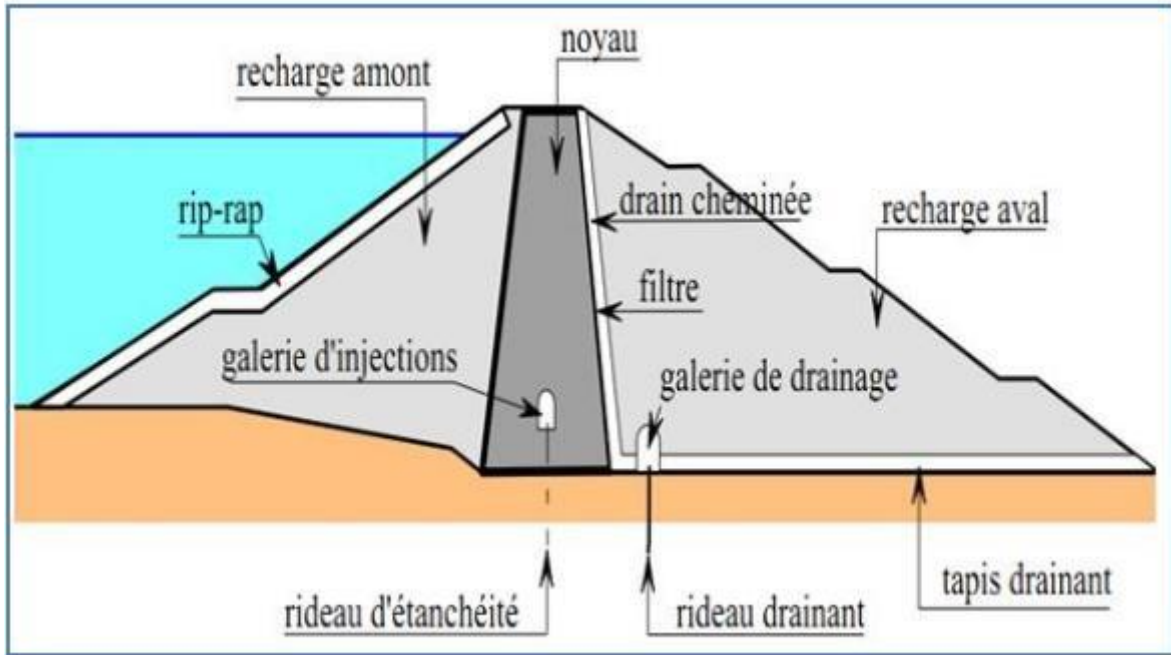


Figure I.9 : Barrage en terre à noyau

- ✚ **Barrage à noyau central** : Le cœur est formé d'un sol imperméable ou faiblement perméable, assurant l'étanchéité, tandis que la stabilité du barrage est assurée par des zones perméables connues sous le nom de renforcements.
- ✚ **Barrage à noyau incliné** : ici, le noyau est orienté vers l'amont. Les plans de glissement potentiels traversent le noyau, ce qui implique une pente plus douce du revêtement amont pour assurer la stabilité. La masse du corps de soutien en aval augmente également, offrant ainsi un avantage pour le barrage.

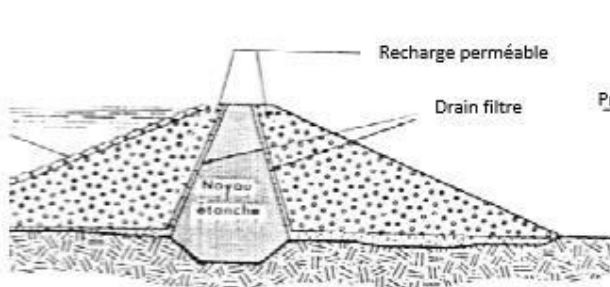


Figure I.10.a : Barrage à noyau central vertical,

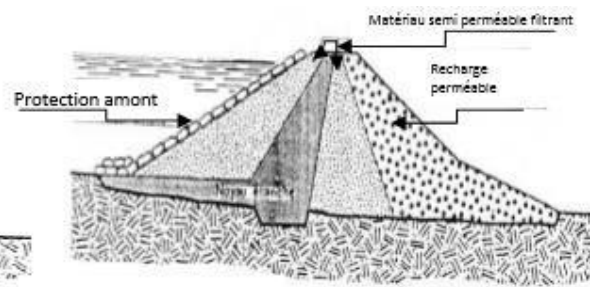


Figure I.10.b : Barrage à noyau central incliné

➤ **Avantages :**

- Le corps du barrage est très flexible et adaptables aux conditions du terrain ;
- Peu susceptibles aux tassements et aux séismes ;
- Petite à moyennes fouille. La digue n'est pas forcément fondé sur un rocher sain ;
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible ;

➤ **Inconvénients :**

- Mise en place de grand volume de matériau ;
- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat, pluie) ;
- L'inconvénient majeur est les infiltrations à travers le massif ;

✓ **Barrage à masque amont :**

Les barrages à masque comprennent un remblai de perméabilité variable qui garantit la stabilité globale.

Un écran étanche, connu sous le nom de masque, est installé sur la face amont pour rendre le barrage imperméable et lui permettre de retenir l'eau du réservoir.

Le masque amont, généralement constitué d'une paroi en béton de ciment ou bitume, de chapes préfabriquées ou de membranes souples, est fixé sur la pente amont du barrage et prolongé par une barrière étanche dans les fondations.

Ce masque repose généralement sur une couche de matériaux fins drainants protégée par une couche de matériaux plus gros, comme illustré dans la figure I.11 ci-dessous.

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage et les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- Une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm) ;
- Masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant;
- Géomembranes qui doivent être protégées par une couche superficielle (géotextile, petits enrochements, dalles, etc.) ;

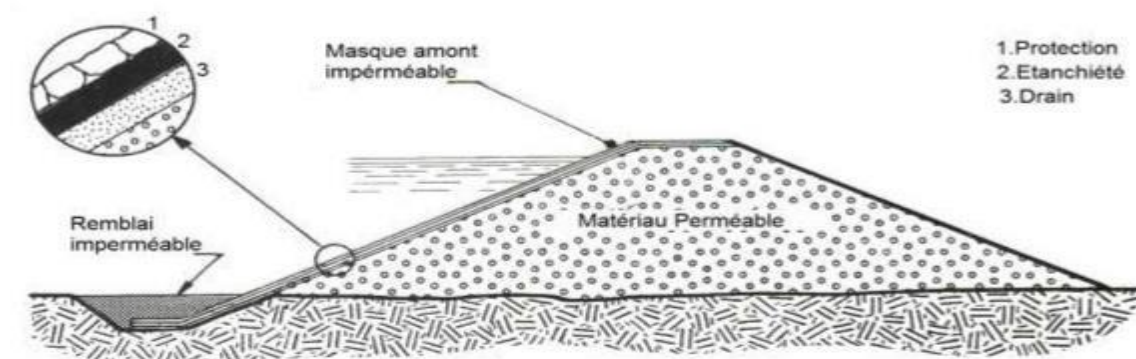


Figure I.11 : Barrage en terre à masque amont

➤ **Avantages :**

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain ;
- Les tassements limités sont tolérables ;
- Pas très susceptible au séisme. Au-dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration ;
- La compression du sol est faible ;
- La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre les réparations en cas de dégradation du masque, aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides ;
- Diminuer les infiltrations à travers le massif ;

➤ **Inconvénients :**

- Mise en place de grand volume de matériaux ;
- Le gradient très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher ;

I.3. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages enremblais

:

L'élaboration et la construction des barrages en remblai nécessitent la prise en compte de divers aspects tels que :

- **La disponibilité des matériaux :**

La mise en place d'un barrage en remblai requiert l'utilisation de volumes conséquents de matériaux. Ainsi, les zones d'extraction doivent idéalement être situées à proximité du site de construction afin d'optimiser les coûts. La quantité et la qualité des matériaux disponibles sur place jouent un rôle déterminant dans le choix du type de barrage et la méthode de construction.

- **Type de fondation :**

La topographie et la nature du terrain de fondation aura une influence sur la conception du barrage en terre. Une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injection pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille. Un sol mou et perméable implique la nécessité d'utilisation de tapis d'étanchéité, de réaliser des talus de pente plus douce pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et remédier aux problèmes de tassements. [2]

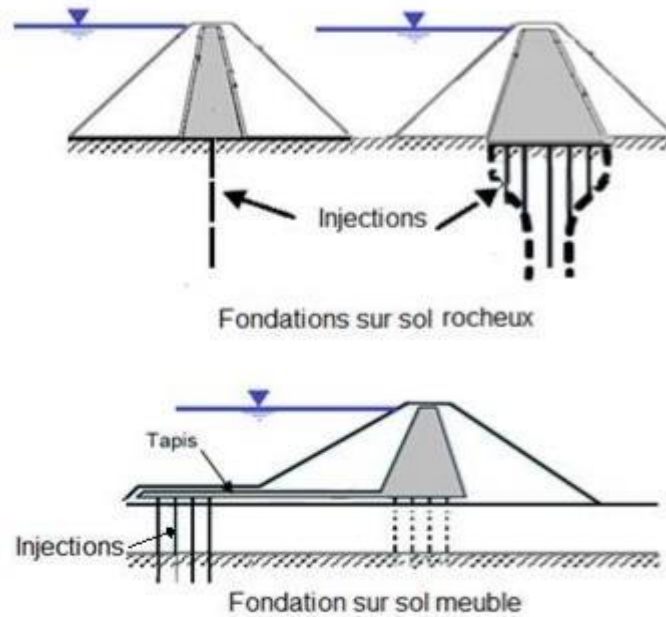


Figure I.12 : Influence de la fondation sur la conception du barrage

- **Action des vagues :**

Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues.

On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues.

- **Climat :**

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.

- **Sismicité :**

De part, leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

I.4. Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre :

Après avoir choisi le type de barrage, cette étape consiste à définir le profil général du barrage.

I.4.1. Hauteur du barrage :

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur normale de retenue majorée par la charge maximale au-dessus du seuil déversoir et la revanche. Pour calculer cette hauteur il est donc nécessaire de connaître :

- **Niveau normale de retenue (NR) :**

Cette hauteur est calculée en fonction de la capacité utile à stocker du volume mort prévu et du volume des pertes par infiltration et évaporation. Elle correspond au niveau d'arase du déversoir.

- **Niveau des plus hautes eaux (PHE) :**

Cette hauteur représente le niveau maximal du plan d'eau lors d'une crue, elle correspond au niveau normal de retenue (NR) majorée de la charge (H) sur le déversoir de crue.

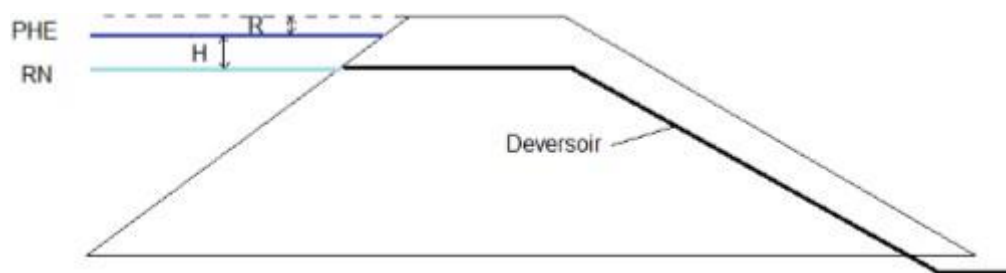


Figure I.13 : Définition des côtes RN et PHE

- **Revanche :**

La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.

La détermination de la revanche doit tenir compte d'une combinaison raisonnable des différents effets suivants :

- ✓ Le dysfonctionnement des organes de décharge mobiles ;
- ✓ La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré ;
- ✓ Le déferlement des vagues à la surface du parement amont ;
- ✓ Le supplément de sécurité (en cas d'avalanches, tremblements de terre, rupture des glaciers) ;

A partir de la connaissance de la vitesse (v) et de la hauteur (h) des vagues qui se forment, la formule empirique de Gaillard permet de calculer la hauteur de revanche sécuritaire des digues [3] :

$$R = 0.75h + \frac{v^2}{2g}$$

La vitesse de propagation des vagues est elle-même déduite de l'amplitude des vagues :

$$v = 1,5 + 2h$$

Avec :

- R: Revanche en (m) ;

- v : Vitesse de propagation des vagues en (m/s) ;
- h : Hauteur des vagues en (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur =9.81m/s² ;

La hauteur des vagues qui se forment du fait du vent peut être estimée à partir de la formule empirique de Molitor. Cette formule stipule que la hauteur des vagues dépend de la vitesse du vent horaire V et du fetch F (longueur du plan d'eau dans le sens des vents dominants).

$$\text{Si } F < 30\text{Km} \rightarrow h = 0.76 + 0.032 \cdot \sqrt{V \cdot F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

$$\text{Si } F > 30\text{Km} \rightarrow h = 0.032 \cdot \sqrt{V \cdot F}$$

Avec :

- h : hauteur des vagues en (m)
- V : Vitesse des vents en (Km/h)
- F : Fesch en (Km)

La revanche doit en outre permettre de compenser le tassement du barrage après construction et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur totale du barrage si l'ouvrage a été bien réalisé. Généralement une valeur minimale de 1.2 à 1.5 m est adoptée pour des digues de moins de 10m de hauteur et une valeur supérieure à 1.5m pour les grands ouvrages.

I.4.2. Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête doit être au moins égale à 3m pour permettre le passage des engins de terrassement pendant la réalisation et ultérieurement pour son entretien, calculée par les formules :

$$L = 1.65\sqrt{H} \quad (m)$$

$$L = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \quad (m)$$

Où ; H est la hauteur du barrage en (m) ;

I.4.3. Pente des talus :

L'inclinaison des talus est exprimée par les termes "pente" ou "fruit. La pente du talus qui est le rapport de la hauteur du talus sur sa projection horizontale est fixé par le calcul de stabilité. A titre indicatif, le tableau I.2 donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de stabilité mécanique du massif.

Tableau I.2 : Pente des talus pour pré dimensionnement

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Pente amont	Pente aval
<5	Homogène	1 - 2.5	1 - 2
	A zone	1 - 2	1 - 2
5 à 10	Homogène, granularité étendue	1 - 2	1 - 2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 - 2.5	1 - 2.5
	A zones	1 - 2	1 - 2.5
10 à 20	Homogène, granularité étendue	1 - 2.5	1 - 2.5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 - 3	1 - 2.5
	A zones	1 - 2	1 - 3

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une diversité de types de barrages en terre, ainsi que les paramètres de leur conception qui sont intrinsèquement liés à l'étude et à l'analyse de leur stabilité.

Les barrages en terre sont adaptés à différentes fondations, en particulier les fondations non rocheuses, et ils peuvent être construits avec une variété considérable de sols. Cependant, l'infiltration à travers leur masse représente un inconvénient majeur associé à ce type de barrage.

Ainsi, l'élément le plus critique des barrages en terre et enrochement réside dans leur dispositif d'étanchéité. Le choix de ces dispositifs d'étanchéité constitue l'un des aspects les plus cruciaux du processus de conception et de construction d'un barrage en remblai.

Les matériaux des barrages en remblai zonés se distinguent par leur méthode de garantie d'étanchéité, notamment à travers l'utilisation d'un noyau argileux (vertical ou incliné), et par leur assurage de la stabilité via des remblais amont et aval en terre ou en enrochement. Ces différentes composantes sont séparées par des filtres afin de prévenir la migration de particules.

Introduction

La description géologique et géotechnique est une étude fondamentale pour la planification et la construction de divers projets d'ingénierie, notamment les infrastructures telles que les barrages, les routes et les bâtiments. Cette discipline implique l'analyse des caractéristiques géologiques et géotechniques d'un site, comprenant la composition des sols, la structure géologique, la stabilité du terrain et d'autres facteurs pertinents. En intégrant ces informations dans la conception et la mise en œuvre des projets, les ingénieurs peuvent garantir la durabilité, la sécurité et l'efficacité des structures construites dans des environnements variés et souvent complexes.

Dans ce chapitre on a commencé par une petite généralité pour rendre le lecteur adaptable au milieu des barrages, puis une description géographique, géologique et géotechnique qui a été résumée pour avoir une idée sur la zone d'étude ou d'implantation de Barrage de Sidi Khelifa.

II.1. Généralités

II.1.1. Classification des barrages en matériaux locaux

Les barrages en matériaux locaux se classent [13]:

- Le barrage en terre homogène :
- Le barrage en terre hétérogène ou zoné ;
- Le barrage en terre mixte.

II.1.1.1. Les barrages en terre homogène

Ce sont des structures de retenue d'eau construites principalement à partir de matériaux de même nature et de même qualité, tels que la terre, le sable ou le gravier, répartis de manière uniforme sur toute la structure. Ces barrages ne comportent pas de couche distincte de matériaux de différentes propriétés, ce qui les rend relativement simple à concevoir et à construire.

II.1.1.2. Les barrages en terre hétérogènes ou zoné

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

II.1.1.3. Les barrages en terre mixte

Sont des structures de retenue d'eau qui combinent à la fois des caractéristiques des barrages utilisent une combinaison de matériaux de différentes natures, y compris la terre, le sable, le gravier et les roches, agencés de manière à tirer parti des avantages de chaque type de matériau. Cette approche permet d'optimiser la résistance et la stabilité de la structure, tout en tenant compte des caractéristiques géologiques et géotechniques spécifiques du site de construction.

II.1.2. Brève description des parties constitutives d'un barrage en terre

La signification des principaux termes utilisés dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit [13]:

- a) Crête* : Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b) Clé d'ancrage* : Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- c) Ecran d'injection* : Il remplace la clé d'ancrage dans les fondations rocheuses perméables ou les fondations perméables d'une épaisseur importante. Il est construit en injectant un mélange de ciment et d'eau qui remplit les pores et les fentes.
- d) Bermes* : Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces des talus avals, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- e) Revêtements* : Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- f) Filtres et drainages* : Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- g) Noyau et écran* : Ils diminuent les débits de filtration dans les barrages mixtes.
- h) Tapis étanche* : Il permet de diminuer les débits de filtration.
- i) Recharge*: Le massif en amont ou en aval que donne, en général, la stabilité au barrage.
- j) Evacuateurs de crues* : Ils permettent de verser l'excès d'eau pluviale.
- k) Déviation de l'oued* : Ensemble d'ouvrages qui permettent la construction des barrages dans les zones des oueds.
- l) Prise d'eau* : Structure qui permet l'utilisation des eaux du barrage selon les demandes des consommateurs.

II.2. Documentations consultées

Plusieurs documents ont été utilisés dans cette partie parmi eux on cite :

- ❖ Carte topographiques d'état major Tizi Ouzou Alger Echelle :(1/200 000) (ANBT) ;
- ❖ Carte d'Algérie région Tizi Ouzou d'état major Echelle (1/50 000) (INC) ;
- ❖ Carte géologique de la cuvette Echelle (1/5000) (ANBT) ;
- ❖ Carte géologique de la site Echelle (1/5000) (ANBT) ;
- ❖ Carte géologique de l'Algérie Azazga, Azeffoun, Echelle (1/50 000) (ANBT) ;
- ❖ Carte de zonage sismique (RPA99 -Version 2003) ;
- ❖ Rapports géologiques et géotechnique sur la région de Tizi Ouzou (ANRH) ;
- ❖ Rapport Etude d'avant projet détaillé de barrage Sidi Khelifa Mémoire Synthèse (ANBT).

II.3. Situation géographique

Le barrage de Sidi Khelifa est localisé dans la wilaya de Tizi Ouzou sur l'Oued de Sidi Ahmed Youcef (OSAY), il est situé à la limite des communes de Azeffoun et Ait Chafaa, il est à 10 km à l'est de la ville d'Azeffoun, à 8 km au nord-ouest de Ait Chafaa, à 5 km de l'embouchure de l'oued vers la mer, et à 3 km de l'amont du pont de la route n° 24 reliant Azeffoun et Cap Sigli.

On accède au site du barrage à partir du pont, par une piste qui longe l'oued coté rive droite qui se termine à 1 km en aval de l'axe projeté du barrage.

L'oued Sidi Ahmed Youcef est constitué de la confluence des principaux affluents, Oued Nait Bou Slimane et l'oued Koufi qui prennent leur source des montagnes entourant la région d'Assif El Hammam.

L'oued se jette à la mer, après un long parcours en méandres d'environ une trentaine de kilomètres, à l'embouchure de Sidi Khelifa. tout au long de son cheminement, il est alimenté par de nombreux oueds coulant des montagnes environnantes et qui eux-mêmes sont alimentés par d'innombrables ruisseaux qui coulent sur les flancs de montagnes.

Les coordonnées UTM du site sont les suivantes :

E = 633 869

N = 4 080 349

La carte géographique de site de barrage de Sidi Khelifa est présentée dans la figure (II.1).

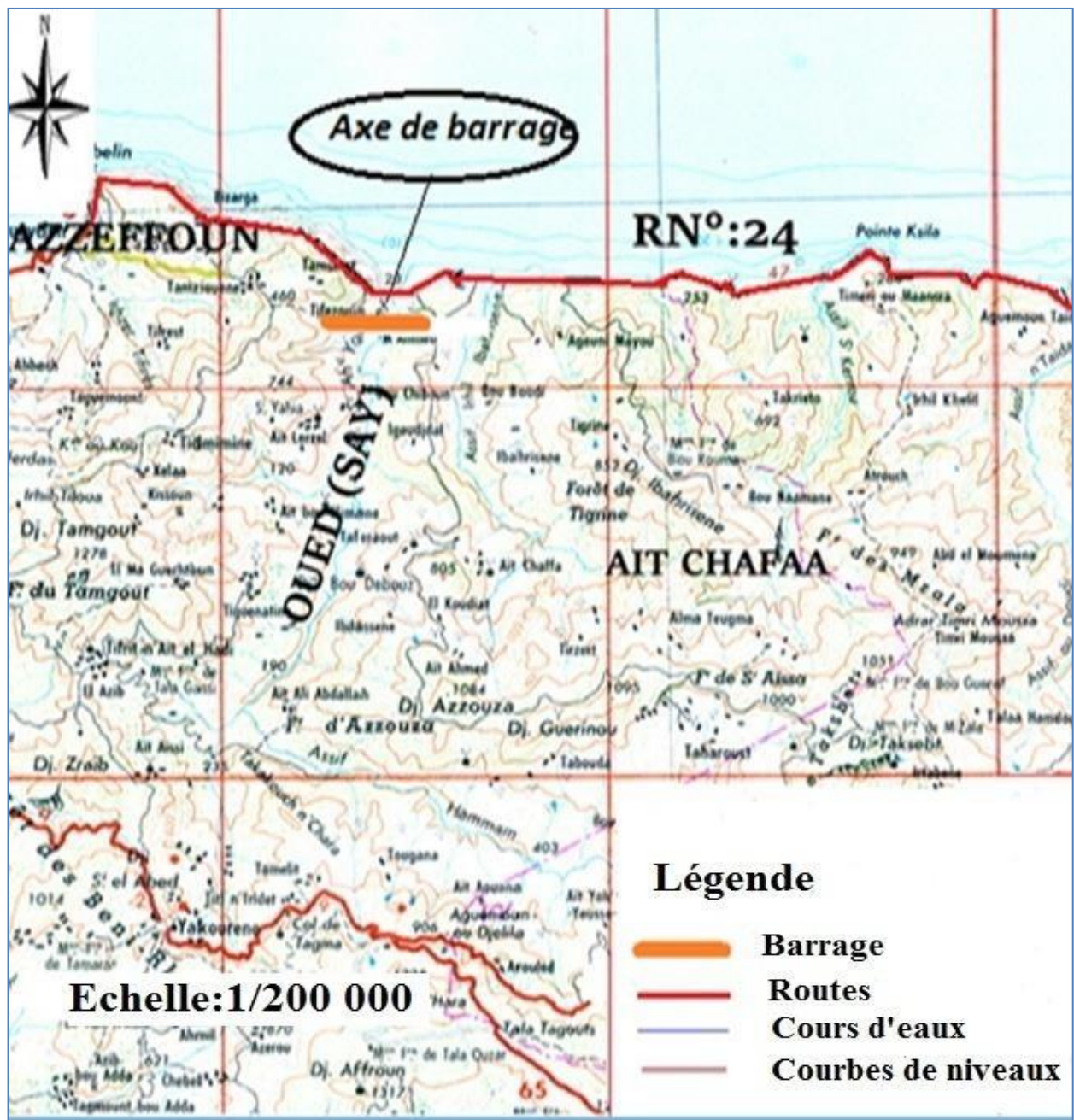


Figure (II.1) : Situation géographique de barrage de Sidi Khelifa. (Carte topographiques d'état-major Tiziouzou Alger). Echelle (1/200 000). (ANBT).

II.4. Etude géologique

L'étude géologique est une analyse approfondie des caractéristiques géologique d'une région donnée, comprenant la composition du sol, la structure géologique, les couches rocheuses, les conditions hydrogéologiques et les aspects topographiques.

II.4.1. Géologie régional

La région du NE de la Grande Kabylie est caractérisée par un empilement complexe de nappes de flysch, à matériel crétacé et nummulitique. Ces nappes sont charriées surtout sur les zones externes du Tell (ç.à.d. au Sud de la dorsale Kabyle), mais aussi dans le domaine Nord-Kabyle auquel appartient cette région.

La vallée de l'oued Sidi Ahmed Youcef coupe sur deux tiers de sa longueur le flysch de Port Gueydon correspondant à la localité d'Azeffoun. Ce flysch est constitué d'une série continue grésopélitique de 550 m d'épaisseur environ, comprenant des terrains crétacés (Albo-Aptien, Sénonien), paléocènes, éocènes (Ypresien-Lutétien Supérieur), oligocènes et miocènes Inférieurs (Stampien-Aquitainien).

Les massifs côtiers de la région d'Azeffoun, Ait Rahouna, Cap Sigli, jusqu'à Azazga, vers le sud, sont constitués de terrains allochtones de type flyschs, recouverts par endroits, par le Numidien argilo-gréseux. Ces flyschs (massyliens et maurétaniens) sont en position nord kabyle par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. La fragilité des terrains qui les constituent, à dominance pélitique, et leur mode de mise en place (charriage, écaillage, plissement) leur confèrent une structure tectonique complexe.

La zone autour du site du barrage est située sur l'oued Sidi Ahmed Youcef à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétac-Oligocène avec une tectonique très complexe

En remontant de son embouchure, l'oued Sidi Ahmed Youcef traverse deux ensembles morphologiques :

- une basse plaine alluviale de 500 à 1000 m de large, orientée NE-SO, située en aval du Projet de barrage ;
- une vallée plus étroite (150 à 200 m), orientée N-S.

C'est dans cette vallée, à proximité de sa jonction avec la basse plaine, qu'est projetée la réalisation du barrage de Sidi Khelifa.

II.4.2. Géologie de la cuvette

L'Oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY), où est situé l'axe du barrage, est caractérisé par deux grands ensembles morphologiques : la plaine alluviale basse, de 500 à 1000 m de largeur, orientée NE – SO, et située en aval du site du barrage ; et la vallée plus étroite de 150 à 200 m de largeur, d'orientation Nord – Sud.

Ces ensembles morphologiques sont caractérisés par une structure tectonique complexe, marquée par de nombreux charriages, écaillages, et plissements. Cette tectonique complexe est marquée par un grand accident nord-sud passant le long de l'oued sous les alluvions récentes. Cet accident est un décrochant sénestre et surélève le versant rive droite qui favorise ainsi l'affleurement du flysch massylien.

La série stratigraphique de la cuvette du barrage est représentée par des formations superficielles récentes, Quaternaires, surmontant des formations plus anciennes formées de terrains allochtones de type flysch grés-pélimitique, d'âge Miocène Inférieur à Crétacé Moyen.

