الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵓⵢⵙⵔⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵙ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE MELLAGOU (W.KHENECHELA)

Présenté par :

BOURENANE ABDELKARIM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. B. BENLAOUKLI	Professeur	Président
Mr. M.D. BENSALAH	M.C.B	Examinateur
Mr. E. OSMANI	M.A.A	Examinateur
Mr. S. TOUMI	M.C.B	Promoteur

Session Novembre 2021

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents ;

A mes frères et à ma sœur ;

A toute ma famille ;

A tous mes amis ;

Qui m' ont toujours motivé et poussé dans mes études durant les cinq années, et qui m' ont donné sans rien demandé et à qui je dois énormément et qui je ne remercierai jamais assez ;

A tout les gens qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce travail.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie Allah, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Toute ma gratitude pour mon promoteur Mr. TOUMI SAMIR pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier aussi Mr. ZEROUAL AYOUB pour son aide et le partage de ses connaissances dans l'étude de variantes de l'évacuateur de crues.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur au sein de l'école.

Je remercie évidemment le Président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Je remercie tout les personnes de l'ANBT pour leur aide durant le choix de mon thème, et aussi pour leurs conseils et orientations.

Je n'oublier pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif de l'école et surtout le département d'Aménagement et Génie Hydraulique.

En fin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de prés ou de loin, à la réalisation de ce document.

الملخص:

بنيت السدود لتخزين المياه للاستخدام الزراعي و لتوفير مياه الشرب للسكان بالقرب من السد. قمنا بدراسة مختلف أنواع جهاز تمرير الفيضانات لسد ملاغو (ولاية خنشلة)، لتمرير الفيضانات من خلال السد، و في نفس الوقت ضمان امن السد و الهياكل الأخرى خلال فترة الفيضانات. من اجل ذلك، بدأنا بدراسة جيولوجية أين حددنا الظروف الجيولوجية لموقع السد، دراسة هيدرولوجية أين حددنا المعطيات المناخية و الهيدرولوجية لحوض السد و في النهاية تحديد التدفق من اجل تحديد أبعاد جهاز التمرير. بعد هذا، قمنا بدراسة ثلاثة أنواع لجهاز تمرير الفيضانات و القيام بدراسة الهندسة المدنية للنوع الذي تم اختياره.

الكلمات المفتاحية:

الهيدرولوجي، غرادكس، ممرر الفيضانات، حوض الاستقبال، لابيرانث

Résumé :

Les barrages ont été construits pour stocker l'eau à usage agricole et pour fournir de l'eau potable à l'habitant près du barrage. Nous avons fait une étude de différentes variantes de l'évacuateur de crues du barrage de MELLAGOU (Wilaya de KHENECHELA), pour transit les crues à travers notre barrage, et au même temps assurer la sécurité de barrage et les autres ouvrages durant la période de crue. Pour ce faire, nous avons commencé avec une étude géologique où déterminer les conditions géologiques du site du barrage, une étude hydrologique où déterminer les paramètres climatique et hydrologique du bassin versant du barrage et détermine à la fin le débit de dimensionnement de l'évacuateur. Après cela, nous avons étudié trois variantes de l'évacuateur de crues et a fait une étude génie civil pour la variante choisie.

Mot clés : Hydrologie, GRADEX, déversoir, l'auge de réception, labyrinthe

Abstract :

Dams are built to store water for agricultural use and to provide drinking water to the inhabitant near the dam. We did a study of different variants of the spillway of the MELLAGOU dam (Wilaya of KHENECHELA), for transferring the floods through our dam, and at the same time ensure the security of dam and the other structures during the flood period. To do this, we have started with a geological study where to determine geological conditions of the dam site, a hydrological study to determine the climatic parameters and hydrological watershed of the dam as well as the sizing flow of the spillway. After that we studied three variants of the spillway and did a civil engineering study for the chosen variant.

Keywords: Hydrology, GRADEX, spillway, reception trough, labyrinth

Sommaire :

Introduction générale 1

Chapitre I : présentation du site

Introduction 2
I.1 Description de site de barrage 2
I.2 Situation géographique du barrage 3
I.3 Situation géographique de la commune 4
I.4 Morphologie du bassin versant 4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction 5
II.1 Géologie régionale 5
II.2 Description litho-stratigraphique 6
II.3 Situation des différents axes 9
II.4 La géologie de différents axes 10
II.4.1 Géologie de la zone d'étude 10
II.4.2 Stabilité et étanchéité des cuvettes 11
II.4.3 Matériaux de construction 12
II.5 Résultats des travaux de reconnaissance 14
II.5.1 Sondages carottés 14
II.5.2 Essais de perméabilité Lugeon 16
II.5.3 Niveau de la nappe 17
II.6 Essais géotechniques 18
II.6.1 Résultats de la compagne géophysique 19
II.7 Géologie de la zone de retenue 19
II.7.1 Terrains de couverture 19
II.7.2 Substratum rocheux 20
II.7.3 Formation du Turonien 20
II.7.4 Formation du Trias 21
II.8 Conditions géologiques sous les ouvrages annexes 21
II.9 Etude des zones d'emprunt 22
II.9.1 Zone de l'axe aval du barrage 22
II.9.2 Caractéristiques physiques et chimiques 22
II.10 Stabilité du site 23
II.11 Recommandations 23
Conclusion 24

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction 25
III.1 Bassin versant 25

III.1.1 Caractéristiques géographique du bassin versant ……25
III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant ……26
III.1.3 Caractéristiques morphologique du bassin versant ……27
III.1.3.1 Indice de compacité ……27
III.1.3.2 Coefficient d'allongement ……27
III.1.3.3 Rectangle équivalent ……28
III.1.4 Répartition et courbe hypsométrique ……28
III.1.5 Les indice ……30
III.1.6 Caractéristiques hydrographique du bassin versant ……32
III.2 Caractéristiques climatologiques ……36
III.2.1 Température ……36
III.2.2 Le humidité ……37
III.2.3 Le vent ……38
III.2.4 L'évaporation ……38
III.2.5 Pluviométrie ……39
III.2.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin ……39
III.2.5.2 Précipitations maximale journalières ……40
A. Estimation des pluies journalières maximales ……40
B. Test d'homogénéité ……41
C. Choix de la loi d'ajustement ……43
III.2.6 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités ……47
III.3 Etude des apports ……49
III.3.1 Les formules empiriques ……50
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement ……52
A. Module de l'écoulement ……52
B. Module de l'écoulement relatif ……52
C. Lame d'eau écoulée ……52
D. Coefficient de l'écoulement ……52
E. Coefficient de variation ……53
III.3.3 Les apports fréquentiels ……54
III.3.3.1 Estimation fréquentielle des apports ……54
III.3.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80% ……55
III.4 Etude des crues ……55
III.4.1 Détermination des débits maximums fréquentiels ……56
III.4.1.1 Les formules empiriques ……56
III.4.1.2 Méthode GRADEX ……58
III.4.2 Hydro grammes de crue ……62
III.4.3 Choix de la crue de projet ……65
III.5 Apports solides et estimation du volume mort ……67
III.5.1 Apport solide en suspension ……68
III.5.2 Transport solide par charriage ……69
III.6 Régularisation des débits ……69
III.6.1 Répartition mensuel de l'apport 80% ……70

III.6.2 Répartition mensuel des besoins ……70
III.6.3 Courbes « hauteurs – capacités – surfaces » ……70
III.6.4 Calcul du volume utile ……72
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes ……73
III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes ……74
III.7 Laminage des crues ……75
III.7.1 Méthode de Muskingum ……75
III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière ……75
III.7.1.2 Méthode de Muskingum ……77
III.7.1.3 Principe de la méthode de solution ……77
III.7.1.4 Calcul du débit de sortie ……78
III.7.1.5 Calcul du volume stocké ……79
III.8 Etude d'optimisation ……86
III.8.1 La revanche ……86
III.8.2 Tassement de la digue ……87
III.8.3 Largeur en crête ……87
III.8.4 Calcul des couts ……88
III.8.4.1 Cout de la digue ……88
III.8.4.2 Cout de l'évacuateur de crue ……89
III.8.4.3 Cout total du barrage ……92
Conclusion ……93

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction ……94
IV.1 Choix de type de l'évacuateur de crue ……95
IV.2 Choix de la rive de l'évacuateur ……96
IV.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral ……96
IV.3.1 Canal d'approche ……97
IV.3.1.1 Vitesse d'approche ……97
IV.3.1.2 Pente du canal d'approche ……97
IV.3.1.3 Hauteur du mur de canal d'approche ……98
IV.3.2 Déversoir et canal latéral ……98
IV.3.2.1 Quadrant aval ……98
IV.3.2.2 Quadrant amont ……100
IV.3.2.3 Calcul hydraulique ……101
IV.3.3 Chenal d'écoulement ……104
IV.3.4 Coursier ……105
IV.3.5 Dissipateur d'énergie (saut de ski) ……110
IV.4 Evacuateur latéral à entonnement frontal ……116
IV.4.1 Canal d'approche ……116
IV.4.2 Déversoir ……118
IV.4.2.1 Quadrant amont ……119
IV.4.2.2 Quadrant aval ……119

IV.4.2.3 Les paramètre du profil aval ……121
IV.4.2.3.1 Longueur de la courbure ……121
IV.4.2.3.2 Longueur de la tangente ……123
IV.4.2.3.3 Calcul hydraulique ……123
IV.4.3 Convergent ……124
IV.4.4 Coursier ……126
IV.4.4.1 Calcul de la ligne d'eau ……126
IV.4.5 Bassin de dissipation ……132
IV.4.6 Canal de fuite ……135
IV.5 Evacuateur à déversoir labyrinthe avec une marche d'escalier ……136
IV.5.1 Caractéristiques générale de déversoir labyrinthe ……137
IV.5.2 Dimensionnement de déversoir labyrinthe ……137
IV.5.3 Marche d'escalier ……140
Conclusion ……142

Chapitre V : Etude génie civil

Introduction ……143
V.1 Pré dimensionnement de l'ouvrage ……143
V.2 Détermination des paramètres de l'écoulement ……145
V.3 Stabilité du déversoir ……146
V.3.1Les forces verticales ……146
V.3.2 Les forces horizontales ……147
V.3.3 Stabilité au renversement ……148
V.3.4 Stabilité au glissement ……148
V.3.5 Stabilité au poinçonnement ……149
V.4 Stabilité des murs bajoyers ……150
V.4.1 Pré dimensionnement ……150
V.4.2 Les forces verticales ……150
V.4.3 Les forces horizontales ……151
V.4.4 Stabilité au renversement ……152
V.4.5 Stabilité au glissement ……152
V.4.6 Stabilité au poinçonnement ……153
Conclusion ……153

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction ……154
VI.1 Organisation technique et données préparatoires ……154
VI.2 Les principaux intervenant sur chantier ……154
VI.3 Travaux préparatoires et installation de chantier ……155
VI.4 Travaux de réalisation ……156
VI.5 Les moyens de chantier ……157
VI.5.1 Les moyens humains ……157

VI.5.2 Les engins de terrassement ……158
VI.5.3 Le matériel du bétonnage ……158
VI.6 Planification ……158
VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération ……158
VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux ……159
VI.6.3 Symboles des différentes opérations ……159
VI.6.4 Technique de planification ……160
VI.6.4.1 Méthode basé sur le réseau ……160
VI.6.4.2 Méthode de tableau ……162
Conclusion ……163

Conclusion générale ……164

Liste des tableaux

Tableau II.1 Les volumes des matériaux (argiles) aux axes 1 et 2 ……12
Tableau II.2 Les volumes des matériaux (alluvions) aux axes 1 et 2 ……13
Tableau II.3 Les volumes des matériaux (argiles) aux axes 3 ……13
Tableau II.4 Les volumes des matériaux (alluvions) aux axes 3 ……14
Tableau II.5 Faisabilité global ……16
Tableau II.6 Faisabilité de la rive droite ……16
Tableau II.7 Faisabilité de lit de l'oued ……17
Tableau II.8 Faisabilité de la rive gauche ……17
Tableau II.9 Evolution du niveau de la nappe ……17
Tableau II.10 Récapitulatif des résultats d'essais physiques et mécaniques ……19
Tableau II.11 Récapitulatif des résultats des essais physiques de la zone d'emprunt …22
Tableau II.12 Récapitulatif des résultats des essais chimiques de la zone d'emprunt …23

Tableau III.1 Coordonnées de la courbe hypsométrique ……29
Tableau III.2 Tableau récapitulatif des résultats précédents ……30
Tableau III.3 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) ……32
Tableau III.4 Tableau récapitulatif du temps de concentration ……34
Tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant ……35
Tableau III.6 Répartition mensuelle des températures ……36
Tableau III.7 Humidité relative de l'air ……37
Tableau III.8 Vitesse moyenne du vent en (m/s) ……38
Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'évaporation ……38
Tableau III.10 Station pluviométrique ……39
Tableau III.11 Répartition des pluies moyennes mensuelles ……39
Tableau III.12 Pluies maximales journalières de la station de Babar ……40
Tableau III.13 Caractéristiques de la série pluviométrique ……41
Tableau III.14 Test de la médiane ……42
Tableau III.15 Récapitulatif des conditions de la méthode de la médiane ……43
Tableau III.16 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL ……45
Tableau III.17 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL ……46
Tableau III.18 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON ……46
Tableau III.19 Comparaison des caractéristiques de loi de GALTON ……47
Tableau III.20 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence ……48
Tableau III.21 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences ……48
Tableau III.22 Récapitulatif de calcul des apports ……51
Tableau III.23 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations ……54
Tableau III.24 L'apport moyen annuel pour différente période de retour ……54
Tableau III.25 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80% ……55
Tableau III.26 Récapitulatif des débits maximums de crue ……57
tableau III.27 Débit de pointe par la méthode de GRADEX ……62
Tableau III.28 Les valeurs des débits de pointe optées ……62

Tableau III.29 Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ 63
Tableau III.30 Valeur des débits de crue en fonction du temps 64
Tableau III.31 Crue du projet recommandée 66
Tableau III.32 Choix de la crue de projet 67
Tableau III.33 Déférentes valeurs de α 68
Tableau III.34 Les résultats de calcul de volume mort 69
Tableau III.35 Répartition mensuelle de l'apport 80% 70
Tableau III.36 Répartition mensuel des besoins 70
Tableau III.37 Courbe topographiques et volumétriques 71
Tableau III.38 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3) 73
Tableau III.39 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3) 74
Tableau III.40 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 78
Tableau III.41 Calcul de la courbe caractéristique du barrage 81
Tableau III.42 Calcul de l'hydro gramme de sortie 83
Tableau III.43 Hydro gramme laminé pour les déférentes largeurs b 84
Tableau III.44 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum 85
Tableau III.45 Tableau récapitulatif des résultats du calcul de la revanche 87
Tableau III.46 Résultats de calcul de la largeur en crête 88
Tableau III.47 Cout de la digue 89
Tableau III.48 Cout de déversoir 90
Tableau III.49 Cout de coursier 91
Tableau III.50 Cout du canal d'approche 92
Tableau III.51 Cout total du barrage 92
Tableau III.52 Tableau récapitulatif de l'étude hydrologique 93

Tableau IV.1 Calcul du profile Creager du déversoir (parement aval) 99
Tableau IV.2 Récapitulatif des différences de cotes de la ligne d'eau et de l'auge 103
Tableau IV.3 Récapitulatif des cotes de la ligne de l'eau 103
Tableau IV.4 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier 108
Tableau IV.5 hauteur des murs bajoyers dans le coursier 109
Tableau IV.6 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier 110
Tableau IV.7 paramètres et les coordonnées des pointes A, B, C 119
Tableau IV.8 Calcul des coordonnées du profil de quadrant aval 121
Tableau IV.9 Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir 126
Tableau IV.10 Calcul de ligne d'eau dans la première partie de coursier 128
Tableau IV.11 Calcul de ligne d'eau dans la deuxième partie de coursier 129
Tableau IV.12 Hauteur des murs bajoyers dans la première partie de coursier 130
Tableau IV.13 Hauteur des murs bajoyers dans la deuxième partie de coursier 130
Tableau IV.14 Vérification de phénomène d'aération dans la 1^{er} partie de coursier ...131
Tableau IV.15 Vérification de phénomène d'aération dans la 2^{eme} partie de coursier .132
Tableau IV.16 Choix de type de bassin de dissipation selon USBR 132
Tableau IV.17 Dimensions des dents déflectrices 134
Tableau IV.18 Dimensions des blocs de chicane 134

Tableau V.1 Calcul des paramètres de l'écoulement par la méthode de BLIGH ……..145

Tableau VI.1 Symboles des opérations ……..160
Tableau VI.2 Les paramètres de réseau à nœud ……..161
Tableau VI.3 Le chemin critique par la méthode de tableau ……163

Liste des figures

Figure I.1 Carte de la Wilaya de KHENCHELA ……2
Figure I.2 Carte de la situation de différente commune ……3

Figure II.1 Extrait de carte géologique de la zone d'aménagement ……6
Figure II.2 Géologie du bassin versant de l'Oued MELLAGOU ……8
Figure II.3 Terrains sédimentaires et métamorphiques ……9
Figure II.4 Situation des différents axes (Extrait de 1/50 000) ……10
Figure II.5 Evolution du niveau de la nappe ……18
Figure II.6 Vue de la cuvette ……20
Figure II.7 Les fissures de la rive droite de l'axe ……23

Figure III.1 Délimitation du bassin versant ……26
Figure III.2 Courbe hypsométrique du bassin versant de MELLAGOU ……29
Figure III.3 Réparation mensuelle de la température ……37
Figure III.4 Variation mensuelle de l'humidité ……38
Figure III.5 Répartition mensuelle d'évaporation ……39
Figure III.6 Répartition mensuelle des précipitations en mm ……40
Figure III.7 Graphique d'ajustement à la loi de GUMBEL ……45
Figure III.8 Représentation graphique de la loi de GALTON ……47
Figure III.9 Pluie de courte durée (mm) ……49
Figure III.10 Intensité (mm/h) ……49
Figure III.11 Répartition mensuelle des apports 80% ……55
Figure III.12 Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de Babar ……60
Figure III.13 Graph de la méthode de GRADEX ……61
Figure III.14 Hydro grammes des crues probables en fonction du temps ……65
Figure III.15 Courbe hauteur – capacité – surface ……72
Figure III.16 Laminage à travers un barrage ……77
Figure III.17 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal ……79
Figure III.18 Modélisation de la courbe capacité – hauteur ……80
Figure III.19 Modélisation de la courbe surface – hauteur ……81
Figure III.20 Courbe caractéristique du barrage ……82
Figure III.21 Hydro gramme de sortie ……85
Figure III.22 Cout de la digue et l'évacuateur et le total ……93

Figure IV.1 Description de l'évacuateur latéral à entonnement latéral ……96
Figure IV.2 Profile du déversoir et la nappe déversant ……100
Figure IV.3 Détail du quadrant amont (Design of small dams, 1987) ……101
Figure IV.4 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranche ……102
Figure IV.5 Profile en long du canal latéral ……104
Figure IV.6 La ligne d'eau dans le coursier ……108
Figure IV.7 Auge de dissipation (saut de ski). (Wili H. Hager & Schleiss, 2009) ……111
Figure IV.8 Dent du dissipateur à auge USBR (Wili H. Hager & Schleiss, 2009) ……112

Figure IV.9 Schéma explicatif des longueurs de trajectoire ……..113
Figure IV.10 Bassin plongée de type USBR (design of small dams, 1987) 115
Figure IV.11 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal ……..116
Figure IV.12 Paramètres du profil amont de déversoir USBR ……..118
Figure IV.13 Profil de quadrant aval de déversoir ……..121
Figure IV.14 Cordonnées du point tangentiel (P_t) d'un déversoir USBR ……..122
Figure IV.15 Cordonnées du point tangentiel (P_t) d'un déversoir USBR ……..122
Figure IV.16 Forme de seuil et la contraction des murs de chenal d'écoulement ……..125
Figure IV.17 Graphe de la ligne d'eau dans la première partie de coursier ……128
Figure IV.18 Graphe de la ligne d'eau dans la deuxième partie de coursier ……..129
Figure IV.19 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams) ..133
Figure IV.20 La forme de déversoir labyrinthe ……..136
Figure IV.21 Les différentes type de déversoir labyrinthe ……137
Figure IV.22 L'abaque de (l/w) en fonction de (h/p) et (Q_L /Q_N) ……..138
Figure IV.23 La de déversoir labyrinthe trapézoïdale (Zerrouk et al, 1995) ……..138
Figure IV.24 La géométrie finale de déversoir labyrinthe ……..139
Figure IV.25 Le schéma de marche d'escalier avec une paroi ……..140
Figure IV.26 Graphe de dimensionnement des marches d'escalier ……..141

Figure V.1 Répartition des différentes forces agissantes sur le déversoir ……..143
Figure V.2 Pré dimensionnement du l'ouvrage ……..144
Figure V.3 Epure des sous pression dynamique ……..146
Figure V.4 Les forces agissant sur le déversoir et la semelle ……148
Figure V.5 Les différentes forces agissantes sur le mur bajoyer ……150

Figure VI.1 Le chemin critique par le réseau à nœuds ……..162

INTRODUCTION GENERALE

Depuis près de 5 000 ans, des ouvrages de retenue d'eau ont été construits dans différentes parties du monde pour assurer que l'eau est disponible à l'agriculture et à l'alimentation en eau potable tout au long de l'année. Des centaines de millions de personnes vivaient autour des rivières, qui a nécessite le contrôle de ces rivières pour assurer l'approvisionnement en eau pour des usages domestiques, agricoles et industriels et pour réduire les dommages causés par les inondations et la sécheresse. Pour assurer la sécurité des barrages et les personnes vivant proche de la rivière durant la période des inondations tout barrage doit être équipé par un évacuateur de crues.

Le but de ce mémoire est dimensionné l'évacuateur de crues, le rôle principale de cet évacuateur est le contrôle des cotes de plus hautes d'eau et éviter la submersion de la crête du barrage.

Le barrage de MELLAGOU (Wilaya de KHENECHELA) est destiné à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable (5.6 Mm^3 pour l'alimentation en eau potable et 10 Mm^3 pour l'irrigation), le bassin versant de l'Oued MELLAGOU se situe à 200 km environ de la cote méditerranéenne dans la zone semi aride du Nord Est de l'Algérie. Il draine d'une part les eaux de pluies qui tombent sur les monts de CHELIA et d'autre part les pluies qui tombent sur le djebel BEZEZ à l'Est. La superficie totale du bassin versant de MELLAGOU est de 562 km^2.

Avant le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons commencé par une présentation du site et après une étude géologique et géotechnique. Après nous avons fait un chapitre d'étude hydrologique, au but de déterminer les caractéristiques hydrologique du site, qui sont : le volume mort, le volume utile, la cote de niveau normale, la cote de la plus haute eau, la cote en crête, la largeur en crête, le débit de crue, et la largeur de déversoir. Ensuite nous avons fait une étude de variantes de l'évacuateur de crues, ou nous étudions trois variantes dans ce chapitre en détail avec tout les étapes commençons par un évacuateur latéral à entonnement latéral, après un évacuateur latéral à entonnement frontal, et la dernier variante est un évacuateur à déversoir labyrinthe avec une marche d'escalier. Après avoir choisi notre variante, nous avons fait une étude de génie civil de cette variante. Et à la fin nous avons terminant avec un chapitre de l'organisation de chantier.