II.4.2.1. Formations superficielles (Quaternaire)

a) Des alluvions actuelles de lit mineur

Elles sont représentées par des blocs gréseux arrondis, de 20 à 50 cm de diamètre.

b) Des terrasses alluviale de lit majeur

Limons sableux superficiels, de galets, et de blocs gréseux, mesure de 10 à 20 cm de diamètre.

c) Cônes de déjection

Nature graveleuse formée d'éléments pélimitiques et gréseux anguleux décimétriques à matrice limoneuse sur 5m de profondeur, observé en rive gauche de (OSAY).

d) Les colluvions

Colluvions argilo-graveleuses elle est de l'ordre de 5 m seulement distribuées le long des pentes des versants.

e) Les éboulis de grès numidiens

Ils sont formés de gros blocs de grès, observés en rive droite.

II.4.2.2. Formations plus anciennes

f) Les grès numidiens

Formée d'une barre de grès grossier poreux, blanc.

g) Les flyschs mauritaniens

Formation de l'unité lutétienne argilo-conglomératique, l'unité paléocène argilo-pélimitique et l'unité sénonienne grésocalcaire et pélimitique.

h) Les flyschs massyliens, Sénoniens

Ces flyschs sont formés d'une alternance de pélites, grès et quartzites (Albo-Aptien), ou bien de pélites, marnes, et bancs calcaires / gréseux.

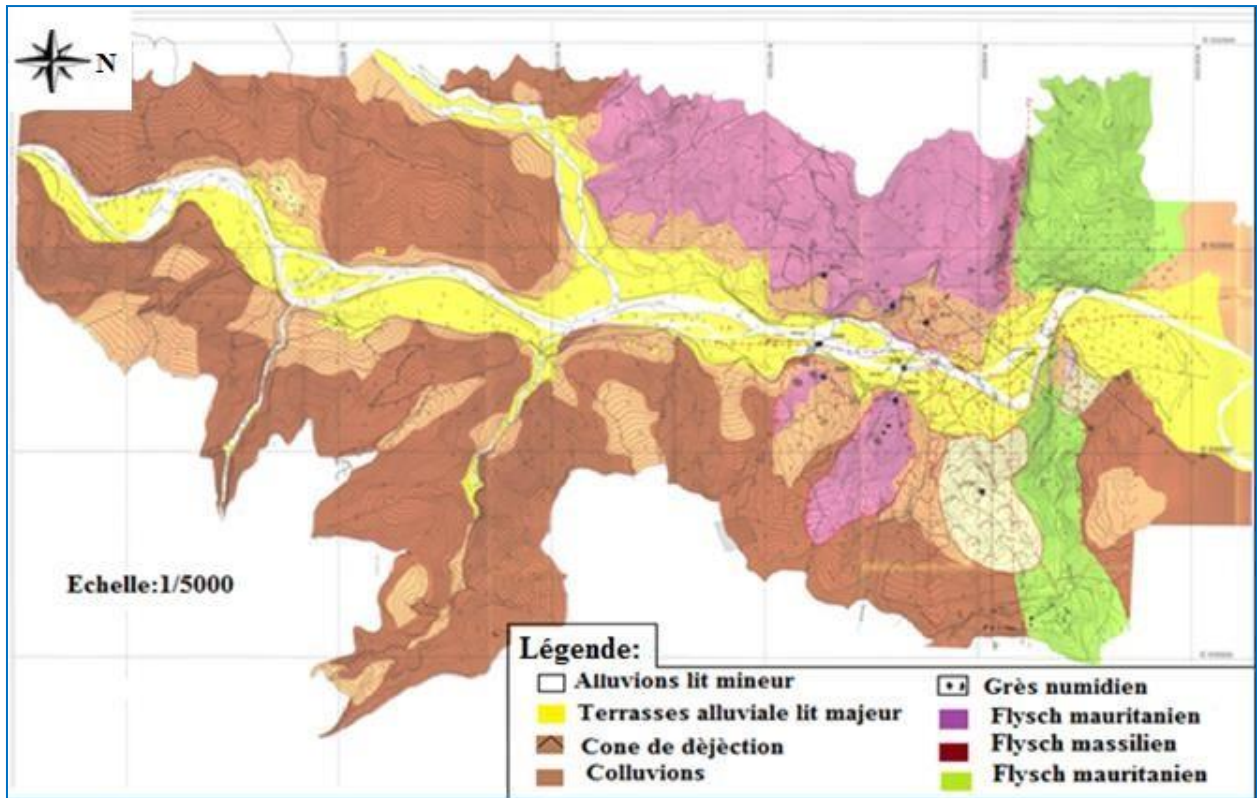


Figure (II.2) : Géologie de la cuvette. (Carte géologique de la cuvette). (Echelle 1/5000). (ANBT).

II.4.3. Géologie du site du barrage

II.4.3.1. Rive droite

Projetée sur la série d'agilité du flysch maurétanien-paléocène, remaniée, très fragmentée, elle repose à faible profondeur sur la série quartzite-topélique du flysch massilien.

L'épaisseur des colluvions est variable.

II.4.3.2. Rive gauche

Elle est constituée de série de marne et d'agilité. Elle est très altérée en surface sous un recouvrement pouvant atteindre 25m de profondeur.

II.4.3.3. L'épaisseur du remplissage alluvial

Atteint 24,5 m. Les alluvions sont moyennes à grossières (blocs et galets) et de nature grésocalcaire et calcaire.

La géologie de site de barrage est présentée dans la figure (II.3).

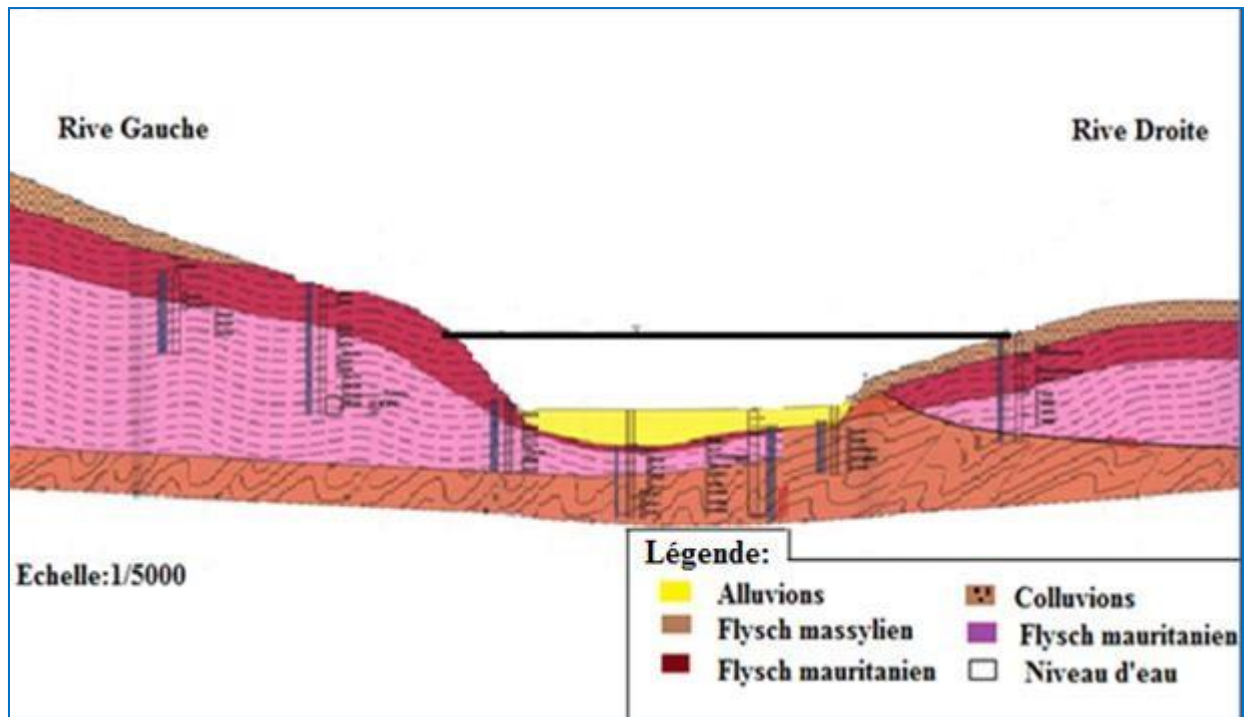


Figure (II.3) : Géologie de site. (Carte géologique de site). (Echelle 1/5000). (ANBT).

II.5. Hydrogéologie de la cuvette et du site

La prédominance de marne, agilité, pélite, et colluvions argileuses, ainsi que la structure Plissée des strates, représentent des conditions peu probables de développement d'un système d'eau souterraine.

Le site du barrage est situé sur une couche massive de flyschs qui est typiquement de faible perméabilité, dense, avec une haute teneur en argile.

II.6. Etude géotechnique

La partie géotechnique traite l'ensemble des essais de laboratoire aux quels ont été soumis les échantillons prélever lors des sondages et puits, réaliser par la compagne de reconnaissance du sol.

Le but de la campagne de reconnaissance était de réaliser des sondages le long des axes de l'étude des variantes afin de déterminer l'axe présentant les caractéristiques géologiques et géotechniques les plus favorables. D'autre part, des puits de reconnaissance ont été creusés dans les gîtes potentiels de matériaux de construction, notamment les argiles, les colluvions, les alluvions du lit mineur, et les alluvions du lit majeur. Puis des essais de laboratoire on été effectuer sur les échantillons prélever l'ors des forages.

Les différentes caractéristiques géotechniques obtenues sont résumés comme suites :

II.6.1. Caractéristiques des terrains de fondation

II.6.1.1. Couverture colluviale et alluviale

Les colluvions, matériaux argileux, gréseux et gréso-calcaires sont caractérisées par les Propriétés physiques suivantes :

- Les limites de liquidité des colluvions sont comprises entre 45,0 et 50,2%, avec une Moyenne de 47,6% ;
- Les indices de plasticité des colluvions varient entre 22,8 et 23,7%, avec une moyenne de 23,3% ;
- L'indice de consistance déterminé pour un échantillon de colluvions est de 1,7% ;
- La teneur en eau déterminé pour un échantillon de colluvions est de 11,0% ;
- La résistance à la compression simple saturée déterminé pour un échantillon de Colluvions est de 662 bars.

II.6.1.2. Flyschs

- Les limites de liquidité sont comprises entre 26,0% et 41,3%, avec une moyenne de 33,1% (33,0% pour les flyschs altérés et 33,6% pour les flyschs non altérés) ;
- Les indices de plasticité varient entre 9,7% et 20,1%, avec une moyenne de 14,3% (14,1% pour les flyschs altérés et 14,8% pour les flyschs non altérés) ;
- L'indice de consistance varie entre 0,9 et 2,3%, avec une moyenne de 1,7% (tous les résultats correspondent au flysch altéré) ;
- La teneur en eau varie entre 0,15% et 21,50%, avec une moyenne de 2,8% (4,4% Pour les flyschs altérés et 2,1% pour les flyschs non altérés) ;
- La densité apparente varie entre 1,80 et 2,75 g/cm^3 .

II.6.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux de barrage et de la fondation

Les paramètres géotechniques des différents matériaux du barrage sont déduits a partir des résultats de l'investigation géotechnique des gites d'emprunts effectués, ainsi qu'a partir des propriétés générales requises pour la construction des barrages, ces résultats sont résumés comme suit dans le tableau (II.1).

Pour la fondation, les propriétés mécaniques sont obtenues à partir de l'interprétation des essais de laboratoire effectués durant les phases d'investigations.

Le tableau (II.2) résume les paramètres géotechniques retenus dans les calculs pour les matériaux de fondation.

Tableau (II.1): Paramètres géotechniques des matériaux de barrage.

Matériaux	Densité apparente (g/cm³)	Cohésion effective (KN/m²)	Angle de frottement φ(°)
Argile	19.5	5	25
Tapis drainant	19	0	36
Transition de gravier sableux sélectionné	20	0	35
Gravier drainant	20	0	36
Tout-venant alluvionnaire	20	0	34
Protection aval	20	0	37
Enrochement	20	0	38
Protection amont	20	0	37

Tableau (II.2): Paramètres géotechniques de la fondation.

Matériaux	Densité apparente (g/cm³)	Cohésion effective (KN/m²)	Angle de frottement φ(°)
Alluvions	19	0	35
Colluvions	21	5	17
Flysch Maurétanien altéré	24	10	19
Flysch Maurétanien non altéré	25	25	23
Flysch Massylien altéré	24	10	19
Flysch Massylien non altéré	25	25	23

Les volumes de remblais nécessaires pour construire le barrage sont disponibles en quantités suffisantes. Le tableau ci-dessous contient une comparaison des quantités disponibles dans la cuvette, et celles estimées pour le barrage :

Tableau (II.3) : Résumé des quantités de matériaux de construction

Matériaux de Remblai	Quantités Disponibles (m3)	Quantités Estimées pour le Barrage (m3)	Zones d'emprunt
Noyau Argileux	728 000	238 618	Mlata
Recharges Alluvions	728 000	889 350	(lit majeur)
Drains / filtres /transitions et agrégats grossiersde béton	2 095 275	817 480	(lit mineur)
Enrochements	635 775	97 740	Carrière Tigrine

II.7. Tectonique

Les ensembles géomorphologiques de la cuvette sont affectés par une tectonique tangentielle complexe, remontant au Miocène Inférieur, suivie d’une tectonique cassante Néogène post-nappes et quaternaire à deux phases, distensive puis compressive.

L’ouverture du bassin et le mouvement gravitaire des nappes de flysch à partir de leurs aires d’origine vers le bassin correspondent à la phase tectonique tangentielle. Les flyschs se sont développés dans le bassin dans l’ordre d’âge décroissant suivant :

- ✚ Flysch massylien – Sénoniens ;
- ✚ Flysch maurétanien – Unité Sénonienne ;
- ✚ Flysch maurétanien– Unité Paléocène ;
- ✚ Flysch maurétanien – Unité Lutétienne.

L’accident majeur qui a entaillé le tracé de l’Oued Sidi Ahmed Youcef correspond à la faille sub-méridienne, à composante en décrochement sénestre, cette faille est responsable du soulèvement de la rive droite, permettant ainsi au flysch massylien d’y affleurer. Plusieurs failles décrochantes sénestres sont associées à cette faille majeure, leur direction oscillant entre le N 60°E et l’Est – Ouest.

II.8. Sismicité

Selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, CENTRE NATIONAL RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE, d’après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003) [13].

Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

- 1- Zone I: sismicité négligeable ;
- 2- Zone IIa: sismicité faible ;
- 3- Zone IIb: sismicité moyenne ;
- 4- Zone III : sismicité élevée.

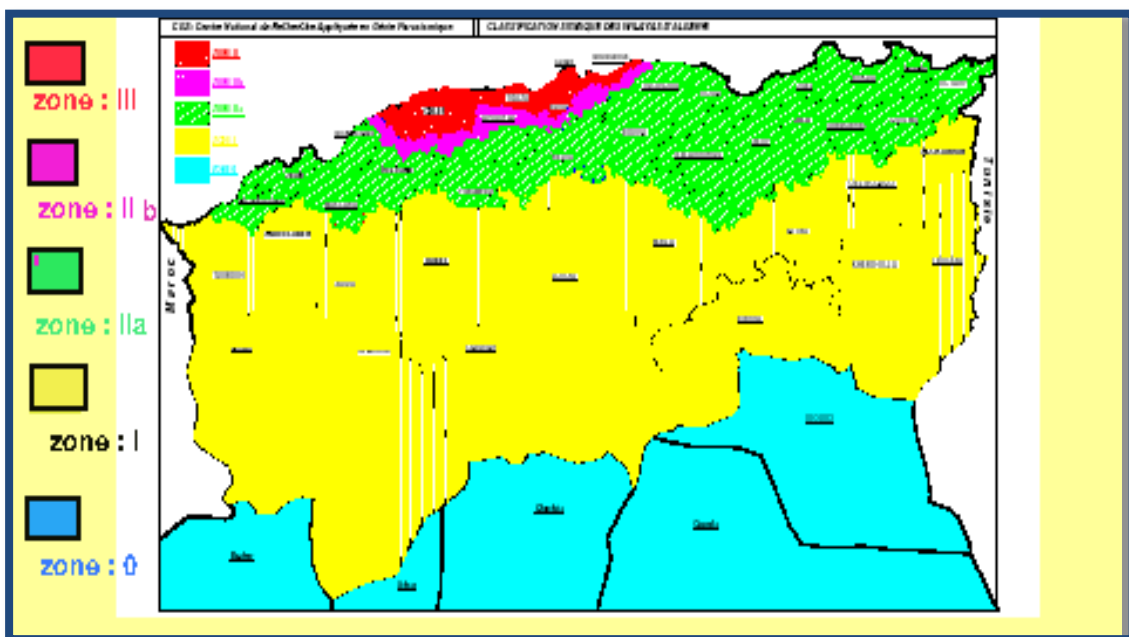


Figure (II.4) : Carte de zonage sismique (RPA99-Version 2003).

Tableau (II.4) : Coefficients des accélérations du séisme selon la zone d’étude.

Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrage d’importance vitale
0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrage de grande importance
0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrage courant
0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrage de faible importance

Le site de barrage situé dans la région nord-est de l’Algérie, et notre barrage classé dans les ouvrages de grande importance, on conclue que le coefficient de l’accélération du séisme est de 0.2 g.

Conclusion

L'axe final du barrage de Sidi Khelifa a été déterminé à la suite d'études géologiques et géotechniques approfondies. Ces études ont permis d'acquérir une compréhension de la géologie du bassin, de la morphologie de la vallée et de l'hydrogéologie du site.

En ce qui concerne le type de barrage choisi, il s'agit d'un barrage en terre à noyau argileux. Ce choix a été motivé par plusieurs facteurs, notamment la disponibilité de matériaux de construction hétérogènes. Diverses zones ont été évaluées afin de garantir un approvisionnement adéquat en matériaux de différentes natures, le tout à des distances raisonnables du site. Cette décision repose également sur les résultats issus des tests effectués sur les paramètres mécaniques des matériaux de construction et des matériaux constituant la fondation du barrage.

Introduction

L'étude hydrologique est un processus fondamental visant à évaluer et comprendre les comportements des ressources en eau dans une région donnée. Elle implique l'analyse de la quantité, de la distribution et du mouvement de l'eau à travers les bassins versants, les rivières, les lacs et les nappes souterraines. Cette étude fournit des informations essentielles pour la planification et la gestion des ressources en eau, ainsi que pour la conception de projets d'ingénierie tels que les barrages, les systèmes d'irrigation, les canaux et les stations d'épuration, afin d'assurer une utilisation durable et efficace de l'eau.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Ce chapitre a pour but la détermination de certaines caractéristiques hydrologiques essentielles pour le dimensionnement de notre barrage.

III.1. Description du Bassin Versant de Sidi Khelifa

Le bassin versant de Sidi Khelifa situé dans la région nord Kabylie, caractérisé par une surface de 225 Km², un périmètre de 73Km, et un cours d'eau principal (talweg) de 33Km, couvre 6 communes dont 5 de la wilaya de Tizi Ouzou (Azzefoun, Ait Cheffa, Akerrou, Yakouren, Zekri) et une de la wilaya de Bejaia (Adekar), le point plus culminant du Bassin se trouve à Djbel Toukra à 1645m d'altitude.

La surface, le périmètre, la longueur du bassin versant ont été calculés à l'aide d'une projection sur la carte d'état major d'Algérie Tizi Ouzou 1/200 000 par le Logiciel Map-Info (SIG).

Le bassin versant de Sidi Khelifa est présenté dans la figure dessous.

III.2. Caractéristiques morphologiques du Bassin Versant de Sidi Khelifa

III.2.1. Indice de compacité de GRAVELLIUS (Kc) [6]

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \dots \dots \dots (III. 1)$$

Avec :

- Kc : Indice de compacité ;
- S : Surface du bassin versant (225Km²);
- P : Périmètre du bassin (73Km).

$$Kc = 1,4.$$

Alors notre bassin versant est de forme allongé.

III.2.2. Coefficient d'allongement [11]

$$Ka = \frac{L^2}{S} \dots \dots \dots (III. 2)$$

Avec :

- L : Longueur du talweg principal (33Km).

$$K_a = 4,84 \text{ (Km/Km}^2\text{)}$$

III.2.3. Le rectangle équivalent [3]

- *Longueur équivalente*

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots (III.3)$$

L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km);

K_c : Indice de compacité (1,4);

$$L_r = 29,6 \text{ Km.}$$

- *Largeur équivalente* [6]

$$\frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots (III.4)$$

$$l_r = 7,6 \text{ Km.}$$

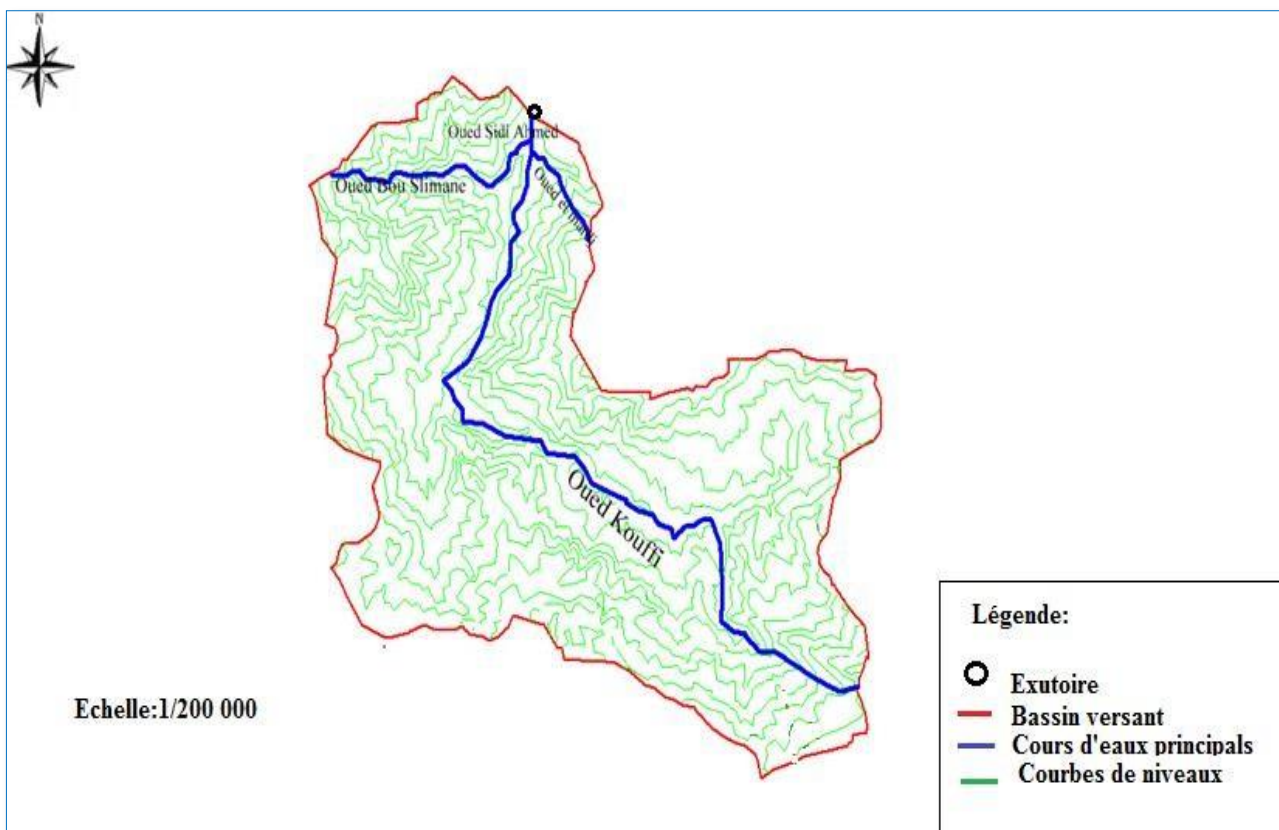


Figure (III.1) : Le Bassin Versant de Sidi Khelifa. (Carte topographiques d'état-major Tizi ouzou Alger). (Echelle 1/200 000). (ANBT)

III.2.4. Le relief

III.2.4.1. Calcul des surfaces élémentaires

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumules en fonction des altitudes en étéobtenues par projection de la carte état major d'Algérie Tizi Ouzou 1/200 000 sur Mapinfo.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.1) : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire.

Elévation	H moyen	S _i (km ²)	S _i cum	S _i (%)	S _i cum (%)
1400 à 1465	1432.5	6	6	2,7	2,7
1300 à 1400	1350	1	7	0,4	3,1
1200 à 1300	1250	1	8	0,4	3,6
1100 à 1200	1150	6,5	14,5	2,9	6,4
1000 à 1100	1050	2	16,5	0,9	7,3
900 à 1000	950	11,5	28	5,1	12,4
800 à 900	850	25	53	11,1	23,6
700 à 800	750	67,5	120,5	30	53,6
600 à 700	650	29	149,5	12,9	66,4
500 à 600	550	11,5	161	5 1	71,6
400 à 500	450	9	170	4	75,6
300 à 400	350	6,5	176.5	2,9	78,4
200 à 300	250	28	204,5	12,4	90,9
100 à 200	150	13,5	218	6	96,89
24 à 100	62	7	225	3,1	100

III.2.4.2. Traçage de la courbe hypsométrique

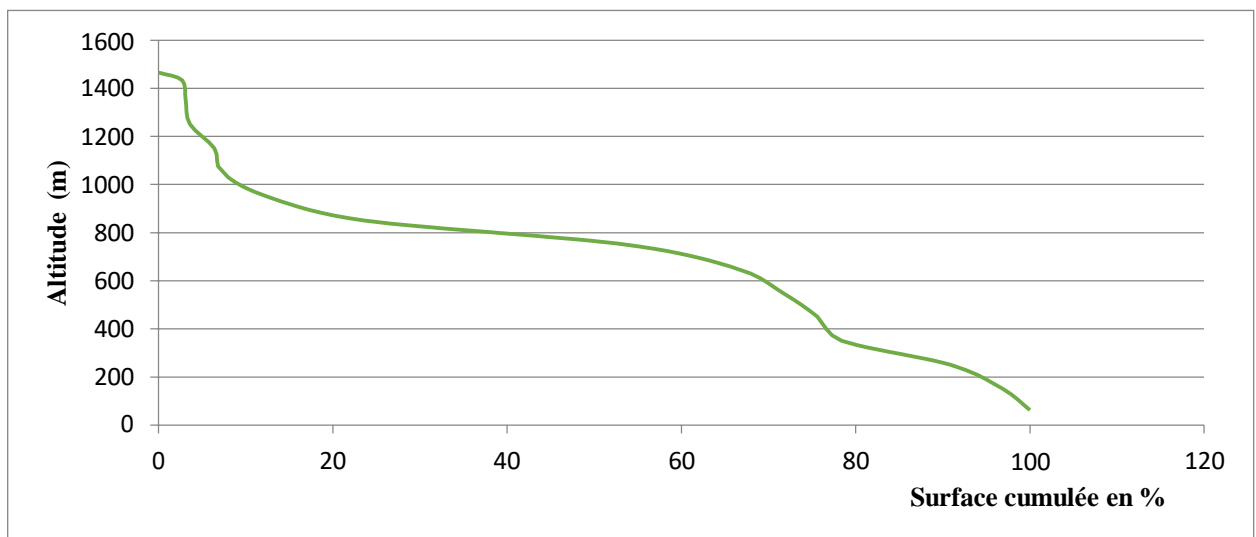


Figure (III.2): Courbe hypsométrique de Bassin Versant de Sidi Khelifa.

De la courbe hypsométrique on peut conclure que la grande surface de notre bassin versant est située entre l'altitude [600 m ; 900 m].

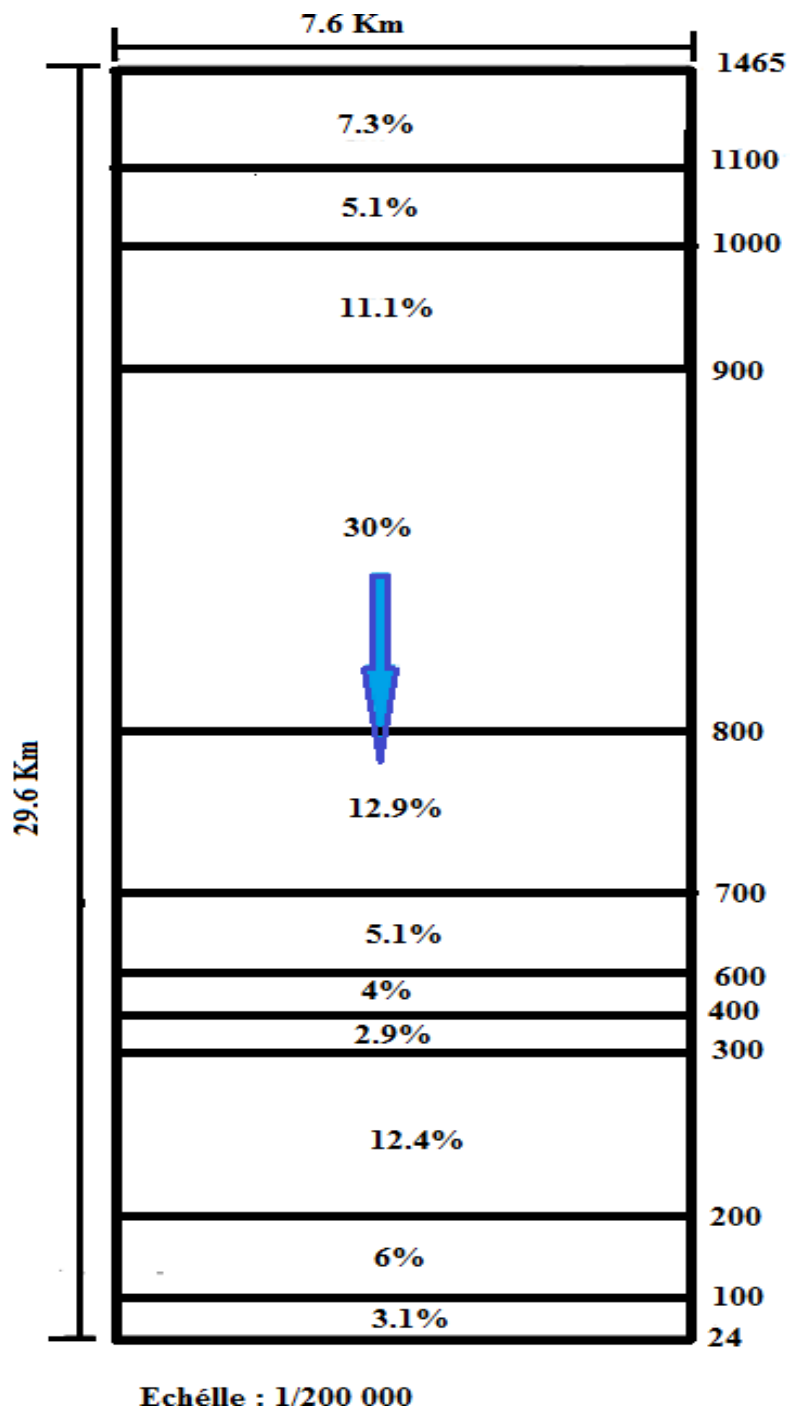


Figure (III.3) : Le rectangle équivalent de Bassin Versant de Sidi Khelifa.

III.2.4.3. Les altitudes caractéristiques

L'altitude maximale et minimale

$$H_{\max} = 1465 \text{ m. Et } H_{\min} = 24 \text{ m.}$$

L'altitude moyenne

$$H_{\text{moy}} = 642,35 \text{ m.}$$

L'altitude médiane

$$H_{\text{méd}} = 760 \text{ m.}$$

$$H_{5\%} = 1200 \text{ m.}$$

et

$$H_{95\%} = 160 \text{ m.}$$

III.2.5. Les indices de pente

III.2.5.1. Indice de pente moyenne de Bassin Versant [7]

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \dots \dots \dots (III.5)$$

Avec :

- I_{pm} : Indice de pente moyenne ;
- H_{\max} : Altitudes maximales du bassin versant (1465 m);
- H_{\min} : Altitudes minimales du bassin versant (24 m) ;
- L_r : Longueur du rectangle équivalent (29,6 Km).

$$I_m = 48,68 \text{ m / km.}$$

III.2.5.2. Indice de pente globale I_g du Bassin Versant

$$I_g = \frac{D}{L_r} \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

I_g : Indice de pente global.

Tel que :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}. \quad (III.7)$$

$$I_g = 35,13 \text{ m/km.}$$

III.2.5.3. Indice de pente moyenne du Talweg principal [7]

$$I = \frac{H_{\text{moy}}}{L} \dots \dots \dots (III.8)$$

Avec :

H_{moy} : Altitude moyenne (642,35m).

$$I = 0,19 \text{ \%}.$$

III.2. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.3.1. Densité des Talwegs élémentaires [6]

$$f = \frac{\sum_i^n N1}{S} \dots\dots (III.9)$$

Avec :

N1 : Nombre de cours d'eaux d'ordre 1, 98.

$$F_1 = 0,44 \text{ Km}^{-2}.$$

III.3.2. Dénivelé spécifique [7]

$$Ds = Ig \cdot \sqrt{S} \dots\dots (3.10)$$

$$D_s = 526,95 \text{ m.}$$

III.3.3. Densité de drainage [7]

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots (III.11)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau (Km) égale à 428 Km/Km².

$$D_d = 1,9 \text{ km/km}^2.$$

III.3.4. Temps de concentration

III.3.4.1. Formule de GIANDOTTI [8]

$$T_c = \frac{\sqrt{S+1,5} L_{cp}}{\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots (III.12)$$

Avec :

- T_c : Temps de concentrations exprimé en heure (h) ;
- S : Surface du bassin versant (225km²);
- L_{cp} : Longueur de cours d'eau principal (33km);
- H_{moy} : Altitude moyenne (642,35m) ;
- H_{min} : Altitude minimale (24m).

III.3.4.2. Formule de KIRPICH [9]

$$T_c = 0,1272 \frac{S}{I_g} \dots\dots (III.13)$$

Avec :

I_g : Pente global du B.V en %.

Tableau (III.2) : Les résultats pour le temps de concentration.

Formulation	T _c (heures)
GIANDOTTI	5,50
KRIPICH	3,22

Sur la base de ces résultats, Et de ce trouvés par le bureau d'étude (DAAR EL HANDASSA) qui a effectué l'étude de faisabilité de ce Barrage (T_c = 4,50h).

Il a été procédé finalement à l'adoption définitive de la valeur moyenne de **4,36 heures** comme valeur du temps de concentration dans le bassin versant Sidi Khelifa.

III.3.5. Vitesse de ruissellement

III.3.5.1. Formule de SOKOLOVSKY [9]

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots \dots (III. 13)$$

V_r : Vitesse de ruissellement ;
 T_c : Temps de concentration (4,36h).

$$V_r = 7,57 \text{ Km/h}$$

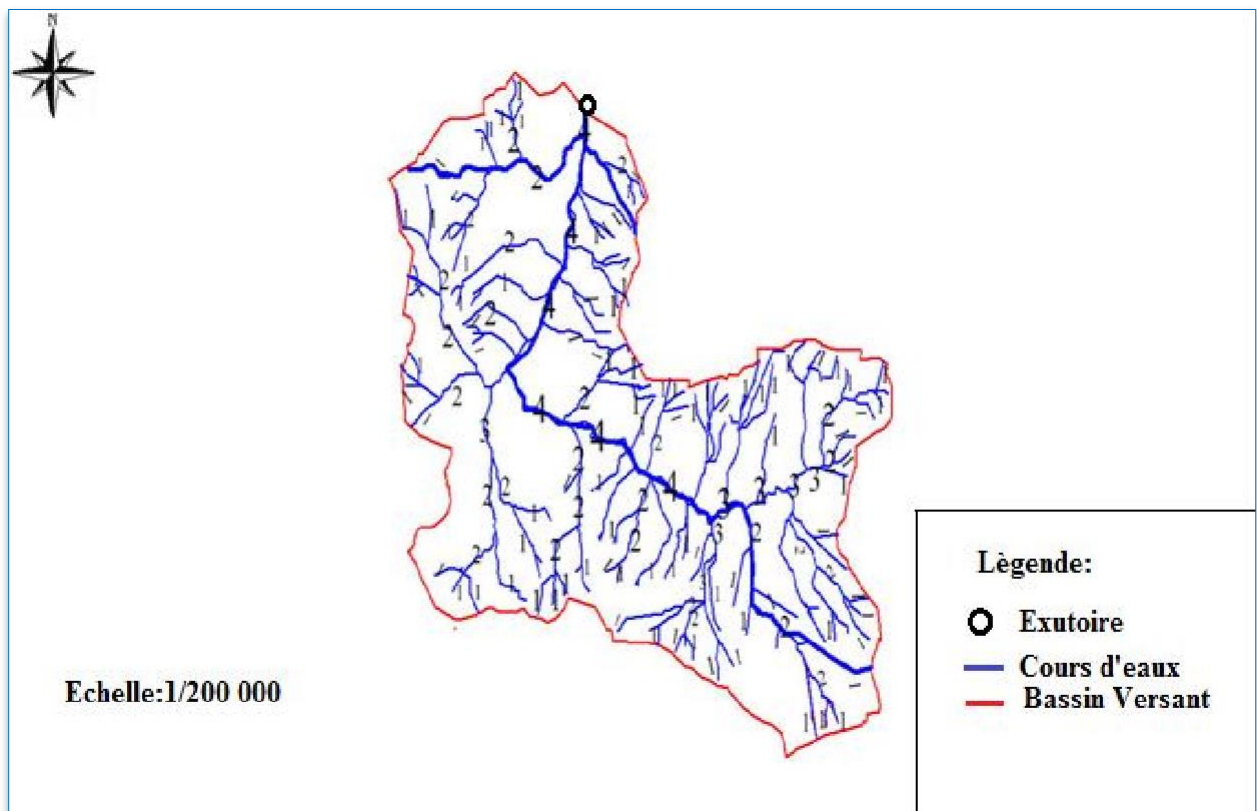


Figure (III.4) : Chevelus Hydrographiques de Bassin Versant Sidi Khelifa. (Carte topographiques d'état major Tizi ouzou Alger). (Echelle 1/200 000). (ANBT).

Tableau (III.3) : Tableau récapitulatif.

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Superficie	S	Km ²	225
Périmètre	P	Km	73
Longueur de cours d'eau principale (talweg)	L	Km	33
Altitude maximale	H _{max}	m	1465
Altitude moyenne	H _{moy}	m	642,35
Altitude minimale	H _{min}	m	24
Altitude médiane	H _{méd}	m	760
Altitude H _{5%}	H _{5%}	m	1200
Altitude H _{95%}	H _{95%}	m	160
Langueur du rectangle équivalent	L _r	Km	29,6
Largeur du rectangle équivalent	l _r	Km	7,6
Indice de compacité	K _c	/	1,4
Indice de pente global	I _g	m/km	35,13
Indice de pente moyenne	I _m	m/km	48,68
Indice de pente moyenne de talweg	I	%	0,19
Densité de talweg élémentaire	F ₁	Km ⁻²	0,44
dénivelé spécifique	D _s	M	526,95
Densité de drainage	D _d	Km/km ²	1,9
Temps de concentration	T _c	H	4,36
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	7,57

III.4. Caractéristiques climatiques

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

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.4.1. Température

Le climat de la commune d'Azeffoun et de la région en général est de type méditerranéen avec des températures fortes en Été et faibles en Hiver, La température moyenne annuelle durant les 10 à 15 dernières années se situe autour de 18 C° ; elle atteint les 30 C° en été (juillet - août), et 4 à 5 C° en hiver (surtout les mois de janvier et février) [4].

Le Tableau suivant résume les températures enregistrées dans la région d'Azeffoun.

Tableau (III.4) : Température enregistrée à la ville d'Azeffoun.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy Anuelle
T _{min}	16,8	13,1	9,2	7,3	5,6	6,4	6,7	8,7	11,4	15,4	18,4	18,7	11,48
T _{max}	28,8	24,8	20,2	17,6	16,5	17,1	18,6	20,0	22,6	26,9	30,6	30,7	22,87
T _{moy}	22,8	18,95	14,7	16,1	10,05	11,75	12,65	14,35	17	21,15	24,5	24,70	17,18

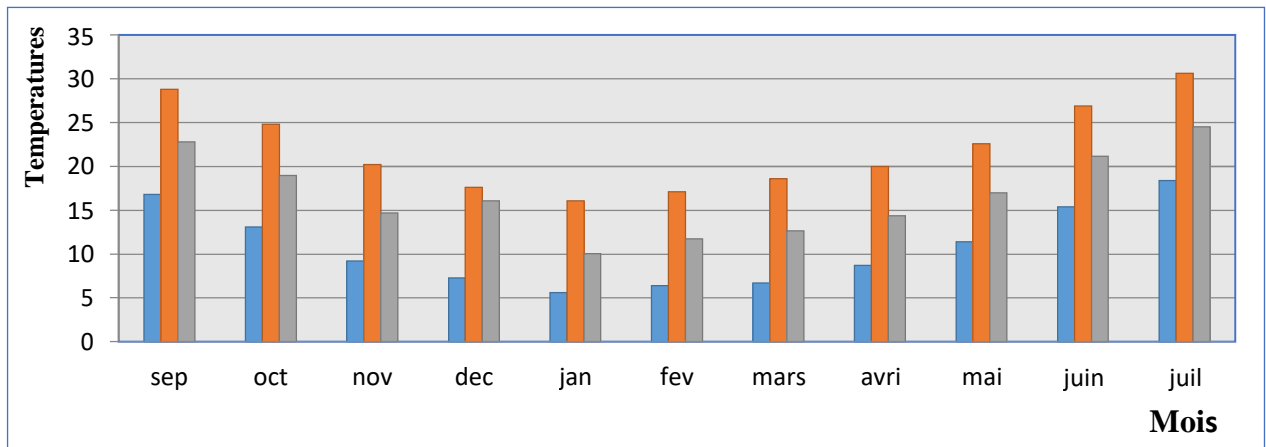


Figure (III.5) : Répartition mensuelle de la température à Azeffoun.

III.4.2. Vitesse de vent

La région d'Azeffoun est caractérisée par une vitesse de vent maximale qui atteint le 4.53km/h et une vitesse minimale qui atteint 2,61 Km/h [4].

Tableau (III.5) : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse du vent (km/h)	2,61	2,62	3,22	3,29	2,7	2,71	4,53	3,27	4,7	2,89	4,55	2,78
Vitesse (m/s)	0,73	0,73	0,89	0,91	0,75	0,75	1,26	0,91	1,3	0,80	1,26	0,77

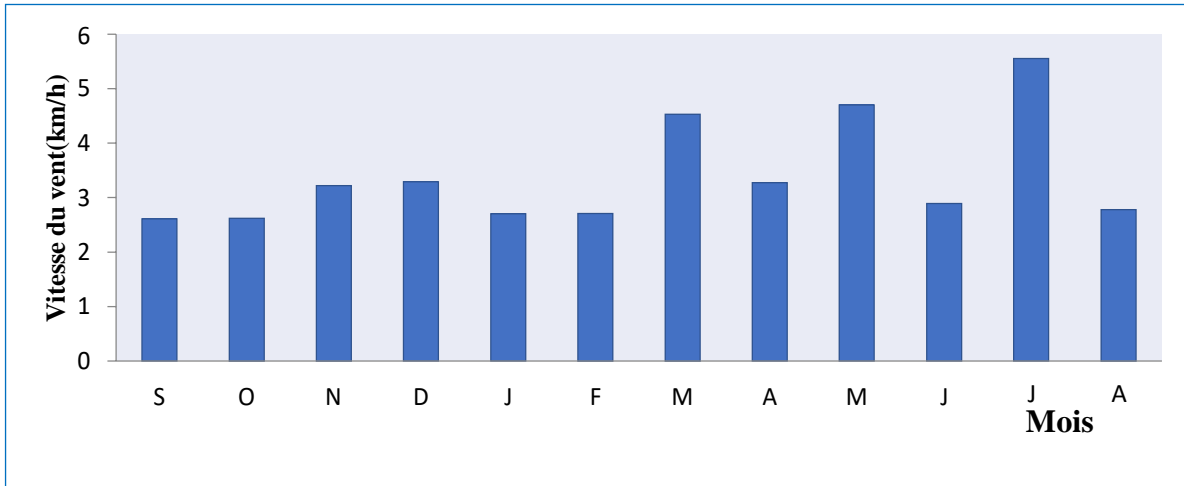


Figure (III.6) : Répartition mensuelle de la vitesse de vent a Azeffoun.

III.4.3. Humidité relative de l'air

D'après les données de la répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air on conclue que la région d'Azeffoun a un climat humide qui atteint environ 70% [4].

Tableau (III.6) : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air d'Azeffoun.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
H _{min} %	46,4	46,4	49,8	52,5	51,2	52,3	46,7	50,6	49,7	40,8	44,1	44,6	47,9
H _{Max} %	91,8	92,8	93,7	92,8	93,4	94	94	94	93,7	93	91,2	91,7	93,01
H _{Moy} %	69,1	49,4	71,75	72,65	92,3	73,15	70,35	72,30	71,7	66,9	67,65	68,15	70,45

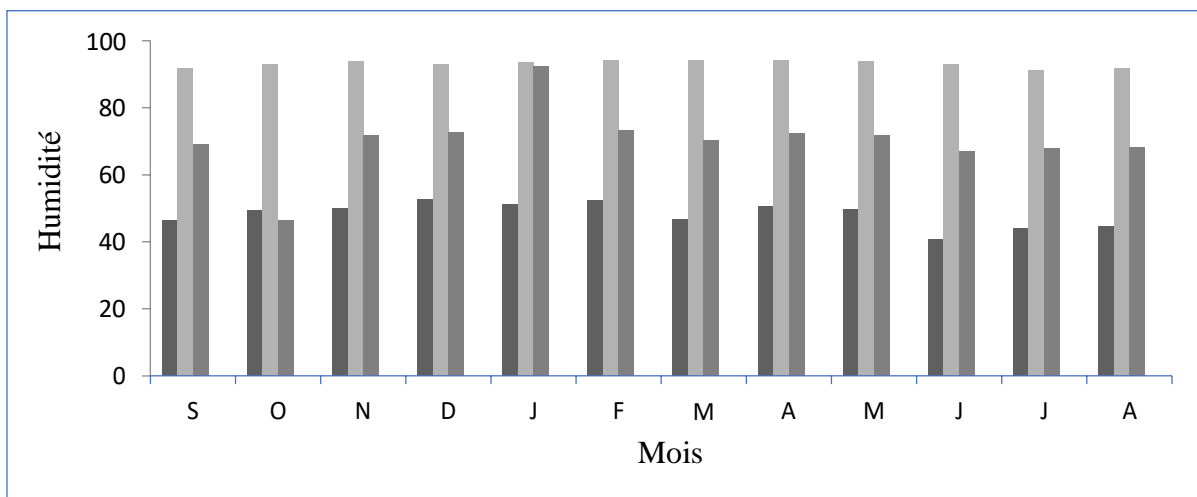


Figure (III.7) : Répartition de l'humidité de l'air à Azeffoun.

III.4.4. Évaporation

Le taux d'évaporation est très élevé dans les mois de juin, juillet, aout, il atteint 270mm. Pour les mois d'hiver, on constate que le taux d'évaporation est faible, il atteint 2mm, avec un moyen de perte par évaporation qui atteint 1500mm/An.

Tableau (III.7): Répartition mensuelle de l'Evaporation.

Mois	H%	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy annuelle
E_v (mm)		180	90	60	45	30	45	75	105	135	210	270	255	1500
E_v %		12	6	4	3	2	3	5	7	9	14	18	17	100

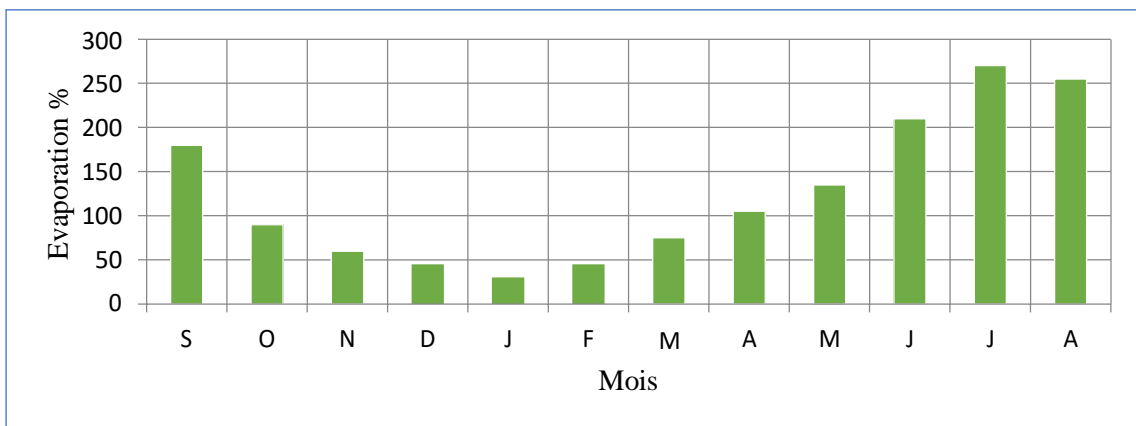


Figure (III.8) : Répartition mensuelle de l'évaporation a Azeffoun.

III.4.5. Pluviométrie

III.4.5.1. Homogénéité et correction des données

Dans le bassin versant de l'oued Sidi Ahmed Youcef, il n'existe aucune station pluviométrique.

Pour le calcul des précipitations, on a utilisé les données pluviométriques disponibles dans la région qui ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'Agence National des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Deux stations pluviométriques ont été sélectionnées : Tagma et Yakourenne.

- Tagma, station caractérisée par un nombre d'observations complet sur l'année 1971-2008
- Yakouren station caractérisée par un manque d'observation entre l'année 1971-2008

Pour commencer nos calculs on a choisi d'abord l'assurance de l'omogéinité de la station de Yakouren par le test de WILCOXON, ensuite on a procédé à remplir les lacunes de la série de Tagma par la méthode graphique ou bien double masse.

III.4.5.1.1. Test de WILCOXON ou test de Rang [8]

- On prend notre série pluviométrique (Tagma) de précipitation moyenne annuelle.
- Soit deux variables aléatoires (X, Y) représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de tailles N1, N2, pour chaque moyennes on donne son rang (1.2.3.....n). Y étant la série à étudier, X la série de base et que $N2 > N1$.

- En classe les éléments de notre nouvel échantillon YUX par ordre décroissant. et on associe à chacune les rangs précédents.

$$Wv = \sum_{i=1}^n rang = 22+27+8....+26.... \text{ (III.14)}$$

$$Wmin = \frac{N_1+N_2+1}{2} N_1 - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1+N_2+1)}{12}} \text{ (III.15)}$$

$$Wmax = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - Wmin ... \text{ (III.16)}$$

Tableau (III.8) : Résultats trouvés de test de WILCOXON.

N1	N2	Wy	W _{min}	W _{max}	U _{1-2,5%}
18	20	363	330,8	371,2	1,96

Condition à vérifier :

$$W_{min} < W_v < W_{max}$$

$$330,8 < 363 < 371,2$$

Alors notre série de Tagma est homogène, donc on va l'utiliser comme référence, afin de corriger celle de Yakouren.

Test de WILCOXON disponible dans le tableau (III) dans l'annexe.

III.4.5.1.2. Méthode graphique ou méthode double masse

Cette méthode permet de déceler graphiquement l'hétérogénéité de la série Tagma, et corriger la station de Yakouren [8].

Utiliser la station de Tagma comme station de référence car cette station caractérisée par une série complète d'observation et un nombre d'années d'observation suffisant 38ans.

III.4.5.1.3. Correction de la série pluviométrique de Yakouren

- Traçage de la droite Y=f (X).
Y= Pluies moyennes annuelles cumulées de la station yakouren.
X= Pluies moyennes annuelles cumulées de la station Tagma
- On a remarqué qu'il ya une forte corrélation entre les variables X et Y. ensuite on a corrigé les lacunes de la série de Yakouren par l'équation **X = 0,9216Y** obtenue après le traçage de la droite de régression.

La Méthode graphique nous a permis de remplir les lacunes de la station pluviométrique de Yakouren, pour procéder au calcul des précipitations moyennes annuelles.

III.4.5.2. Calcul des précipitations

a. Calcul des précipitations moyennes annuelles

Le principe de calcul de pluviométrie la moyenne, sur un bassin versant est d'admettre que la pluie ponctuel est représentative de celle tombé sur une zone plus ou moins étendue autour de la station [10].

Pour le calcul de la précipitation moyenne, quatre méthode son généralement utilisé :

- Méthode de THISSEN : dans laquelle on attribue à chaque pluviométrie un point proportionnel à une zone définie géométriquement.
- Méthode arithmétique : qui est une simple moyenne de N postes intéressant une surface donné S.
- Méthode analytique : qui utilise une coloration entre les précipitations et les altitudes.
- Méthode des isohyète : qui utilise des courbes définit comme le lieu des point d'égalé précipitation.

b. Choix de la méthode a utilisé

Il est préférable d'utiliser les quatre méthodes, afin de prendre la valeur la plus représentative, mais nous on 'a opter pour l'utilisation de la méthode arithmétique ont raison de manque de donnée.

La pluviométrie enregistrée dans les stations avoisinantes de notre bassin versant sont données dans le tableau suivant :

Tableau (III.9) : Répartition moyenne annuelle de la précipitation.

Nom de station	Code de station	Période d'observation	Nombre années d'observation	Précipitation moyenne annuelle (mm)
Tagma	020909	1971 à 2009	39	1216,46
Yakouren	020902	1859 à 2009	39	1135,3

Source (ANRH).

III.4.5.2.1. Calcul des précipitations inter annuelles

- **Méthode arithmétique**

La formule de la précipitation moyenne est donnée par [10]:

$$P_{moy} = \sum_n \frac{P_i}{n} \dots \dots (III.17)$$

Avec :

P_i : Précipitation moyenne annuelle de ieme station ;

n : Nombre de stations d'observation, n=2.

$$P_{moy} = 1175,9 \text{ mm.}$$

La précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant de Sidi Khelifa est donc 1176 mm.

III.4.5.2.2. Répartition moyenne mensuelle de la précipitation

Le tableau suivant donne les résultats des observations faites à la station de Tagma et Yakourene qui représente le bassin versant :

Les séries de précipitations journalières sont présentés dans l'annexe par le tableau 1 et 2.

Tableau (III.10) : Répartition moyenne mensuelle de la précipitation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
Tagma	54,76	98,7	150,9	202,3	169,2	155,5	145	128,0	80,69	12,82	7,58	10,84	1216,46
Yakourene	49,9	88,2	137,9	190,2	160	145,2	138,1	124,3	71,5	14,3	6,3	9,4	1135,3
Moyenne	52,3	93,5	144,4	196,3	164,6	150,4	141,6	126,2	76,1	13,6	6,9	10,1	1175,9

III.4.5.2.3. Précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières de la station Tagma, qui est donnée comme station complète par (ANRH), avec une loi théorique [11].

L'ajustement de la série des précipitations maximales a été fait à l'aide du logiciel « HIFRAN ».

Tableau (III.11):Caractéristique de la station de Tagma.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=38} X_i$	3398
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=38} X_i}{N}$	89
L'écart type « σ_x » Pour $n > 30$ ans	$\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^n (X_i^2 - n \cdot \bar{x}^2)$ et $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	31,54
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,35

A.GUMBEL (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: 36

Paramètres : $u = 75,4063$, $Alpha = 25,1385$.

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement), $T = 1 / (1-q)$.

Tableau (III.12) : Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.