Introduction :

Pour faire une étude d'un barrage, il primordial d'avoir une bonne connaissance de la zone de notre étude, afin de faciliter plusieurs taches, les sortie sur terrain d'étude est très nécessaire, la connaissance de la topographie et la géologie de la région et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tout les choix possible, et examiner tout les conditions hydrologiques et géotechniques et géologiques ainsi topographiques de site.

Donc dans cet étude nous impose plusieurs variantes pour choisi le bon axe de notre barrage avec des conditions techniques et économiques aussi.

I.1Description de site de barrage

Le barrage situé dans la wilaya de KHENCHELA, environ de 50 km au nord du chef lieu de KHENCHELA et de 100 km à l'est de la ville de BATNA.

Le but de barrage de MELLAGOU est pour l'irrigation mais aussi pour l'alimentation en eau potable pour les zones habitées proche de barrage.

La route nationale qui relie KHENCHELA et Zeribet El Oued passe par Babar, permet d'accéder facilement au site aval de barrage.

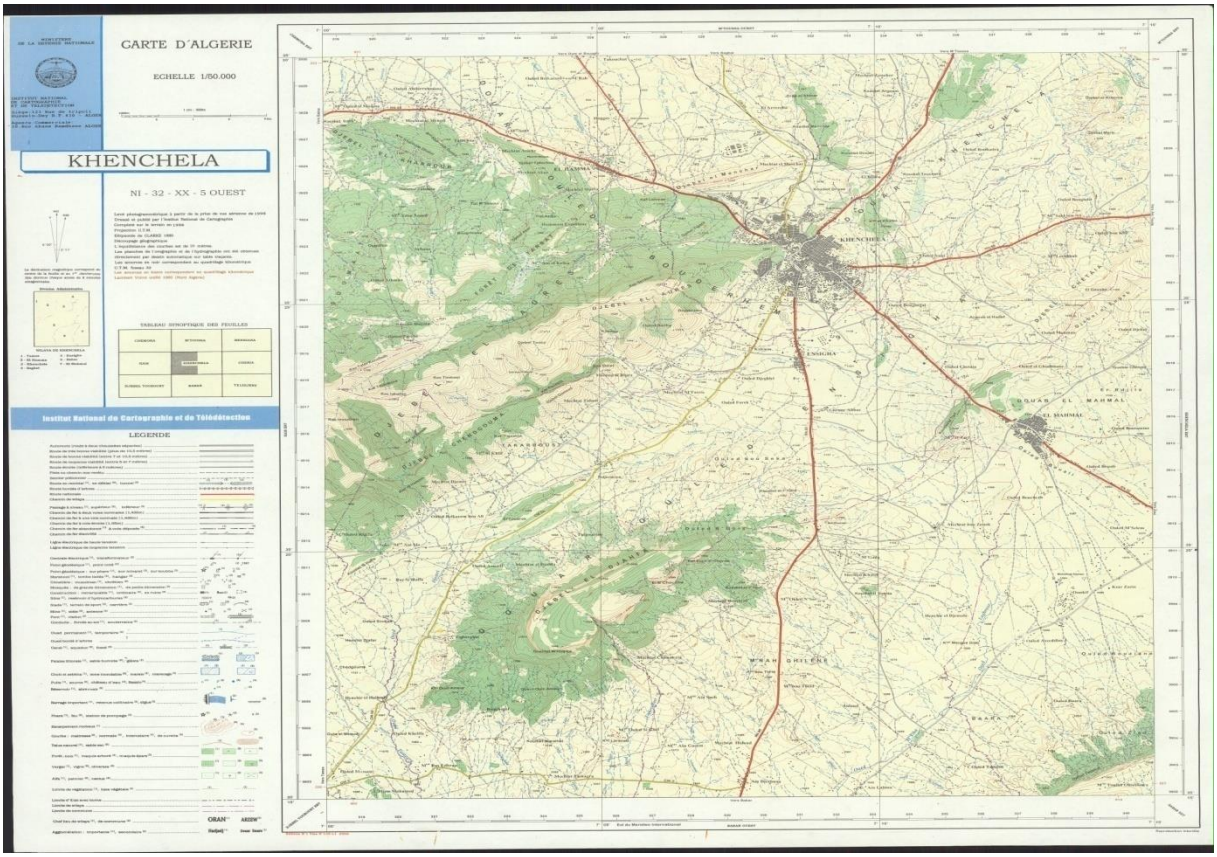


Figure I.1 : Carte de la Wilaya de KHENCHELA

I.2 Situation géographique du barrage

Les coordonnés de ce site de barrage en UTM sont les suivantes :

X = 309 999 m

Y = 3 889 329 m

Z = 830 m NGA

Le basin versant de ce barrage est de surface de 562 km^2

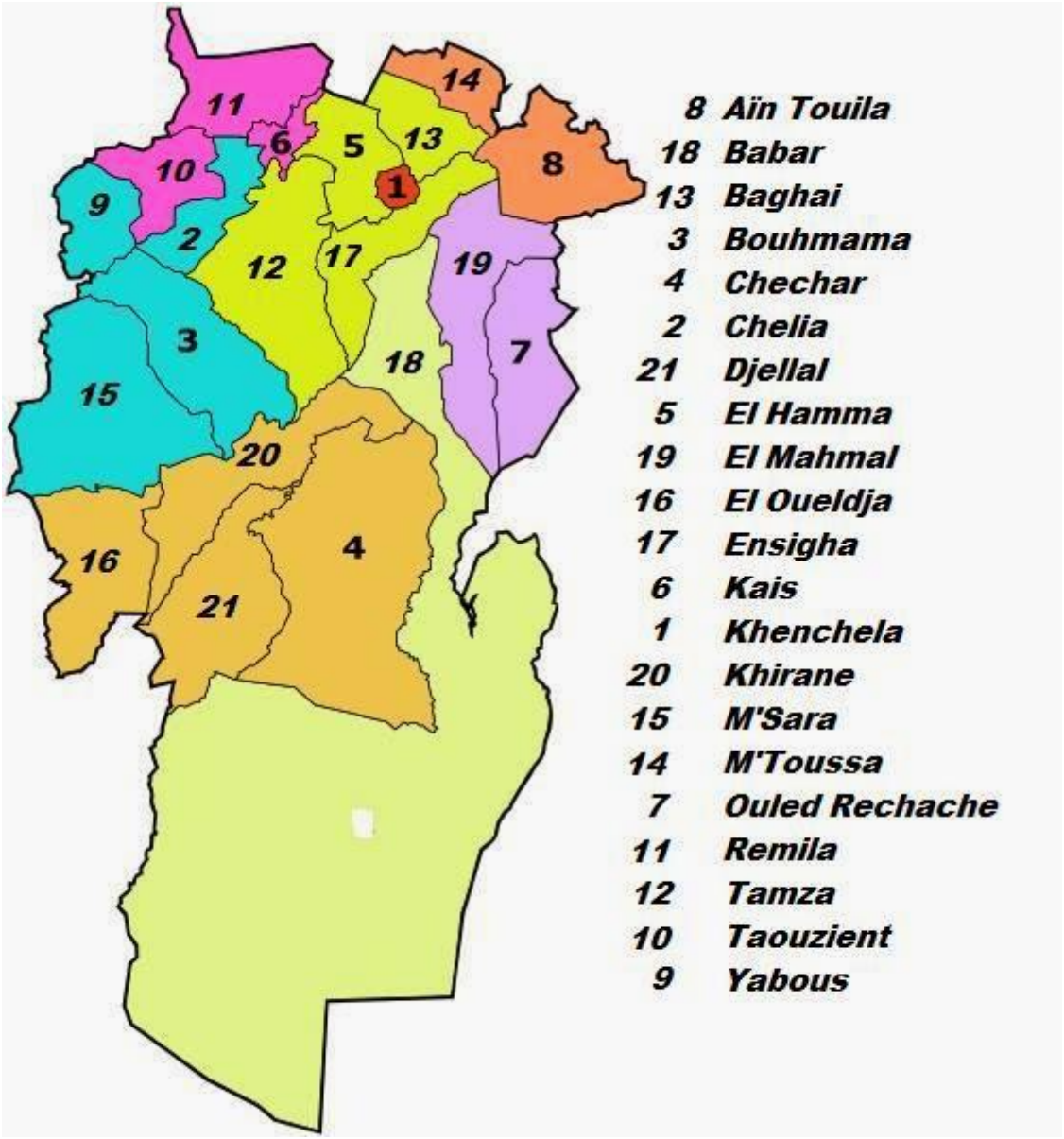


Figure I.2 : Carte de la situation de différente commune

I.3 Situation géographique de la commune :

La retenue est situent entièrement dans la Wilaya de KHENCHELA.

Le bassin versant de ce barrage est réparti sur six communes de la wilaya, mais la plus grande partie du bassin versant située sur la commune de BOUHMAMA.

Cette commune est limitée comme suite :

Au nord : par la commune de Yabous et Taouzient et Chelia.

Au l'ouest : par la commune de M'sara.

Au sud : par la commune de Khirane.

Au l'est : par la commune de Tamza.

I.4 Morphologie du bassin versant

Le bassin versant de l'Oued MELLAGOU se situe à 200 km environ de la côte méditerranéenne dans la zone semi-aride au Nord Est de l'Algérie.

Il draine d'une part les eaux de pluies qui tombent sur les monts de CHELIA et d'autre part les pluies qui tombent sur le Djebel BEZEZ à l'Est.

Le bassin est constitué d'un massif montagneux qui culmine à 2 230 m d'altitude sur les monts de CHELIA.

Le bassin versant de l'Oued MELLAGOU qui appartient au grand bassin versant hydrologique 06 de Chott El MELRHIR, de type endoréique, a une superficie totale de 562 km^2 au droit du site aval et 508 km^2 au site Amont. L'écoulement se fait pratiquement du Nord Est vers le Sud-ouest.

Le bassin versant de forme plus ou moins allongée, collecte les eaux de ruissellement qui arrivent de part et d'autre des versants.

Introduction :

L'étude géologique et géotechnique du barrage est une étape très importante, l'objectif de cette étude est de définir les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols aussi que sa nature, cette étude est basée essentiellement sur les données recueillies in situ, après plusieurs compagnes de reconnaissances faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenu (zone d'emprise et zone d'emprunt de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologique constituant le relief. Elle permettant de donner :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des fondations
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue
- L'existence des eaux souterraines

II.1 Géologie régionale :

La géologie de la région est caractérisée par des séries sédimentaires. Principalement du jurassique et du crétacé. Généralement il s'agit d'alternance de marnes, calcaires et marneux calcaires.

La zone d'étude est fortement dominée par le faciès marneux. Toutefois bancs calcaires sont notable et forment d'excellent horizons-repère, permettant la lecture directe des différentes structures géologiques.

Sur le plan régional, les grandes structures géologiques sont alignées dans la direction NE-SW. Les montagnes, allongées suivant la même direction, correspondent aux zones de charnière des grands plis anticlinaux, mais aussi à des synclinaux.

Les plis ont généralement des longueurs d'onde de quelques de kilomètres, ce qui est cohérent avec l'épaisseur des sédiments au-dessus du niveau décollement régional qui est localisé dans les horizons d'évaporite du trias.

Le gypse triasique qui n'affleure que très rarement. Se présente sous forme de masses intrusives, discordantes par rapport à l'encaissant d'âge crétacé. De même les évaporites ne sont pas visibles à l'affleurement, la tectonique salifère ou gypsifère se caractérise par des structures géologiques irrégulières, qui contrarient localement la discontinuité des linéaires NE-SW.

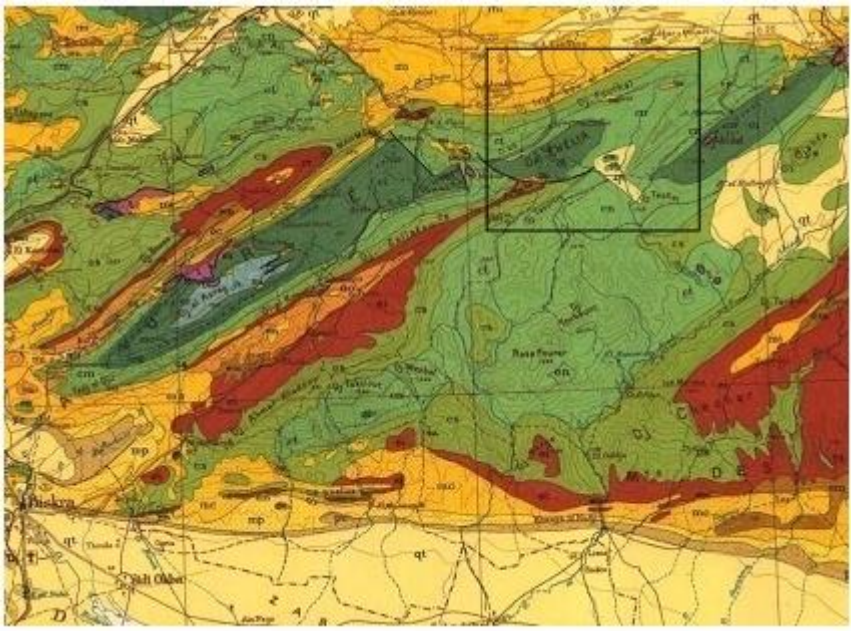


Figure II.1 : Extrait de carte géologique de la zone d'aménagement

II.2 Description litho-stratigraphique :

Sur le plan lithologique le basin versant est constitué de roches du crétacé et du quaternaire.

Une grande partie du bassin versant est occupée par le crétacé supérieur et inférieur, suivi par le quaternaire continental.

- ❖ Le crétacé supérieur
- Le maestrichtien supérieur
  C'est une assise constante et homogène de calcaires massifs, en bancs décimétriques ou métriques, à large stratification oblique avec les empreintes d'inocérames.

- Le maestrichtien inférieur
  Il est constitué par une alternance de marnes beiges et de calcaires ocres ou beige avec une épaisseur de 40 mètres environ.

- Le campanien
  Il comporte à sa base une barre de marnes crayeuses, en bancs décimétriques ou métriques. Au-dessus se développe une couche de 150 m de marnes noires avec une épaisseur de 150 m qui est visible dans les différentes parties au sud du bassin versant.

❖ Le crétacé moyen

- Le turonien moyen et supérieur
  Il est formé par une alternance de marnes grises et des calcaires zoogéniques noduleux. La prédominance des intercalations calcaires crée une barre bien visible dans la morphologie du bassin versant sur une épaisseur de 150 m.
- Le cénomanien supérieur
  Le sommet de cet étage est formé par des calcaires sous forme de barre avec des cassures écailleuses ayant un aspect bitumineux. Au sommet on retrouve un niveau de nodules de pyrite qui constitue un repère constant dans la région.

- Le cénomanien moyen
  C'est une formation puissante qui débute par 650 m de marne grise accompagnée sporadiquement de micrites gris blanchâtres.

- Le cénomanien inférieur
  Il est représente par des marnes gris accompagnées de biomicrite argileuse avec des niveaux de glauconies et des empreintes d'ammonites sur une épaisseur de 100 m environ.

❖ Le crétacé inférieur

- Le barrémien
  Sa lithologie est constitue essentiellement de matériaux détritiques (grés calcaires-gréseux, grés quartzeux, conglomérat et marnes vertes ou rouges)

- L'albien
  Il forme une ceinture plus ou moins continue au-dessus de l'aptien, il s'agit d'une alternance de grés et de marnes grise, de dolomie et d'argiles grises. La limite inférieure correspond à une surface minéralisée dans les limites nord-ouest sur une épaisseur de 160 m.

- L'aptien
  Il est formé essentiellement de bas en haut par :
  - Une alternance de micrite, de spirite et de calcaire marneux,
  - Une alternance de grés blancs,
  - Une alternance de marne grise.

❖ Le quaternaire

Il couvre la partie centrale du bassin avec une épaisseur limitée. Le quaternaire se développe sur des pentes douces entre les deux chaines de montagne qui limitent le bassin versant par le nord-ouest et le sud-est. Il est représenté par des alluvions qui forment deux terrasses.

- La terrasse supérieure
  Les alluvions de cette terrasse sont limitées par des terrains argileux et graveleux. Leur épaisseur totale ne dépasse pas les 5 mètres.

- La terrasse inférieure
  Les alluvions de cette terrasse sont représentées en grande partie par des terrains argileux et plus rarement par des galets, des graviers et des limons sableux et argileux. L'épaisseur de ces dépôts est en générale de 5 à 7 m. Dans les dépressions elle peut atteindre 10 m de profondeur.

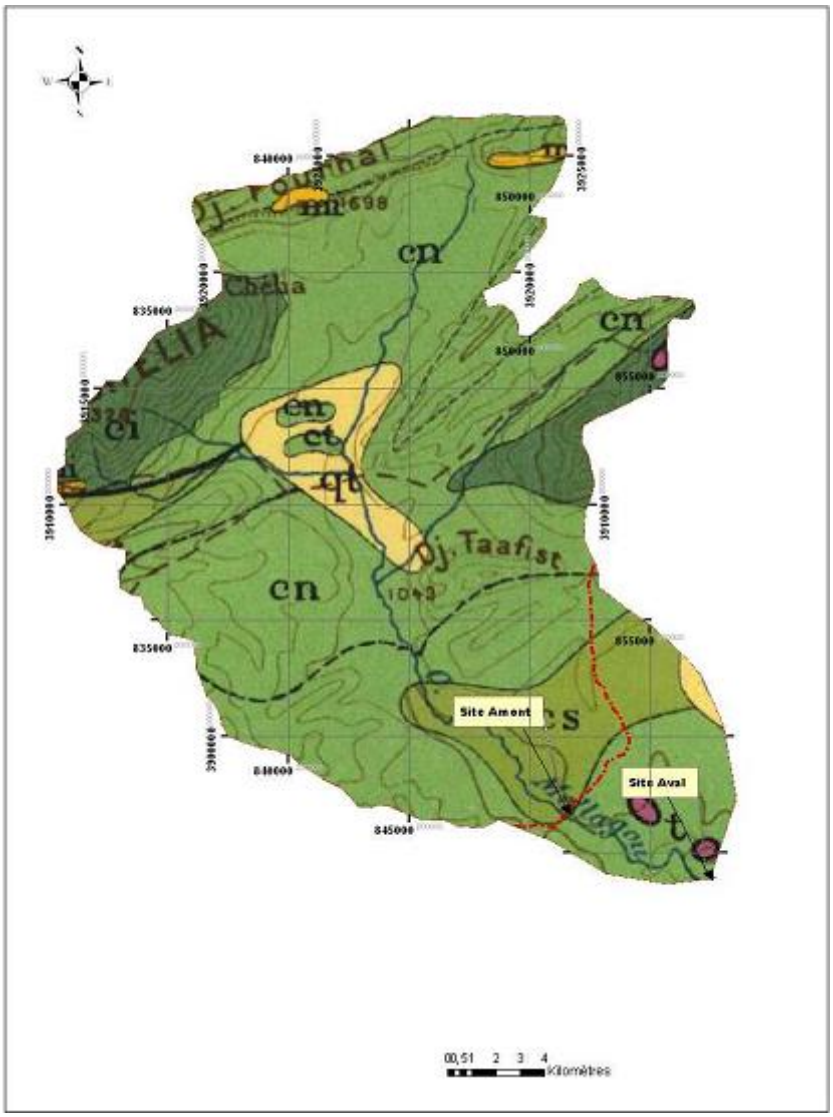


Figure II.2 : géologie du bassin versant de l'Oued MELLAGOU

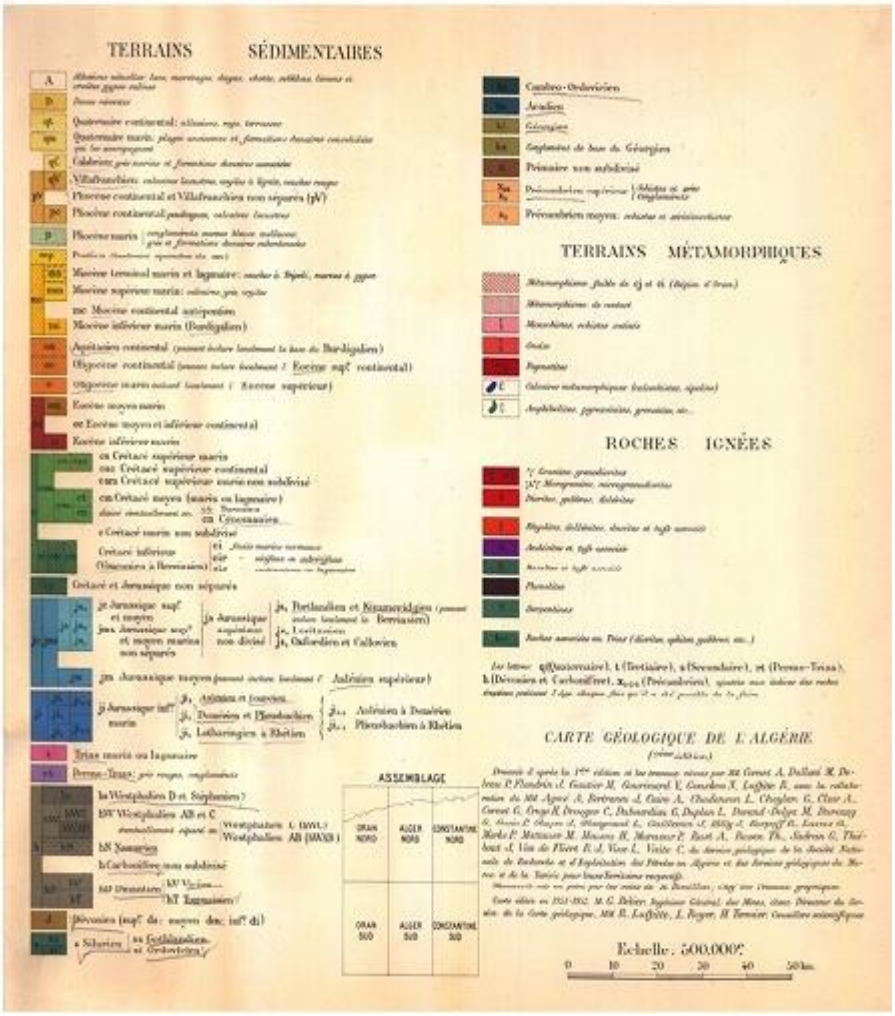


Figure II.3 : Terrains sédimentaires et métamorphiques

II.3 Situation des différents axes :

Trois axes potentiels répartis sur trois sites ont été identifiés pour l'implantation du futur barrage sur oued de MELLAGOU ils sont illustrés dans la figure II.3

Site aval-axe 1 est large à la cote 880 NGA et largeur de 440 m environ.

Site aval-axe 2 est également large à la cote 880 NGA et largeur de 356 m, 84 m de mois que l'axe 1.

Site amont-axe 3 la vallée est dissymétrique avec une rive droite presque subverticale et une rive gauche nettement plus douce à une altitude 998 m.

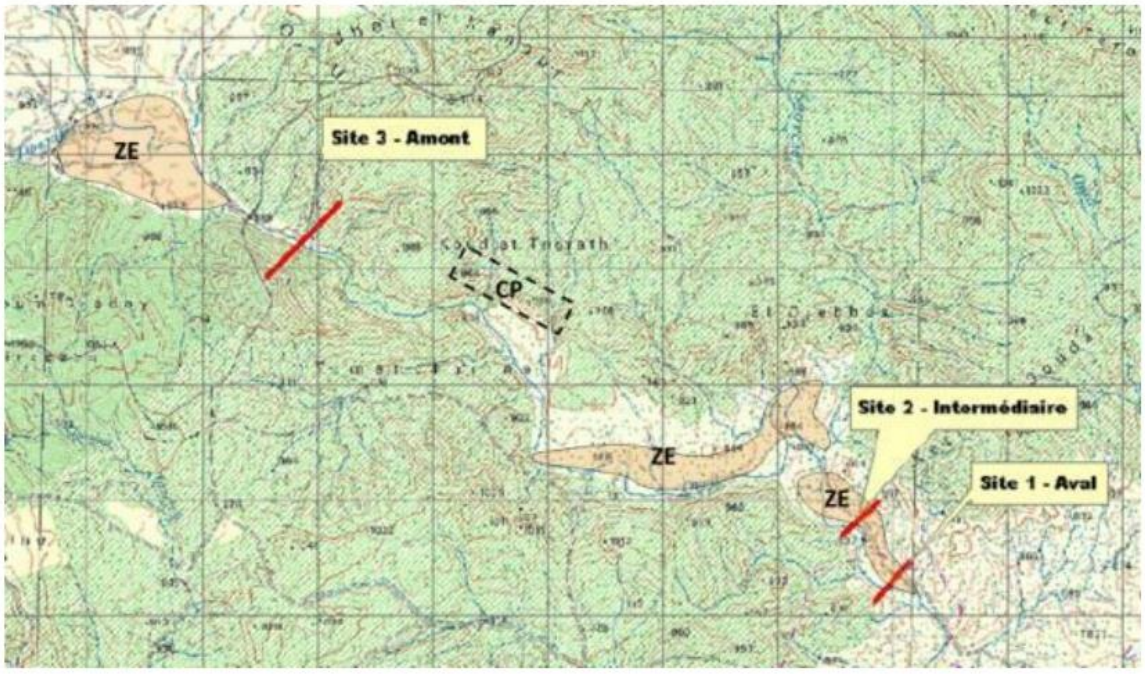


Figure II.4 : Situation des différents axes (Extrait de 1/50 000)

II.4 La géologie des différents axes

II.4.1 Géologie de la zone d'étude

La géologie de la zone du projet est dominée par les formations suivantes :

- **Dépôts superficiels :** alluvions récentes et anciennes/éboulis de pente/cônes de déjection torrentielle : ils comportent des graviers-sableux et des limons sableux contenant des galets de gravier, des limons de couleur grise, des alluvions sableuses et caillouteuses des lits des oueds et des blocs de dimensions parfois considérables.
- **Série marno-calcaire :** dans la zone du projet, la coupe type du Turonien comprend, de bas en haut, les sous ensembles suivantes :
  - ✓ Calcaires à rudistes et à silex,
  - ✓ Alternances marno-calcaires,
  - ✓ Calcaires graveleux ferrugineux
- **Série du Trias :** qui se manifeste sur de grandes étendues, composée des formations habituelles de ce type de faciès : argiles bariolées, sel gemme, gypse, cargneules, etc.

Les sondages réalisés au droit de chaque axe ont permis d'affiner la connaissance du niveau du substratum rocheux, ou le niveau a été considéré comme :

- Axe 1 :
  - En rive droit : en moyenne 5m sous le niveau du terrain naturel

  - En fond d'oued : en moyenne 10m sous le niveau du terrain naturel
  - En rive gauche : en moyenne 5m sous le niveau du terrain naturel
- Axe 2 :
  En première approximation, le toit du substratum a été rencontré aux mêmes profondeurs qu'au droit de l'axe 1. Toutefois, les observations géologiques de surface corrélées avec les logs sondages montrent que le rocher présente une fracturation intense, principalement orientée amont-aval. De plus, la rive droite présente une forte pente, coupée avec une fracturation intense du massif.
  Par rapport aux niveaux du fond de fouille définis précédemment pour l'axe 1, on a adopté une sur-excavation moyenne de 10 mètres sous l'emprise de noyau.
  De même, le montant des injections et drainage pris au droit de l'axe 1 forfaitairement comme égal à 10% du montant total des travaux a été porté ici à 20% pour tenir compte des fortes quantités prévisionnelles d'injection et de drainage à réaliser.
- Axe 3 :
  Le toit du substratum a été considéré comme situé au moyenne de 10 m sous le niveau de terrain naturel.

II.4.2 Stabilité et étanchéité des cuvettes

En termes de stabilité, les cuvettes du site aval axe 1et axe 2, le site amont axe 3 ne présentent aucune instabilité notable et manifeste. La structure monoclinale et la présence des bancs calcaires formant armatures dans la masse marneuse assurant la stabilité d'ensemble. Cependant de petit éboulements ou répartitions de faible ampleur seront probablement enregistrés lors de la mise en eau sans que cela remette en cause la stabilité générale des cuvettes.

Toutefois, pour les axe 1 et 2, la présence des facies du Trias comportant une forte proportion se gypse sur des affleurements somme toute modestes mais une présence en sous sol certaine, pose un problème d'étanchéités et de stabilité par dissolution de ces matériaux gypseux. Par des dispositions constructives adéquates, il faudra éviter le contact des eaux avec le Trias et surtout interdire l'écoulement de celle-ci au contact du gypse.

Les faciès du Turonien à prédominance marneuse qui couvrent la totalité des cuvettes sous les formations alluviales de nature fine en surface devraient assurer l'étanchéité d'ensemble. Il n'existe pas de risque de fuite au large aucune vallée parallèle basse n'existant à proximité, qui puisse drainer les eaux de la cuvette au large. Vers l'aval, le voile d'injection fermera les chemins d'écoulements.

Bien que le site de l'axe 3 soit localisé dans le prolongement du linéament gypsifère (NW-SE), nos observations de terrain n'ont révélé aucune formation à faciès triasiques au droit de ce site et à proximité immédiate.

En profondeur, les 5 sondages carottés exécute sur cette axe n'ont également pas rencontré ce type de faciès. Cependant, la fondation rocheuse est fortement affectée par la déformation tectonique. Une zone de cisaillement a été identifiée dans le lit de l'oued. Les bancs calcaires sont fortement fracturés et nécessitent un traitement de la fondation adéquat et difficile.

II.4.3 Matériaux de construction

La recherche des matériaux de construction a été conduite avec le souci de réalise un barrage souple avec les matériaux locaux.

Des zones de matériaux fins et grossiers ont été recherchées ainsi que des matériaux pour enrochements et agrégats à béton. Toutefois, il apparait que dans la région et à distance raisonnable du site, il n'existe pas de carrière pouvant satisfaire les besoins en enrochements et en agrégats à béton.

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction du barrage et de ses ouvrages annexes, 45 puits ont été réalisés dans 4 zones destinées à axe 1 et 2 et 30 puits ont été réalisés dans les 4 zones réservées à l'axe 3.

En résument les volumes des matériaux disponibles et leur localisation dans les tableaux suivante

Tableau II.1 : Les volumes des matériaux (argiles) aux axes 1 et 2

Zone	Nature	Surface (m^2)	Hauteur (m)	Volume (m^3)
Zone 1 (à l'amont et à l'aval de l'axe 1)	Zone argiles Limoneuses	93000	2	186000
Zone 2 et 3 (à proximité de l'axe 2)	Zone argiles Limoneuses	77000	2	154000
Zone 4 (à l'amont des axes 1 et 2)	Zone argiles Limoneuses	126000	2	252000

Tableau II.2 : Les volumes des matériaux (alluvions) aux axes 1 et 2

Zone	Nature	Surface (m^2)	Hauteur (m)	Volume (m^3)
Zone 1 (à l'amont et à l'aval de l'axe 1)	Zone alluvions sous argiles	93000	3 à 5	279000
Zone 2 et 3 (à proximité de l'axe 2)	Zone alluvions sous argiles	77000	3 à 5	231000
Zone 4 (à l'amont des axes 1 et 2)	Zone alluvions sous argiles	126000	3 à 5	378000

Le volume des matériaux argileux représentent 592000 m^3 dans les zones reconnues avec une épaisseur moyenne de 2 m. des zones potentielles importantes existant dans la partie centrale, autour de la boucle de l'oued et à l'amont de celle-ci. Les volumes disponibles sont considérables.

Pour les matériaux alluvionnaires, le volume reconnu est appréciable avec seulement 3 m d'épaisseur (888000 m^3) sachant bien que trois sondages rencontrent ces niveaux sur plus de 5 m. Dans ces conditions, les volumes des alluvions disponibles seraient de l'ordre de 1.5 million de mètres cubes, largement suffisants pour satisfaire les besoins de toute les variantes. Les potentialités sont également considérables sous les extensions des zones d'argiles et en profondeur.

Cependant les matériaux alluvionnaires prospectés sont disposées sous les argiles limoneuses. Ceci compliquera l'exploitation de ces matériaux. Ils seront également exploités sous eau, ce qui diminuera la fraction fine de ces matériaux et améliorera d'autant leur caractéristiques

Tableau II.3 : Les volumes des matériaux (argiles) aux axes 3

Zone	Nature	Surface (m^2)	Hauteur (m)	Volume (m^3)
Zone 1(à l'amont de l'axe 3)	matériaux argileux	8500	2	17000
Zone 2(à l'amont de l'axe 3)	matériaux argileux	21000	2.5	52500
Zone 3 (à proximité de la zone 2)	matériaux argileux	58000	2	116000
Zone 4 (face à la zone 3)	matériaux argileux	232200	3	696600

Tableau II.4 : Les volumes des matériaux (alluvions) aux axes 3

Zone	Nature	Surface (m^2)	Hauteur (m)	Volume (m^3)
Zone 1(à l'amont de l'axe 3)	Zone alluvions sous argiles	21000	2	42000
Zone 2(à l'amont de l'axe 3)	Zone alluvions sous argiles	31000	2	62000
Zone 3 (à proximité de la zone 2)	Zone alluvions sous argiles	20000	2	40000

Le volume des matériaux argileux représentent 882100 m^3 dans les zones reconnues avec une épaisseur de 2 à 3 m. Des zones potentielles importantes existant au niveau des terrasses de l'oued MELLAGOU. Les volumes disponibles sont considérables.

Pour les matériaux alluvionnaires, le volume reconnu est faible avec 2 m d'épaisseur (14400 m^3) mais des potentielles existants sous les argiles et au niveau des boucles de l'oued MELLAGOU. Par contre, l'exploitation des alluvions se fera sous les argiles et en partie sous la nappe.

II.5 Résultats des travaux de reconnaissance

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de tracer les coupes géologiques qui explicitent la structure du massif.

II.5.1 Sondages carottés

Les six sondages exécutés au niveau de l'axe aval du barrage :

- **Sondage S01 :**

  Implanté en rive droite sur le sommet de la butte cote 890.76 NGA, il recoupe de :

  0,00 à 03.50 m : Des calcaires marneux gris en débris légèrement altérés

  3.50 à 30 m : Des calcaires marneux compacts et durs avec de rares fissures subverticales localement oxydées. Le RQD est souvent supérieure à 80%.

- **Sondage S02 :**

  Installé à mi-pente sur la rive droite à la côte 855.50 m NGA, ce sondage rencontre :

  0,00 à 05.00 m : Des colluvions argileuses à éléments anguleux (calcaires)

05.00 à 40 m : Des calcaires compacts marneux et durs avec des passées plus marneuses parfois feuilletées avec de rares fissures subverticales. Le RQD est toujours supérieur à 60% jusqu'à 20 m et supérieur à 80 % au-delà.

❖ **Sondage S03 :**

Réalisé en fond de vallée, à la côte de 842.07 m NGA

0.00 à 03.00 m : Des argiles brunes limoneuses

03.00 à 09.00 m : Des alluvions grossières à éléments à éléments calcaires 1-40mm avec quelques blocs

09.00 à 40.00 m : Des calcaires, calcaires marneux compacts et durs. Le RQD est toujours supérieures à50%, il atteint rarement 80%.

❖ **Sondage S04 :**

Positionné en fond de vallée à la côte de 844.38 m NGA ce sondage est incliné de 30° vers l'oued, il traverse :

0.00 à 04.80 m : Des argiles brunes limoneuses

04.80m à 10.00m : Des alluvions grossières à éléments calcaires 1-60 mm avec quelques blocs

10.00 à 13.80 m : Des calcaires marneux et marnes altérées

13.80 à 50.00 m : Des calcaires, calcaires marneux compacts et durs. Le RQD est 50% jusqu'à 13.8m puis dépasse cette valeur pour atteindre parfois 80%.

❖ **Sondage S05 :**

Ce sondage est sur la rive gauche à mi-pente 862.29 m, il recoupe

0.00 à 03.50 m : Des colluvions à débris de calcaires marneux anguleux de 1 à plus de 60mm

03.50 à 10.00 m : Des calcaires marneux légèrement altérés et fissurés. Le RQD est faible jusqu'à 8.5 m <20%

10.00 à 40.00 m : Des calcaires marneux compacts et durs localement fissurés. Le RQD est souvent proche de 80% qu'il dépasse dans bien des cas.

❖ **Sondage S06 :**

Situé sur le haut de la rive gauche côte 887.51 m NGA, il recoupe :

0.00 à 04.30 m : Des calcaires marneux compacts et durs fissurés localement altérés avec RQD faible

04.30 à 30.00 m : Des calcaires marneux compacts et durs avec RQD toujours supérieur à 50% et souvent proche de 70-80%.

SC1 (sondage de col topographique): Ce sondage rencontre de :

0.00 à 05.00 m : Des colluvions à éléments calcaires marneux (0.5 à 60 mm) pris dans une matrice argileuse

05.00 à 06.00 m : Des marnes altérées

06.00 à 30.00 m : Des marnes noirâtre sensible à la dessiccation.

II.5.2 Essais de perméabilité Lugeon

Des essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique dans les sondages carottés par passes de 5 m en général.

41 essais au total ont été exécutés : 12 essais en Rive droite, 14 essais en fond de l'OUED, 10 essais en Rive gauche et 5 dans le col topographique.

Les résultats de ces essais sont représentés dans les suivants

Tableau II.5 : Faisabilité global

UL	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	Total	%
0 à 2	0	2	2	2	2	8	19.51%
2 à 5	1	1	4	2	0	8	19.51%
5 à 10	0	2	2	1	0	5	12.20%
10 à 20	2	2	3	2	0	9	21.95%
>20	1	6	3	1	0	11	26.83%
Total	4	13	14	8	2	41	100%

Tableau II.6 : Faisabilité de la rive droite

UL	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	Total	%
0 à 2	0	0	1	0	0	1	8.33%
2 à 5	0	1	1	1	0	3	25.0%
5 à 10	0	1	0	1	0	2	16.67%
10 à 20	1	1	1	0	0	3	25.0%
>20	1	1	1	0	0	3	25.0%
Total	2	4	4	2	0	12	100%

Tableau II.7 : Faisabilité de lit de l'oued

UL	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	Total	%
0 à 2	0	0	0	1	2	3	21.43%
2 à 5	0	0	0	0	0	0	0.00%
5 à 10	0	0	1	0	0	1	7.14%
10 à 20	0	0	2	2	0	4	28.57%
>20	0	4	1	1	0	6	42.86%
Total	0	4	4	4	2	14	100%

Tableau II.8 : Faisabilité de la rive gauche

UL	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	Total	%
0 à 2	0	2	1	1	0	4	26.67%
2 à 5	1	0	3	1	0	5	33.33%
5 à 10	0	1	1	0	0	2	13.33%
10 à 20	1	1	0	0	0	2	13.33%
>20	0	1	1	0	0	2	13.33%
Total	2	5	6	2	0	15	100%

II.5.3 Niveau de la nappe

Le niveau de la nappe a été mesuré sur les sondages équipé de piézomètre. En récapitule les données dans le tableau suivant

Le S05 et S06 situés en rive gauche de l'axe aval sont secs, ceci peut s'expliquer par la présence d'un profond talweg situé juste à l'val, qui recoupe cette rive et qui draine le massif.

Tableau II.9 : Evolution du niveau de la nappe

Sondage	S2	S4	S5	S6
17/11/2015	18,20	8,90	Sec	Sec
23/11/2015	18,10	9,00	Sec	Sec
30/11/2015	18,10	9,05	Sec	Sec
12/01/2016	18,25	9,60	Sec	Sec
27/01/2016	18,25	9,65	Sec	Sec
23/04/2016	18,10	9,50	Sec	Sec
12/05/2016	18,20	9,40	Sec	Sec
26/05/2016	18,60	9,54	Sec	Sec

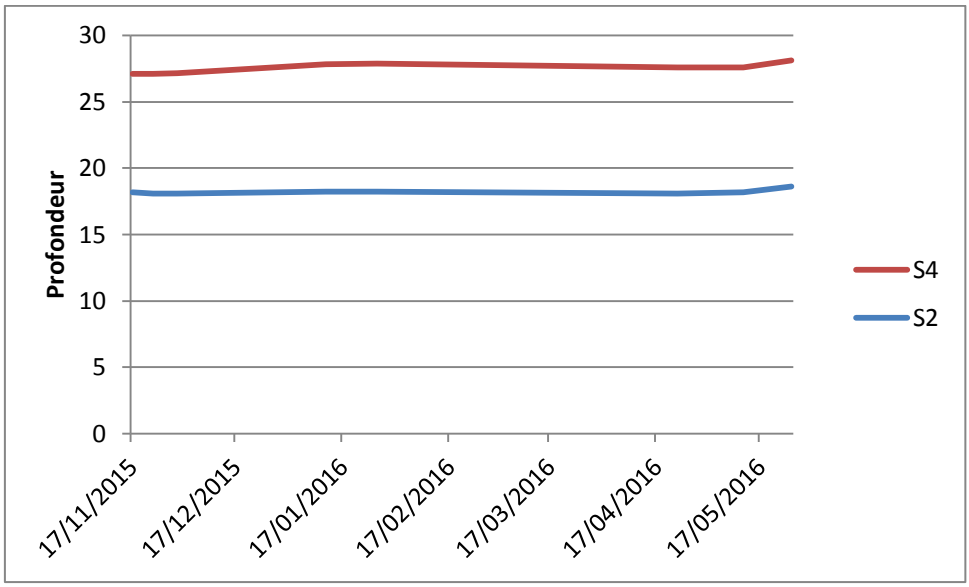


Figure II.5 : Evolution du niveau de la nappe

II.6 Essais géotechniques

L'ensemble des résultats des essais géotechniques effectués sur les carottes prélevées sur les sondages (S01à S06) et le sondage complémentaire SC1 seront synthétisé dans un tableau.

Les densités de ces matériaux sont élevées.

La résistance à la compression simple est moyenne à élever. La résistance à la traction est également moyenne. L'influence de la saturation des échantillons n'est pas perceptible et reste faible.

Parfois la résistance à la compression et surtout à l'état saturé est plus haute que celle à l'état sec. Ceci peut s'expliquer par des faibles variations lithographiques locales ou par une microfissuration localisée. Les échantillons utilisés étant proches mais pas identiques.

Les analyses chimiques montrent un pourcentage de CaCo3 toujours élevé pour les échantillons prélevés dans le sondage de l'axe tandis que sur le sondage réalisé dans la cuvette à l'amont (SC1 et 2) celui-ci est souvent très faible.

Le pourcentage de gypse est très élevé pour les sondages SC2 et SC4 réalisés à l'amont. Il attient en moyenne 39%.

D'un point de vu pétrographique et minéralogiques, les échantillons prélevés dans les sondages sont de nature carbonatée correspondant à des calcaires (% de calcite 47.14, Dolmie 9.6 et Bioclastes 26.33%).

Les échantillons des sondages réalisés à l'amont sont moins carbonatés avec une présence de gypse très importante de plus de 20%.

Tableau II.10 : Récapitulatif des résultats d'essais physiques et mécaniques

S	Prof (m)		densité	P.spécifique	RC		RT		Analyse chimique					
			γ_h (t/m³)	γ_s (t/m³)	Nat Mp	Sat Mp	Nat Mp	Sat Mp	insoluble	$Caco_3$ (%	So_4, H_2O	So_4^- %	S.soluble	Chlorure
S1	4.41	4.86			15.2	8.13			5.34	87..0	6.14	3.42	8.42	1.17
	18.46	18.92								61.0				
S2	20.0	20.7	2.6	2.65			7.5	11.9						
	39.0	39.43								86.0				
S3	9.0	9.33	2.58	2.66										
	15.25	16.0			26.1	3.67	1.98	0.25						
S4	28.30	29.0			66.3	95.5				89.0				
S6	5.30	5.87	2.64	2.67			6.10	10.7		86.0				
Sc	21.27	21.65							32.4	6.0	57.6	32.1	3.75	1.76
	26.18	26.53							34.2	5.0	57.9	2.34	0.63	32.3

II.6.1 Résultats de la compagne géophysique

La compagne géophysique à été réalisée par la méthode sismique et électrique. De longs profils sismiques composés de plusieurs branches ont été réalisés du sommet de la rive gauche à celui de la rive droite. Ils confirment en général les résultats des sondages et caractérisent les faciès traversés par des vitesses qui sont en relation directe et corrélées avec leurs caractéristiques mécaniques.

La sismiques a mis en évidence un modèle à 3 couches correspondant :

- La zone de colluvions superficielles sur les rives : 200 à 500 m/s
- Zone altérée : pouvant aller jusqu'à 1000 à 1500 m/s
- Substratum sain marno-calcaire variant entre 1800 et 3500 m/s
- Les alluvions limono-sableuses de la terrasse 250 à 300 m/s en fond de vallée
- Les alluvions grossières sous-jacentes : 700 à 1100 m/s en fond de vallée
- Les épaisseurs observées au droit des sondages semblent confirmées.

II.7 Géologie de la zone de retenue

Les terrains des zones des retenues ont fait l'objet de levés géologiques au 1/5000.

II.7.1 Terrains de couverture

Le substratum rocheux du site aval affleure sur de grandes surfaces.

Il est recouvert en fond de vallée par des terrains de couverture, représentées par des éboulis de pentes d'extensions assez réduite et par des alluvions grossières déposées dans la zone du lit actuel de l'oued et de vastes niveaux de terrasses qui recouvrent de larges zones de la cuvette. Ces dépôts continentaux sont du Quartenaire.

Dans le fond de la vallée. Le substratum est en général recouvert d'alluvions fines d'une épaisseur relativement faibles comprise entre 0 et 10 m. en bien des endroits le substratum affleure. Les alluvions du lit de l'oued sont souvent grossières composée de cailloux et de galets de nature lithologique différente emballés dans une matrice sableuse. Les basses terrasses sont de nature argilo-limoneuse en surface recouvrant des niveaux plus grossiers en profondeur à 4-5m de profondeur.

L'épaisseur de ces horizons quartenaires peut atteindre la dizaine de mètres. Sur les pentes composées de substratum rocheux marneux à l'amont on relève une mince couverture déluviale, produits de la désagrégation de la roche.

II.7.2 Substratum rocheux

Dans la zone de la cuvette, le substratum est bien représenté et visible en bien des endroits. Celui-ci est constitué principalement par les formations du Turonien et localement le long de la rive gauches par les faciès du Trias.

II.7.3 Formation du Turonien

Ces faciès couvrent les reliefs des deux rives avec une structure toujours monoclinale de pendage aval et d'orientation sensiblement Nord-Sud. Les marnes sont épaisses, grises souvent compactes avec des bancs métriques de calcaire compacts et durs. Ceux-ci sont toujours bien visibles dans la partie sommitale notamment en rive droite.



Figure II.6 : Vue de la cuvette

En fond de vallée sont couvert par les terrasses du Quartenaire. Cependant en bien des endroits, dans le lit de l'oued, les bancs de calcaire affleurent formant souvent un seuil.

Les pendages des couches sont toujours dans le même sens que le site, amont aval exceptés sur les épontes des pointements de gypse ou les bancs sont fracturés et redressés à la verticale.