T	q	XT	écart type	intervalle de confiance
10000,0	0,9999	307	41,1	226 - 388
2000,0	0,9995	266	34,1	200 - 333
1000,0	0,9990	249	31,1	188 - 310
200,0	0,9950	209	24,1	161 - 256
100,0	0,9900	191	21,1	150 - 232
50,0	0,9800	173	18,1	138 - 209
20,0	0,9500	150	14,2	122 - 178
10,0	0,9000	132	11,2	110 - 154
5,0	0,8000	113	8,31	96,8 - 129
3,0	0,6667	98,1	6,27	85,8 - 110
2,0	0,5000	84,6	4,93	75,0 - 94,3

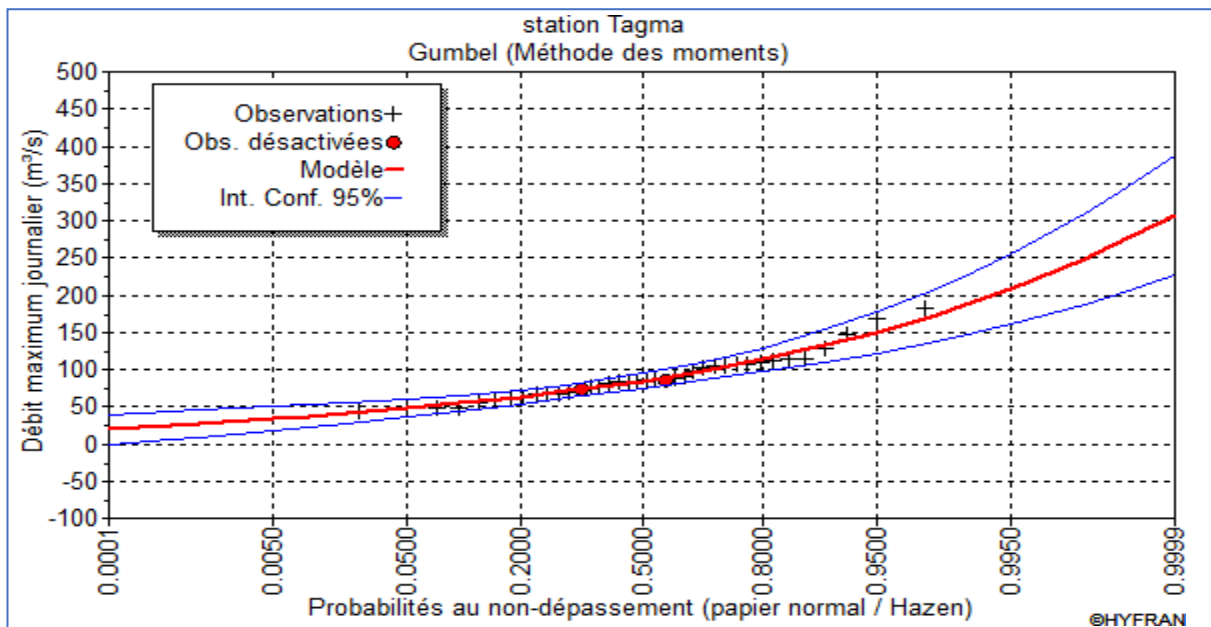


Figure (III.9) : Représentation graphique de la loi de GUMBEL.

Tableau (III.13) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Gumbel (Méthode des moments)	Carac. de la loi	Carac. del'échantillon
Minimum	Aucun	44.0
Maximum	Aucun	182
Moyenne	89.9	89.9
Ecart 3 type	32.2	32.2
Médiane	84.6	84.5
Coefficient de variation (C _v)	0.359	0.359
Coefficient d'asymétrie (C _s)	1.14	1
Coefficient d'aplatissement (CK)	2.40	3.68

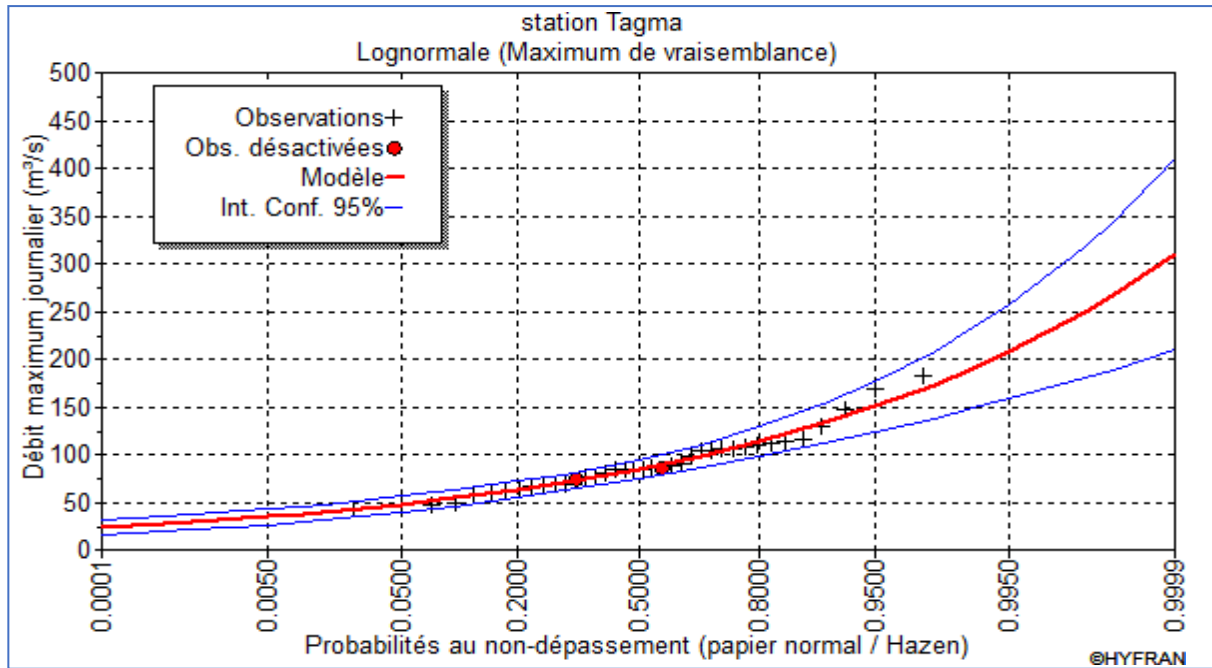


Figure (III.10) : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

B. Loi de GALTON (log-normale)

Nombre d'observations : 36

Paramètre : Mu : 4,43977, Sigma : 0,347776

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement), $T = 1 / (1-q)$.

Tableau (III.14) : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

T	Q	XT	écart type	intervalle de confiance
100000	0,9999	309	51,0	209 - 409
2000,0	0,9995	266	39,5	189 - 344
1000,0	0,9990	248	35,0	180 - 317
200,0	0,9950	208	25,3	158 - 257
100,0	0,9900	190	21,5	148 - 232
50,0	0,9800	173	17,9	138 - 208
20,0	0,9500	150	13,5	124 - 177
10,0	0,9000	132	10,4	112 - 153
5,0	0,8000	114	7,69	98.5 - 129
3,0	0,6667	98,4	5,97	86,7 - 110
2,0	0,5000	84,8	4,91	75,1 - 94,4

Tableau (III.15) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Galton (Log -Normal)	Carac.de la loi	Carac.de l'échantillon
Minimum	0,00	44
Maximum	Aucun	182
Moyenne	90	89,9
Ecart 3 type	32,2	32,2
Médiane	84,8	84,5
Coefficient de variation (C _V)	0,359	0,359
Coefficient d'asymétrie (C _S)	1,12	1
Coefficient d'aplatissement (C _K)	5,32	3,68

Conclusion :

D'après les deux schémas on a conclu que la pluie maximale journalière suit les lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

III.4.6. Apports liquides

L'estimation des apports liquides d'un cours d'eau se fait en général sur la base des données de mesure des stations hydrométriques implantées sur ce bassin.

Etant donné que nous sommes confrontés a une situation ou la station hydrométrique de Azzefoun fournit par l'Agence National des Ressources Hydrauliques (ANRH) n'a pas été fonctionnelle d'une manière continue, on a utilisé des formules empiriques ; qui donnent tout de même des résultats avoisinants ceux obtenus à partir des mesures hydrométriques.

III.4.6.1. Calculs de l'apport annuel moyen**III.4.6.1.1. Formule de TURC [9]**

$$L_e = P_{moy} - D \dots \dots \dots (III.18)$$

Avec :

D: Déficit de l'écoulement en (mm) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuel en (1176mm) ;

L_e: Lame d'eau écoulée en mm.

$$D = \frac{P_{moy}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \dots \dots \dots (III.19)$$

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0,05(T_{moy})^3 \dots \dots \dots (III.20)$$

Avec :

L : Variable théorique ;

T_{moy} : Température moyenne annuelle en (C°) ; T_{moy}=17C °. L_e = 764 mm.

$$A_o = 171,9 \text{ Mm}^3.$$

III.4.6.1.2. Formule de GAUTIER [9]

$$L_e = 0.6P_{moy} (1 - 10^{-3.6P_{moy}^2}) \dots \dots (3.21)$$

$$L_e = 706 \text{ mm.}$$

$$A_o = 158,85 \text{ Mm}^3.$$

III.4.6.1.3. Formule de MEDINGER [9]

$$L_e = 1.024(p_{moy} - 0.26)^2 \dots \dots (III.22)$$

$$A_o = L_e.S \dots \dots (III.23)$$

$$L_e = 859 \text{ mm}$$

$$A_o = 193,28 \text{ Mm}^3.$$

III.4.6.1.4. Formule d'I.N.R.H [9]

$$A_o = 0,915.P^{2.624}.S^{0.842} \dots \dots (III.24)$$

$$A_o = 134,88 \text{ Mm}^3.$$

$$L_e = 599 \text{ mm.}$$

III.4.6.1.5. Formule de DERRI (II) [9]

$$A_o = 0.513P_{moy}^{(-2,683)}.D_d.S^{0.842} \dots \dots (III.25)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage D_d=1,9 (Km/Km²).

$$A_o = 143,98 \text{ Mm}^3.$$

$$L_e = 640 \text{ mm.}$$

III.4.6.2. Calcul de module de l'écoulement

Le module de l'écoulement peut être calculé comme suite [11]:

$$Q(m^3/s) = 10^6 \frac{A_0}{365.24.3600} \dots \dots \dots (3. 26)$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (III.16) : Résultats obtenues pour le calcul lame d'eau, apports, débits.

Les formules	Lame d'eau Le (mm)	Apport annuel (Mm ³)	Débit Q (m ³ /s)
TURC	764	171,9	5,45
GAUTIER	706	158,85	5,03
MEDINGER	859	193,28	6,13
INRH	599	134,88	4,28
DERRI II	640	143,98	4,57
Moyenne	713,6	160,58	5,09

D'après les résultats trouvés en considère que :

- La lame d'eau de notre bassin versant est 714 mm ;
- L'apport annuel : 161 Mm³ ;
- Le débit moyen annuel est : 5,1 m³ /s.

On conclue que l'apport de bassin versant est très important d'où un barrage sera très utile dans cette région.

III.4.6.3. Caractéristiques de l'écoulement

III.4.6.3.1. Module de l'écoulement [11]

$$Q = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (III. 27)$$

Avec :

- A₀ : Apport moyenne ;
- T : Temps d'une année en seconde.

$$Q = 5,1 \text{ m}^3 /s$$

III.4.6.3.2. Module de l'écoulement relatif (spécifique) [11]

$$q = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (III. 28)$$

Avec :

Q : Débit de l'écoulement (m³ /s) ;

$$q = 22,6 \text{ l / (s.Km}^2)$$

III.4.6.3.3. Coefficient de variance [10]

Pour ce coefficient, on utilise les différentes formules empiriques, voir le tableau ci-dessous :

Avec :

q : Module de l'écoulement relatif (22,6 l/S.Km²) ;

K : Coefficient de réduction (K = 0,025 ÷ 1) ;

M : Apport annuel moyen en (l/Km².s).

Tableau (III.17): Récapitulatif des résultats du coefficient de variation.

Formule	Equation	Résultats
SOKOLOVSKI	$C_v = 0,78 - 0,29 \log(q) - 0,063 \log(S + 1)$	0,23
ANTONOV	$C_v = \frac{0,83}{(S+1000)^{0,076}}$	0,48
KRISTY MENHEL	$C_v = \frac{0,83}{q^{0,27} S^{0,06}}$	0,39
PADOUN	$C_v = 0,93 \frac{k}{Q^{0,23}}$	0,45
UKRGIPROVOKHOZ	$C_v = \frac{0,70}{M^{0,125}}$	0,45

Le coefficient de variation est pris en prenant la moyenne des coefficients des quatre formules plus proche car celle de SOKOLOVSKI nous donne un Cv loin de la moyenne alors notre Coefficient de Variation est **C_v = 0,44**.

III.4.6.3.4. L'apport annuel fréquentiel [12]

$$A_F = \frac{A_0}{\sqrt{C_{vq}^2 + 1}} e^{-u_F} \sqrt{I g(C_{vq}^2 + 1)} \dots \dots \dots (III. 29)$$

Avec :

C_v : coefficient de variation de l'apport annuelle, ($C_v = 0,44$) ;
 A_0 : Apport moyen annuel, ($A = 161 \text{ Mm}^3$) ;
 $A_{F(p)}$: Apport annuelle d'une période de retour donnée en Mm^3 ;
 FND : Fréquence de non dépassement ; $FND = 1 - \frac{1}{T}$.

$$AF(p) = 147,7 \cdot e^{(0,42u)} \dots \dots \dots (III.30)$$

Les résultats obtenus pour les périodes de retours sont données dans le tableau suivant :

Tableau (III.18) : Résultats pour le calcul de l'apport fréquentiel.

Période de retour	5/4	5	10	50	100	500	1000	10000
FND	0,2	0,8	0,9	0,98	0,99	0,998	0,999	0,9999
U	-0,841	0,845	1,282	2,055	2,327	2,575	3,009	3,72
$A_{f(p)}\%$	109,75	210,6	256,1	354,4	397,3	440,9	529,0	713,2

III.5. Les crues

III.5.1. Détermination des crues maximum probable

Le débit maximum est estimé par des formules empiriques suivantes [11]:

III.5.1.1. Formule de MALLET GAUTHIER

$$Q_{max} \% = 2k \cdot \log(1+aP) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III.31)$$

Avec :

- $Q_{max} (\%)$: Débit maximum de crue de même fréquence que celle de la pluie de courte durée
- k: Coefficient dépendant du bassin versant (2,0-3,0), adopté 2,5;
- a : Constant du bassin (20-30), adopté 25;
- T : Durée de retour.

Les résultats trouvés sont portés dans les tableaux suivants :

Tableau (III.19) : Résultats des débits maximums de la crue (MALLET GAUTHER).

T (an)	5	10	20	100	200	1000	10000
$Q_{max} (\text{m}^3/\text{s})$	349	472,55	569,95	748,75	813,74	947,61	1111,44

III.5.1.2. Formule DE TURAZA

$$Q_{max} = \frac{P_{tc}SC}{3.6T_c} \dots \dots \dots (III.32)$$

Avec :

- C = Coefficient de ruissèlement : 0,8 pour notre B.V;
- P_{tc} : Pluies pendant le temps de concentration de fréquence donnée.

$$P_{tc} = P_{jmax}(p) \left(\frac{T_c}{24}\right)^b \dots \dots \dots (III.33)$$

b : Exposant de body = 0,47 ;

P_{jmax} : Pluie maximale journalière correspond a une fréquence donnée.

Tableau (III.20) : Résultats des débits maximums de la crue (TURAZA).

T (an)	5	10	20	100	200	1000	10000
P _{jmax} f(p)	114	132	150	190	208	248	309
P _{tc}	51	59	67	85	93	111	139
Q _{max} (m ³ /s)	586,47	679,07	771,67	977,45	1070,06	1275,84	1589,65

III.5.1.3. Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{max} = \frac{0.28P_{tc}aS}{T_c} (f) \dots \dots \dots (III.34)$$

Avec :

a : Coefficient du Bassin Versant : 0,65 ;

(f): Forme de l’hydrographe 1,2

Tableau (III.21) : Résultats des débits maximums de la crue (SOKOLOVSKY).

T (an)	5	10	20	100	200	1000	10000
Q _{max} (m ³ /s)	576,38	667,39	758,40	960,64	1061,65	1253,89	1262,30

Vu les résultats obtenus on a opté pour ceux de la méthode de TURAZA car il nous semble que leur résultats sont moyens, En plus ces résultats en été comparé avec l’étude effectuer par le Bureau d’étude (dar AL ANDASSA) sur le barrage de Sidi Khelifa.

III.5.2. Construction des Hydro grammes de Crue [12]

La méthode de SOKOLOVSKY assimile l’hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue.

- **Montée de la crue:**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m}\right)^x \dots \dots \dots (III.35)$$

- **La décrue:**

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^y \dots \dots \dots (III.36)$$

Avec :

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

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

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

t_d : Temps de la décrue en heures ;

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

x, y: Puissance de la courbe (x=2 montée de la crue, et y=3 la décrue);

$T_m = T_c$; Temps de concentration = 4.36h;

$T_d = T_m \alpha = 2$.

Les résultats trouvés sont portés dans le tableau suivant :

Tableau (III.22) : Hydrogramme de crue cas monté.

Temps(h)	Periods de retour							Débit (m ³ /s)
	10	20	50	100	200	1 000	10 000	
0	0	0	0	0	0	0	0	
0,5	7,71	8,93	10,15	12,85	14,07	16,78	20,91	
1	30,85	35,72	40,59	51,42	56,29	67,12	83,62	
1,5	69,42	80,38	91,34	115,69	126,65	151,01	188,15	
2	123,41	142,89	162,37	205,68	225,16	268,46	334,49	
2,5	192,82	223,27	253,71	321,37	351,82	419,47	522,65	
3	277,66	321,5	365,34	462,77	506,61	604,04	752,61	
3,5	377,93	437,6	497,27	629,88	689,56	822,17	1 024,39	
4	493,62	571,56	649,5	822,7	900,65	1 073,85	1 337,98	
4,36	586,47	679,07	771,67	977,45	1 070,06	1 275,84	1 589,65	

Tableau (III.23) : Hydrogramme de crue cas décrue.

Temps(h)	T = Période de retour						
	10	20	50	100	200	1 000	10 000
0	586,47	679,07	771,67	977,45	1 070,06	1 275,84	1 589,65
0,5	491,26	568,83	646,39	818,77	896,34	1 068,72	1 331,58
1	406,96	471,21	535,47	678,26	742,52	885,32	1 103,07
1,5	332,9	385,46	438,02	554,83	607,39	724,2	902,33
2	268,41	310,79	353,18	447,36	489,74	583,92	727,55
2,5	212,85	246,45	280,06	354,74	388,36	463,04	576,93
3	165,53	191,67	217,81	275,89	302,03	360,11	448,68
3,5	125,81	145,67	165,54	209,68	229,55	273,69	341,01
4	93,01	107,69	122,38	155,01	169,7	202,34	252,1
4,5	73,31	84,88	96,46	122,18	133,76	159,48	198,71
5	50,87	58,9	66,93	84,78	92,82	110,66	137,88
5,5	33,55	38,85	44,15	55,92	61,22	72,99	90,94
6	11,63	13,46	15,3	19,38	21,21	25,29	31,51
6,5	5,69	6,59	7,49	9,49	10,38	12,38	15,43
7	2,22	2,58	2,93	3,71	4,06	4,84	6,03
7,5	0,56	0,65	0,74	0,94	1,03	1,22	1,52
8	0,04	0,05	0,05	0,07	0,08	0,09	0,11
8,5	0	0	0	0	0	0	0

Débit (m³/s)

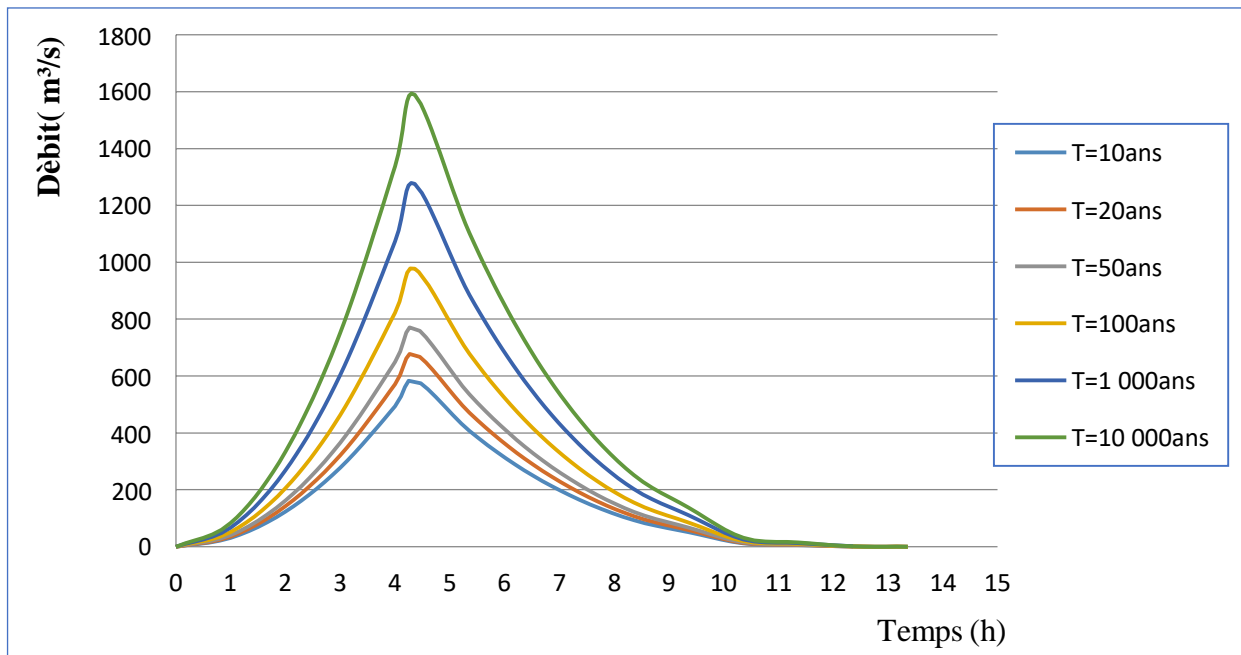


Figure (III.11) : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

III.5.3. Choix de la fréquence de la crue

Le choix de la crue dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences pouvant être causées à l'aval et des considérations techno-économiques liées à l'aménagement et à son environnement [5].

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques encourus à l'aval, alors pour son estimation nous nous reportons à la recommandation de Comité National Australienne des Grandes Barrages (CNAGB) [5].

Tableau (III.24) : Catégories des dommages résultants des crues.

<i>Recommandations du Comité National Australien des Grands Barrages</i>		
Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau (III.25) : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé Probabilité de dépassement annuel
Elevés 3 perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants 3 pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Afin d'éliminer le maximum de dégâts causés par les crues, et vu que notre barrage sera construit en terre dont le risque de submersion est présent, nous optons pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1 / 10000.

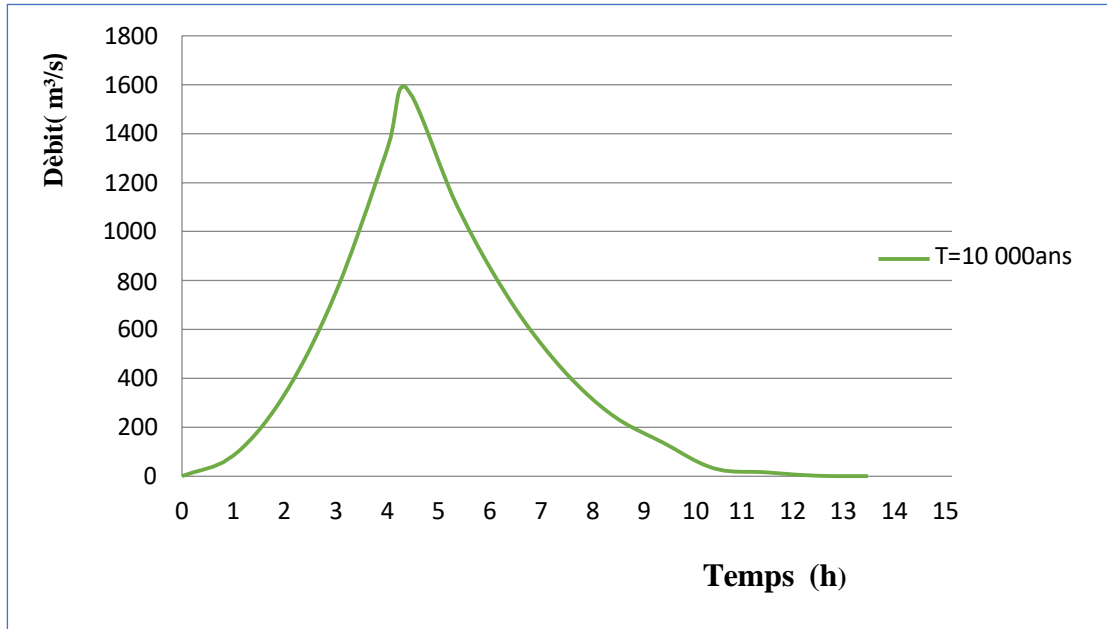


Figure (III.12) : Hydrogramme de crue de projet.

III.6. Apport solide et estimation de volume mort

III.6.1. Apport solide

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau du barrage de Sidi Khelifa.

Les apports solides sont importants en Algérie et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année, de plus l'érosion est intensive.

L'absence de mesures du transport solide sur l'oued Sidi Ahmed Youcef nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques [9] :

III.6.1.1. Formule de TIXERONT [9]

$$T_s = a \cdot L_0^{0.15} \dots \dots \dots (III.36)$$

Avec :

T_s : Le transport solide en (t/Km²/an) ; transport solide en (t/Km²/an) ;

L₀ : La lame écoulée (714 mm) ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350 (à moyenne perméabilité).

$$T_s = 983,22 \text{ t/Km}^2/\text{an}.$$

L'apport solide annuel est donné par:

$$Q_a = T_s \cdot S \dots (III.37)$$

$$Q_a = 221224,5 \text{ t/an.}$$

III.6.1.2. Formule de SOGREAH [9]

$$T_s = a.P^{0.15} \dots \dots (III.38)$$

Avec :

Pmoy : pluie moyenne annuelle 1176mm.

$$T_s = 1010,72 \text{ t/Km}^2/\text{An.}$$

$$Q_a = 227412 \text{ t/an.}$$

Les résultats des deux méthodes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (III.26) : Résultats trouvés pour les deux formules.

Formule	Transport solide T_s (t/Km ² /an)	Apport solide Q_s (t/an)
TIXERONT	938,22	221224,5
SOGREAH	1010,72	227412

Pour donner la valeur finale de l’apport solide on fait la moyenne des apports trouvés dans les deux formules.

Donc :

$$Q_s = 22431825,25 \text{ t/an} \quad \text{d'où} \quad T_s = 996,97 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

III.6.2. Volume mort

Ce paramètre est donné par la formule suivante [9]:

$$V_m = \frac{T_s \cdot S \cdot T_f \cdot m}{\gamma_s} \dots \dots (III.39)$$

Avec :

- T_s : Transport solide, 996,97 t/Km²/An ;
- T_f : Durée de fonctionnement de barrage, 50ans ;
- m : Pourcentage d’alluvion restent dans le lac, 60% ;
- γ_s : Poids spécifiques des sédiments : ($\gamma_s = 1.4 \text{ t / m}^3$).

$$V_m = 4,81 \text{ Mm}^3.$$

Le transport solide dans le site du barrage est très important, ce dernier est causé par le charriage des particules causées par les fortes précipitations sur le bassin versant, d'où on prévoit un système de dévasement pour réduire de transport solide afin de protéger l'ouvrage.

III.7. Qualité de l'eau

Les eaux de l'oued Sidi Ahmed Youcef sont d'une assez bonne qualité minérale résulte de faible développement de bassin versant qui est essentiellement caractérisé par une couverture végétale sauvage, par contre ces terres faiblement cultivées ou industrialisées, et les précipitations moyennes non négligeable dans la zone jouent certainement un rôle important en diminuant les pollutions locales.