II.7.4 Formations du Trias

Dans la continuité de large bande de trias qui borde la rive gauche au droit du site, les pointements du Trias sont visible dans la cuvette sur au moins trois endroits qui sont relevés sur la carte géologique. Ceux-ci s'alignent dans le sens Est-Ouest. L'affleurement le plus à l'Est est au dessus de la cote 880 m, l'affleurement central est à 854 m tandis que le dernier situe à l'Ouest est à la cote 860 m.

II.8 Conditions géologiques sous les ouvrages annexes

Les conditions géologiques sous les ouvrages annexes (DP et évacuateur) sont illustrées par les coupes géologiques amont aval fourni en annexe.

La dérivation provisoire : peut être installée aussi bien en fond d'oued que sur les rives

Fond d'oued : Celle-ci sera posée sur les marno calcaires sains après avoir excavés l'ensemble des matériaux de couverture (alluvions et marnes altérés). Les travaux seront exécutés en grand partie sous eaux avec un drainage relativement simple vers l'aval.

Rive gauche : Afin d'avoir une couverture suffisante et éviter les terrains décomprimés de surface, le tracé sera légèrement incurvé à l'entrée amont puis sera rectiligne pour ressortir à l'aval. Il traversera les marno calcaires sains du substratum légèrement en travers bancs.

Rive droite : Le tracé sera fortement incurvé est sera beaucoup plus long afin d'éviter les zones fortement décomprimés observés en surface notamment pour l'axe amont. Il traversera également les marno calcaires sains du substratum légèrement en travers bancs.

L'évacuateur :

Pour l'axe aval aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Il sera posé sur les marno calcaires sains après avoir expurgés les terrains de couverture ainsi que la frange altérée

Pour l'axe amont la rive gauche sera dans les mêmes conditions que dans l'axe aval. Cependant en en rive droite. Il y a lieu de s'éloigner fortement vers l'intérieur du massif afin d'éviter les zones à grandes fractures, et doivent dans tous les cas être excavées pour assoir le flanc droit de la digue. Cet ouvrage sera posé sur les marno calcaires sains.

II.9 Etude des zones d'emprunt

La recherche des matériaux de construction pour ces sites a été conduite avec le souci de réaliser un barrage avec les matériaux locaux.

Des zones de matériaux fins et grossiers ont été recherchées ainsi que les matériaux pour enrochements et agrégats à béton la recherche a été effectuée à l'amont de l'axe du barrage.

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction du barrage et de ses ouvrages annexes, 45 puits ont été réalisés dans les quatre zones destinées aux axes avals et 30 puits ont été foncés dans les quatre zones réservées à l'axe amont.

Deux sondages ont été réalisés pour l'étude d'un site potentiel d'une carrière d'enrochement et d'agrégats à béton.

II.9.1 Zone de l'axe aval du barrage

Cette zone située à l'amont et à l'aval de l'axe 1s'étend sur une surface de 9.3 ha.

Elle a été reconnue par vingt et un (21) puits à la pelle mécanique (P1-P21).

Les puits réalisés sur cette zone atteignent une profondeur variant entre 2.3 et 3.5 m.

Ils traversent, des argiles limoneuses brunes légèrement sableuse parfois concrétionnées après 0.5m de terre végétale.

Les puits P4, P19 et P20 rencontrent respectivement à 2.4 m, 1.8 m et 1.6 m des alluvions grossières.

Ces puits sont proches du lit de l'oued. Le P4 est à l'amont tandis que les deux autres puits sont à l'aval.

II.9.2 Caractéristiques physiques et chimiques

Tableau II.11 : Récapitulatif des résultats des essais physiques de la zone d'emprunt

P	Prof (m)	Granulométrie (%)							Limite d'Atterberg					Proctor normale		Classif Ication
		Caill oux	Gra vier	Sable gros	Sable fin	Lim ons	Arg ile	<8 0u	wn	wl	wp	ip	ic	Wo pt	γd max	partie
P1	2-2.5	0.0	1.0	1.0	26	36	36	94	11.5	43	19	24	1.31	13.9	1.85	CL
P2	2.5-3	0.0	0.0	6.0	17	50	27	87	12	40	18	22	1.27	-	-	CL
P3	2-2.5	0.0	0.0	3.0	25	51	21	96	10	49	23	26	1.50	12	1.77	CL
P5	2.5-3	0.0	2.0	13.0	29	42	14	82	8	42	20	22	1.55	16.2	1.82	CL
P6	2.5-3	0.0	1.0	6.0	23	46	24	91	18	43	21	22	1.14	-	-	CL

Tableau II.12 : Récapitulatif des résultats des essais chimiques de la zone d'emprunt

Puits	Prof (m)	MO (%)	PH	Insoluble	$Caco_3$ (%)	$So_4, 2H_2O$	So_4^-
P01	2,0-2,5	-	8,78	48,20	46,15	2,41	1,34
P03	2,0-2,5	0,13	-	-	-	-	-
P05	2,0-2,5	-	-	48,18	50,00	1,67	0,93

II.10 Stabilité du site

La stabilité du site de barrage est totalement assurée. Aucune manifestation d'instabilité n'a été relevée aussi bien dans la gorge qu'aux alentours immédiats de celle-ci.

L'épaisseur des bancs calcaires qui arment le massif ainsi que leurs pendages uniformes vers l'aval assurent la stabilité du massif.

Cependant pour l'axe intermédiaire la fracturation intense d'orientation majoritairement amont aval couplés avec la stratification ainsi que la forte pente du talus notamment en rive droite ouvre les fissures par appel aux vides et contribue à déstabiliser la partie haute de cette rive sur une profondeur importante.



Figure II.7 : Les fissures de la rive droite de l'axe

II.11 Recommandations

À l'issue de cette étude géologique et géotechnique des sites du barrage MELLAGOU, un certain nombre de conclusions peuvent être tirées et des recommandations préliminaires formulées.

Pour rappel la campagne de reconnaissance géologique notamment par sondage a été longue et difficile au vu des conditions qui ont prévalues dans la région et qui ont interrompues les travaux sur une longue période. Le programme de reconnaissance à été adapté à la morphologie très accusée de la rive droite et à la forte présence du gypse au large de la rive gauche. D'un point de vue morphologique, les trois axes de ce site sont larges. Pour le site Aval A la côte 880 m, l'axe intermédiaire fait 356 m et l'axe aval mesure 440 m ; soit 84 m de plus. Les deux axes ont une morphologie dissymétrique avec une rive droite raide, presque verticale pour l'axe amont. Le fond de la vallée est large et plat pour les deux axes. Pour le site Amont Axe 3, à la côte 950 m la longueur en crête est de 550 m. On constate que cet axe 3 est beaucoup plus large que les deux axes avals. La largeur considérable de la vallée à la base et en crête nécessitera la mise en œuvre de volumes de matériaux importants, quel que soit le type d'ouvrage projeté. D'un point de vue géologique et géotechnique, les conditions de fondation des ouvrages projetés, ont été définies avec suffisamment de précision pour la phase actuelle de faisabilité.

Conclusion :

Pour la réalisation de barrage sur l'oued de MELLAGOU à la Wilaya de KHENECHELA on a fait des travaux de reconnaissance par les différents sondages carottés et l'essai de perméabilité Lugeon, et on a vue le niveau de la nappe dans le site, et faire les essais géotechniques, et aussi on a vue les caractéristiques physiques et chimiques avec la stabilité de site.

Tout cela nous permet de dire que le site est favorable pour la réalisation de notre barrage sur l'oued de MELLAGOU.

La nature de la fondation et des matériaux disponibles permet d'envisager tout type de barrage souple comme :

Un barrage en enrochement avec masque amont

Un barrage en enrochement avec noyau d'argile

Un barrage zoné avec noyau en argile et recharges en alluvions.

Introduction

L'étude hydrologique est une étape très important dans le dimensionnement et l'exploitation des ouvrages hydrotechniques, pour comprend mieux le fonctionnement hydrologique du bassin versant, donc c'est une étude de cycle d'eau comme les précipitations, les écoulements, les infiltrations et les évaporations.

Cette étude a permis de définir les paramètres hydrologiques du bassin versant, les caractéristiques des cours d'eau, la pluviométrie du bassin versant (pluie journaliers et les pluies maximales), et définir les caractéristiques des crues pour différentes périodes de retour (débit, durée, la fréquence), ces calcul est basé sur les données de la station hydrométrique la plus proche au bassin versant, pour le calcul des débits de crue nous allons utiliser des formules empiriques et puis en utilise la méthode de GRADEX, a la fin nous allons déterminer le volume mort et volume utile et le NNR et NPHE, et après laminage de crue nous allons faire une étude d'optimisation pour déterminer la largeur de déversoir et la hauteur du barrage optimale.

III.1 Bassin versant :

III.1.1 Caractéristique géographique du bassin versant :

Les coordonnées de ce site en UTM-32 de l'axe du barrage sont les suivants :

X = 309 891 m

Y = 3889 329 m

Z = 830 m NGA

La délimitation du bassin versant est représente dans la figure suivante :

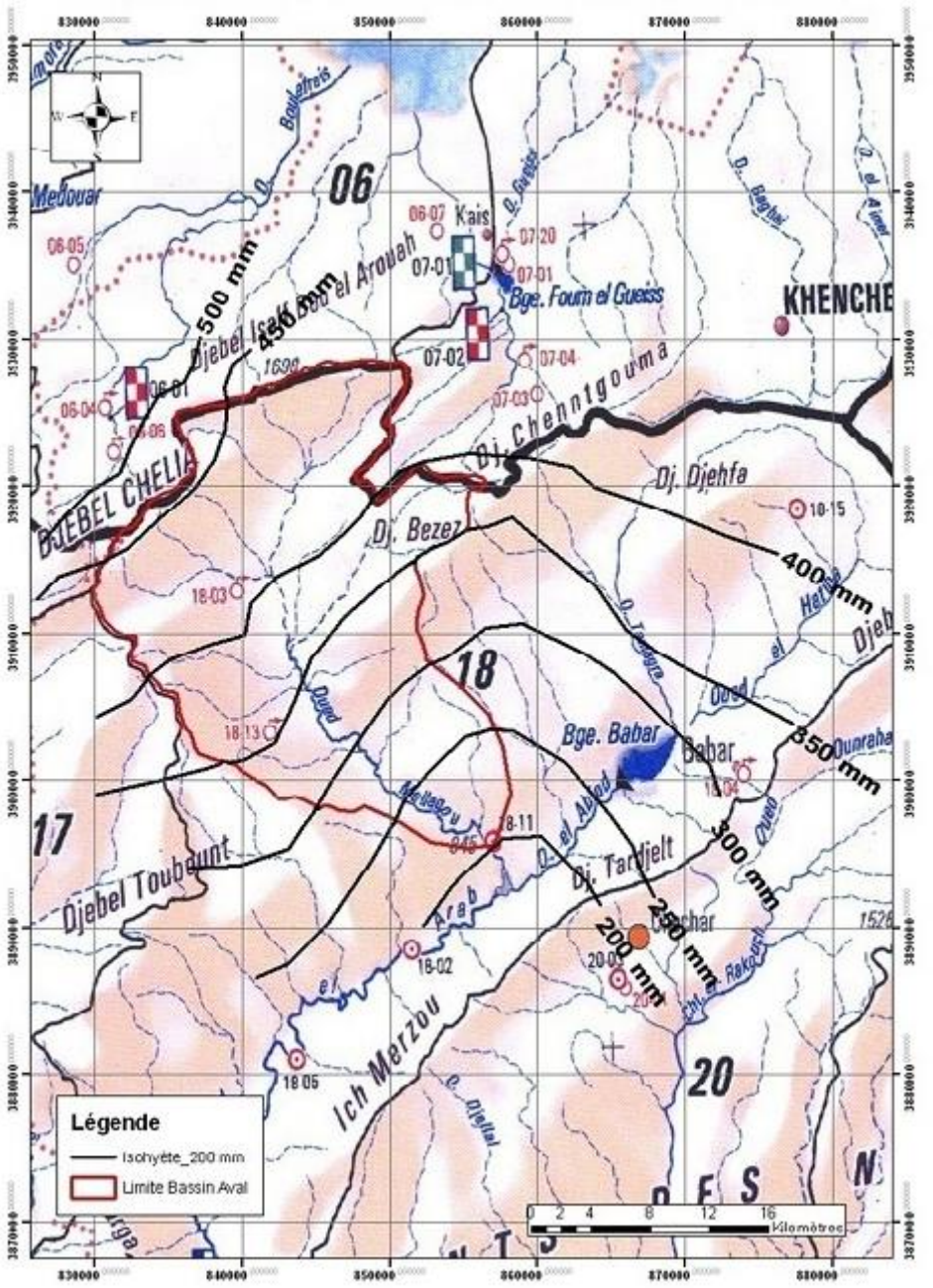


Figure III.1 délimitation du bassin versant

III.1.2 Caractéristique géométrique du bassin versant :

a. Surface du bassin versant : 562 km²
b. Périmètre du bassin versant : 131.2 km
c. Altitudes du bassin versant :
- Altitude maximale : 2326 m
- Altitude minimale : 830 m
- Altitude moyenne : 1267 m

d. Longueur du thalweg principal : 49 km

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

III.1.3.1 Indice de compacité :

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est définit comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$Kc = \frac{P}{Pc} \qquad \text{(III.1)}$$

D'où : $S = \pi R_c^2$; $P_c = 2\pi R_c$

$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$ Donc $K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} = \frac{0.28\ X\ 131.2}{\sqrt{562}} = 1.55$

Avec :

K_c : indice de compacité (sans dimension).

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

P : périmètre du bassin versant (km).

P_c : périmètre du cercle (km).

D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

$K_c = 1.12$: Lorsque le bassin est carrée.

$K_c > 1.12$: Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons : **$K_c = 1.55$**

Comme **$K_c > 1.12$** nous concluons que la forme de notre bassin versant est relativement allongée.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement :

On calculé par la formule suivant : $Kp = \frac{P^2}{S}$ (III.2)

Avec :

P : La longueur du thalweg principal.

S : La surface du bassin versant.

Donc $Kp = \frac{49^2}{562} = 4.27$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

Dans notre cas, cet indice est moyen.

III.1.3.3 Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l'ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petites cotes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites cotes.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) ; S = L \times l$$

La longueur L et la largeur l en km sont données par la résolution de P et S :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right] \quad \text{(III.3)}$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right] \quad \text{(III.4)}$$

On obtient :

L = 55.48 km ; l = 10.12 km

D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est d'une forme relativement allongée.

III.1.4 Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte ne abscisse la surface (ou le pourcentage du surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée a partir de la carte à l'échelle (1/50 000). Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielle à partir

de la carte topographique. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau au-dessous :

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation(m)	Elévation Moyenne(m)	Surfaces entre courbes		Surfaces cumulées		Si × Hi
		Si (km²)	Si (%)	Si (km²)	Si (%)	
2200-2326	2263	0.29	0.05	0.29	0.05	656.27
2000-2200	2100	3.54	0.64	3.83	0.69	7434
1800-2000	1900	7.75	1.40	11.58	2.09	14725
1600-1800	1700	10.77	1.94	22.35	4.03	18309
1400-1600	1500	102.09	18.43	124.44	22.46	153135
1300-1400	1350	186.52	33.67	310.96	56.13	251802
1200-1300	1250	186.52	33.67	497.48	89.80	233150
1000-1200	1100	54.12	9.77	551.6	99.57	59532
845-1000	922.5	1.71	0.31	553.31	99.88	1577.475
830-845	837.5	1.02	0.18	554	100	854.25

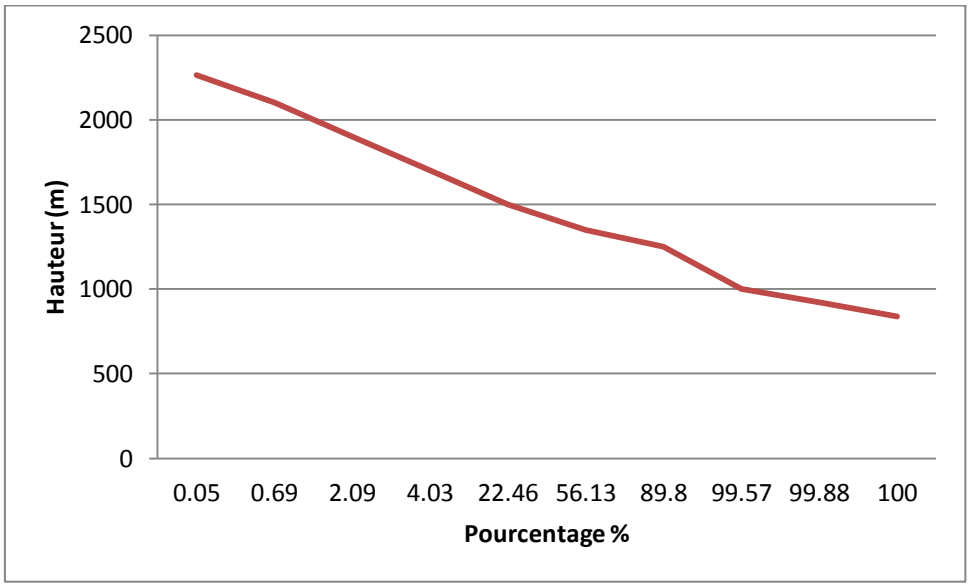


Figure III.2 courbe hypsométrique du bassin versant de MELLAGOU

D'après la courbe hypsométrique on peut tirer :

Altitude moyenne :

$$Hmoy = \frac{\sum Si \times Hi}{S} \qquad \text{(III.5)}$$

Avec :

Si : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux en (km²)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux en (m)

S : Superficie du bassin versant en (km^2)

Donc après les calcules on obtient : $\boldsymbol{Hmoy = 1337.86\ m}$

Altitude médiane :

Cette valeur d'altitude est obtenue par la courbe à pourcentage de 50% (surface 50%)

$$Hmed = H50\% = 1377.31\text{m}$$

$\boldsymbol{H_{5\%} = 1689.47\ m}$

$\boldsymbol{H_{95\%} = 1116.94\ m}$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
$H_{95\%}$	1116.94
$H_{5\%}$	1689.47
H_{max}	2326
H_{min}	830
H moyenne	1337.86
H médiane	1377.31

III.1.5 Les Indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant te de permettre, ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à par tire de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \ldots\ldots + 0.5L_n)}{S} \qquad \text{(III.6)}$$

Avec:

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux.

L_1 , L_2 , L_3 , ……. , L_n : les longueurs des courbes des niveaux.

S : Superficie du bassin versant.

On trouve une pente moyenne I_m =0.0816 = 8.16 %.

Indice de pente globale :

Cet indice est déterminé par la formule suivant :

$$I_{PG} = \frac{D}{L} \qquad \text{(III.7)}$$

Avec :

D = $H_{5\%}$ - $H_{95\%}$ = 1689.47 – 1116.94 = 572.53 m.

L : la longueur du rectangle équivalent en km (L = 55.48 km).

Donc I_{PG} = 10.32 m/km = 0.01032 m/m = 1.032 %.

Indice de pente moyenne :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{Pm} = \frac{\Delta H}{L} \qquad \text{(III.8)}$$

Avec

ΔH = H_{max} – H_{min} = 2326 – 830 = 1496 m.

Donc : $I_{Pm} = \frac{1496}{55.48}$

I_{Pm} = 26.96 m/km = 0.02696 m/m = 2.7 %.

En peut conclue que l'indice de pente moyenne est moyen, et écoulement faible.

Densité spécifique :

Cette densité est calcule par la formule suivant :

$$D_S = I_g \times \sqrt{S} \qquad \text{(III.9)}$$

Avec :

I_g : La pente globale.

S : surface totale du bassin versant.

Donc : D_S = 20.39 m.

Le tableau suivant permet de classer notre relief.

Tableau III.3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		D_S (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	Entre 10 et 25
3	Assez faible	Entre 25 et 50
4	Modéré	Entre 50 et 100
5	Assez modéré	Entre 100 et 250
6	Fort	Entre 250 et 500
7	Très fort	>500

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est faible (10<20.39<25).

III.1.6 Caractéristique hydrographique du bassin versant :

Réseau hydrographique :

1. **Densité de drainage :**

La densité de drainage est la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \qquad \text{(III.10)}$$

Avec :

L_i : les longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

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

A.N :

D_d = 4.8 km/km^2

2. **Densité du thalweg élémentaire :**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \qquad \text{(III.11)}$$

Avec :

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N_1 = 45.

S : Surface du bassin versant.

Donc :

F_1 = 0.08 $thalweg/km^2$

3. Coefficient de torrentialité :

Il est calcule comme la formule suivant :

$$C_t = D_d \times F_1 \quad \text{(III.12)}$$

A.N :

$$C_t = 0.384 \text{ km}^{-3}$$

4. Temps de concentration :

Le temps de concentration est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant. Il correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus reculé du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

De nombreuses formules permettent de calculer le temps de concentration sur un bassin versant. A chacune de ces formules sont applicables un domaine de validité, que ce soit pour la taille des bassins versants étudiés ou pour les résultats obtenus, nous avons confronté 4 formules différentes de temps de concentration qui sont les suivants :

Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = 60 \times \frac{0.4\sqrt{S} + 0.0015L}{0.8\sqrt{P \times L}} \quad \text{(III.13)}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en ha.

L : longueur du thalweg en m.

P : la pente.

Donc :

T_c = 347.08minute = 5.78 heure.

Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L}{\sqrt{P}}\right)^{0.77} \quad \text{(III.14)}$$

Avec :

L : longueur du thalweg en m.

P : la pente.

Donc :

T_c = 320.19minute = 5.34 heure.

Formule de PASSINI :

$$T_c = 0.14 \times \frac{(S \times L)^{1/3}}{\sqrt{P}} \quad \text{(III.15)}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en ha.

L : longueur du thalweg en m.

P : la pente.

Donc :

T_c = 1194.23minute = 19.9 heure.

Formule de TURRAZA :

$$T_c = 65.1 \times \sqrt{S} \quad \text{(III.16)}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en km².

A.N :

T_c = 1543.29minute = 25.72 heure.

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du temps de concentration

Formule	Temps de concentration (heure)
GIANDOTTI	5.78
KIRPICH	5.34
PASSINI	19.9
TURRAZA	25.72

Donc on prend la valeur la plus petits par ce que la crue la plus dangereuse est la plus courte.

T_c = 5.34 heure = 5 heure et 20 minute et 24 seconde.

5. **Vitesse de ruissellement :**

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \qquad \text{(III.17)}$$

Avec :

L : la longueur du thalweg en km.

T_c : Le temps de concentration en heure.

A.N :

$V_r = \frac{49}{5.34}$ = 9.17 km/h = 2.55 m/s.

Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Exutoire	X	/	Km	309 891
	Y	/	Km	3889 329
	Z	/	m NGA	830
Superficie		S	km^2	562
Périmètre		P	km	131.2
Longueur du thalweg principal		L	km	49
Indice de compacité		k_c	/	1.55
Coefficient d'allongement		k_p	/	4.27
Altitudes	Maximum	H_{max}	m	2326
	Minimum	H_{min}	m	830
	Moyenne	$H_{moyenne}$	m	1337.86
	Médiane	$H_{médiane}$	m	1377.31
	95%	$H_{95\%}$	m	1116.94
	5%	$H_{5\%}$	m	1689.47
Rectangle équivalent	Longueur	L	km	55.48
	largeur	l	km	10.12
Indice de pente globale		I_{PG}	%	1.032
Indice de pente moyenne		I_{Pm}	%	2.7
Densité spécifique		D_S	m	20.39
Densité de drainage		D_d	Km/km^2	4.8
Coefficient de torrentialité		C_t	Km-3	0.384
Temps de concentration		T_c	h	5.34
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	9.17

III.2 Caractéristiques climatologiques :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

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

La température, l'évaporation, la pluviométrie.