Les analyses effectuées ont montré une absence totale de métaux lourds : les eaux sont moyennement à fortement minéralisées, propre sur le point physique et bactériologiquement moyennes à mauvaises, selon la classification des normes internationales (OMS, France, Algérie).

Ainsi, les eaux sont tout a fait adaptées à l'exploitation de barrage ; les eaux destinées à l'AEP doivent bien entendu faire l'objet d'un traitement préalable avant distribution.

Conclusion

L'étude des caractéristiques de bassin versant de Sidi Khelifa nous conduit à déduire que ceci est un bassin versant de forme allongée et de relief très fort.

Les caractéristiques climatiques sont très importantes qui mènent au remplissage de notre cuvette, avec un apport annuel mesuré de 161 Mm³ et une précipitation annuelle de 1176mm on peut déduire que c'est vraiment important de construire un barrage à ce niveau, L'étude des crues nous a conduits à conclure que le bassin versant de Sidi Khelifa caractérisé par des débits de crues très importants.

Le débit maximal de crue qui sera pris en compte pour l'étude de laminage est la crue, $Q : 1/10\ 000$.

En effet, l'étude de transport solide nous a permis d'évaluer le taux d'érosion du bassin versant de Sidi Khelifa, et d'estimer le volume mort de réservoir, ce paramètre est nécessaire aussi pour les travaux d'aménagement du bassin versant afin d'augmenter la durée de vie de barrage et limiter au minimum le phénomène d'envasement.

Le volume mort a été estimé dans le bassin versant à 4.81 Mm³, pour une période d'exploitation de 50 ans, avec un poids spécifique de 1,4t/m³. La qualité de l'eau destinée à l'alimentation doit être traité convenablement.

Introduction

Le laminage des crues est un processus de gestion des débits d'eau afin de réduire les effets néfastes des crues soudains. Cette technique vise à contrôler et à réduire le pic de débit d'une rivière ou d'un cours d'eau en utilisant des structures telles que des barrages, des réservoirs ou des bassins de rétention. En ralentissant le flux d'eau et en le stockant temporairement, le laminage des crues contribue à atténuer les risques pour les infrastructures environnantes.

Cette analyse peut être réalisée soit par des calculs informatiques, soit par des méthodes purement hydrauliques, en utilisant des formules de déversoir telles que la méthode de BLACKMORE, la méthode GRAPHIQUE, la méthode KOTCHERINE et la méthode grapho-analytique de HILDEN BLAT.

Dans notre situation particulière, nous avons décidé d'opter pour la méthode de KOTCHERINE pour mener notre étude, afin de déterminer la largeur de l'évacuateur de crue et son débit de déversement. Ensuite, nous avons employé la méthode de HILDEN BLAT pour estimer le graphique de la crue de sortie.

IV.1. Principe de calcul

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante [11]

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots(IV.1)$$

Avec :

- Q_c(t) : Débit de crue entrant à l'instant (t) ;
- q(t) : Débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
- S : Surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant (t) est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots\dots(IV.2)$$

$\frac{dH}{dt}$ Représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

IV.2. Laminage de crue par la méthode de KOTCHERINE

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants [8]:

- ✓ L'hydro gramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydro gramme d'évacuation est assimilé à un triangle ;
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;
- ✓ Les pertes par infiltrations et évaporations sont considérées comme nulles au moment de la crue.

IV.2.1. Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante [11]:

$$V_F = V_C \cdot \left[1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right] \dots \dots (IV.3)$$

Avec :

V_F : Le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur ;

V_C : Le volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 ;

$Q\%$: Le débit de la crue en m^3/s ;

q_{lam} : Le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$Q_{lam} = Q\% \cdot \left[1 - \frac{V_F}{V_C} \right] \dots \dots (IV.4)$$

IV.2.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir

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

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule [11]:

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

$m = 0,49$: Coefficient de débit ;

$g = 9,81$: Accélération de la pesanteur ;

L : Largeur de déversoir ;

H_d : Charge sur le déversoir.

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

L compris entre 60 et 100 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots (IV.6)$$

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux et les Figures suivantes :

On a :




-  Le débit de projet (m^3/s) : 1589,65 (Mm^3) ;
-  Le volume de la crue : 30 Mm^3 ;
-  Coefficient de débit : 0,49.

Tableau (IV.1):Hauteur et débit laminé.

H (m)	N PHEE (NGA)	V PHEE (m)	V _f (Mm ³)	q _{lam} (m ³ /s)
1	62	35	3,6	1 405,05
2	63	39	7,6	1 199,93
3	64	41	9,6	1 097,37
4	65	43	11,6	994,81
5	66	45	13,6	892,26
6	67	47	15,6	789,70
7	68	51	19,6	584,58

Au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette, On remarque une réduction du débit de pointe de la crue.

Tableau (IV.2) : Débit laminé pour différente largeur.

H (m)	L (m)					b (s/εu) b
	70	80	90	100	110	
0						
1	151,9	173,6	195,3	217	238,7	
2	429,877	491,288	552,699	614,11	675,521	
3	789,88	902,72	1015,56	1128,4	1241,24	
4	1215,2	1388,8	1562,4	1736	1909,6	
5	1698,242	1940,848	2183,454	2426,06	2668,666	
6	2232,93	2551,92	2870,91	3189,9	3508,89	
7	2813,188	3215,072	3616,956	4018,84	4420,724	

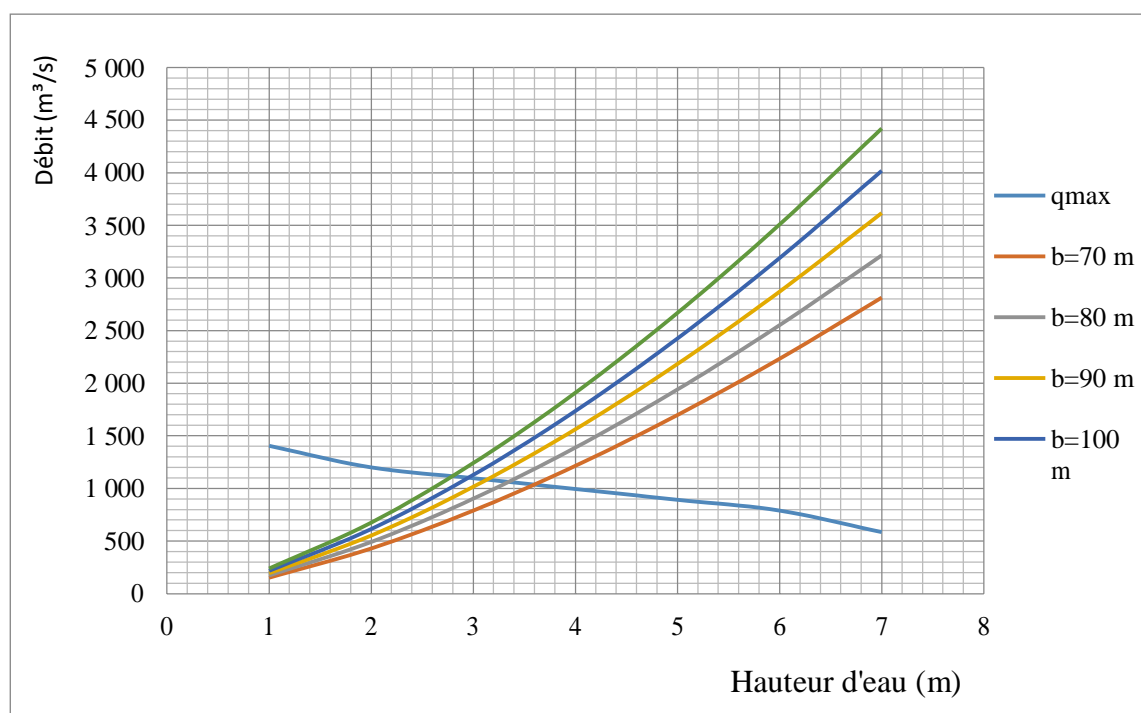


Figure (IV.1) : Hauteur-Débit laminé.

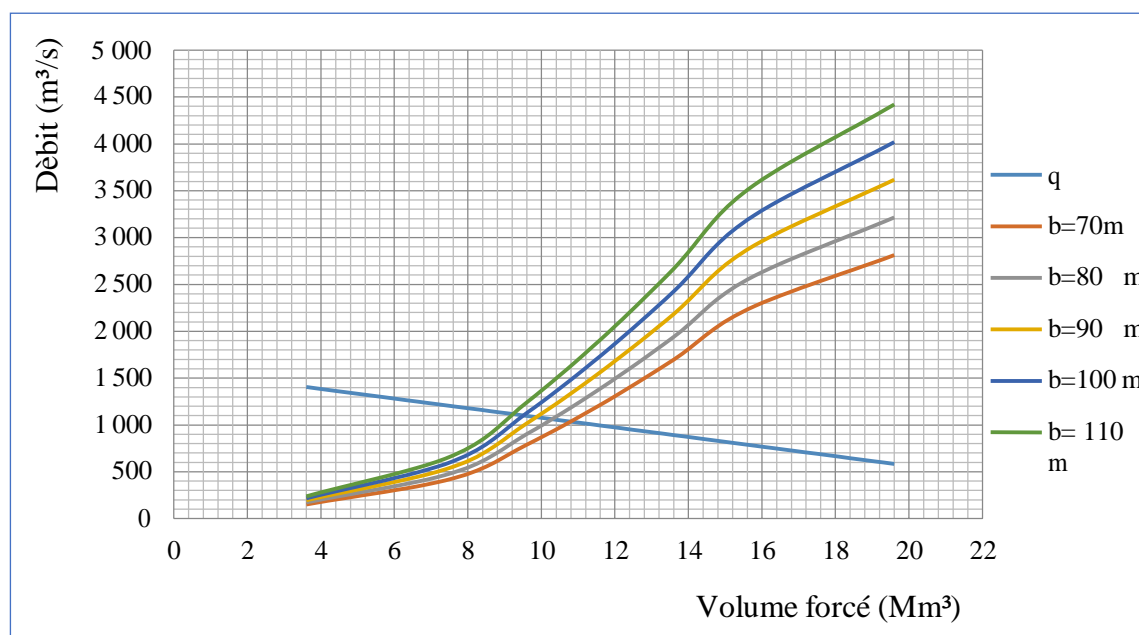


Figure (IV.2) : Volume forcé-Débit laminé.

Notre évacuateur de crue sera construit avec une largeur de 80 m pour des raisons technoeconomique [4].

IV.3. Hydrogramme de crue à la sortie par la méthode de HILDENBLAT

On va traiter cette méthode pour une largeur de 80m .la méthode de HILDENBLAT nécessite la présence de [8]:

- ✓ Hydro gramme de crue à l’entrée ;
- ✓ Courbe de volume d’eau dans la retenue ;
- ✓ Courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d’eau au dessus de déversoir, $q = f (V_i + 0,5* q_i*\Delta t)$.

Tableau (IV.3) : Calcul $V_i + 0,5* q_i*\Delta t$.

H_i (m)	q_i (m³/s)	V_i (m³)	$V_i + 0,5* q_i*\Delta t$ (m³)
0	0	0	0
1	173,6	3600000	3678120
2	491,288	7600000	7821079,6
3	902,72	9600000	10006224
4	1388,8	11600000	12224960
5	1940,848	13600000	14473381,6
6	2551,92	15600000	16748364
7	3215,072	19600000	21046782,4

Pour Calculer le Débit Sortant « q » on applique la méthode de **HILDENBLAT**.

Tableau (IV.4) : Le débit déversé par la méthode de HILDEN BLANT.

Δt (h)	Q (m ³ /s)	Q _m (m ³ /s)	(Q _m -q)* Δt (m ³)	V _i + 0,5* q* Δt (m ³)	q (m ³ /s)
0	0			0	0
1	83,62	41,81	150516	150516	6
		209,55	731718		
2	334,89	543,75	1863900	882234	26
		1045,295	3352662		
3	752,61	1463,815	4099734	2746134	114
		1346,355	-1024902		
4	1337,98	915,305	-1410786	6098796	325
		588,11	-1528596		
4,36	1589,65	350,39	-1026036	10198530	901
		194,99	-910854		
5,36	1103,06	96,99	-990864	11801808	1200
		35,76	-909090		
6,36	727,55	8,47	-717264	10776906	980
		0,76	-468000		
7,36	448,68	0	-439200	9366120	775
8,36	252,1			7837524	480
9,36	137,88			6811488	350
10,36	56,09			5900634	311
11,36	15,43			4000680	261
12,36	1,52			3283416	200
13,36					130
14,36					82

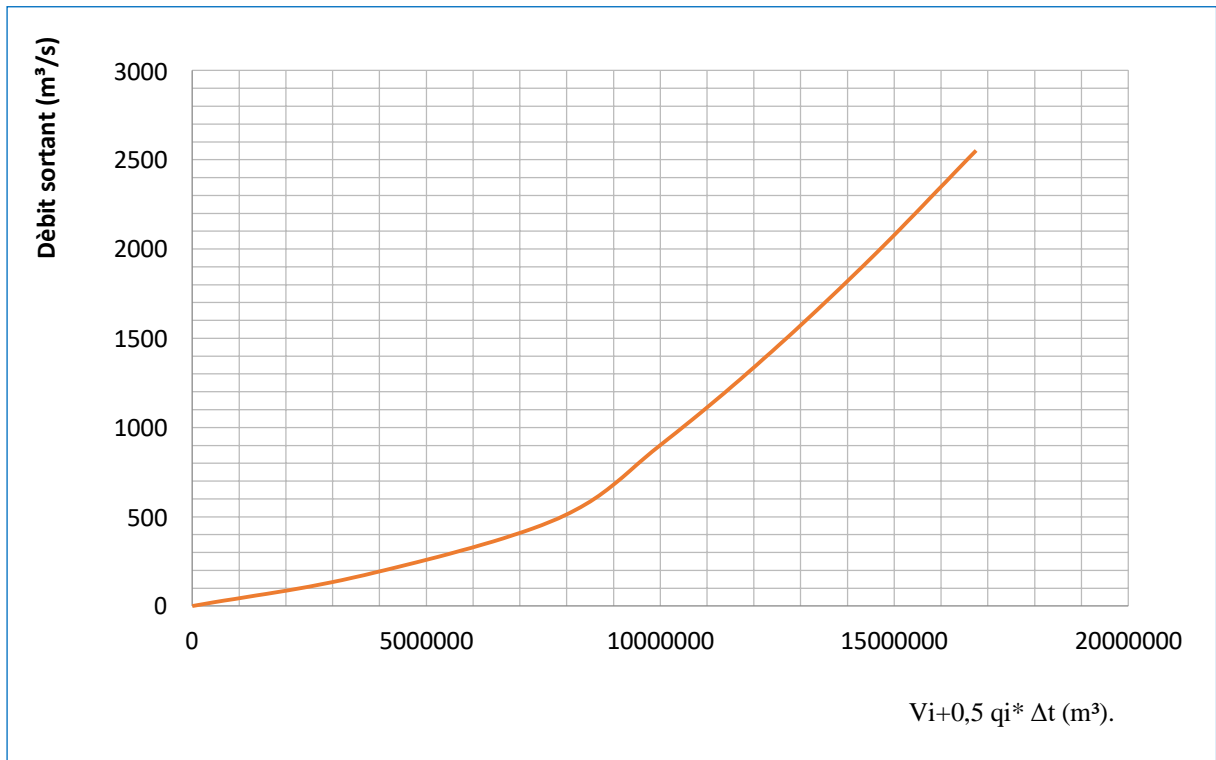


Figure (IV.3) : $V_i + 0,5 * q_i * \Delta t$ et débit sortant.

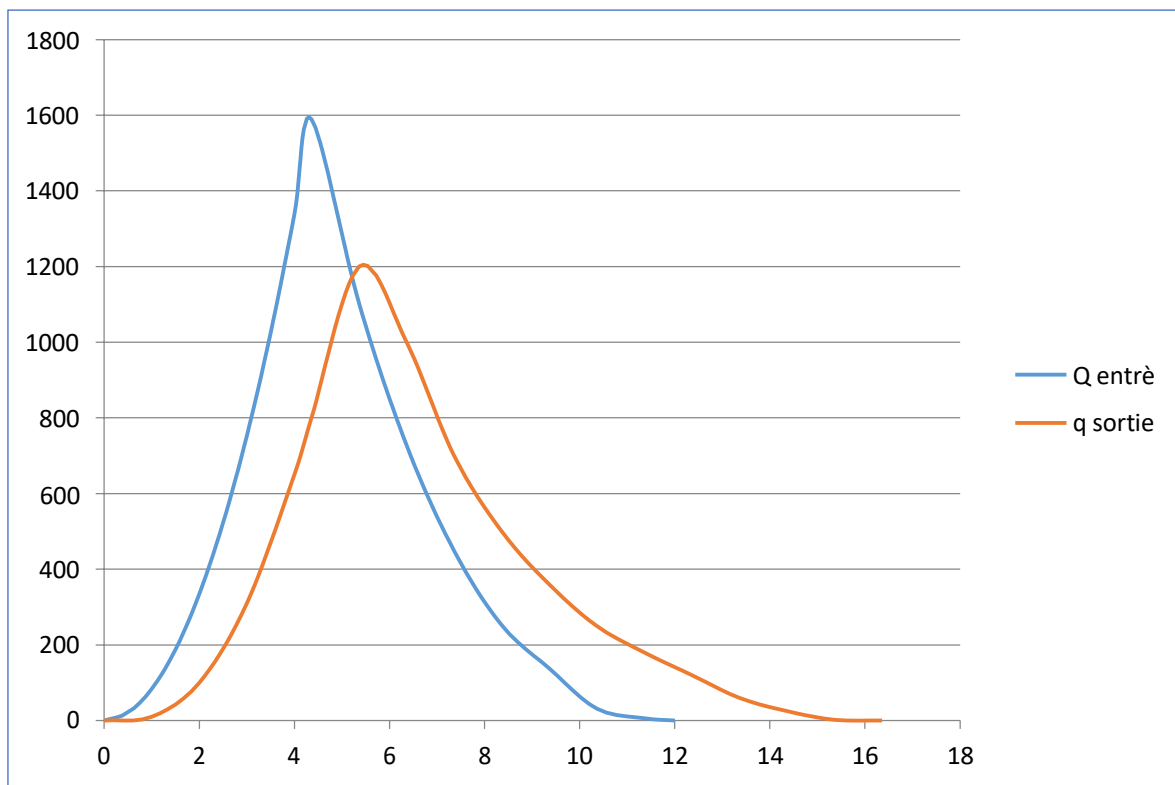


Figure (IV.4) : Hydro gramme de crue entré et sortie.

Tableau (IV.5) : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	4,81
Volume Utile	Mm ³	26,58
Volume au NNR	Mm ³	31,4
Cote du fond	m (NGA)	24
Cote de V _m	m (NGA)	40
Cote NNR	m (NGA)	61
Cote NPHE	m (NGA)	64,4

Conclusion

En utilisant la méthode de KOCHERINE, nous avons pu déduire que, pour notre évacuateur de crue d'une largeur de 80 m, la charge d'eau sur le déversoir serait de 3,4 m, ce qui entraînerait un débit d'eau évacué de 1089 (m³/s) et donc un volume total de 10,5 Mm³.

D'autre part, en appliquant la méthode de HILDENBLAT, nous avons constaté que notre crue de sortie était laminée à un débit de 1200 (m³/s).

Pour déterminer la valeur du débit évacué, nous avons finalement opté pour la méthode de KOTCHERINE, qui nous a fourni un débit évacué de 1089 (m³/s).

Introduction

Le dimensionnement des barrages est un processus crucial qui implique la détermination précise des dimensions et des caractéristiques structurales nécessaires pour assurer la sécurité, la stabilité et la fonctionnalité d'un barrage. Ce processus intègre une analyse approfondie des conditions géologiques, hydrologiques, environnementales et géotechniques du site, ainsi que des contraintes liées à l'usage prévu du barrage. Une conception et un dimensionnement appropriés sont essentiels pour garantir la résistance du barrage aux forces hydrauliques et géologique, assurant ainsi sa durabilité et sa sécurité à long terme.

Dans ce chapitre, on va essayer de dimensionner les caractéristiques géométriques du barrage et du noyau, et expliquer les méthodes utilisées afin de protéger les talus de la digue et du noyau. Ensuite, on entamera la partie étude de stabilité de barrage de Sidi Khelifa.

V.1. Caractéristiques géométriques du barrage

V.1.1. Hauteur du barrage

$$H_b = H_{RN} + H_D + h_0 + R \dots (V.1)$$

Avec :

- H_b : Hauteur du barrage (m) ;
- H_{RN} : Hauteur a la retenue normal (m);
- H_D : Hauteur entre le niveau des eaux les plus hautes et la retenue normale (m)
- h_0 : Hauteur due au tassement (m) , $h_0 = 1\% H_b$;
- R : La revanche (m).

$$H_{RN} = C_{RN} - C_F \dots \dots (V.2)$$

Avec :

- C_{RN} : Cote de la retenue normale (61 m) ;
- C_F : Cote a la fondation (24 m) ;
- C_{PHE} : Cote aux plus hautes eaux (64,5m).

$$H_{RN} = 37 \text{ m.}$$

$$H_D = C_{PHE} - C_{RN} \dots \dots (V.3)$$

$$H_D = 3,5 \text{ m.}$$

V.1.1.1. Calcul de la revanche [14]

Pour le calcul de la revanche (R) on utilise la méthode de DERRY :

$$R = 0.75 h_v \frac{V_v^2}{2g} \dots \dots (V.4)$$

Avec :

- h_v : Hauteur des vagues (m/s) ;
- V_v : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

La hauteur, la vitesse des vagues vont être calculées par les méthodes qui suivent [14]

V.1.1.1.1. Formule de STEVENSON GAILLARD [14]

$$h_v = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec : F: Le fletch = (3km).
 D'où :

$$V_v = 1.5 + 0.66 \sqrt{h_v} \dots \dots (V.6)$$

V.1.1.1.2. Formule de MALLET et PAQUANT [14]

$$V_v = 0.75 h_v \frac{v_v^2}{2g} \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec : $h_v = 0,5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots \dots (V.8)$

$$V_v = 1,5 + 2 / 3 h_v \dots \dots (V.9)$$

V.1.1.1.3. Formule de l'U.S.B.R [11]

$$h_v = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots (V.10)$$

$$V_v = 1,5 + 2 h_v \dots \dots (V.11)$$

Les résultats trouvés pour les différentes méthodes :

Tableau (V.1) : Calcul de la revanche

Formule	h_v (m)	V_v (m/s)	R (m)
STENVENSON GAILLARD	1	2,16	0,99
MALLET et PAQUANT	1,07	2,21	1,05
U.S.B.R	1	3,5	1,37

On prend une valeur moyenne donc : **R = 1,2 m.**

$$H_b = H_{NR} + H_D + R. (sans tassement) \dots \dots (V.12)$$

$$H_b = 42, 02 \text{ m.}$$

$$H_b = H_{NR} + H_D + h_0 + R. (Avec tassement) \dots \dots (V.13)$$

$$H_b = 42,43 \text{ m.}$$

Après confirmation dans l'étude effectuer par (DAR EL HANDASSA), ayons trouvé une hauteur de barrage de Sidi Khelifa 43m nous allons prendre aussi :

$$H_b = 43 \text{ m.}$$

V.1.2. Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête [14]:

V.1.2.1. Formule de KNAPPEN

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots \dots (V.14)$$

V.1.2.2. Formule d'E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots \dots (V.15)$$

V.1.2.3. Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots (V.16)$$

V.1.2.4. Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots (V.17)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (43 m).

Tableau (V.2) : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	10,82
EF PREECE	8,21
PRATIQUE	9,61
SIMPLIFIEE	10,93
Moyenne	9,89

On opte pour une largeur de crête égale à: **b_{cr} = 10 m.**

V.1.3. Longueur du barrage :

Il est tiré a partir de plan d'aménagement, d'où la longueur du barrage et égale a **350 m.**

V.1.4. Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales [14].

Tableau (V.3) : Valeurs indicatives de pente de talus.

Hauteur du barrage(m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	Homogène A zones	2,5	2
		2	2
5<H<10	Homogène granulométrie étendue	2	2
	Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	A zones	2	2,5
10<H<20	Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	A zones	3	3
H ≥ 20	Homogène granulométrie étendue A zones	3 3	2,5 3

Pour notre barrage, la hauteur est plus du 20m, et le barrage est zoné donc les pentes adoptées sont :

- ✚ Pente amont : $m_1 = 3$;
- ✚ Pente aval : $m_2 = 3$.

V.1.5. La largeur à la base de la digue

Elle est déterminée comme suit [14] :

$$B = b_1 + b_2 + b_{cr} \dots \dots \dots (V.18)$$

Avec :

$$b_1 = m_1 \cdot H_b \dots \dots \dots (V.19)$$

$$b_2 = m_2 \cdot H_b \dots \dots \dots (V.20)$$

$$m_1 = m_2.$$

Alors :

$$B = H_b (m_1 + m_2) + b_{cr} \dots \dots \dots (V.21)$$

$$\mathbf{B = 268m.}$$

V.1.6. Protection des talus

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part.

Donc, il est nécessaire de prévoir une protection des talus.

V.1.6.1. Le talus amont

Dans notre cas pour le barrage de Sidi Khelifa plusieurs méthodes ont été utilisées afin de protéger le talus amont parmi elles on trouve [4]:

- ✚ Remblais drainant en gravier sélectionnés ;
- ✚ Transition gravier sableux ;
- ✚ Rip Rap : enrochement ;
- ✚ Rip Rap : batardeau.

Afin de déterminer l'épaisseur d'enrochement et le diamètre D_{50} minimal des roches, on s'est basé sur la méthode qui suit dans le tableau (V.4) [14]

V.1.6.2. Le talus aval [4]

D'une autre part la protection de talus aval a été effectuée par :

- ✚ La transition du gravier sableux sélectionné ;
- ✚ Recharge aval avec le (tout-venant), alluvions en sable et graviers ;
- ✚ Gravier uniforme.

Première méthode

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau :

Tableau (V.4) : Épaisseur de l'enrochement et D50 minimal en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

Dans notre cas, la hauteur des vagues est ; $h_v = 1,02 \text{ m}$, du tableau on aura une épaisseur de la couche de l'enrochement de ; $e = 0,45 \text{ m}$ et un diamètre de la roche; $D_{50 \text{ min}} = 0,30 \text{ m}$.

Deuxième méthode :

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Pour des hauteurs de la vague $0,62 \text{ (m)} < h_v < 1,2 \text{ (m)}$.

$e = 45 \text{ m}$.

$D_{50} = 0,25 \text{ m}$.

Avec :

H_v : Hauteur de la vague ;

e : Épaisseur de la couche d'enrochement ;

D_{50} : Diamètre minimal du 50 % de la pierre.

V.2. Caractéristiques géométriques de noyau

Le noyau de barrage de Sidi Khelifa été construit en argile, afin d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage et diminuer le débit de fuite. En empêchant l'eau de passer à travers le corps du barrage [4].