III.2.1 Température :

Dans le tableau (III.7) sont portées les températures maximales, minimales, et moyennes relevées à la station de Babar(KHENECHELA). Celles-ci peuvent à priori caractériser les températures au site du barrage de MELLAGOU.

Tableau III.6 : Répartition mensuelle des températures

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Année
Max	29.10	21.82	15.51	11.08	11	12.07	17.06	23.08	30.02	34.09	35.06	35.06	22.91
Moy	21.15	13.87	9.55	6.05	6	7.12	10.17	13.69	19.52	24.20	26.06	24.11	15.12
Min	13.05	5.93	2.5	1.02	1	1.75	3.28	5.40	9.02	14.11	17.03	15.06	7.43

(ANBT)

Les mois les plus chauds sont : de juin, juillet, aout, septembre, avec un pic au mois de juillet, soit 35.06 °C.

Les mois de novembre à février sont les mois les plus froids de l'année avec des températures minimales de l'ordre de 1°C.

Les températures moyennes mensuelles varient de 6°C pour le mois de janvier à 26.06 °C pour le mois de juillet.

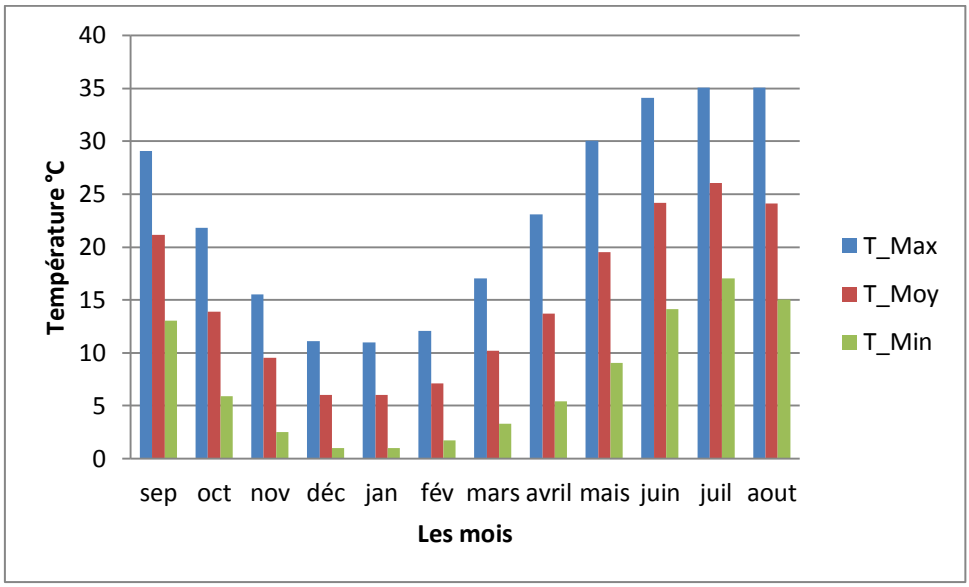


Figure III.3 : Réparation mensuelle de la température.

III.2.2 Le humidité :

Le degré hydrométrique de la zone d'étude est étudié par les données à la station de Batna.

Le taux d'humidité de l'air est un paramètre important dans l'étude d'un barrage, car il caractérise le pouvoir évaporant de l'air. En effet, moins l'air est saturé en humidité et plus le pouvoir évaporant est élevé.

Les valeurs du taux d'humidité relevées 3 fois par jour à la station de référence.

Tableau III.7 : humidité relative de l'air.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil.	Aout	année
7h	57	72	79	86	85	80	72	59	54	50	45	49	66
13h	32	44	52	56	56	53	45	34	34	29	22	23	40
18h	45	59	68	71	69	68	56	46	44	41	32	31	53
H(%)	45	58	66	71	70	67	58	46	44	38	34	42	53

(ANBT)

Les valeurs enregistrées, montre des taux d'humidité relativement faibles.

Le nombre de mois ou le taux d'humidité est supérieur à 50% est de 6 mois (d'octobre à mars), avec une moyenne annuelle de 53%.

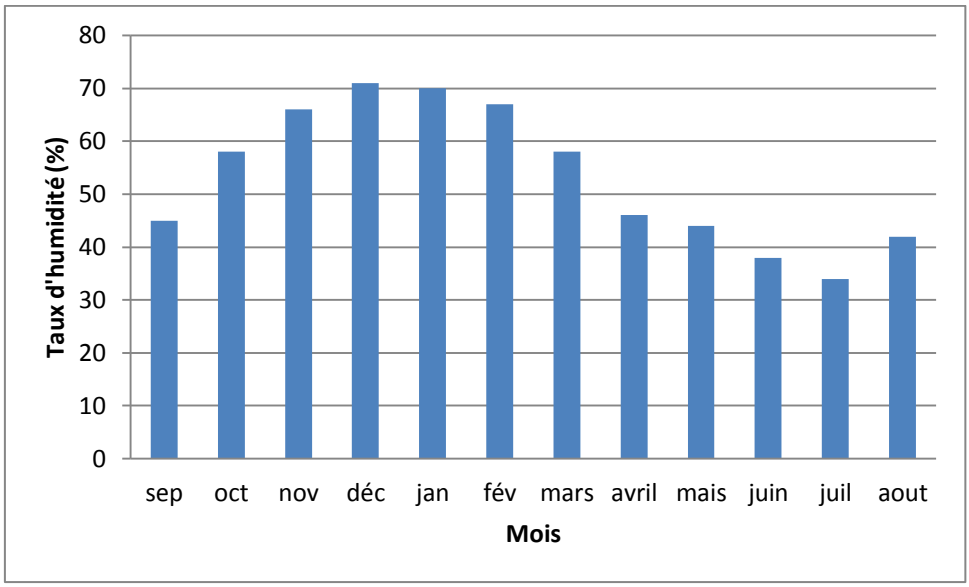


Figure III.4 : variation mensuelle de l'humidité.

III.2.3 Le vent :

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrée au niveau de la station de KHENCHELA.

Tableau III.8 : Vitesse moyenne du vent en (m/s)

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril	Mais	Juin	Juil.	Aout	Année
m/s	3.4	3.3	3.6	3.7	3.4	4.10	4.20	4.40	4.10	3.80	3.7	3.6	3.8

(ANBT)

III.2.4 L'Evaporation :

Est un paramètre important dans l'étude hydrologique, car il intervient dans le calcul des pertes au niveau du plan d'eau de la retenue du barrage.

L'évaporation est estimée selon la carte d'évaporation établie par l'ANRH.

Les données sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril.	Mais.	Juin.	Juil.	Aout.	Année
mm	85.9	71.4	49.0	28.8	25.9	33.2	52.8	67.2	108.7	134.3	170.6	144.8	972.7

(ANBT)

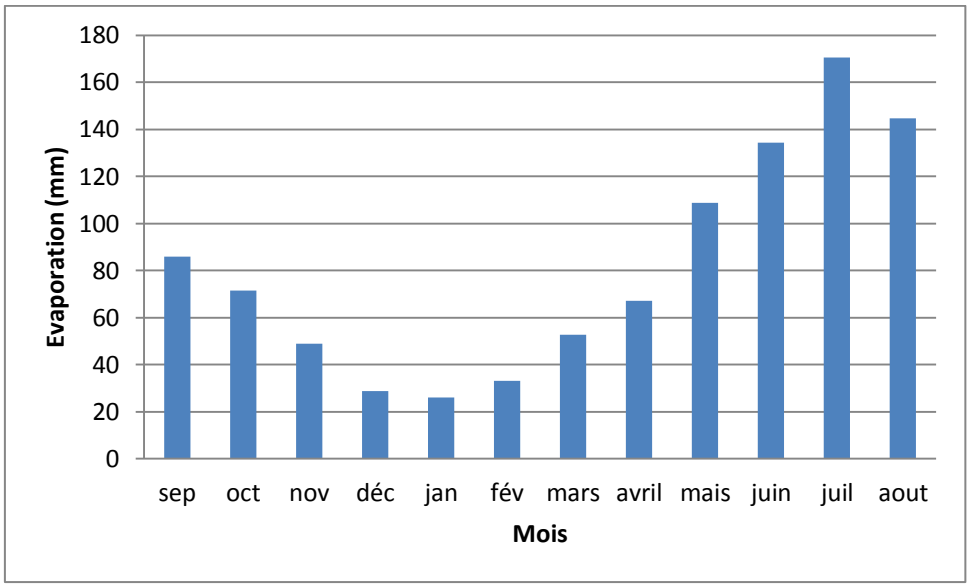


Figure III.5 : Répartition mensuelle d'évaporation

III.2.5 Pluviométrie :

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude qui est la station de BABAR.

Les caractéristiques de cette station pluviométrique est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z(m)		
Babar	061804	ANBT	901.1	217	1100	1967-2009	42

(ANBT)

III.2.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.11 : Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril.	Mais.	Juin.	Juil.	Aout.	Total
P (mm)	40.52	30.87	27.13	23.6	21.05	23.56	33.4	29.65	32.91	21.34	13.26	20.81	318.1

Notons une pointe au mois de septembre estimé à 40.52 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 13.26 mm, et moyenne annuelle des pluies est de 318.1 mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

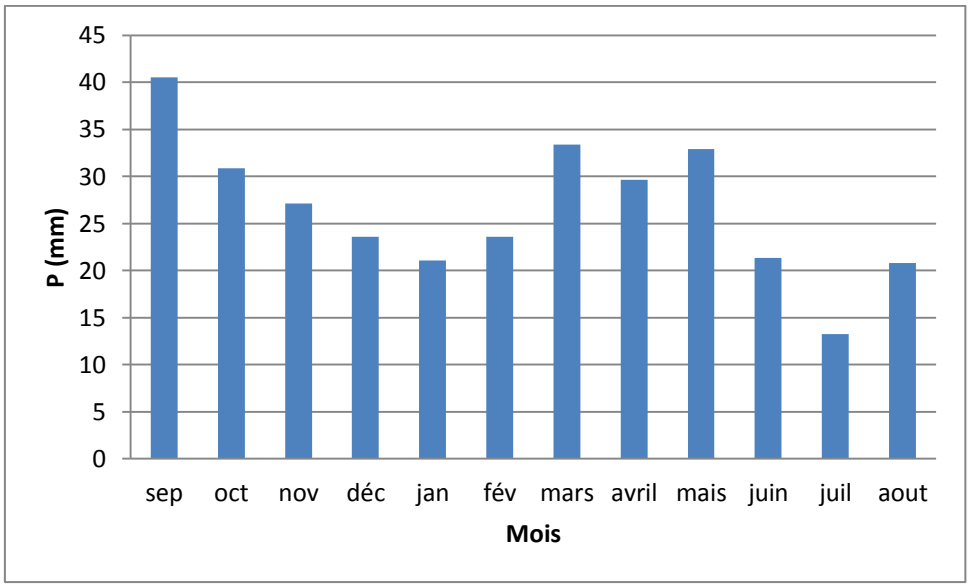


Figure III.6 : Répartition mensuelle des précipitations en mm

III.2.5.2 Précipitations maximale journalières :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique de code 061804 a été choisi comme étant la plus représentative des maximales journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A) Estimation des pluies journalières maximales :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour.

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivant :

1) Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2) Calculer la fréquence expérimentale.
3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4) Ajuster graphiquement la loi choisie.
5) Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III.12 : Pluies maximales journalières de la station de Babar

Année	P_{jmax}(mm)	Année	P_{jmax}(mm)
1967	51.9	1988	26.9
1968	22.4	1989	42.2
1969	15.4	1990	27.9
1970	24.2	1991	36.6
1971	33.5	1992	22.1
1972	35.6	1993	22.8
1973	37.8	1994	60.2
1974	21	1995	63.3
1975	41.6	1996	24.5
1976	40.5	1997	45.4
1977	40.6	1998	20.2
1978	35.6	1999	31.5
1979	76.6	2000	12.5
1980	33.9	2001	34.5
1981	55.5	2002	33.5
1982	23.1	2003	40.5
1983	40.7	2004	47.5
1984	31.8	2005	20.5
1985	38.5	2006	38.5
1986	48.2	2007	22.5
1987	29.7	2008	30
		2009	26.5

(ANBT)

Tableau III.13 : Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristique	Valeur
La somme des P_{jmax} en mm	1508.2
La moyenne des P_{jmax} en mm	35.07
Ecart type « σ_X »	13.23
Coefficient de variation « C_V »	0.377
Coefficient d'asymétrie « C_S »	0.943

B) Test d'homogénéité :

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au test de la médiane

On classe la série on ordre croissant

Après on calcule la médiane M

On détermine N_s et T_s et vérifier leurs condition.

Sachant que :

N_s : c'est le nombre total de série de + ou de –

T_s : c'est la taille de la plus grand série de + ou de –

M : c'est une constante de telle sort que 50% des éléments de la série soit inférieures et 50% lui soit supérieurs.

Donc on a :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - U_{1-\alpha/2}\sqrt{N+1} \quad \text{(III.18)}$$

$$T_s < 3.3Log_{10}(N+1) \quad \text{(III.19)}$$

Après classée la série pluviométrique on ordre croissante on a la médiane M = 33.5.

Tableau III.14 : Test de la médiane

P_{jmax} (mm)		Série	P_{jmax} (mm)		Série
51.9	+	+1	26.9	-	-6
22.4	-	-1	42.2	+	+7
15.4	-		27.9	-	-7
24.2	-		36.6	+	+8
33.5	-		22.1	-	-8
35.6	+	+2	22.8	-	
37.8	+		60.2	+	+9
21	-	-2	63.3	+	
41.6	+	+3	24.5	-	-9
40.5	+		45.4	+	+10
40.6	+		20.2	-	-10
35.6	+		31.5	-	
76.6	+		12.5	-	
33.9	-	-3	34.5	+	+11
55.5	+	+4	33.5	-	-11
23.1	-	-4	40.5	+	+12
40.7	+	+5	47.5	+	
31.8	-	-5	20.5	-	-12
38.5	+	+6	38.5	+	+13
48.2	+		22.5	-	-13
29.7	-	-6	30	-	
			26.5	-	

On résume les conditions de cette série dans le tableau suivant

Tableau III.15 : Récapitulatif des conditions de la méthode de la médiane

	Symbole	Résultats
Taille de l'échantillon	N	42
Médiane	M	33.5
Taille de plus grande série	T_s	5
Nombre de série + et -	N_s	26
Condition N_s	$N_s > \frac{1}{2}(N+1-U_{1-a/2}\sqrt{N+1}$	15.07
Condition T_s	$T_s < 3.3Log_{10}(N+1)$	5.39

Donc après les résultats du tableau on va conclu que les conditions de N_s et T_s sont vérifiées et notre série pluviométrique est homogène.

C) Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'justement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

La loi de probabilité.

La taille de l'échantillon

Certaines caractéristiques de l'échantillon

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1- La loi de log-normale (GALTON).
2- La loi de GUMBEL (HENRY).

C.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide d'un logiciel «HYFRAN »

Cette loi à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{X-X_0}{\alpha}}} \qquad \text{(III.20)}$$

Ou $F(X) = e^{-e^{Y}}$; c'est la formule de GUMBEL.

Avec : $Y = \frac{X-X_0}{\alpha}$ d'autre parte Y = -ln (-ln (F(X)).

$\frac{1}{\alpha}$: La pente de la droite de GUMBEL.

Y : Variable réduite de GUMBEL.

X : précipitation maximale journalière (mm).

X_0 : Paramètre de position (mode).

Avant procéder à l'justement, il va falloir suivre les étapes suivantes :

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un range 1,2,.....n

Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN : $F(X) = \frac{m-0.5}{n}$ (III.21)

Avec :

m : Range de précipitation.

n : Nombre d'observation.

Calculer la variable réduite de GUMBEL sonnée par la formule suivante : Y = -ln (-ln (F (x)).

Calculer les paramètres d'ajustement α et X_0

Représente graphiquement la courbe de (X_i, Y_i) sur papier de GUMBEL.

La droite de GUMBEL et donnée par la formule :

$X = \left(\frac{1}{\alpha}\right) Y + X_0$ (III.22)

Avec :

$\frac{1}{\alpha}$: La pente de la droite de GUMBEL.

Les résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	X_T (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	124	15.4	93.9 - 154
2000	0.9995	108	12.8	82.4 - 133
1000	0.9990	100	11.7	77.5 - 123
200	0.9950	83.7	9.04	66.0 - 101
100	0.9900	76.6	7.92	61.1 - 92.1
50	0.9800	69.4	6.80	56.0 - 82.7
20	0.9500	59.8	5.32	49.3 - 70.2
10	0.9000	52.3	4.21	44.1 - 60.6
5	0.8000	44.6	3.12	38.5 - 50.7

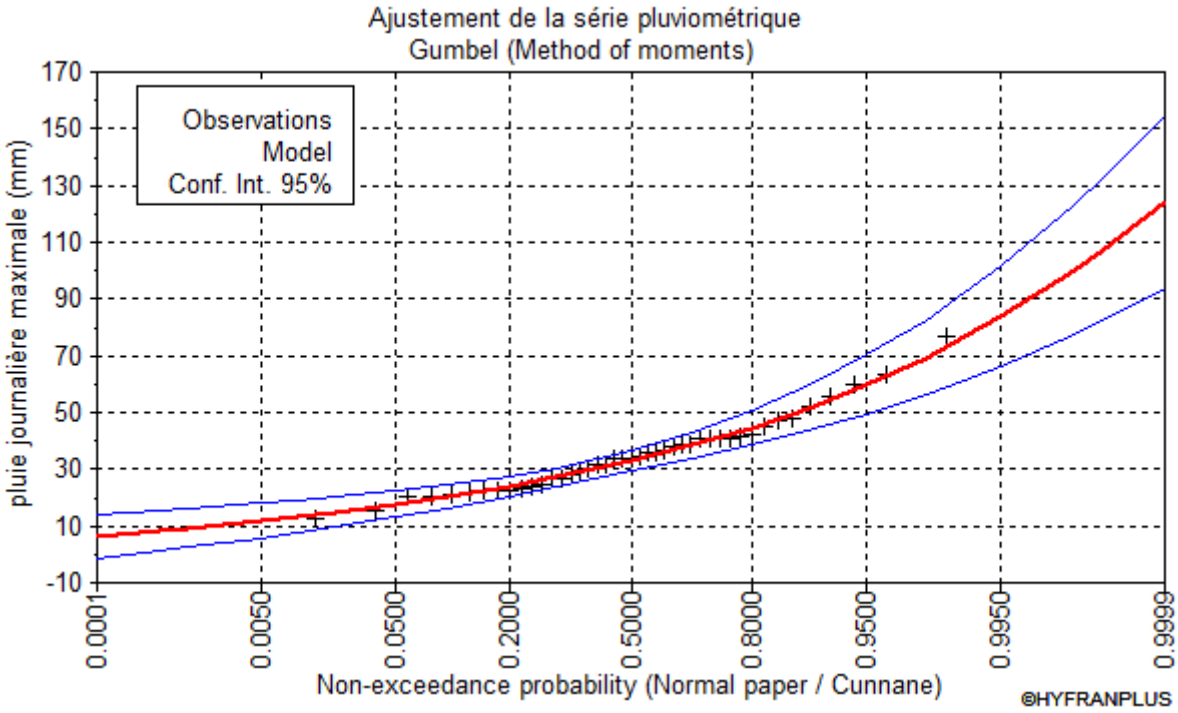


Figure III.7 : Graphique d'ajustement à la loi de GUMBEL.

Tableau III.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	35.1	35.1
Ecart-type	13.2	13.2
Médiane	32.9	33.9
Coefficient de variation (C_v)	0.377	0.377
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.14	0.943
Coefficient d'aplatissement	2.40	3.83

C.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normal) :

Cette loi à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2}\, du \qquad \text{(III.23)}$$

Avec :

$u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_x}$ (Variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante : Log x (P%) = $\overline{Log\ X} + Log\ u\ (P\%)$

$$Log\ X = \frac{\sum_i^n \overline{Log X_i}}{N} \qquad \text{(III.24)}$$

Les résultats d'ajustement par la loi de GALTON sont résume dans le tableau suivante

Tableau III.18 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	X_T (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	133	21.7	90.5-176
2000	0.9995	113	16.7	80.6-146
1000	0.9990	105	14.6	76.3-134
200	0.9950	86.5	10.4	66.1-107
100	0.9900	78.8	8.79	61.5-96.0
50	0.9800	71.1	7.26	56.8-85.3
20	0.9500	60.9	5.41	50.3-71.5
10	0.9000	53.1	4.14	45.0-61.2
5	0.8000	45.0	3.02	39.1-50.9

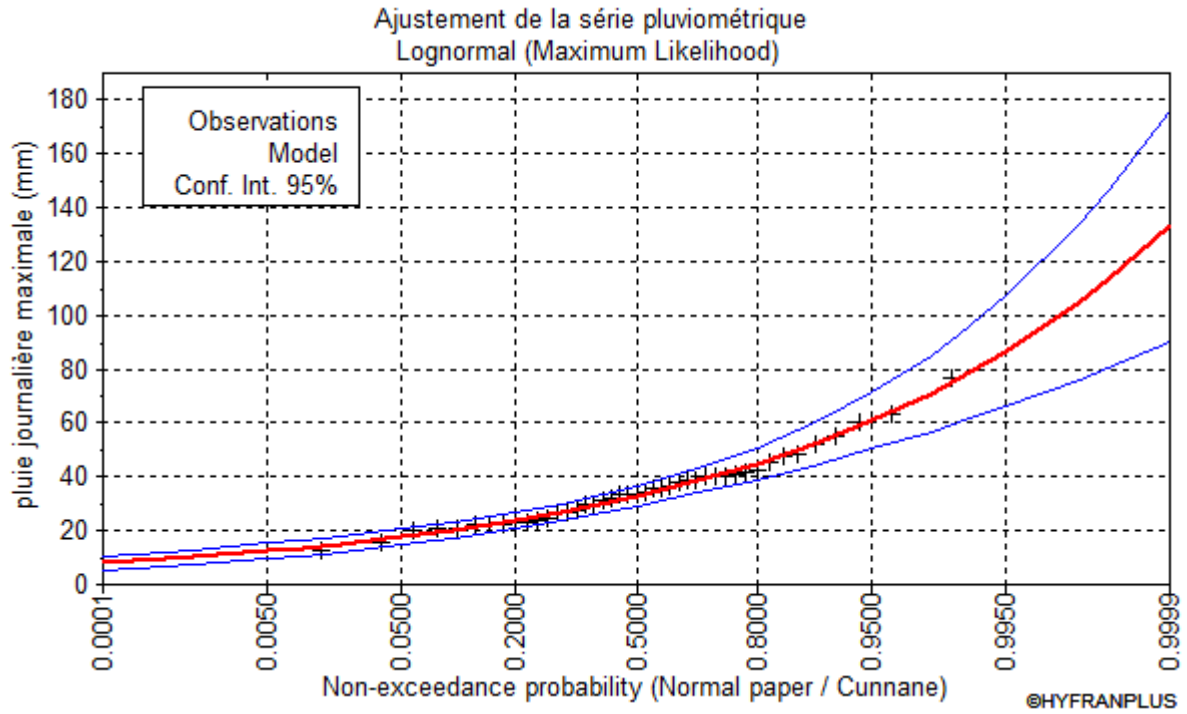


Figure III.8 : Représentation graphique de la loi de GALTON

Tableau III.19 : Comparaison des caractéristiques de loi de GALTON et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	35.2	35.1
Ecart-type	13.7	13.2
Médiane	32.8	33.9
Coefficient de variation (C_v)	0.391	0.377
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.23	0.943
Coefficient d'aplatissement	5.81	3.83

Conclusion : D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GALTON.

III.2.6 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{cr} = P_{jmax}(\frac{t}{24})^b \qquad \text{(III.25)}$$

Sachant que :

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{jmax} % (mm).

P_{jmax} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T : Le temps en heures.

b : Exposant climatique donnée (b = 0.32).

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \qquad \text{(III.26)}$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h).

Tableau III.20 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0.01	0.1	1	2	5	10	20
P_{jmax} $P(\%)$	133	105	78.8	71.1	60.9	53.1	45

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont résume dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

T (ans)	10000		1000		100		50		10		5	
Fréquence	0.01		0.1		1		2		10		20	
P_{jmax} (mm)	133		105		78.8		71.1		53.1		45	
T (heure)	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0
0.5	38,53	77,07	30,42	60,84	22,83	45,66	20,60	41,20	15,38	30,77	13,04	26,08
1	48,10	48,10	37,98	37,98	28,50	28,50	25,72	25,72	19,21	19,21	16,28	16,28
2	60,05	30,03	47,41	23,70	35,58	17,79	32,10	16,05	23,97	11,99	20,32	10,16
3	68,37	22,79	53,98	17,99	40,51	13,50	36,55	12,18	27,30	9,10	23,13	7,71
4	74,96	18,74	59,18	14,80	44,41	11,10	40,07	10,02	29,93	7,48	25,36	6,34
5	80,51	16,10	63,56	12,71	47,70	9,54	43,04	8,61	32,14	6,43	27,24	5,45
5.34	82,22	15,40	64,91	12,16	48,72	9,12	43,96	8,23	32,83	6,15	27,82	5,21
6	85,35	14,22	67,38	11,23	50,57	8,43	45,63	7,60	34,07	5,68	28,88	4,81
7	89,66	12,81	70,79	10,11	53,12	7,59	47,93	6,85	35,80	5,11	30,34	4,33
8	93,58	11,70	73,88	9,23	55,44	6,93	50,03	6,25	37,36	4,67	31,66	3,96
9	97,17	10,80	76,71	8,52	57,57	6,40	51,95	5,77	38,80	4,31	32,88	3,65
10	100,50	10,05	79,35	7,93	59,55	5,95	53,73	5,37	40,13	4,01	34,01	3,40
11	103,62	9,42	81,80	7,44	61,39	5,58	55,39	5,04	41,37	3,76	35,06	3,19
12	106,54	8,88	84,11	7,01	63,12	5,26	56,96	4,75	42,54	3,54	36,05	3,00
13	109,31	8,41	86,29	6,64	64,76	4,98	58,43	4,49	43,64	3,36	36,98	2,84
14	111,93	7,99	88,37	6,31	66,32	4,74	59,84	4,27	44,69	3,19	37,87	2,71
15	114,43	7,63	90,34	6,02	67,80	4,52	61,17	4,08	45,69	3,05	38,72	2,58
16	116,82	7,30	92,22	5,76	69,21	4,33	62,45	3,90	46,64	2,91	39,52	2,47
17	119,10	7,01	94,03	5,53	70,57	4,15	63,67	3,75	47,55	2,80	40,30	2,37
18	121,30	6,74	95,77	5,32	71,87	3,99	64,85	3,60	48,43	2,69	41,04	2,28
19	123,42	6,50	97,44	5,13	73,12	3,85	65,98	3,47	49,28	2,59	41,76	2,20
20	125,46	6,27	99,05	4,95	74,33	3,72	67,07	3,35	50,09	2,50	42,45	2,12
21	127,44	6,07	100,61	4,79	75,50	3,60	68,13	3,24	50,88	2,42	43,12	2,05
22	129,35	5,88	102,12	4,64	76,64	3,48	69,15	3,14	51,64	2,35	43,76	1,99
23	131,20	5,70	103,58	4,50	77,73	3,38	70,14	3,05	52,38	2,28	44,39	1,93
24	133,00	5,54	105,00	4,38	78,80	3,28	71,10	2,96	53,10	2,21	45,00	1,88

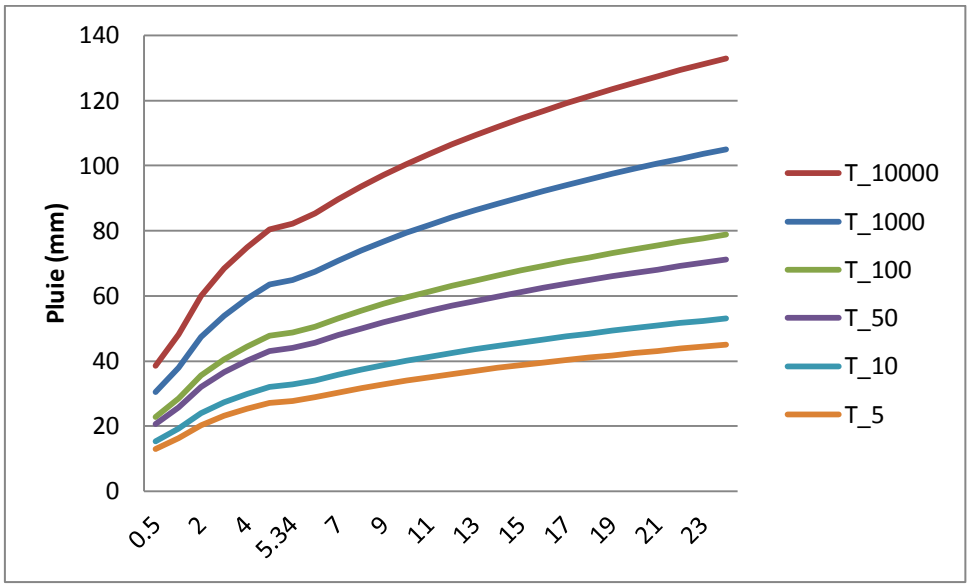


Figure III.9 : Pluie de courte durée (mm)

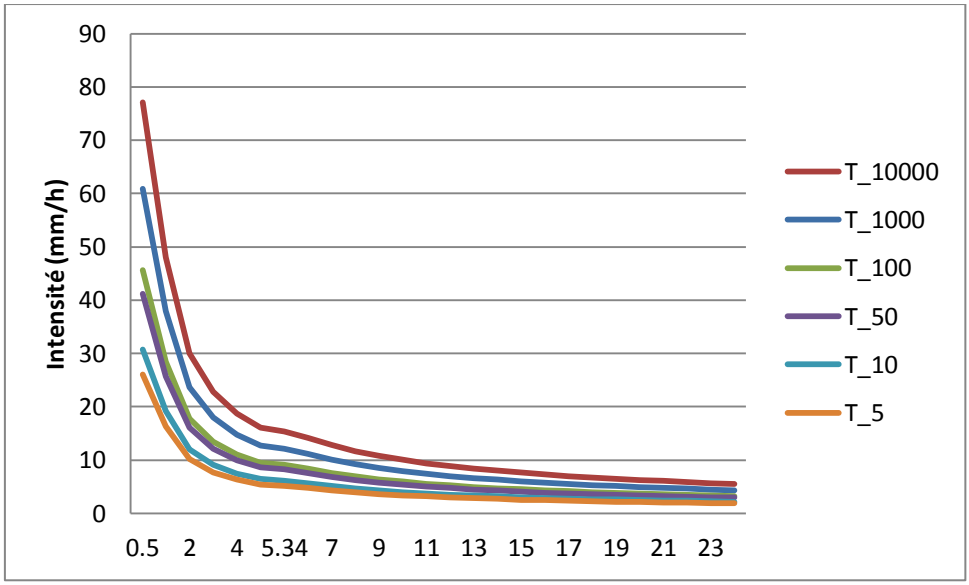


Figure III.10 : Intensité (mm/h)

III.3 Etude des apports :

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lors quelle existent sur le bassin versant propre du site à étudier ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

III.3.1 Les formules empiriques :

a) La formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad \text{(III.27)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Surface du bassin versant (km²).

AN : $A_0 = 0.915 \times 0.318^{2.684} \times 562^{0.842} = 8.73\ m^3$.

b) La formule de MEDINGUER :

$$A_0 = L_e \times S \quad \text{(III.28)}$$

$$\text{Avec : } L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 \quad \text{(III.29)}$$

Sachant que :

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

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

S : Surface su bassin versant en (km²).

A.N : $L_e = 1024(0.318 - 0.26)^2 = 3.45\ mm$.

Et $A_0 = L_e \times S = 3450 \times 562 = 1938900\ m^3$.

c) La formule de SAMIE :

$$A_0 = L_e \times S \quad \text{(III.30)}$$

$$\text{Avec : } L_e = P_{moy}^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \text{(III.31)}$$

Sachant que :

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

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

S : Surface su bassin versant en (km²).

A.N : $L_e = 0.318^2\left(293 - 2.2\sqrt{562}\right) = 24.36\ mm.$

Et $A_0 = L_e \times S = 24360 \times 562 = 13690320\ m^3$.

d) La formule de TURC :

$$A_0 = L_e \times S \qquad \text{(III.32)}$$

$$L_e = P_{moy} - D \qquad \text{(III.33)}$$

Sachant que :

S : La surface du bassin versant en (km²).

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

D : Déficit de l'écoulement en (mm), et donnée par la formule suivante :

$$D = \frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2} \qquad \text{(II.34)}$$

L : Variable théorique, tel que : $L = 300 + 25T_{moy} + 0.05T_{moy}^3$ (III.35)

T_{moy} : Température moyenne annuelle = 15.12°

A.N:

L = 850.83

D = 305.93 mm

L_e = 12.17 mm

$A_0 = L_e \times S = 12170 \times 562 = 6839540\ m^3$.

Tableau III.22 : Récapitulatif de calcul des apports

Formule	$A_0(hm^3)$
ANRH	8.73
MEDINGUER	1.9389
SAMIE	13.69032
TURC	6.83954
Moyenne	7.79969

D'après ces résultats on prend la valeur de l'apport pour la formule de TURC par ce que c'est l'apport la plus proche de la moyenne

$$A_0 = 6.83954\ hm^3.$$

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Cette module est calcule par la formule suivante :

$$M_e = {}^{A_0}/_{T} \qquad \text{(III.36)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyenne annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes, T = 365*24*3600 = 31536000 s.

Donc : $\boldsymbol{M_e = \frac{A_0}{T} = \frac{6839.54}{31.536} = 216.88\ {}^{l}/_{s}}$

b) Module de l'écoulement relatif :

Ce module est calcule par la formule suivante :

$$M_0 = {}^{M_e}/_{S} \qquad \text{(III.37)}$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface du bassin versant (km²).

Donc : $\boldsymbol{M_0 = \frac{M_e}{S} = \frac{216.88}{562} = 0.39\ \frac{l}{s}/km^2}$

c) Lame d'eau écoulée :

Est donnée par la formule suivante :

$$L_e = {}^{A_0}/_{S} \qquad \text{(III.38)}$$

A.N: $\boldsymbol{L_e = 12.17\ mm}$.

d) Coefficient de l'écoulement :

Est donnée par la formule suivante :

$$C_e = {}^{L_e}/_{P_{moy}} \qquad \text{(III.39)}$$

A.N: $\boldsymbol{C_e = 0.04}$.

e) Coefficient de variation:

Pour le calcul de ce coefficient C_v en absence d'une série d'observation, on doit utiliser des formules empiriques.

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

  On a: $C_V = a - 0.063Log_{10}(S+1)$ (III.40)

  Avec $a = 0.78 - 0.29Log_{10}(M_0)$: (III.41)

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

  A.N :

  $a = 0.78 - 0.29Log_{10}(0.39) = 0.90$

  $C_V = 0.9 - 0.063Log_{10}(562+1) = 0.73$

- **Formule de L'ANTONOV :**

  $$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \qquad \text{(III.42)}$$

  Avec :

  S : surface du bassin versant en (km²).

  A.N :

  $$C_V = \frac{0.7}{(562+1000)^{0.097}} = 0.343.$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

  $$C_V = \frac{0.83}{(S^{0.06} \times M_0^{0.27})} \qquad \text{(III.43)}$$

  Sachant que :

  S : Surface du bassin versant en (km²).

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

  A.N :

  $$C_V = \frac{0.83}{(562^{0.06} \times 0.39^{0.27})} = 0.73.$$

- **Formule ALGERIENNE DE PADOUN :**

  Cette formule donne des bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation est :

  $$C_V = {}^{0.93K}/_{M_0^{0.23}} \qquad \text{(III.44)}$$

  Avec :

  K : Coefficient de réduction on prend K= 0.6

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

A.N :

$$C_V = {0.93 \times 0.6}/{0.39^{0.23}} = 0.69.$$

Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variations

Formule	C_V
SOKOLOVSKY	0.73
L'ANTONOV	0.343
KRISTEKLY MENKEL	0.73
ALGERIENNE DE PADOUN	0.69
Moyenne	0.62

On prend la valeur de C_V calculer par la formule ALGERIENNE DE PADOUN puisque cette valeur est plus proche à la moyenne, donc : $\boldsymbol{C_V = 0.69}$.

III.3.3 Les apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels de fait par l'ajustement de la série des apports de la station de Babar.

III.3.3.1 Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi log normale (loi de GALTON) qui est donnée par l'équation suivante :

$$A(\%) = \frac{A_0}{\sqrt{C_V^2+1}} \times e^{\mu\sqrt{\ln(C_V+1)}} \qquad \text{(III.45)}$$

Avec :

$A(\%)$: Apport de fréquence donnée.

A_0 : Apport moyen annuel (hm³).

C_V : Coefficient de variation.

μ : Variable réduite de gauss.

Les résultats de calcul sont représente dans le tableau suivant

Tableau III.24 : L'apport moyen annuel pour différente période de retour

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	80	10	5	2	1	0.1
Variable de gauss	0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.08
Apport (Mm³)	10.34	14.23	18.47	24.85	30.44	52.41

III.3.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suite la même répartition mensuelle des précipitations, on a : **A (80%) = 10.34 Mm³**

Tableau III.25 : Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril.	Mais.	Juin.	Juil.	Aout.	Total
Apport (Mm³)	0.72	0.53	2.61	2.91	3.96	2.76	2.94	2.99	0.5	0.34	0.21	0.29	20.76
Apport (%)	3.46	2.55	12.57	14.02	19.08	13.3	14.16	14.4	2.41	1.64	1.01	1.40	100

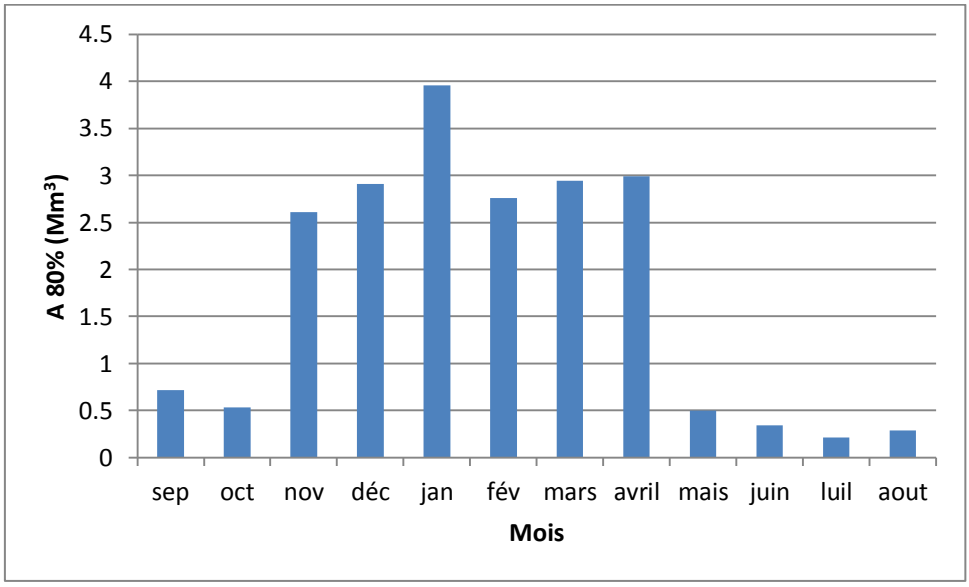


Figure III.11 : Répartition mensuelle des apports 80%

III.4 Etudes des crues

Les crues sons des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydro grammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire.

Les paramètres définissants une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume
- Le temps
- La forme (Hydro grammes de crues)

La construction des hydro grammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels

III.4.1 Détermination des débits maximums fréquentiels

En absence des données des débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser des formules empiriques et la méthode de GRADEX.

III.4.1.1 Les formules empiriques

A) Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max P\%} = \frac{2\times K\times Log(1+A\times P_{moy})\times S\times\sqrt{1+4LogT-LogS}}{\sqrt{L}} \quad \text{(III.46)}$$

Sachant que :

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

K : Constante dépondant des caractéristiques du bassin (1<K<3)

On prend K = 2.5

A : Paramètre du bassin versant varie entre 20 te 30, on prend A = 25.

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

T : Période de retour en (ans).

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

L : Longueur du thalweg principale (km).

B) Formule de POSSENTI :

$$Q_{P\%} = \frac{\mu\times P_{jmax\%}\times S}{L_P} \quad \text{(III.47)}$$

Sachant que :

μ : Coefficient compris entre 700 et 800, on prend μ = 750.

$P_{jmax\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée(m).

S : Superficie du bassin versant en (km^2).

L_P : Longueur du cours d'eau principale (km).

C) Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28\times(P_{tc}- H_0)\times\alpha\times F\times S}{T_C} \quad \text{(III.48)}$$

Sachant que :

P_{tc} : Précipitation de probabilité P%, correspondant au temps de concentration (mm).

H_0 : La perte d'eau initiale, au nord d'Algérie égale à 7 mm.

S : Superficie du bassin versant en (km²).

T_C : Le temps de concentration en (heure).

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

$$\alpha = \frac{\sqrt{X_P}-\sqrt{H_0}}{\sqrt{X_P}+\sqrt{H_0}} \quad \text{(III.49)}$$

Sachant que :

X_P : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H_0 : Perte d'eau initiale.

F : Coefficient de la forme de la crue

$$F = \frac{12}{4+3\gamma} \quad \text{(III.50)}$$

Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable on a : $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé on a : $3 \leq \gamma \leq 4$

On prend $\gamma = 3$; donc **F = 0.92**

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau III.26 : Récapitulatif des débits maximums de crue

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000	10000
Formule Mallet-Gauthier	134.41	220.65	399.71	475.19	718.83	963.76
Formule de POSSENTI	387.09	456.77	611.61	677.84	903.21	1144.07
Formule de SOKOLOVSKY	442.98	574.91	903.65	1051.14	1540.97	2152.05
Moyenne (m³/s)	321.50	417.44	638.32	734.72	1054.34	1419.96

III.4.1.2 Méthode GRADEX

La méthode de GRADEX est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrême d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à10000 ans, elle est développée Guillot et Duband (1967). Publié par (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km^2 (jusqu'à 5000 km^2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes ➔ Pluies efficaces ➔ Fonction de transfert ➔ Volume, point, forme de la crue.

Hypothèses de la méthode :

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- Les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- Les pluies maximales et les débits correspondants suivant une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crue rare). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de GUMBEL (1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observée, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10ans.}$

Remarque :

- Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

Etapes de la méthode

➢ Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro grammes de crues disponible, pour la commodité des calculs on

retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6, …48 heures). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h.

- Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières.
  Calculer le GRADEX des précipitations **a (pente de la droite de GUMBEL).**

  $$P\ (mm) = a.\ \mu + b \qquad (III.51)$$

  (μ : variable réduite de GUMBEL).
- Ajuster de la série des débits observés à la loi de GUMBEL et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).
  Exprimé le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

  $$R\ (mm) = Q\ (m^3/s) * 3.6 * n\ (heures) / S\ (km^2) \qquad (III.52)$$
- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T= 10 ans) par un une droite de pente égale au GRADEX de la pluie.

  $$Q_{\mu\%} = a.\ \mu + b' \qquad (III.53)$$

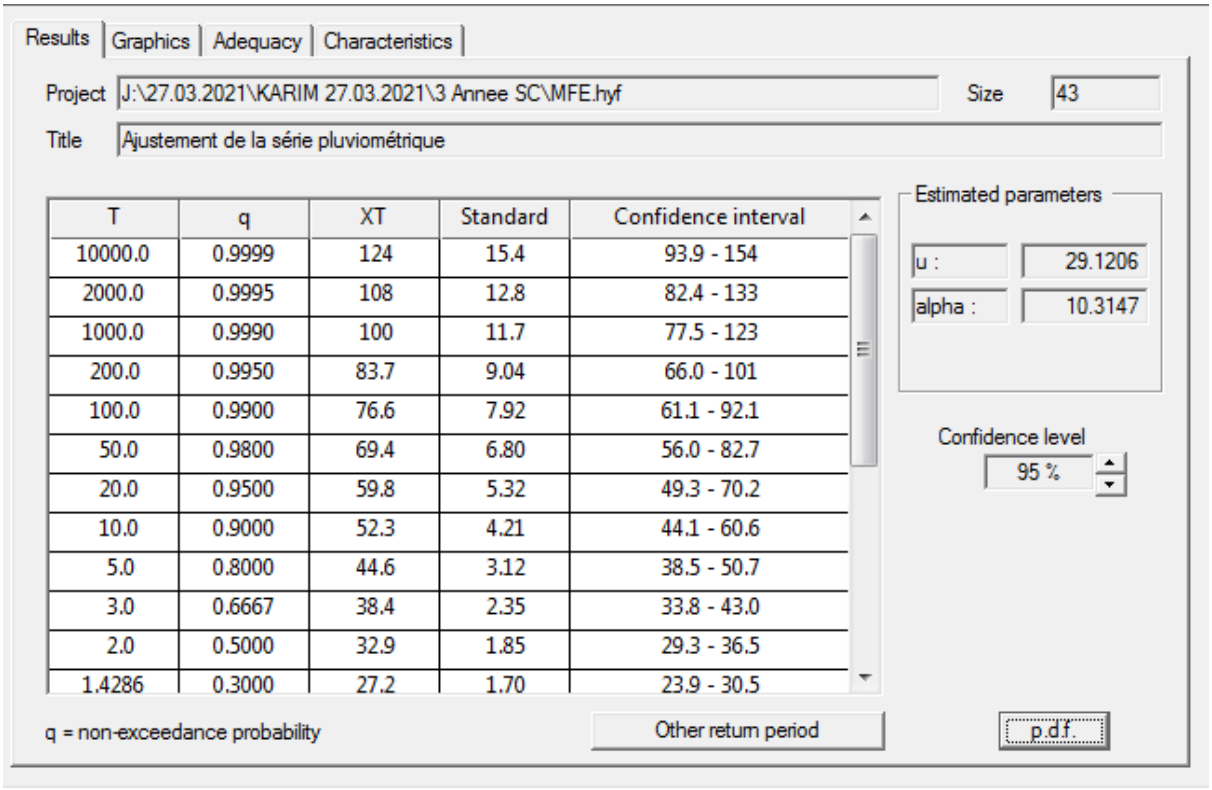
  Avec :
  a : Le GRADEX de la pluie.
  μ : Variable réduite de GEMBEL (μ = -ln (-ln (F))).
  b' : $Q_{10ans} - a*\mu$ (T =10 ans).
  Tracer la droite de l'équation(III) sure même graphe que l'ajustement des P_{jmax}.
  Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).
  Exprimer ces Q en m^3/s par la formule :

  $$Q\ (m^3/S) = Q\ (mm) * S\ (km^2) / (3.6*n\ (heures)) \qquad (III.54)$$
- Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydro grammes des crues observées le rapport P égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :
  P : Coefficient de pointe = Q_{max}/Q_{moy}

  $$Q_P\ (m^3/s) = Q\ (m^3/s) * P \qquad (III.55)$$

Données & Application

1. Ajustement de la série pluviométrique (P_{jmax}) de la station de Babar 061804 à la loi de GUMBEL : En utilisant le logiciel HYFRAN :



T	q	XT	Standard	Confidence interval
10000.0	0.9999	124	15.4	93.9 - 154
2000.0	0.9995	108	12.8	82.4 - 133
1000.0	0.9990	100	11.7	77.5 - 123
200.0	0.9950	83.7	9.04	66.0 - 101
100.0	0.9900	76.6	7.92	61.1 - 92.1
50.0	0.9800	69.4	6.80	56.0 - 82.7
20.0	0.9500	59.8	5.32	49.3 - 70.2
10.0	0.9000	52.3	4.21	44.1 - 60.6
5.0	0.8000	44.6	3.12	38.5 - 50.7
3.0	0.6667	38.4	2.35	33.8 - 43.0
2.0	0.5000	32.9	1.85	29.3 - 36.5
1.4286	0.3000	27.2	1.70	23.9 - 30.5

Figure III.12 Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de Babar

2. Détermination du GRADEX : d'après HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est : P = 10.31 * μ + 29.12 (III.56)
   Le GRADEX est donc : **a = 10.31 mm.**
3. Choix du pas de temps :
   Après l'examen des enregistrements des crues de la station de Babar (061804), on a estimé le temps de base par : **n = 24 heures.**
4. La justement de la série des débits maximaux journaliers de la station de BOUHAMAMA à la loi de GUMBEL nous a donné :
   Q_{10ans} (BOUHAMAMA) = 557 m^3/s
   Q_{10ans} (Amont) = Q_{10ans} (BOUHAMAMA) * S_{Amont} /$S_{BOUHAMAMA}$
   = 557 * 508/562
   = **503.48 m^3/s**
5. R_{10ans} (mm) = Q_{10ans} (m^3/s) * 3.6 * n (heures) / S (km^2)
   = 503.48 * 3.6 * 24 /508
   = **85.63 mm**
6. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :
   $$Q_{\mu\%} = a * \mu + b' \quad \text{(III.57)}$$
   a = le GRADEX =10.31 mm.
   μ = Variable réduite de GEMBEL (μ = -ln (-ln (F))).
   b' = Q_{10ans} – a * μ (T =10 ans) Avec F = 1-1/10 =0.9 ➔ μ = 2,25
   = 85.63 - 10.31 * 2.25 = 62.43

Donc l'équation du débit est :

$Q_{extrapolé}$ (mm) = 10.31 * μ + 62.43 (III.58)

1. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P_{jmax}, pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) te on les exprime en (m^3/s) en utilisant la formule III.54.