V.2.1. La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante [15]:

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots (V.22)$$

$$H_n = 42 \text{ m.}$$

V.2.2. Largeur en crête

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante [15] : $L_n = \frac{1}{6} H_b \dots \dots (V.23)$

$$L_n = 7,5 \text{ m.}$$

V.2.3. Largeur de la base du noyau

La base du noyau aura une largeur donnée par [15] :

$$l_{n.b} \min = 6 + C H_n \dots \dots (V.24)$$

Avec : $0,15 \leq C \leq 0,3$ d'où : $l_{n.b} \min = 14,4 \text{ m.}$ (C=0,2)

$$l_{n.b} \max = (0,8 - 1,2) H_b \dots \dots (V.25)$$

On prend : $l_{n.b} \max = 43 \text{ m.}$

V.2.4. Largeur moyenne du noyau [15]

$$l_{n \text{ moy}} = \frac{B_n + L_n}{2} \dots \dots (V.26)$$

Avec : $B_n = l_{n.b} \max$ $l_{n \text{ moy}} = 25,25 \text{ m.}$

Petite verification:

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta H} \dots \dots (V.27)$$

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots \dots (V.28)$$

H₁: Hauteur d'eau à l'amont du noyau c'est la hauteur au (NNR=37 m);

H₂: Hauteur à l'aval est nul;

ΔL: Largeur moyenne du noyau (25, 25).

$$I = 1,47 < I_{adm} = [6;12]$$

La condition est donc vérifiée.

Résumé des parties constitues le barrage de Sidi Khelifa :

- ✓ Crête ;
- ✓ Noyau ;
- ✓ Ecran d'injection ;
- ✓ Filtre de sable ;
- ✓ Matériaux (Tout-venant+Gravelet+Roche) pour le revêtement.

Le barrage de Sidi Khelifa est présenté par la figure (V.1)

V.3. Etude des infiltrations

Les infiltrations à travers et sous le barrage doivent rester faible pour que le débit de fuite ne soit pas considérable.

L'étude de ces infiltrations se traduit par la détermination de la ligne de saturation et de débit de fuite.

Pour étudier les infiltrations on a procédé par la méthode suivante :

V.3.1. Homogénéisation du barrage

Afin de calculer les infiltrations dans un barrage zone on procède avec les différentes perméabilités K, on doit homogénéiser le coefficient de perméabilité du barrage, pour cela on procède part:

V.3.1.1. Calcul de l'épaisseur moyenne du noyau [15]

$$S_m = \frac{S_1 + S_2}{2} \dots\dots (V.29)$$

Avec:

- S_m: Epaisseur moyenne du noyau;
- S₁: Epaisseur de la de noyau a la crête (7,5 m);
- S₂: Epaisseur de la base de noyau 43m.

$$S_m = 25,25 \text{ m.}$$

V.3.1.2. détermination de l'épaisseur virtuelle pour le noyau équivalent [15]

$$S' = S_m \frac{K_t}{K_m} \dots\dots (V.30)$$

Avec :

- S'_m : Epaisseur virtuelle du noyau ;
- S_m : Epaisseur moyenne du noyau ;
- K_t : Coefficient de perméabilité de barrage K_t=6 ,9.10⁻¹⁰ (m /s) ;
- K_n : Coefficient de perméabilité de noyau K_n=6,9.10⁻¹¹ (m /s).

$$S'_m = 252,5 \text{ m.}$$

V.3.2. Equation de la ligne de saturation

On Parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface selon laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique [15].

La méthode pour tracer cette ligne a été propose par KOZENY qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable a une parabole dans sa partie médiane.

L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 \dots\dots (V.31)$$

$$y_0 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - L \dots\dots (V.32)$$

(V.30) devient :

$$y_0^2 = y^2 + 2xy_0 \dots\dots (V.33)$$

$$y_0 = \sqrt{y_0^2 + 2xy_0} \dots\dots (V.34)$$

Avec : H₁ : Hauteur d'eau au niveau normal de la retenue ;

$$L = m_2 h_b + bc + m_2 (Hb - HNNR) + \Delta h \dots \dots \dots (V.35)$$

m_2 : Fruit aval 3;

H_b : Hauteur du barrage 43m ;

$$m_2 \cdot h_b = 129m;$$

$b_c = S'_m = 252,5m.$

$$m_1 (N_{hb} - N_{NR}) = 18m.$$

$$\Delta h = 0.3 \cdot m_1 \cdot HNNR \dots \dots (V.36)$$

$$\Delta h = 33,3 \text{ m.}$$

$$L = 432,8 \text{ m.}$$

De (V.31) on aura :

$$Y_0 = 1,58 \text{ m.}$$

Donc (V.33) devient :

$$Y = \sqrt{3.16x + 1.58} \dots \dots \dots (V.37)$$

C'est l'équation de ligne de saturation phréatique dans le barrage de Sidi Khelifa.

Les résultats trouvés pour différents X sont résumés dans le tableau suivant :

N.B. Dès qu'on aura un x à partir de noyau, on multiplie les valeurs $*(k_b/k_n)$. pour dessiner la ligne de saturation.

La ligne de saturation est présentée par la figure (V.2).

Tableau (V.5) : Résultats pour la courbe de saturation

X	0	30,00	60,00	90,00	120,00	129,00	15,00	18,00	21,00
Y	1,58	9,86	13,85	16,93	19,52	20,24	21,81	23,89	25,79
X	24,00	27,00	30,00	33,00	36,00	38,15	390,00	420,00	432,80
Y	27,57	29,23	30,81	32,31	33,74	34,73	35,12	36,44	36,99

Vérification

Pour la valeur de $x = 432,80 \text{ m} = L$ on doit trouver $y = H_1(NNR)$;

Du tableau pour $x = 432,80 \text{ m}$ $y = 36.99 = 37m.$

Condition vérifié.

V.3.3.Débit de fuite [15]:

Il est donné par la méthode suivante :

$$Q_f = k_b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2S'} \dots \dots (V. 38)$$

Avec :

q_f : Débit de fuite (m²/s) ;

K_b : Coefficient de perméabilité de barrage $K_b=6.9.10^{-10}$ (m/s) ;

h_1 : Hauteur d'eau entrant au noyant 34,73 m ;

h_2 : Hauteur d'eau a la sortie de noyau 20,23m ;

S'_m : Epaisseur virtuelle du noyau 252,5 m.

$$q_f = 1,09. 10^{-9}(\text{m}^2/\text{s}).$$

alors :

$$q_f = 0,03 \text{ m}^2/\text{an}.$$

Après le calcul de débit de fuite, on peut conclure qu'il est négligeable, donc la stabilité de l'ouvrage est compromise.

Conclusion :

Le barrage de Sidi Khelifa sera caractérisé par une hauteur de 43 m, une largeur à la crête de 10 m, et une largeur à la base de 268 m. Le noyau argileux, quant à lui, présentera une hauteur de 42 m, une largeur à la crête de 7,5 m, et une largeur à la base de 43 m.

La cote à la crête du barrage sera maintenue à 67 m. Pour faciliter la construction et la réparation des revêtements de talus, ainsi que pour assurer la stabilité des digues et réduire la vitesse de l'eau sur les surfaces du talus aval, on prévoit la mise en place de deux bermes du côté amont et deux du côté aval. Ces bermes contribueront également à prévenir l'érosion et soutiendront les revêtements des talus du côté amont.

La première berme sera érigée à la cote 40 mNGA sur une largeur de 10 m, tandis que la deuxième berme sera établie à la cote 50 mNGA avec une largeur de 20 m.

Enfin, la figure (V.3) présentera le profil détaillé du barrage pour une meilleure visualisation.

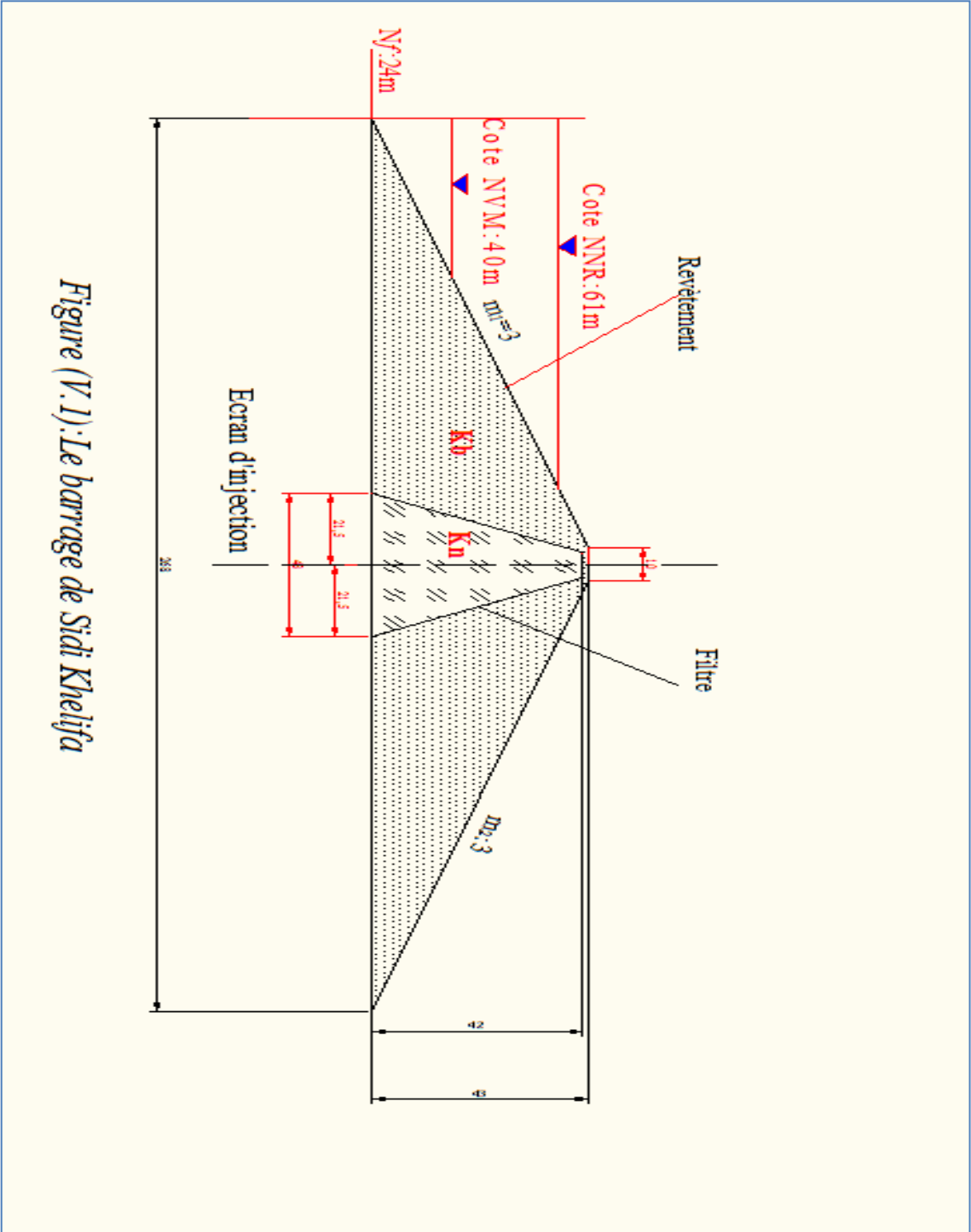


Figure (V.1): Le barrage de Sidi Khelifa

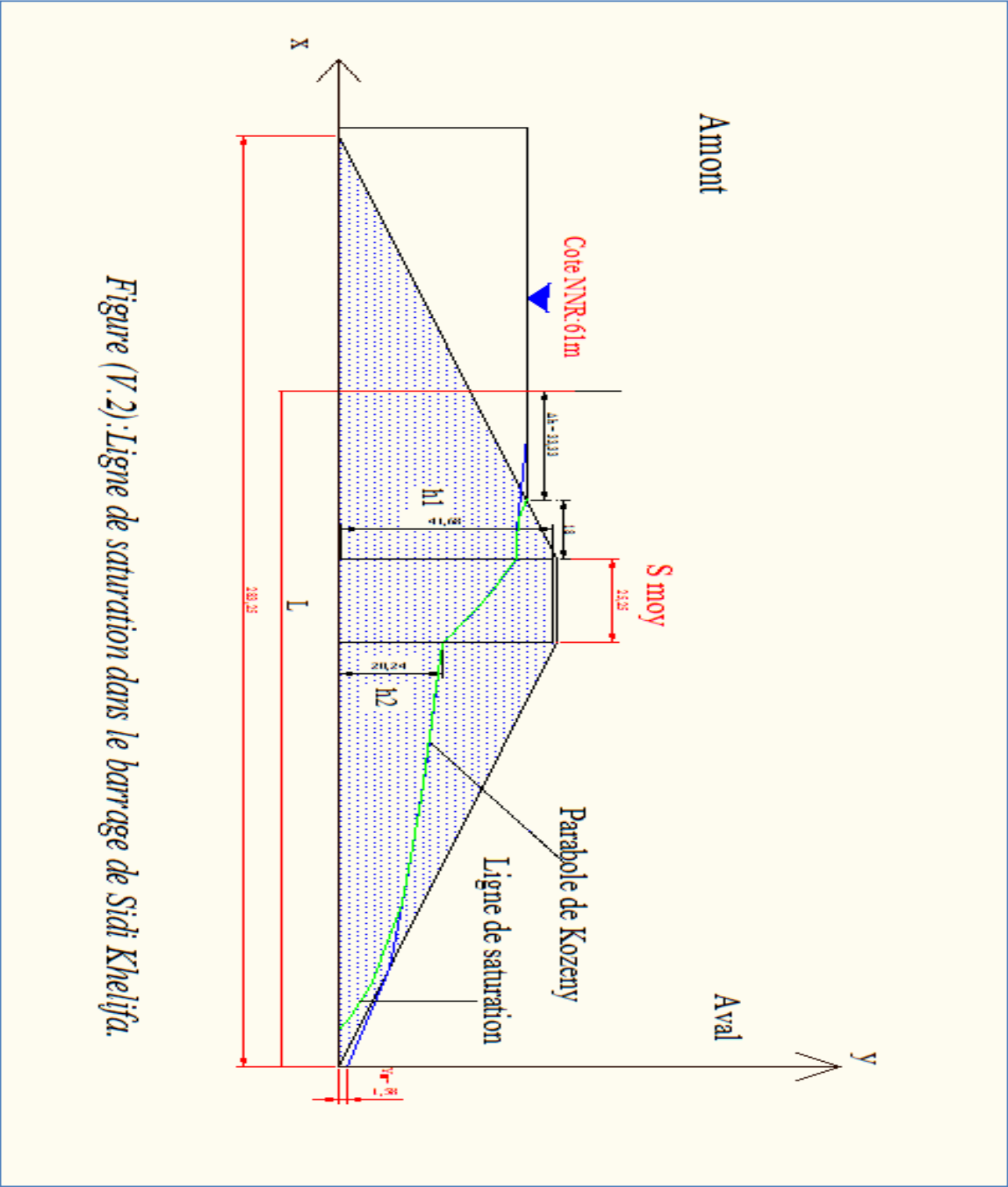


Figure (V.2): Ligne de saturation dans le barrage de Sidi Khelifa.

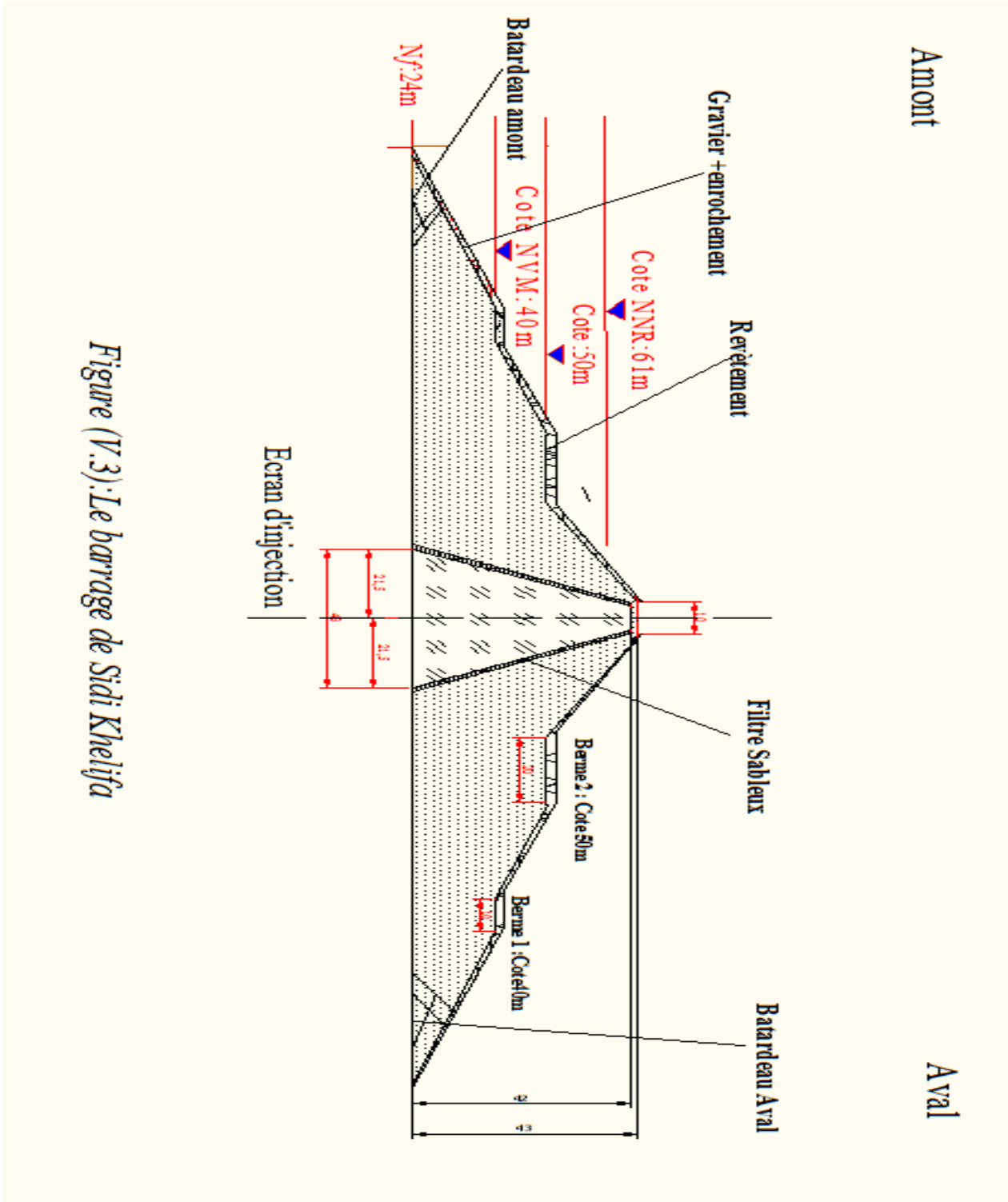


Figure (V.3): Le barrage de Sidi Khelifa

Introduction

Les infiltrations peuvent avoir des répercussions importantes sur la stabilité des barrages, pouvant provoquer des complications telles que l'érosion interne, la saturation du sol et réduction de la résistance des matériaux de construction. Lorsque l'eau pénètre à travers un barrage, elle peut déclencher la dissolution des particules du sol, compromettant ainsi la structure du barrage et éventuellement aboutir à des glissements de terrain ou de ruptures.

Ainsi, une gestion appropriée des infiltrations est cruciale pour garantir la durabilité et la sûreté des barrages en terre. Cela requiert la mise en place de mesures préventives telles que la construction de systèmes de drainage efficaces et la surveillance continue de la qualité et de la pression de l'eau à l'intérieur du barrage.

VI.1. Types et modes de ruptures des barrages en terre

Mis à part le risque de rupture par submersion, la probabilité d'une rupture brusque et imprévue d'un barrage est très faible, car elle est liée à une détérioration progressive de la structure, qui peut normalement être contrôlée et détectée par un programme de surveillance et d'inspection continue visant à repérer d'éventuelles anomalies structurelles.

Cependant, les barrages en terre peuvent être sujets à des ruptures causées par des phénomènes tels que l'érosion interne ou externe, ainsi que la liquéfaction des sols. Quatre catégories de ruptures peuvent affecter les barrages, qu'ils soient d'origine naturelle ou artificielle. Bien que ces mécanismes puissent être distingués individuellement, une rupture réelle est généralement le résultat de la combinaison de plusieurs d'entre eux.

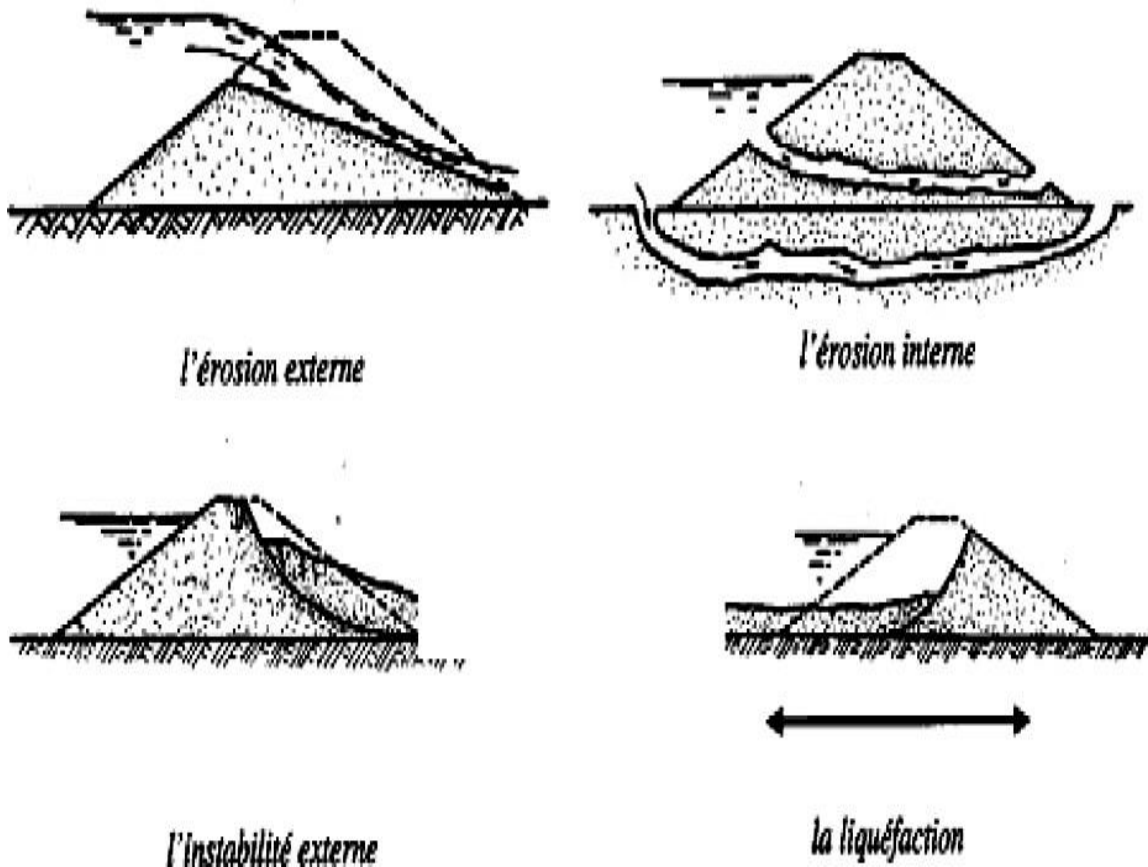


Figure VI.1: Rupture par érosion

VI.1.1. Rupture par instabilité externe (rupture d'ensemble) [16]

Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement amont, soit depuis le parement aval, comme schématisé ci-dessous sur la figure VI.2.

Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue. Ils sont favorisés par les facteurs suivants :

- Lorsque le profil de la digue est étroit et que ses parements sont raides.
- Lorsque l'hétérogénéité du barrage favorise une piézométrie élevée.
- Lorsque les caractéristiques des matériaux constituant la digue sont mauvaises (faible compacité, présence de niveaux argileux sous-consolidés, ...).

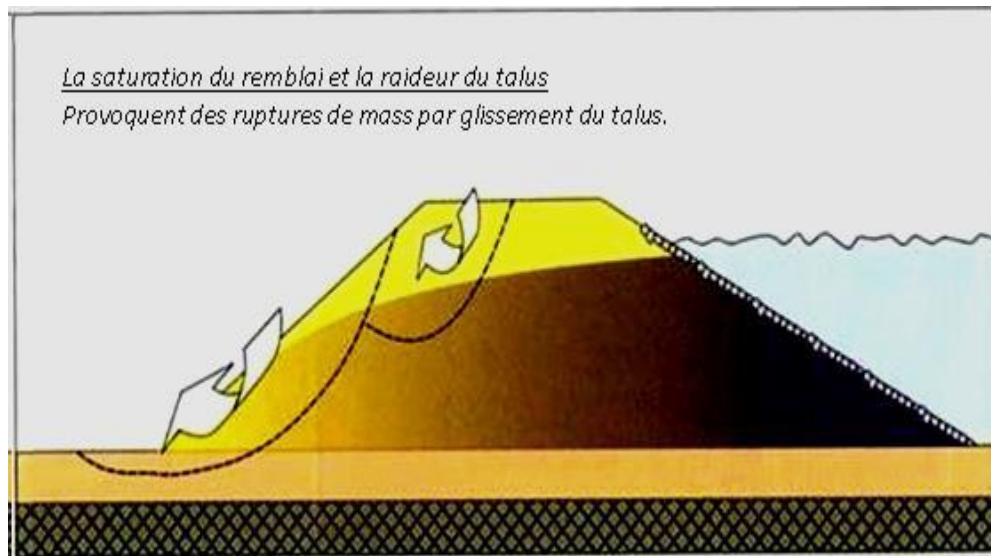


Figure VI.2: Rupture d'ensemble à partir du parement aval (Mériaux et al., 2001)

La situation de rupture globale débutant à partir du parement amont est généralement associée à une diminution rapide du niveau de l'eau. Lorsque le niveau de l'eau à l'amont du barrage est élevé, ce dernier se sature en eau, ce qui peut engendrer d'importantes sous-pressions lors d'une chute rapide du niveau de l'eau. Le parement n'est alors plus maintenu stable par la pression de l'eau et les sols saturés commencent à glisser.

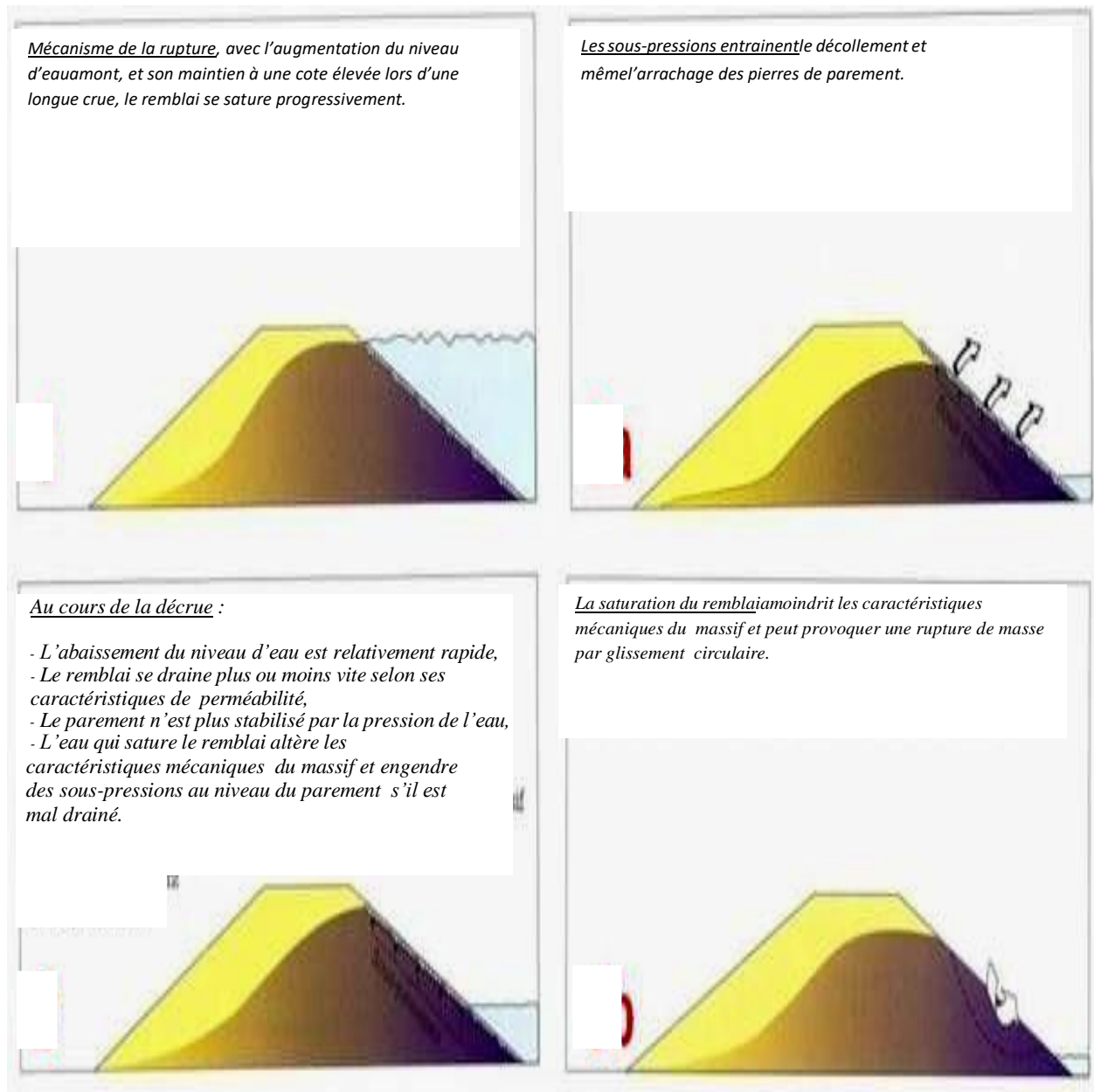


Figure VI.3: Rupture d'ensemble à partir du parement amont. (Mériaux et Al, 2001)

VI.1.2. Rupture par érosion interne (renards hydraulique)

L'érosion interne est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par :

- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau,
- L'existence de matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules.