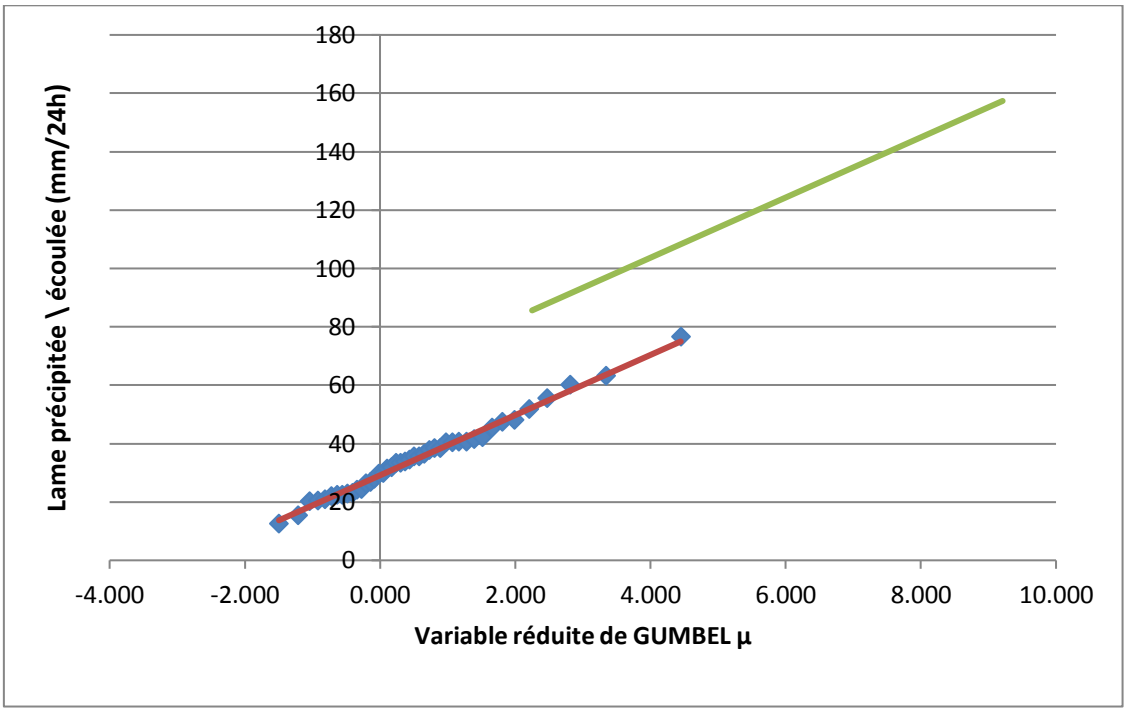


Figure III.13 : Graph de la méthode de GRADEX

2. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de BOUHAMAMA nous a permis d'd'estimer le coefficient de pointe suivant :

$P = Q_{max}/Q_{moy} = 2.14$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient de point P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.27 : Débit de pointe par la méthode de GRADEX

T [ans]	F(x) [-]	μ [-]	Q_T [mm/24h]	Q_T [m³/s]	Q_P [m³/s]
10	0.9	2.25	85.6	503	1076
20	0.95	2.97	93.1	547	1170
50	0.98	3.90	102.6	603	1290
100	0.99	4.60	109.9	646	1382
1000	0.999	6.91	133.7	786	1682
10000	0.9999	9.21	157.4	925	1979

- ✓ **Interprétation :**
  - La méthode de GRADEX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est du à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de GUMBEL de l'ajustement de précipitations.
  - On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
  - Les débits calculés par la méthode de GRADEX (pour les grandes périodes de retour sure tout) sont plus proche à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode de GRADEX qui semble plus représentative.

Tableau III.28 : Les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
GRADEX (m³/s)	1076	1170	1290	1382	1682	1979

III.4.2 Hydro grammes de crue

L'hydro gramme de crue est une identité de la crue, pour tracé l'hydro gramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydro gramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

1) **Pour le temps de montée :**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{T_m}\right)^2 \qquad \text{(III.59)}$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de montée (m³/s)

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

$T_m = T_c$: Temps de montée de la crue en heures.

2) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - t}{T_d}\right)^3 \qquad \text{(III.60)}$$

Avec :

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s)

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

T_d : Temps de la décrue en heures.

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

- $T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant (égale à 5.34 heure).
- $T_d = \delta \times T_m$
  Avec δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III.29 : Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ

Description de cour d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0-2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisé ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0-4,0
Grand et moyen cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0-7,0

On prend $\delta = 3$

$T_d = 3 \times 5.34 = 16.02$ Heures.

On résume les hydro grammes de crues pour les différentes périodes de retour dans le tableau suivant :

Tableau III.30 : Valeur des débits de crue en fonction du temps

Temps (h)	Période de retour					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	37.73	41.03	45.24	48.46	58.99	69.40
2	150.93	164.12	180.95	193.86	235.94	277.6
3	339.60	369.27	407.15	436.18	530.87	624.61
4	603.74	656.48	723.81	775.44	943.76	1110.41
5	943.34	1025.75	1130.96	1211.62	1474.63	1735.02
5.34	**1076**	**1170**	**1290**	**1382**	**1682**	**1979**
6	263,29	286,29	315,65	338,16	411,57	484,24
7	192,06	208,84	230,26	246,68	300,23	353,25
8	135,00	146,80	161,85	173,40	211,04	248,30
9	90,54	98,45	108,55	116,29	141,53	166,52
10	57,10	62,09	68,45	73,33	89,25	105,01
10,5	44,02	47,86	52,77	56,54	68,81	80,96
11	33,11	36,00	39,69	42,52	51,75	60,89
11,5	24,17	26,28	28,97	31,04	37,78	44,45
12	17,00	18,49	20,38	21,84	26,58	31,27
12,5	11,41	12,41	13,68	14,66	17,84	20,99
13	7,21	7,84	8,64	9,26	11,27	13,26
13,5	4,19	4,55	5,02	5,38	6,55	7,70
14	2,16	2,35	2,59	2,77	3,37	3,97
14,5	0,92	1,00	1,10	1,18	1,44	1,69
15	0,28	0,30	0,33	0,36	0,43	0,51
15,5	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07
16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

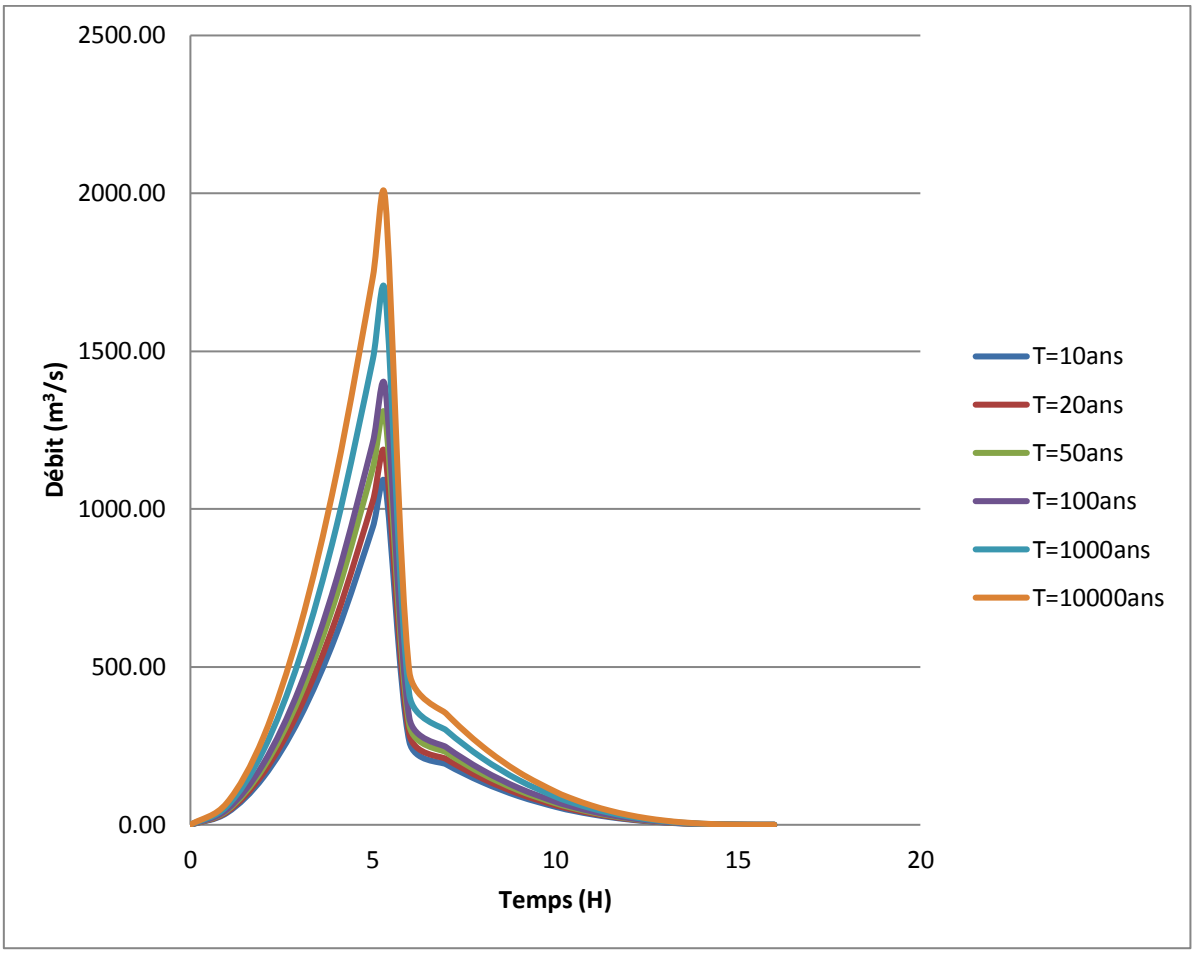


Figure III.14 : Hydro grammes des crues probables en fonction du temps.

III.4.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Souvent, la crue du projet considérée est la crue du débit de point maximal, mais n'est pas toujours certain que cette drue est la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue ; une crue moins importante mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III.31 : Crue du projet recommandée

Catégories des dommages	Crue du projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : Perte de vie Dommage considérable	100000 à 1/10000
Importants : Pas de perte de vie Dommages importants	1/0000 à 1/1000
Faible : Pas de perte de vie Dommages légers	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminer la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité…).

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \qquad \text{(III.61)}$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

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

I_r : Représente les risques.

1) Lorsque (I_g=1), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crue pour une crue centennale.
2) Lorsque (I_g=2), cela veut que le risque est moyen. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crue pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
3) Lorsque (I_g=3), cela veut que le risque est élevé. Dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieur à la crue millénaire.

Tableau III.32 : Choix de la crue de projet

Le risque	Risque faible	Risque moyen	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Fiable	Moyen	Important
A crue de projet	$Q_{max}(1\%)$ + revanche	$Q_{max}(1\%)$ + revanche majorée avec vérification pour Q_{max} (0.1%) et Q_{max} (0.2%)	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont importantes les connaissances hydrologiques paraissent incertaines en vue du manque d'une station hydrométrique, le risque en aval élevé pour cela on opte pour la crue 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut **Q = 1682 m³/s.**

III.5 Apports solides et estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage, une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide. La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.5.1 Apport solide en suspension

a) Formule de Fournier (TOUAIBIA, 2004)

$$E_S = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \quad \text{(III.62)}$$

Avec :

E_S : Taux d'abrasion en (t/km²/ans)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm)

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm)

$h = 45\%\ (H_{max} + H_{min})$ En (m)

S : Surface du bassin versant en (km²)

A.N:

On a: h = 673.2 m, P_m = 130.2 mm, P_a = 507.9 mm.

Donc : $\boldsymbol{E_S}$ **= 328.77 t/km²/ans.**

Le volume mort est exprimé par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s} \quad \text{(III.63)}$$

Avec :

T : Duré de vie de l'ouvrage, T = 50 ans

γ_s : Poids spécifique des sédiments, γ_s = 1.6 t/m³

A.N : $\boldsymbol{V_m}$ **= 5.77 Mm³**

b) Formule de TIXERONT

$$V_m = (1.05 \div 1.10)\frac{Q_s \times T}{\gamma_s} \quad \text{(III.64)}$$

Avec :

T : Temps d'exploitation (T=50ans)

γ_s : Poids spécifique des sédiments, γ_s = 1.6 t/m³

Q_s : Débit solide en (tonne/ans)

$$Q_s = \propto \times L_e^{0.15} \times S \quad \text{(III.65)}$$

Avec :

α : Caractéristique de perméabilité.

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

S : Surface du bassin versant en (km²).

Tableau III.33 : déférentes valeurs de α

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyen	75
Faible à moyen	350
Faible	1400
Imperméable	3200

La perméabilité dans notre bassin versant est moyenne donc : α = 75.

Alors : Q_s = 61318.45 m³/S

Donc : $V_m = 1.10 \times \frac{61318.45 \times 50}{1.6}$ = **2.11 Mm³**

c) Formule de SAIDI

$$E_s = 19 \times M_0^{1.246} \times C_e^{-0.885} \qquad \text{(III.66)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement.

C_e : Coefficient de l'écoulement

Donc : $\boldsymbol{E_s}$ **= 101.48 t/km²/an**

Le volume mort est exprimé par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s}$$

A.N : $\boldsymbol{V_m}$ **= 1.78 Mm³**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.34 : Les résultats de calcul de volume mort

Formule	L'érosion spécifique	Volume mort (Mm³)
FOURNIER	328.77	5.77
TIXERONT	/	2.11
SAIDI	101.48	1.78
MOYENNE	/	3.22

On choisi la valeur le plus proche à la moyenne, celle de TIXERONT.

Donc : $\boldsymbol{V_m}$ **= 2.11 Mm³**

III.5.2 Transporte solide par charriage

En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transporte solide par charriage est égale à **0.32 Mm³**

Donc le volume mort durant 50 ans de vie de la retenue sera estimé à **2.43 Mm³**

III.6 Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued de MELLAGOU a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm^3).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.6.1 Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau III.35 : Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril.	Mais.	Juin.	Juil.	Aout.	Total
Apport (Mm^3)	0.72	0.53	2.61	2.91	3.96	2.76	2.94	2.99	0.5	0.34	0.21	0.29	20.76
Apport (%)	3.46	2.55	12.57	14.02	19.08	13.3	14.16	14.4	2.41	1.64	1.01	1.40	100

On remarque que la période de septembre à mais à un apport important, et de juin à aout c'est la période sèche.

III.6.2 Répartition mensuel des besoins

Tableau III.36 : Répartition mensuel des besoins

Mois	AEP(Mm^3)	Irrigation(Mm^3)	Besoins(Mm^3)	Besoins(%)
Septembre	0.50	1.88	2.38	12.67
Octobre	0.50	1.13	1.63	8.68
Novembre	0.50	0.13	0.63	3.35
Décembre	0.50	0.13	0.63	3.35
Janvier	0.50	0.13	0.63	3.35
Février	0.50	0.13	0.63	3.35
Mars	0.50	0.63	1.13	6.02
Avril	0.50	0.63	1.13	6.02
Mais	0.56	1.25	1.81	9.64
Juin	0.56	1.75	2.31	12.30
Juillet	0.56	2.00	2.56	13.63
Aout	0.56	2.75	3.31	17.63
Annuel	6.24	12.54	18.78	100

Source : ANBT Alger

III.6.3 Courbes « hauteurs – capacités – surfaces »

L'approximation des volumes à été faite selon la formule suivante :

$$\Delta_{VI} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \qquad \text{(III.67)}$$

Avec :

Δ_V : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3.

$$\Delta_V = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H \qquad \text{(III.68)}$$

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

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

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

Tableau III.37 : Courbe topographiques et volumétriques

Cote (m)	V (Mm^3)	S (km^2)
866	6.38	4.79
868	19.47	14.60
870	33.02	24.77
872	46.92	35.19
874	61.1	45.83
876	75.51	56.63
878	90.12	67.59
880	105.02	78.77
882	120.29	90.22
884	136.01	102.01
886	151.85	113.89

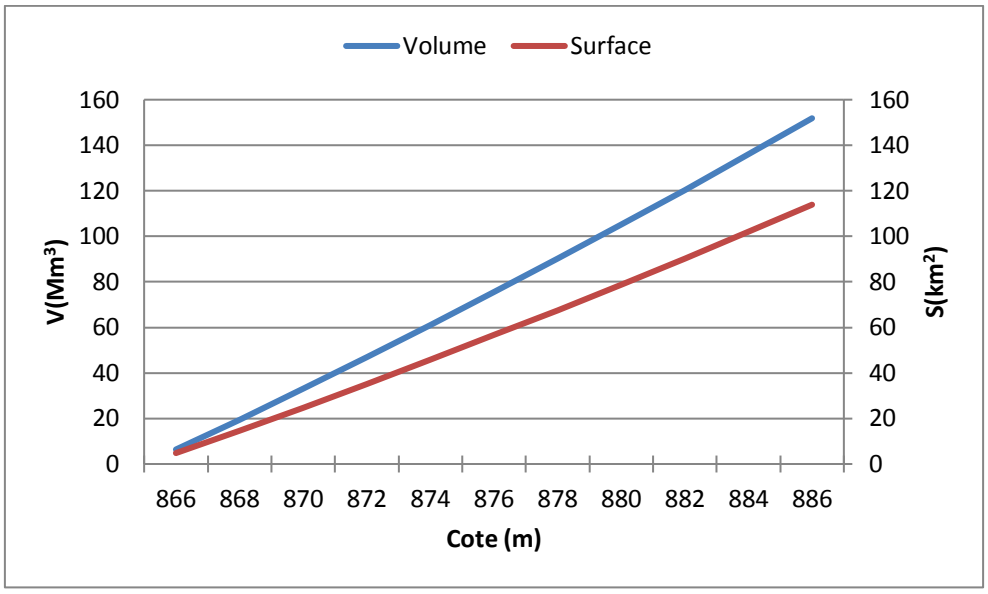


Figure III.15 : Courbe hauteur – capacité – surface

III.6.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "V_s" et "V_d".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois de Décembre.

Les calcules se font comme suite : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$ (III.69)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.
  Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **Deuxième consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{20\%}$ (Mm^3)	A-U (Mm^3)	1er consigne			2eme consigne		
				V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
Nov.	2.61	0.63	1.98	4.41	2.43		0.45	2.43	1.98
Déc.	2.91	0.63	2.28		4.41		2.43	2.43	
Jan.	3.96	0.63	3.33	6.69	6.69		4.71	4.71	
Fév.	2.76	0.63	2.13	10.02	10.02		8.04	8.04	
Mars	2.94	1.13	1.81	12.15	12.15		10.17	10.17	
Avril	2.99	1.13	1.86	13.96	13.96		11.98	11.98	
Mais	0.50	1.81	-1.31	15.82	13.84	1.98	13.84	13.84	
Juin	0.34	2.31	-1.97	12.53	12.53		12.53	12.53	
Juillet	0.21	2.56	-2.35	10.56	10.56		10.56	10.56	
Aout	0.29	3.31	-3.02	8.21	8.21		8.21	8.21	
Sep.	0.72	2.38	-1.66	5.19	5.19		5.19	5.19	
Oct.	0.53	1.63	-1.1	3.53	3.53		3.53	3.53	
				2.43	2.43		2.43	2.43	
			1.98			1.98			1.98

Par le tableau précédent, il ressort :

V_s = 13.39 Mm^3

V_d = 11.41 Mm^3

Donc le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$ donc $\mathbf{V_u = 11.41\ Mm^3}$

Le volume normal de la retenue sera $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où : V_{NNR} = 11.41 + 2.43 = **13.84 Mm³**

III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

1) Pertes par évaporation

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \quad \text{(III.70)}$$

V_{ep} : Volume perdu à cause de l'évaporation.