Plus le processus de l'érosion évolue, plus il y a de chance que se forment dans le barrage des conduites de circulation d'eau.

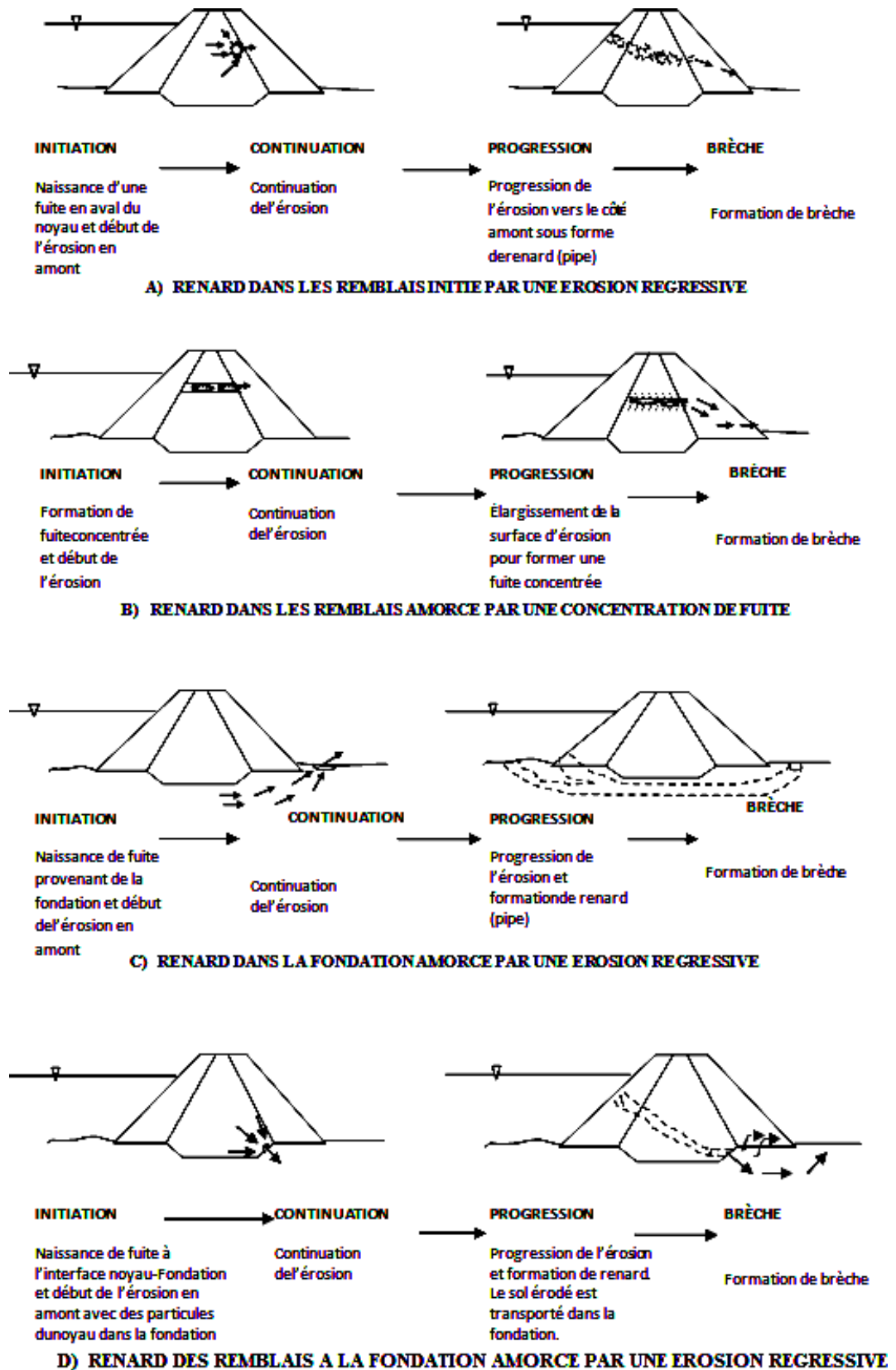


Figure VI.4: Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation (Fell *et al.*, 2001)

En réalité, la progression de l'érosion interne et la formation de ravinement sont observables à travers des phases d'initiation, de continuité, de progression et de développement de brèches. Ce processus présente une variabilité temporelle conséquente, s'étalant sur des périodes allant de quelques heures à quelques années, avant d'aboutir à la formation complète d'une brèche dans la structure.

a) L'initiation :

Cette phase se manifeste quand un phénomène de détachement de particules apparaît. Ce phénomène peut à son tour être soutenu, lorsqu'il existe au sein du barrage, par:

- Une concentration de fuite dans les fissures préexistantes ou causées par dessiccation, par gel ou dégel et/ou par fracturation hydraulique.
- Une concentration de fuite dans les voies interconnectées formées par les matériaux grossiers et/ou de faible compaction dans la zone perméable.
- Un détachement des particules du sol en présence d'infiltration dans une surface libre non protégée par des filtres.
- Un phénomène de la suffusion: définie comme étant une érosion sélective des particules fines de la matrice de particules grossières.

b) La continuité de l'érosion :

Cette étape est influencée par la présence de filtres et de systèmes de drainage aménagés conformément aux normes de construction des filtres, bien que cela ne soit souvent pas le cas dans les anciens barrages. La présence de ces filtres et drains dans un barrage permet de retenir les particules déplacées pendant la décharge dans la fondation ou le remblai sans pour autant favoriser l'accumulation excessive de pression dans les pores (ICOLD, 1994). Ce rôle est également rempli par le processus d'auto-filtration du barrage. Cependant, leur absence contribuerait à la progression de l'érosion dans la zone (Foster et al., 2000).

c) La progression de l'érosion :

Cette phase implique un processus progressif de déplacement des particules transportées par l'écoulement d'infiltration vers l'amont du barrage, favorisant ainsi la création et le maintien de renards. Cela conduit également à une augmentation du suintement et de la pression des pores dans la zone en aval du barrage.

d) Le développement de brèches :

Cette étape découle du mouvement des eaux du réservoir, principalement celles en amont, où le phénomène d'érosion interne est déjà bien développé. Les eaux circulant à travers le barrage suivent une trajectoire aléatoire définie.

VI.1.3. Rupture par érosion externe

En général, il se manifeste par l'écoulement en surface de l'eau, entraînant le détachement des particules qui affleurent sur la structure de la digue, notamment au sommet et sur la pente inférieure, en raison du ruissellement provoqué par de fortes et prolongées précipitations. Ce type de rupture externe survient en l'absence ou en cas de manque de matériaux de protection des surfaces des pentes ou des contreforts, tant en amont qu'en aval, et est exacerbé par le non-respect des mesures d'étanchéité au sommet.

Les types d'érosion externes peuvent être classés en deux :

- Affouillement
- Submersion

L'envers amont des barrages peut être progressivement détérioré à cause des courants, ce qui réduit les propriétés mécaniques de la digue, principalement en raison de la saturation des matériaux en eau. Cependant, la vitesse du courant et la fragilité des berges contribuent à l'érosion de la base. Les glissements de terrain qui se forment dans les matériaux saturés entraînent localement la création de creux, favorisant ainsi la formation de tourbillons et l'érosion. Les crues répétées amplifient ce phénomène, accélérant la détérioration et déstabilisant la base du barrage, ce qui peut éventuellement conduire à sa rupture.

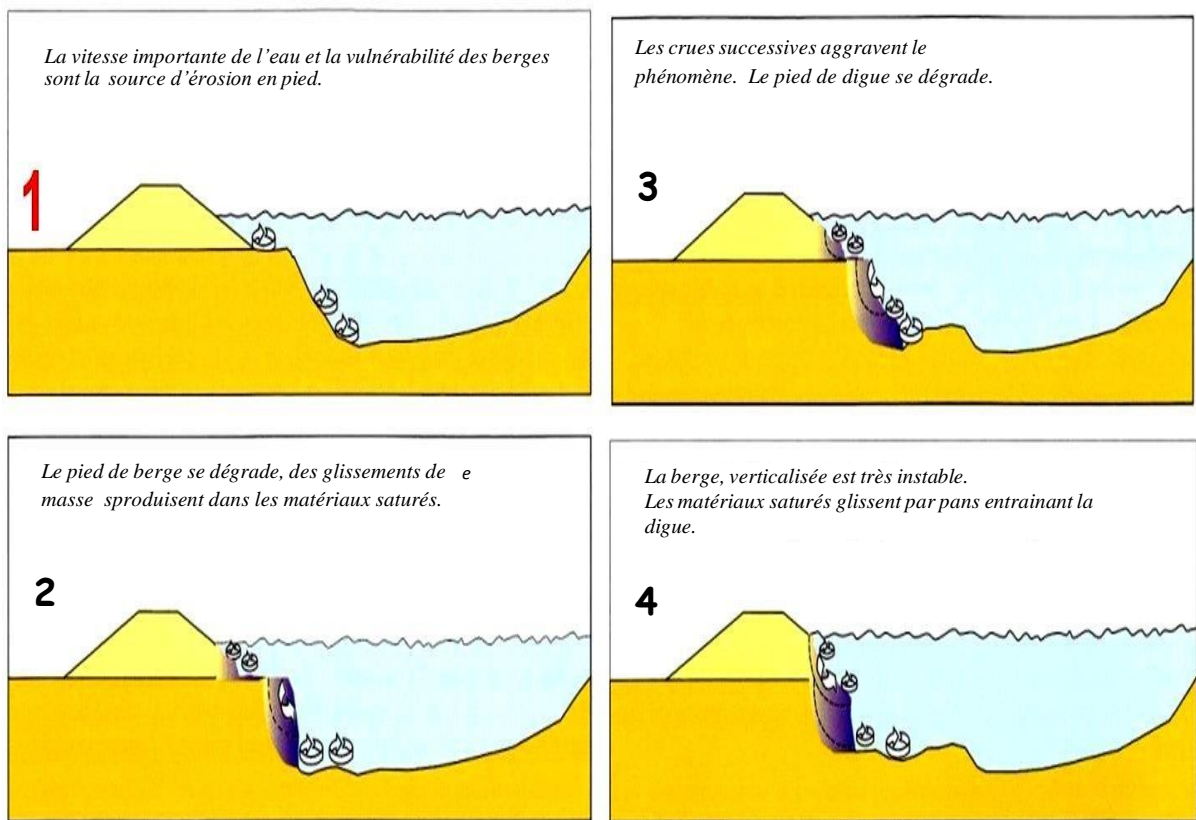


Figure VI.5: Rupture par affouillement

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture

Par affouillement :

- La vitesse importante de l'eau. Et les successions des crues
- Emplacement du barrage dans un rétrécissement du cours d'eau ou à l'extérieur d'un virage formé par celui-ci sera d'avantage exposé
- La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux, des gros blocs.
- Les types de protection du parement amont du barrage.

Par submersion :

L'eau déborde par-dessus la crête du barrage, se répandant le long de celle-ci. Elle submerge la face aval, provoquant une érosion progressive. Les matériaux sont entraînés depuis les excavations qui se sont formées à la base du barrage immergé, provoquant des glissements et emportant rapidement les matériaux, ce qui conduit finalement à la destruction totale.

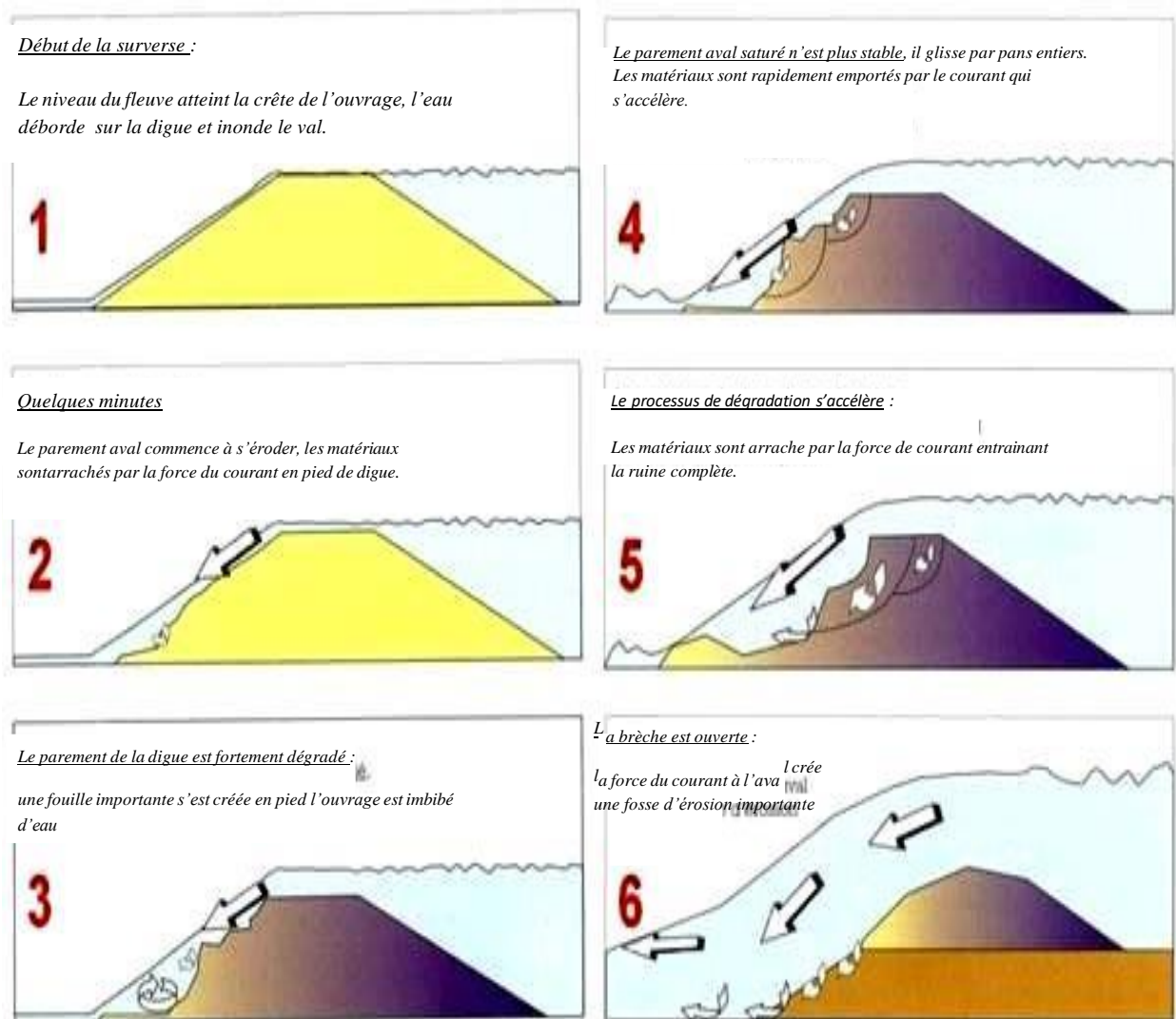


Figure VI.6: Rupture par submersion. (Mériaux et al, 2001).

VI.1.4. Rupture par liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation

Les barrages qui renferment une quantité importante de matériaux de granulométrie réduite présentent un risque de rupture dû à la liquéfaction. Lors de ce phénomène, la combinaison de la saturation du sol par l'eau et de contraintes de cisaillement, comme celles générées par un séisme, peut entraîner une perte de cohésion du sol, le transformant en un liquide. L'exemple représenté dans la figure VI.7 illustre un cas de rupture par liquéfaction survenue pendant le tremblement de terre de Kushiro-Oki en 1983.

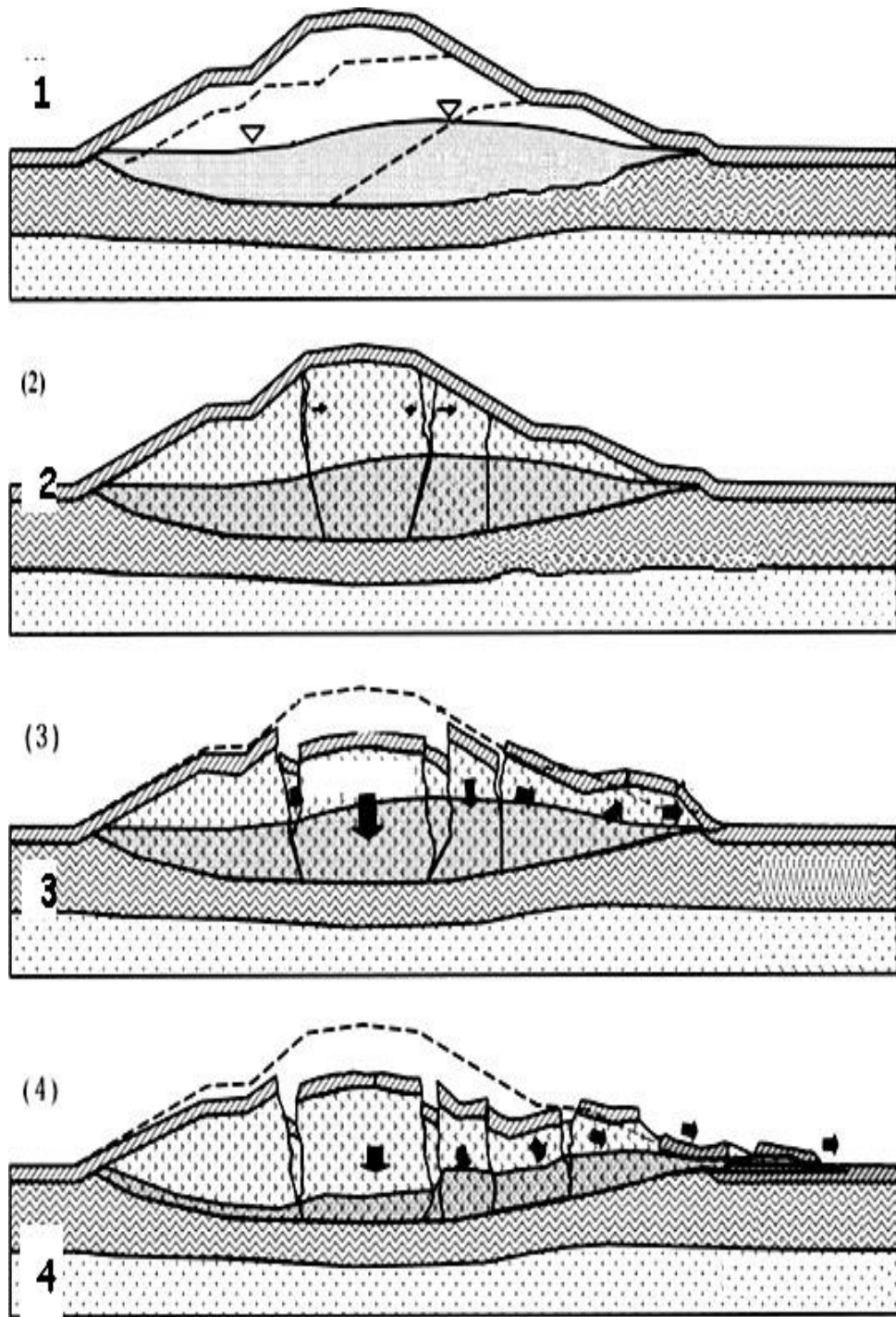


Figure VI.7: Rupture par liquéfaction

Conclusion

L'érosion interne constitue l'une des principales causes de dommages observés dans les barrages. Ce processus d'érosion peut conduire rapidement à la formation de renards, voire même à une rupture complète de la structure. Pour proposer des solutions, notamment pour surveiller et entretenir ces infrastructures, les méthodes d'investigation sont sélectionnées en fonction des caractéristiques propres à chaque barrage, en prenant en compte le suivi à long terme, la résolution et la précision des mesures.

Dans le domaine de la géophysique, les méthodes de thermométrie et électriques semblent les plus adaptées pour évaluer les dommages, en particulier pour en déterminer la localisation. Cette préférence s'explique par la sensibilité de ces méthodes aux changements physiques dans le sol qui résultent de la présence de dommages.

Les méthodes d'imagerie telles que le radar, les méthodes électromagnétiques (EM), la méthode de mise en correspondance des temps de propagation (RMT) et la résistivité électrique fournissent des informations complémentaires permettant d'obtenir des interprétations plus précises.

Introduction :

L'étude des infiltrations dans les barrages en terre constitue un domaine crucial de la gestion des ressources hydrauliques et de la sécurité des infrastructures. Les barrages en terre, largement utilisés pour la gestion de l'eau à des fins d'irrigation, de production d'électricité et de contrôle des crues, sont sujets à des problèmes d'infiltration d'eau, pouvant entraîner des conséquences néfastes, telles que l'érosion interne et la détérioration de la stabilité structurelle.

VII.1. Étude des infiltrations dans un barrage :

L'étude des infiltrations dans un barrage est cruciale pour évaluer la sécurité et la stabilité de la structure. Les ingénieurs effectuent des analyses hydrologiques et hydrogéologiques pour comprendre les mouvements d'eau à travers les matériaux du barrage, tout en prenant en compte les effets potentiels sur les écosystèmes environnants. Des mesures d'étanchéité et de drainage appropriées sont souvent mises en place pour contrôler les infiltrations et assurer la durabilité du barrage.

VII.1.1. Procédé de calcul :

La charge d'eau créée au bief-amont par la construction du barrage provoque des infiltrations d'eau à travers et sous ce dernier quelque soit sa perméabilité et celle de la fondation. Cette circulation d'eau d'infiltration au sein de la digue et de sa fondation peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage.

L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne phréatique.
- La pression de l'eau interstitielle
- Débit d'eau de fuite

La ligne de saturation du massif de barrage : également appelée ligne de saturation de la fondation, représente la limite supérieure de la zone où les eaux souterraines se trouvent à l'état saturé.

Elle est essentielle pour comprendre la capacité de drainage du barrage et pour évaluer les risques potentiels d'infiltration d'eau dans la structure. La connaissance précise de la ligne de saturation permet aux ingénieurs de concevoir des mesures d'étanchéité adéquates et de prendre des décisions informées pour assurer la stabilité et la durabilité du barrage.

La pression de l'eau interstitielle : fait référence à la pression exercée par l'eau dans les vides ou les pores d'un matériau, comme le sol ou la roche. Dans le contexte d'un barrage, elle peut être un élément critique à surveiller, car elle peut influencer la stabilité des fondations et des parois du barrage. La gestion de la pression d'eau interstitielle est importante pour éviter les problèmes tels que l'affaiblissement des matériaux de la structure ou des mouvements de terrain indésirables. Des techniques de drainage et de renforcement sont souvent utilisées pour contrôler cette pression et assurer la sécurité du barrage.

Débit de fuite : fait référence à la quantité d'eau qui s'écoule à travers une structure de barrage, généralement en raison d'infiltration ou de fuites non contrôlées. Il est essentiel de surveiller et de contrôler le débit de fuite pour garantir la sécurité et la durabilité du barrage, ainsi que pour prévenir les dommages potentiels à l'environnement local. Des mesures telles que l'étanchéifiassions des surfaces et l'installation de systèmes de drainage efficaces sont souvent mises en place pour limiter le débit de fuite.

VII.1.2. Tracé de la ligne de saturation : représente la limite supérieure de la zone de saturation dans le sol en amont du barrage. La ligne de saturation est cruciale pour déterminer la stabilité du barrage et son impact potentiel sur l'environnement zones avoisinantes. Il existe plusieurs méthodes pour tracer la ligne de saturation, parmi celle-ci : la méthode graphique de kozeny qui donne des solutions approchées, mais en général suffisantes.

✓ **Principe de la méthode de kozeny:**

On admet dans les calculs des infiltrations par cette méthode les hypothèses suivantes :

- La filtration est admise dans un seul plan ;
- Les composantes des vitesses dont les directions sont perpendiculaires a ce plan sont supposées nulles ;
- L'imperméabilité de la fondation.
- KONZY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage.
- L'équation de la parabole est :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

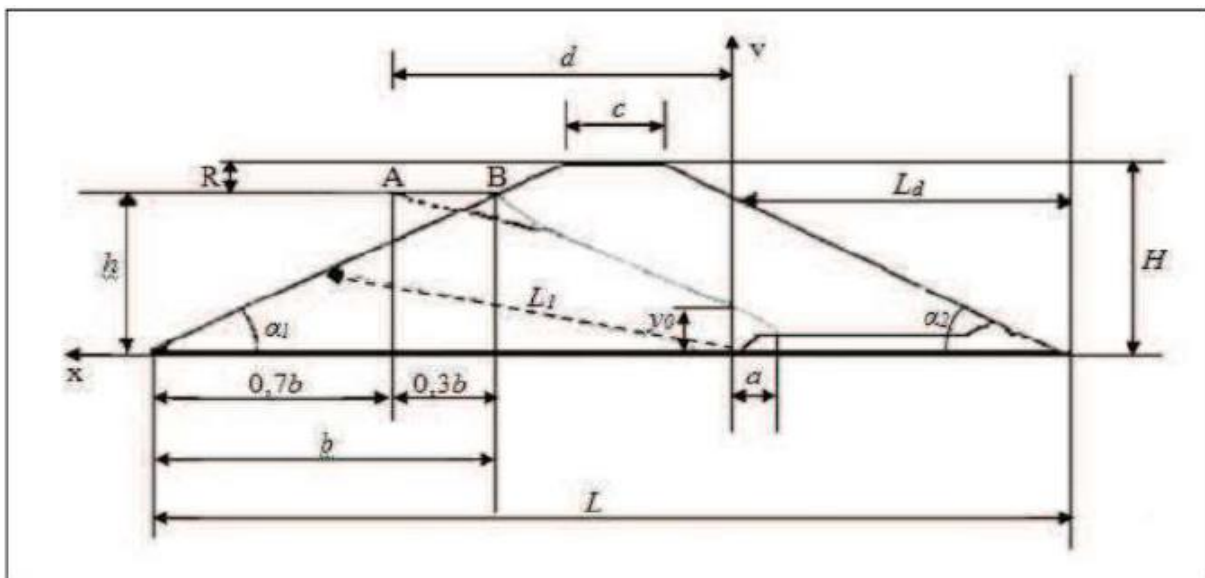


Figure VII.1 : Tracé de ligne de saturation et la parabole de KOSENY

Les paramètres d , h , Y_0 sont représentés sur la figure (VII.1)

✓ **Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont :**

La parabole (fig. VII.1) coupe le plan d'eau amont en un point **A** situé a une distance AB du parement avec $AB = 0,3.b$

Pour obtenir la ligne de saturation a partir de la parabole KOZENY, on raccorde celle ci au point **B** du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en **B** et tangente à la parabole.

✓ **Calcul de h**

Projection horizontal de la longueur mouillée du talus amont.

$$b = (H - R) / \text{tg}\alpha_1$$

$$b = (43 - 1,2) / \text{tg}17 = 41,8 * 1 / \text{tg}17$$

$$b = 136,686$$

✓ **Calcul de d**

$$d = L - L_d - 0,7b$$

$$d = 432,80 - 108,2 - 0,7 \cdot 136,686 = 228,9198\text{m.}$$

$$d = 228,9198\text{m}$$

✓ **Calcul de Y_0**

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$h = H - R$$

$$h = 43 - 1,2 = 41,8$$

$$h = 41,8\text{m}$$

d : Largeur de base du barrage diminuée de $0,7b$ ($d = 228,9198\text{m}$).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont $b = 136,686\text{m}$

h : La hauteur du niveau de l'eau sur la base ($h = 41,8\text{m}$).

On trouve $Y_0 = 3,78\text{m}$.

VII.1. 3. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q_f = K_b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2S}$$

Avec :

q_f : Débit de fuite (m^2/s) ;

K_b : Coefficient de perméabilité de barrage $K_b=6.9.10^{-10}(m/s)$;

h_1 : Hauteur d'eau entrant au noyau 34,73 m ;

h_2 : Hauteur d'eau a la sortie de noyau 20,23m ;

S'_m : Epaisseur virtuelle du noyau 252,5 m.

$$q_f = 1,09. 10^{-9}(m^2/s)$$

alors :

$$q_f = 0,03 m^2/an.$$

Après le calcul de débit de fuite, on peut conclure qu'il est négligeable, donc la stabilité de l'ouvrage est compromise.

VII.2. Étude des réseaux d'écoulements :

L'étude des réseaux d'écoulements est une discipline importante en ingénierie, en particulier dans les domaines de la mécanique des fluides et du génie civil. Elle implique l'analyse des comportements des fluides, tels que l'eau ou l'air, à travers des systèmes de canalisations, de tuyaux ou de réseaux de distribution. Ces analyses visent à optimiser l'efficacité des systèmes de transport de fluides, à garantir la sécurité des infrastructures et à minimiser les pertes d'énergie.

la condition de continuité de la phase liquide : $\text{div } \vec{V} = 0$

la loi de Darcy généralisée : $\vec{V} = k.\vec{i} = k. \overrightarrow{\text{grad}} h$

Ces deux équations sont équivalentes au système :

$$\begin{cases} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \\ V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_z = -K \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}$$

La condition de continuité s'écrit : $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta h = 0$

La charge $h(x,z)$ satisfait donc à une équation de Laplace. C'est une fonction harmonique.

Dans le cas d'un milieu anisotrope, on aboutit à l'équation :

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Qui n'est plus une équation de Laplace. La charge n'est plus une fonction harmonique.

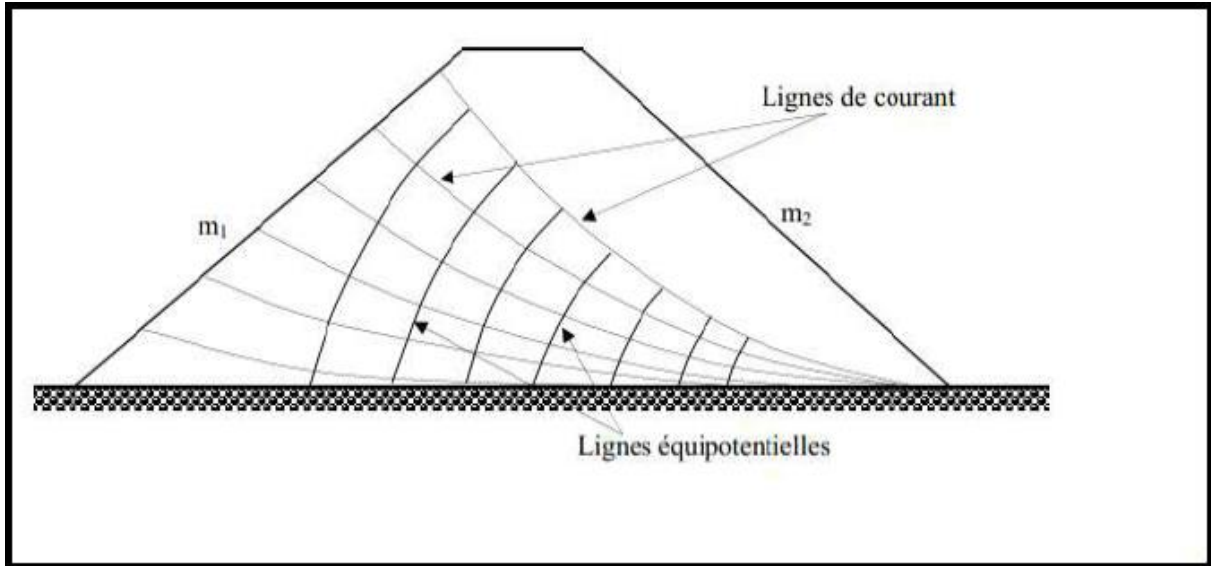


Figure VII.2: Trace des lignes de courant et des lignes équipotentiellles.

VII.2.1. Milieu isotrope :

La condition de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

L'écoulement à lieu entre des limites déterminées sur lesquelles sont imposées des conditions sur l'écoulement (la vitesse de décharge) ou sur la charge hydraulique. Le problème consiste à déterminer une fonction $h(x,z)$ satisfaisant à l'équation de Laplace et aux conditions aux limites. La solution est indépendante de la perméabilité k du sol.

En pratique, la résolution de l'équation de Laplace consiste à rechercher (figure VII.3)

Les lignes équipotentiellles pour lesquelles on a $h = C_{ste}$,

Les lignes de courant pour tout point M des quelles on a $\frac{\partial h}{\partial n} = 0$, l'axe \overrightarrow{Mn} étant porté par la normale à la ligne de courant.

Dans le cas général l'équation de Laplace n'est pas intégrable et on a recours aux Méthodes numériques.

Dans les cas géométriquement simples on utilise la transformation conforme
On a vu que l'on pouvait introduire la fonction potentielle :

$$\phi = (x,z) = -K.h \rightarrow \vec{V} = \overline{\text{grad}} \phi$$

On peut aussi introduire la fonction de courant $\Psi(x,z)$ définie par $\frac{\partial \Psi}{\partial z} = V_x$ et $-\frac{\partial \Psi}{\partial x} = V_z$

On montre facilement que ϕ et Ψ sont des fonctions harmoniques ($\Delta\phi = \Delta\Psi = 0$)

et que les lignes $\phi = Cste$ sont les lignes équipotentielles ($h = Cste$) (fig VII.3) et que $\Psi = Cste$ sont les lignes de courant.

On peut alors écrire que la fonction $\phi + i\Psi$, appelée potentiel complexe est une Fonction harmonique de la variable complexe $x + iy$. Les méthodes de transformations conformes permettent, à partir de potentiels simples, de définir des écoulements de formes plus complexes s'adaptant aux conditions aux limites imposées. Les calculs sont assez lourds.

Lignes équipotentielles et lignes de courant constituent un réseau orthogonal : le réseau d'écoulement.

En effet, en tout point M, la ligne de courant est perpendiculaire à la ligne équipotentielle.

Soit P un point très voisin de M sur l'équipotentiel passant par M (fig. VII.3)

Perte de charge entre M et P: $(-dh)_{Mp} = \vec{l} \cdot \overline{\vec{MP}} = \vec{l} \cdot l$

Or $(-dh)_{Mp} = 0$ (équipotentielle), donc les vecteur \vec{l} et $\overline{\vec{MP}}$ sont perpendiculaires.

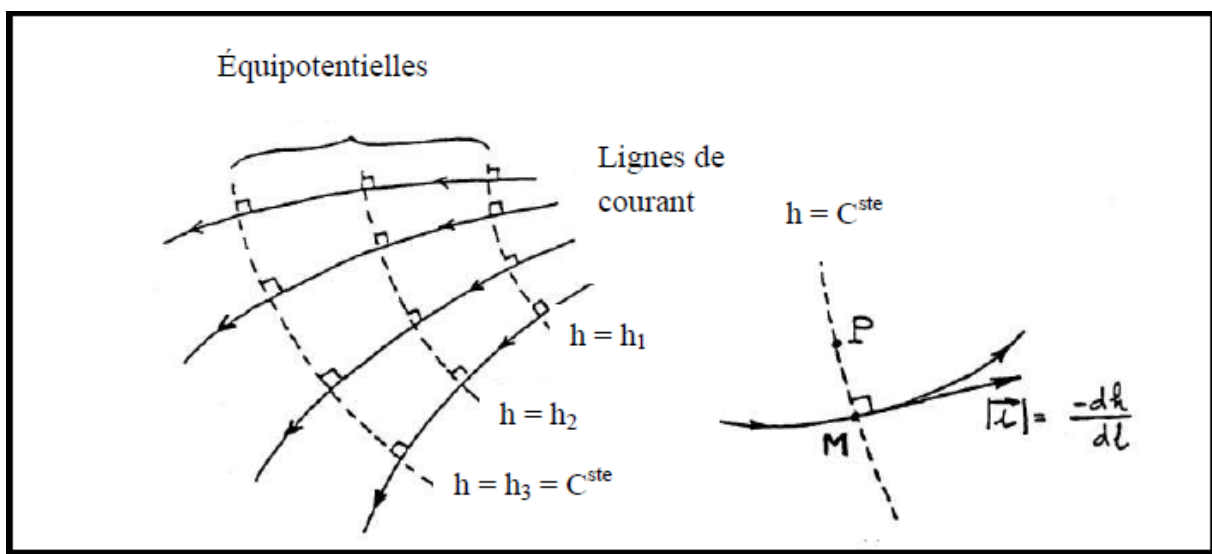


Figure VII.3 : Lignes équipotentielles et lignes de courants.

Deux lignes de courant déterminent un tube de courant dans lequel l'eau circule sans sortir; le débit y est donc constant.

La vitesse de décharge est d'autant plus faible que les lignes de courant s'écartent.

Détermination des réseaux d'écoulement

La détermination des réseaux d'écoulement peut se faire de différentes façons :

- par recherche d'une solution analytique à partir du potentiel complexe dans tes cas géométriquement simples,

- par méthode numérique (calcul par élément finis),
- par méthode analogique (analogie électrique),
- manuellement, par approximations successives.

Exemples de conditions aux limites

Soit un barrage en terre de section droite ABCD reposant sur un substratum imperméable (fig.VII.4). La hauteur de l'eau dans la retenue est H. Le plan de référence pour les altitudes et les charges hydrauliques est le niveau du substratum. Il correspond au niveau de l'eau à l'aval.

Les conditions aux limites de l'écoulement sont les suivantes:

- AF est une surface imperméable : aucun débit ne la traverse, la composante de la vitesse de décharge selon la normale \vec{n} à la surface imperméable est nulle : le gradient hydraulique transversal est nul.

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0 \text{ la dérivée normale est nulle (condition de Neumann)}$$

AF est une ligne de courant

- AE est une surface filtrante : c'est une surface en contact avec une masse d'eau libre. Dans la masse d'eau libre, les pertes de charge sont négligeables : $h = C_{ste}$ (ici =H).

La condition à la limite sur AE est donc : $h = C_{ste}$ (condition de Dirichlet).

Les surfaces filtrantes sont des surfaces équipotentiellles.

AE est donc normale aux lignes de courant.

- EF est la surface libre (surface de la nappe) : le débit qui la traverse est nul : le gradient hydraulique transversal est nul : $\frac{\partial h}{\partial n} = 0$ (\vec{n} normal à EF au point considéré). C'est une ligne de courant. Elle n'est soumise qu'à la pression atmosphérique. En négligeant l'action de la capillarité : $h = z$.

On a donc la double condition: $\frac{\partial h}{\partial n} = 0$ et $h = z$

- au point F et dans le drain de pied : $h = 0$.

L'écoulement considéré, limité dans sa partie supérieure par une surface libre, est dit écoulement à surface libre.

Si l'écoulement est à surface libre il faut découper le modèle par approximations successives de façon à avoir $h = z$ (condition à la limite de surface libre).

Mis à part cette incertitude, L'analogie électrique est facile à mettre en œuvre, rapide, directe et quasi exacte.

On détermine le réseau d'écoulement par ses équipotentielles: à l'aide d'une sonde, on mesure en tout point de la plaque le potentiel $V(x,z)$.

Les grandeurs qui se correspondent sont les suivantes :

Gradeur hydraulique	Gradeur électrique
Charge : h	Potentiel : V
Vitesse de décharge : \vec{V}	Densité de courant : \vec{i}
Débit :q	Intensité : I
Perméabilité : K	Conductivité : $\frac{1}{\rho}$

VII.2.2. Milieu anisotrope

Dans la réalité, du fait de la sédimentation et de la consolidation suivant la verticale, les perméabilités horizontale k_x et verticale k_v sont différentes : $k_v < k_x$.

L'équation aux dérivées partielles qui régit l'écoulement n'est plus une équation de Laplace.

$$\text{div } \vec{V} = 0 \rightarrow K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \text{ et } \Delta h \neq 0$$

VII.2. Étude des réseaux d'écoulements :

Dans la construction des barrages en terre, les réseaux d'écoulement nous permettent de résoudre deux problèmes essentiels :le calcul du débit d'infiltration et le calcul de la pression interstitielle.

-le calcul du débit d'infiltration.

Les lignes de courants et les lignes équipotentielles forment un réseau orthogonal où deux lignes de courants forment un tube de courant dans lequel le débit reste constant. Le calcul du débit est fait pour chaque tube de courant et la somme des débits donnent le débit total circulant à l'intérieur de ces limites géométriques.

-le calcul de la pression interstitielle.

La détermination de la pression interstitielle se fait d'après la figure ci-dessous suivant l'expression suivante : $u_{M_2} = (z_1 - z_2) \cdot \gamma_w$

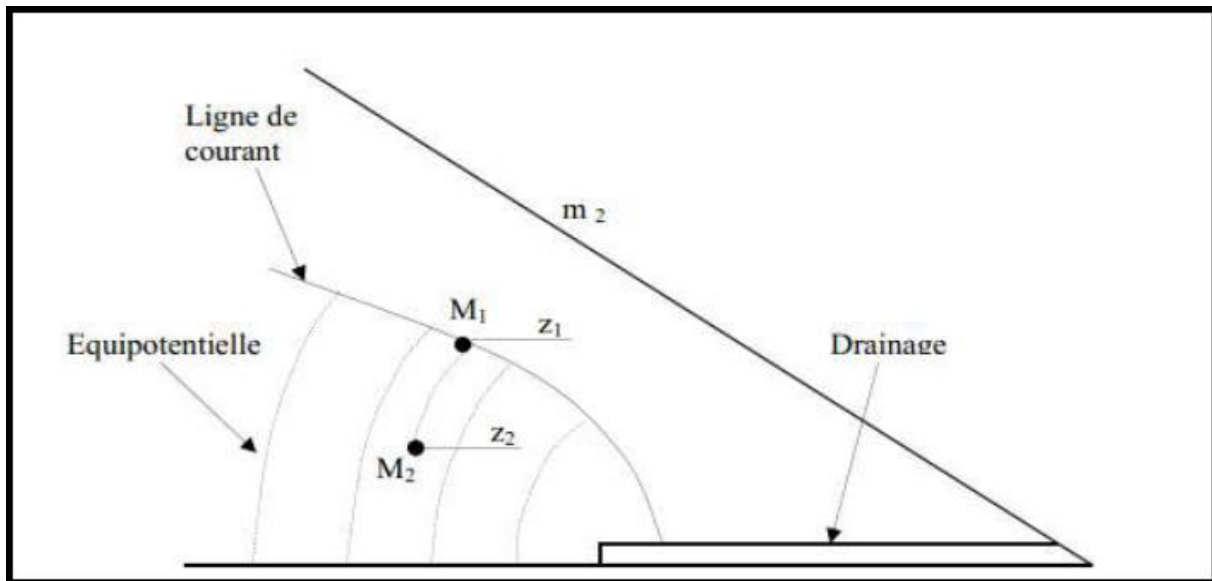


Figure VII.5 : Détermination de la pression interstitielle

Conclusion :

L'étude des infiltrations dans les barrages en terre est cruciale pour assurer la sécurité et la durabilité de ces structures hydrauliques essentielles. Après le calcul de débit de fuite, on peut conclure que la stabilité de l'ouvrage est compromise.

Introduction

Le projet du barrage de sidi khelifa comprend la construction d'un ensemble d'ouvrages essentiels pour assurer son bon fonctionnement. Les structures auxiliaires comprennent :

- Une galerie de dérivation provisoire
- Des batardeaux
- Une vidange de fond
- Une prise d'eau
- Un évacuateur de crue

Ce chapitre se concentre sur la description détaillé de ces ouvrages annexes.

VIII.1. La galerie de dérivation provisoire

La construction du barrage de sidi khelifa exige la mise en place de mesures de protection du chantier contre les crues pendant la phase de travaux. Ainsi, la mise en place d'une dérivation provisoire s'avère indispensable.

Sur le site de sidi khelifa, la rive gauche offre une option privilégiée pour cette dérivation temporaire.

La dérivation provisoire prend la forme d'un tunnel revêtu en béton armé, d'un diamètre de 9.50 m, s'étendant sur une longueur de 590 mètres.

VIII.2. Les batardeaux

Il s'agit d'une forme de barrage construit dans la partie amont du site du barrage, agissant comme un obstacle pour l'écoulement des eaux de l'oued Sidi Ahmed Youcef, les redirigeant ainsi vers la galerie de dérivation.

Les batardeaux seront construits à l'aide d'alluvions assurant l'étanchéité du coté amont, et de remblais du coté aval. Leur hauteurs sera de 14 m du coté amont et de 5.5 m du coté aval, avec une largeur de crête de 3 m [4].

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques de batardeaux.

	amont	aval
Type	Remblai en alluvions à étanchéité	Remblai en enrochement
Cote de crête	40 m NGA	30,5 m NGA
Largeur en crête	3 m	3 m
Pente amont	3,5 H/1V	1H/1V
Pente aval	3H/1V	3,5H/1V
Hauteur su TN	14 m	5,5 m

VIII.3. Vidange de fond

La sortie d'eau de fond sera installée sur la rive gauche et sera équipée de deux vannes de garde et une vanne de réglage.

La capacité de vidange de fond sera de 47 m³/s, avec un temps de vidange de 14.5

jours. Son rôle principal consistera à :

- Abaisser le niveau de la réserve si nécessaire ;
- Effectuer un dégagement rapide d'eau ;
- Evacuer une partie de débit pendant les crues exceptionnelles ;
- Evacuer une partie des sédiments ;
- Vider la retenue pour la surveillance et l'entretien du barrage.

Tableau VIII.2 : les caractéristiques de la vidange

Implantation	Rive gauche
Type	Pertuis rectangulaire aménagé à la base de la tour de prise
Cote de radier	25 m NGA
Nombre de pertuis	1
Vanne de garde	Wagon 1,50*2,50
Vanne de réglage	Wagon 1,50*2,20
Capacité de la vidange	47 m ³ /s
Temps de vidange	14,50 jours

VIII.4. Prise d'eau

Elle se composera d'une tour de prise située sur la rive gauche, équipée d'un dispositif hydraulique comprenant un système de vanne et de pompes. Son objectif sera de prélever instantanément le débit requis pour l'irrigation ou l'approvisionnement en eau potable.

Tableau VIII.3 : les caractéristiques de la prise d'eau.

Implantation des prises	Tour de prise en rive gauche
Hauteur de la tour	52 m
Accès a la tour	Passerelle métallique
Niveau des prises	40,5 – 48 – 53 m NGA
Equipement amont des prises	3 Grilles relevables 2*2,5 m 3 Vannes wagon 1,5*1,5
Equipement aval des prises	Conduite Ø1000 avec bifurcation Ø700/Ø800 Vanne papillon Ø700 pour l'AEP Vanne papillon Ø800 pour l'irrigation

VIII.5. Évacuateur de crue

Les déversoirs d'urgence sont conçus pour garantir l'évacuation des crues exceptionnelles qui surviennent lorsque la retenue est à son niveau normal maximal, sans risque de débordement sur la digue et sans provoquer d'érosion en aval pouvant potentiellement endommager la structure du barrage.

Tableau VIII.4 : les caractéristiques de l'évacuateur des crues.

Type	Seuil libre latéral
Crue de projet	Millénaire (1855 m ³ /s)
Crue extreme	Décamillénaire (2660 m ³ /s)
Implantation	Rive droite
Longueur déversante	80 m
Cote du seuil	61,2 m NGA
Charge d'eau max sur le seuil	5,60 m
Débit maximum évacué	2300 m ³ /s (crues 1/10000)
Mode de restitution	Bassin de dissipation à ressaut type USBR
Longueur du bassin	55 m
Largeur du bassin	50 m
Volume des excavations	530000 m ³
Volume des bétons	47800 m ³

VIII.5.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux facteurs à prendre en compte pour la sélection de l'évacuateur incluent :

- La fiabilité et la sécurité de fonctionnement ;
- Les contraintes liées à la construction ;
- Les caractéristiques topographiques du site ;
- Les exigences géologiques du site ;
- La facilité d'entretien ;
- La possibilité de modifications ultérieures ;
- Le coût de construction de l'ouvrage.

VIII.5.2. Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type

Les options d'évacuateur comprennent :

- L'évacuateur à écoulement libre ;
- L'évacuateur par puits noyé.

En raison des conditions géomorphologiques du barrage de Sidi Khelifa, l'implantation d'un évacuateur à seuil libre latéral sur la rive droite est privilégiée. La crête du seuil latéral de l'évacuateur est ajustée au niveau de la retenue normale à 61 m NGA. Le niveau de la plateforme d'accès est fixé à 57.00 m NGA, et la longueur de déversement du seuil est de 80.00 m [4].

VIII.5.2.1. Forme du seuil

Le design du seuil est foncé sur le profil standard USBR, avec une paroi amont verticale [4].

VIII.5.2.2. Bassin de décharge

Le seuil latéral déverse dans un bassin de décharge ajusté à la cote d'environ 50 m NGA. Ce bassin est équipé d'un seuil de contrôle de débit à son extrémité aval, fixé à la cote de 51.20 m NGA. L'agencement de cette structure assure un lit liquide adéquat pour dissiper l'énergie de la chute et permettre un écoulement fluide dans le chenal de décharge. La largeur du chenal varie de 6.50 m à 40 m le long du seuil de déversement, sur une longueur de 60 m, avec une pente amont-aval de 1% définie pour le bassin de décharge [4].

VIII.5.2.3. Coursier

Le cours d'eau désigne la section de l'évacuateur de crue qui facilite le passage de l'eau depuis le sommet du déversoir vers l'aval.

En aval du seuil de contrôle, le canal, large de 40 m, présente une pente de 9% sur une distance de 70 m. Par la suite, une section courbe permet de se déplacer vers un canal plus abrupt, avec une pente de 40%, ou le canal s'élargit sur 90 m pour atteindre une largeur de 50 m à l'entrée du bassin de dissipation [4].

VIII.5.2.4. Bassin de dissipation

La dépense d'énergie dans cette construction se fait de la même façon que dans le réservoir d'amortissement. Cela se produit à travers un saut hydraulique, mais avec la particularité que divers éléments sont utilisés dans le but de dissiper l'énergie et de contribuer à stabiliser le flux.

À l'extrémité aval du canal, un bassin de dissipation de type USBR est prévu, avant de réintroduire le débit dans le lit naturel de la rivière. Le bassin aura une longueur de 55 mètres, un fond situé à 13 mètres au-dessus du niveau général d'alignement (NGA), et les murs adjacents auront une crête calibrée à 31.5 mètres au-dessus du NGA [4].

Conclusion

Les structures complémentaires nous ont permis de conclure que notre barrage de Sidi Khelifa sera doté de plusieurs installations qui contribueront à faciliter son exploitation.

Ces installations garantiront le bon déroulement du stockage, ce qui prolongera la durée d'exploitation.

Conclusion générale

Après avoir analysé les données, nous pouvons affirmer que le site de Sidi Khelifa présente des caractéristiques favorables pour accueillir un barrage. La moyenne annuelle des précipitations enregistrées atteint 1176 mm, avec un apport moyen annuel de 165 Mm^3 , ce qui semble adéquat pour remplir la retenue. La capacité totale de la retenue est estimée à 26,58 Mm^3 , ce qui répond à 95% des besoins en approvisionnement en eau potable (AEP) et à 80% des besoins en irrigation.

L'établissement d'un barrage dans la région d'azeffoun créera de nombreuses opportunités d'emploi dans les domaines de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, tant à court terme, pendant la phase de construction, qu'à long terme, une fois le barrage en exploitation. Toutefois, il convient de noter que cette étude est une évaluation sommaire et ne traite pas tous les aspects de manière approfondie.

Nous reconnaissons la complexité de la construction d'un barrage, qui nécessiterait une analyse technique et économique approfondie pour déterminer la solution optimale. Cependant, cette question dépasse la portée de notre mémoire. En conclusion, cette étude nous a permis d'atteindre les objectifs qui nous ont été fixés.

Références bibliographiques

- [1] **PATRICK LE DELLIOU**, Les Barrages : Conception et Maintenance (ENTPE PRESSEUNIVERSITAIRE DE LYON).
- [2] **COMETE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR**, Petits Barrages : Recommandations Pour La Conception La Réalisation et Le Suivi. (Edition CEMAGREF 2002).
- [3] **COMETE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR**.
- [4] **ANBT.**, Etude d'avant projet détaillé du barrage Sidi Khelifa Mission 5, Alger, 175 pages.
- [5] **CIGB.**,1984, choix de la crue de projet méthode actuelle. Bulletin 82 " crue projet ", Paris (1986-1992) ,125 pages.
- [6] **Roche, M.**, "HYDROLOGIE DE SURFACE ", GAUTHIER – VILLARS EDITEUR- Paris,1963, 390 pages.
- [7] **Laborde, JP.**, "ELEMENTS D'HYDROLOGIE DE SURFACE", 2000.
- [8] **Touaibia, B.**, "Manuel Pratique d'hydrologie", Presse Madani frères Guerrouaou-Blida, Mars 2004, 164 pages.
- [9] **Bureau d'Etude pluridisciplinaire Bouaoud F (Sétif)**., Etude de la retenue collinaire de Zbanda sur Oued El Ansseur commune (Ouled Rached Bouira), 33pages.
- [10] **Essaid, A., Halim, H.**, 2003, Etude de faisabilité du barrage de Tichi Haff, Akbou. (Bejaia) Mémoire de fin d'étude –Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 88 pages.
- [11] **Namik S.**, 2008, Etude de faisabilité du barrage de bounachi sur l'oued rebta (Tizi Ouzou) Mémoire de fin d'étude Ecole National Supérieur en Hydraulique, Blida, 172 pages.
- [12] **Bujàn., César, M., et Véliz., José et Manzanares., Boros.**, " Hydrologie appliquée", ALGER, AVRIL 2004, 72 pages.
- [13] **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99)**., Manuelle, 2003, 6 pages.
- [14] **Rodriguez., Bernardo, A., La Roza., Santos.**, Manuel Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages Alger, Avril 2004, 32 pages.

Références bibliographiques

- [15] **Mostefai A.**, 2003, Etude de faisabilité d'une retenue collinaire Hedjia (Djelfa), Mémoire de fin d'étude- Ecole National Supérieur hydraulique, Blida, 151 pages.
- [16] **Blais J.**, 2005, Typologie de l'érosion interne et érosion externe des digues fluviales, 70 pages, p 66-67.