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

V_{moy} : Volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i}+V_{rf,i+1}}{2} \quad \text{(III.71)}$$

$V_{rf,i}$ Et $V_{rf,i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

2) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad \text{(III.72)}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

$V_{rf,i}$ Et $V_{rf,i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau III.39 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm³)	$U_{20\%}$ (Mm³)	Perte (Mm³)	A-U-P (Mm³)	1er consigne			2eme consigne		
					V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
Nov.	2.61	0.63	0.05	1.93	4.36	2.43		0.578	2.43	1.852
Déc.	2.91	0.63	0.02	2.26		4.36		2.508	2.508	
Jan.	3.96	0.63	0.01	3.32	6.62	6.62		4.768	4.768	
Fév.	2.76	0.63	0.006	2.124	9.94	9.94		8.088	8.088	
Mars	2.94	1.13	0.004	1.806	12.064	12.064		10.212	10.212	
Avril	2.99	1.13	0.003	1.857	13.87	13.87		12.018	12.018	
Mais	0.50	1.81	0.01	-1.32	15.727	13.875	1.852	13.875	13.875	
Juin	0.34	2.31	0.008	-1.978	12.555	12.555		12.555	12.555	
Juillet	0.21	2.56	0.007	-2.357	10.577	10.577		10.577	10.577	
Aout	0.29	3.31	0.005	-3.025	8.22	8.22		8.22	8.22	
Sep.	0.72	2.38	0.003	-1.663	5.195	5.195		5.195	5.195	
Oct.	0.53	1.63	0.002	-1.102	3.532	3.532		3.532	3.532	
					2.43	2.43		2.43	2.43	
				1.852			1.852			1.852

Par le tableau précédent, il ressort :

V_s = 13.297 Mm³

V_d = 11.445 Mm³

Donc le barrage fonctionne à un seul temps.
$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$ donc $\mathbf{V_u = 11.445\ Mm^3}$
Le volume normal de la retenue sera $V_{NNR} = V_u + V_m$
D'où : $V_{NNR} = 11.45 + 2.43 = \mathbf{13.88\ Mm^3}$
Nous avons :

$E = (V_u' - V_u)/V_u = (11.45\text{-}11.41)/11.41 = 0.0035\ \% < 2\%$.

Donc le volume utile saisonnier est de $\mathbf{11.45\ Mm^3}$

Il correspond à un niveau **NNR = 867 m.**

III.7 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q.dt = q.dt + S.dh \qquad \text{(III.73)}$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulée à l'instant t est :

$$Q - q = S.\frac{dh}{dt} \qquad \text{(III.74)}$$

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Kotcherine, Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Step by step, Patapov, Muskingum, coefficient de X_0, ainsi que d'autre méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

III.7.1 Méthode de Muskingum

III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X.

L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suite :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q\frac{Q}{A} \qquad \text{(III.75)}$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \qquad \text{(III.76)}$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation(III.75) est la suivante :

A) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m^3 /s à 2m^3 /s en une heure, ce terme vaut (1 m^3 /s - 2m^3 /s) / 3600s =0 ,000277m^3 /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
B) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
C) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
D) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
E) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité de mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le coté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation II.75 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation II.75 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \qquad \text{(III.77)}$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \qquad \text{(III.78)}$$

Avec : I (Input ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E.

O (Output ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s.

S : Désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation II.78 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.7.1.2 Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2, l'équation 78 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t1}^{t2} I dt - \int_{t1}^{t2} O dt \qquad \text{(III.79)}$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2}\right)\Delta t \qquad \text{(III.80)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2, connaissant I_1 et I_2.

L'équation II.80 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2.

III.7.1.3 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

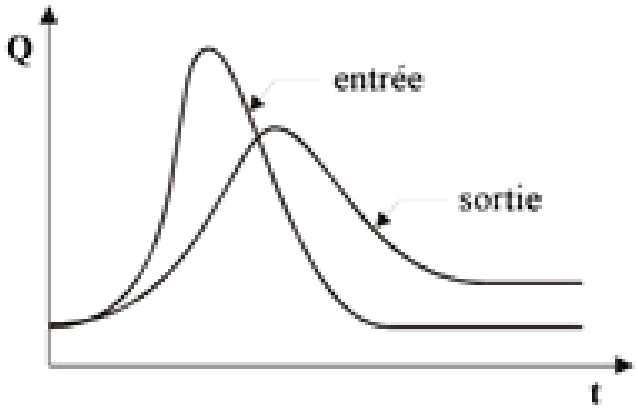


Figure III.16 : Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation II.80 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \qquad \text{(III.81)}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [$2S_2/\Delta t + O_2$] en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants . S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue [$2S_2/\Delta t + O_2$] ?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$ .Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant.

Tableau III.40 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
…	…	…	…
h_n	S_n	O_n	$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

III.7.1.4 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (Figure III.17). dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme suivante :

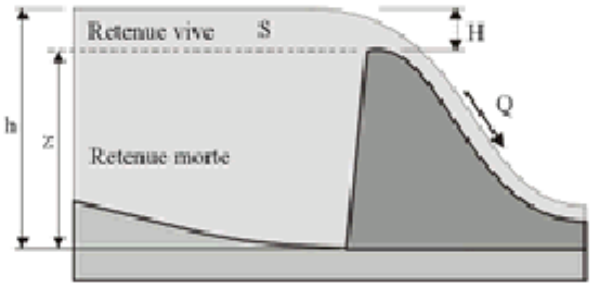


Figure III.17 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h-z)^{3/2} \qquad \text{(III.82)}$$

Avec :

C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir.

B : est la largeur de déversoir.

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant de déversoir

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuateur par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA\sqrt{2gh} \qquad \text{(III.83)}$$

Avec :

m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.7.1.5 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S=Ah \qquad \text{(III.84)}$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales, les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \ldots + a_nh^n \qquad \text{(III.85)}$$

Les coefficients a_0, a_1, a_2,…., a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevées géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=15m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \qquad \text{(III.86)}$$

Pour b=15m et m=0.49, $Q = 32.56H^{3/2}$

La courbe capacité – Hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure II.18) avec un coefficient de corrélation r=0,999 entre les altitudes 868 m NGA et 886 m NGA.

$$V\ (Mm^3) = 7{,}350H - 6362$$

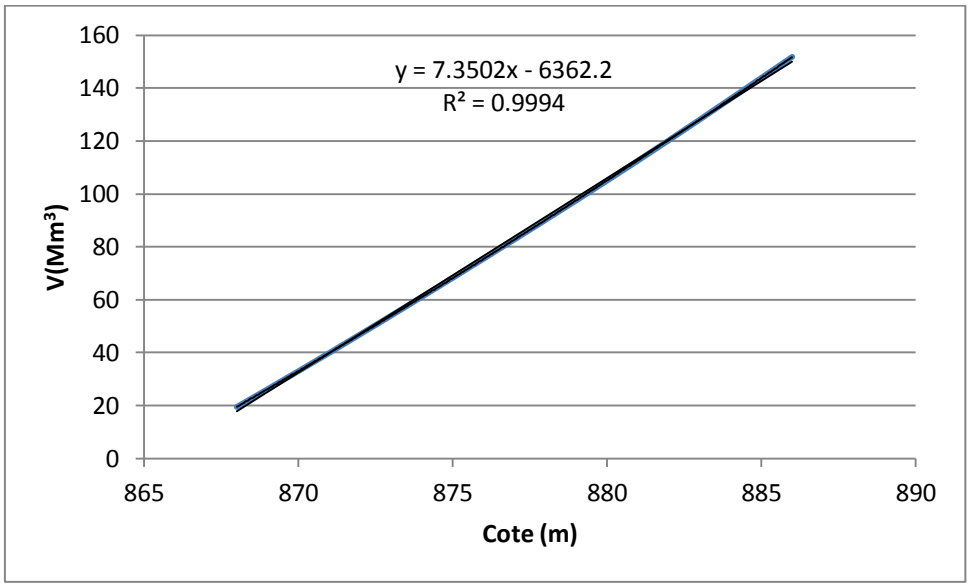


Figure III.18 : Modélisation de la courbe capacité – hauteur

La courbe surface – hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure II.19) avec un coefficient de corrélation r = 0.999 entre les altitudes 868 m NGA et 886 m NGA.

$$S\ (km^2) = 5.512H - 4771$$

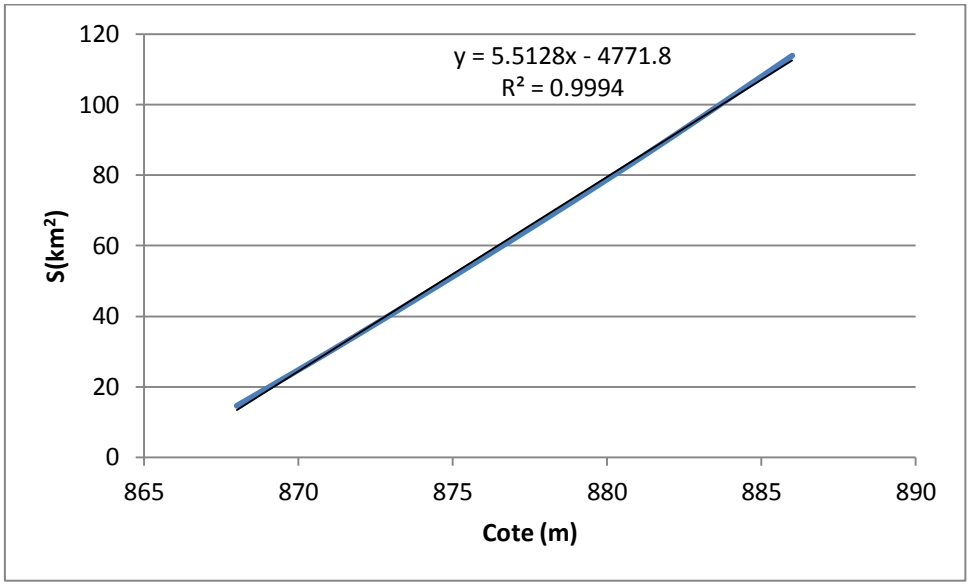


Figure III.19 : Modélisation de la courbe surface – hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

$$f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$$

Initialement le débit de sortie Q_s =0m³/s et la hauteur H = 0m, le volume stocké V_s = 0m³.

La valeur maximale de débit d'entrée Q_e = 1682 m³/s, nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $1682 = 32.56H^{3/2}$, donc H_{max} = 13.87 m.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III.41 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage

H (m)	Cote (m)	A (km²)	Q (m³/s)	S (m³)	2S/Δt + Q
0	867	7.904	0,00	0,00	0,00
0.5	867.5	10,66	11,51	5330000	2972,62
1	868	13,416	32,56	13416000	7485,89
1.5	868.5	16,172	59,82	24258000	13536,48
2	869	18,928	92,09	37856000	21123,20
2.5	869.5	21,684	128,70	54210000	30245,37
3	870	24,44	169,19	73320000	40902,52
3.5	870.5	27,196	213,20	95186000	53094,31
4	871	29,952	260,48	119808000	66820,48
4.5	817.5	32,708	310,82	147186000	82080,82
5	872	35,464	364,03	177320000	98875,14
5.5	872.5	38,22	419,98	210210000	117203,31
6	873	40,976	478,53	245856000	137065,20
6.5	873.5	43,732	539,58	284258000	158460,69

7	874	46,488	603,02	325416000	181389,69
7.5	874.5	49,244	668,77	369330000	205852,10
8	875	52	736,75	416000000	231847,86
8.5	875.5	54,756	806,89	465426000	259376,89
9	876	57,512	879,12	517608000	288439,12
9.5	876.5	60,268	953,39	572546000	319034,50
10	877	63,024	1029,64	630240000	351162,97
10.5	877.5	65,78	1107,82	690690000	384824,48
11	878	68,536	1187,88	753896000	420018,99
11.5	878.5	71,292	1269,79	819858000	456746,45
12	879	74,048	1353,49	888576000	495006,83
12.5	879.5	76,804	1438,96	960050000	534800,07
13	880	79,56	1526,16	1034280000	576126,16
13.5	880.5	82,316	1615,05	1111266000	618985,05

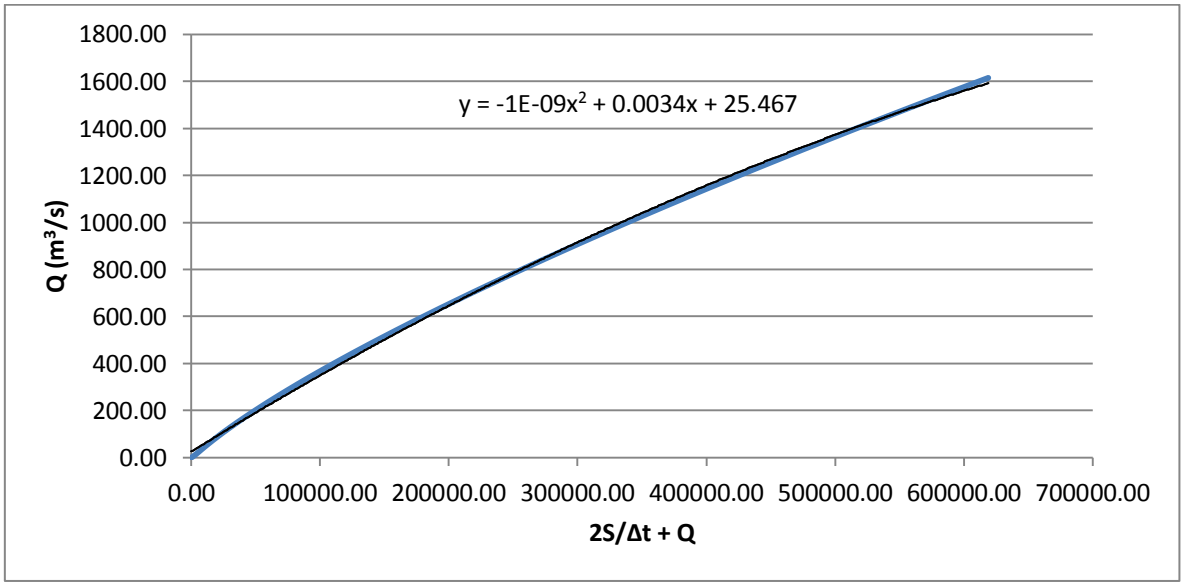


Figure III.20 : Courbe caractéristique du barrage

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydro gramme des débits de sortie

Tableau III.42 : Calcul de l'hydro gramme de sortie

Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt + O	2S/Δt +O-2O	O_s (m^3/s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	58,99	58,99	58,99	7,72	25,64
2	235,94	294.93	302,65	249,91	26,37
3	530,87	766.81	1016,72	959,70	28,51
4	943,76	1474.63	2434,33	2368,82	32,76
5	1474,63	2418.39	4787,21	4707,61	39,80
5.34	1682	3156.63	7864,24	7766,26	48,99
6	411,57	2093.57	9859,83	9749,94	54,94
7	300,23	711.80	10461,74	10348,27	56,74
8	211,04	511.27	10859,54	10743,70	57,92
9	141,53	352.57	11096,27	10979,02	58,63
10	89,25	230.78	11209,80	11091,87	58,96
10,5	68,81	158.06	11249,93	11131,77	59,08
11	51,75	120.56	11252,33	11134,15	59,09
11,5	37,78	89.53	11223,68	11105,67	59,01
12	26,58	64.36	11170,03	11052,33	58,85
12,5	17,84	44.42	11096,75	10979,50	58,63
13	11,27	29.11	11008,61	10891,88	58,36
13,5	6,55	17.82	10909,70	10793,56	58,07
14	3,37	9.92	10803,48	10687,97	57,75
14,5	1,44	4.81	10692,78	10577,94	57,42
15	0,43	1.87	10579,81	10465,63	57,09
15,5	0,06	0.49	10466,12	10352,62	56,75
16	0,00	0.06	10352,68	10239,86	56,41

Le calcul de l'hydro gramme laminé pour les déférentes largeurs b est donné dans le tableau suivant

Tableau III.43 : Hydro gramme laminé pour les déférentes largeurs b

Hydro gramme d'entrée			Hydro grammes de sortie (m^3/s)										
			H_d= 1.49 m	H_d= 1.34 m	H_d= 1.34 m	H_d= 1.27 m	H_d= 1.27m	H_d= 1.22m	H_d= 1.22m	H_d= 1.22m	H_d= 1.20m	H_d= 1.20m	H_d= 1.20m
Temps (h)	Q (m^3/s)	Q_1+Q_2 (m^3/s)	B= 15m	B= 20m	B= 25m	B= 30m	B= 35m	B= 40m	B= 45m	B= 50m	B= 55m	B= 60m	B= 65m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	58.99	58.99	25,64	23,20	20,09	17,77	14,26	12,94	8,10	6,00	3,86	1,43	1,58
2	235.94	294.93	26,37	24,19	21,62	19,59	16,66	15,63	11,45	9,96	8,17	6,39	7,12
3	530.87	766.81	28,51	27,06	25,96	24,68	23,25	22,97	20,35	20,39	19,40	19,18	21,38
4	943.76	1474.63	32,76	32,73	34,48	34,62	36,06	37,21	37,46	40,36	40,84	43,44	48,43
5	1474.63	2418.39	39,80	42,09	48,50	50,96	57,02	60,48	65,23	72,74	75,54	82,55	92,03
5.34	1682	3156.63	48,99	54,26	66,71	72,11	84,05	90,45	100,77	114,13	119,86	132,27	147,37
6	411,57	2093.57	54,94	62,10	78,33	85,55	101,08	109,24	122,81	139,59	147,01	162,40	180,61
7	300,23	711.80	56,74	64,41	81,61	89,27	105,57	114,07	128,22	145,48	153,11	168,75	187,06
8	211,04	511.27	57,92	65,92	83,67	91,56	108,22	116,84	131,17	148,47	156,11	171,59	189,59
9	141,53	352.57	58,63	66,78	84,77	92,72	109,42	118,01	132,21	149,22	156,69	171,75	189,10
10	89,25	230.78	58,96	67,17	85,13	93,03	109,52	117,96	131,82	148,31	155,49	169,90	186,39
10,5	68,81	158.06	59,08	67,26	85,06	92,84	108,98	117,20	130,60	146,42	153,26	166,92	182,43
11	51,75	120.56	59,09	67,21	84,77	92,39	108,13	116,08	128,97	144,08	150,54	163,42	177,93
11,5	37,78	89.53	59,01	67,03	84,29	91,74	107,01	114,68	127,02	141,38	147,45	159,52	173,02
12	26,58	64.36	58,85	66,75	83,68	90,92	105,69	113,07	124,82	138,41	144,08	155,34	167,82
12,5	17,84	44.42	58,63	66,40	82,95	89,98	104,22	111,29	122,44	135,24	140,52	150,96	162,44
13	11,27	29.11	58,36	66,00	82,14	88,94	102,64	109,39	119,93	131,95	136,83	146,46	156,97
13,5	6,55	17.82	58,07	65,55	81,27	87,84	100,98	107,42	117,35	128,60	133,09	141,93	151,49
14	3,37	9.92	57,75	65,07	80,37	86,70	99,29	105,41	114,74	125,22	129,33	137,41	146,06
14,5	1,44	4.81	57,42	64,58	79,45	85,54	97,58	103,39	112,12	121,87	125,61	132,95	140,74
15	0,43	1.87	57,09	64,08	78,52	84,37	95,87	101,38	109,53	118,56	121,95	128,58	135,55
15,5	0,06	0.49	56,75	63,57	77,59	83,22	94,18	99,39	106,98	115,32	118,38	124,34	130,52
16	0,00	0.06	56,41	63,07	76,67	82,07	92,52	97,44	104,49	112,17	114,90	120,22	125,67

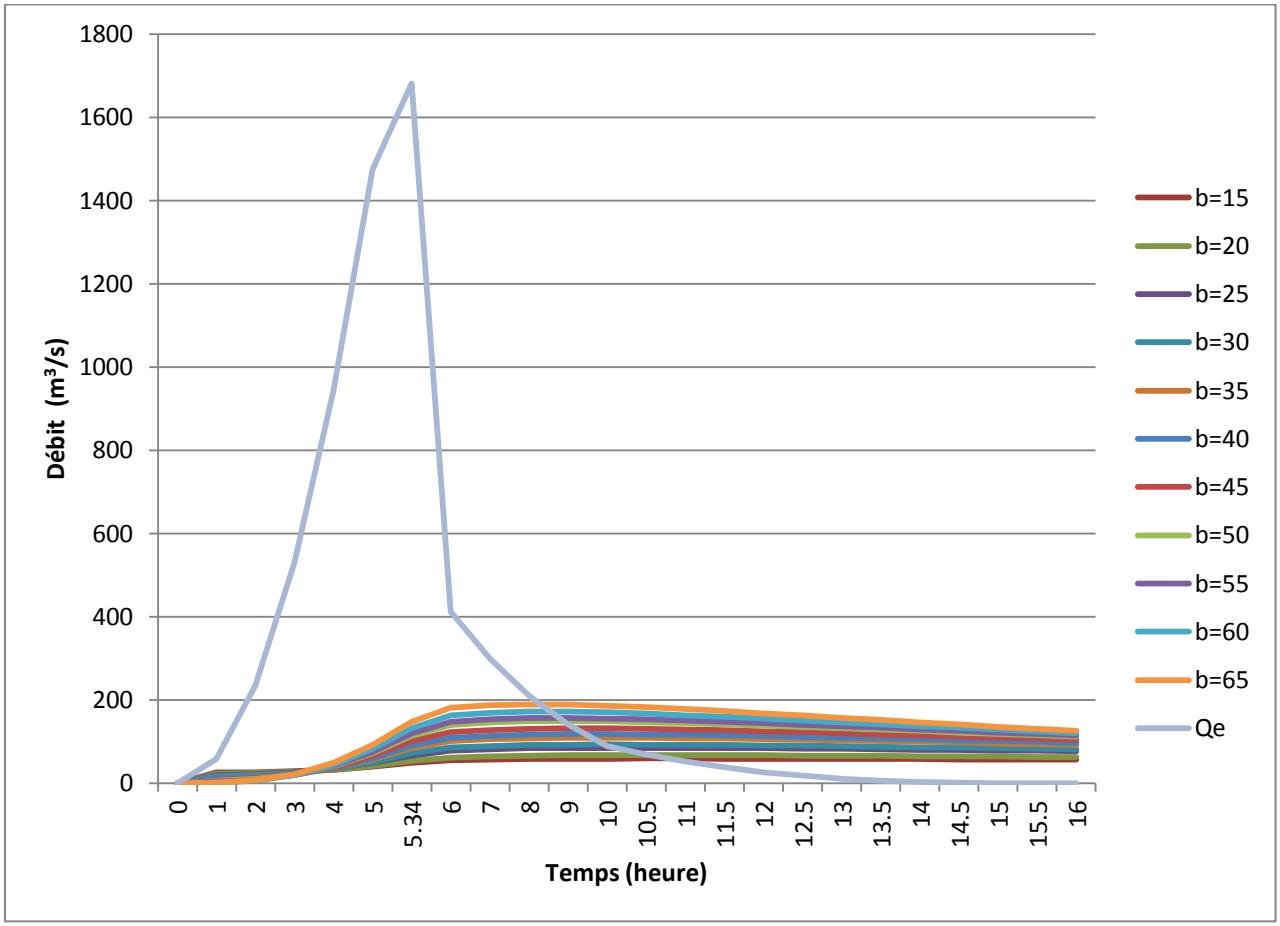


Figure III.21 : Hydro gramme de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représenté dans le tableau suivant

Tableau III.44 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

B (m)	H_d (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	V forcé (Mm^3)
15	1.49	868.49	59.21	7,52
20	1.34	868.34	67.26	6,42
25	1.34	868.34	85.13	6,42
30	1.27	868.27	93.03	5,90
35	1.27	868.27	109.52	5,90
40	1.22	868.22	118.01	5,54
45	1.22	868.22	132.21	5,54
50	1.22	868.22	149.22	5,54
55	1.20	868.20	156.69	5,39
60	1.20	868.20	171.75	5,39
65	1.20	868.20	189.59	5,39

III.8 Etude d'optimisation

Cette étude consiste à déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Pour faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

III.8.1 La revanche

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux.

Elle est en fonction de la hauteur des vagues h, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Les formules utilisées pour le calcul de la revanche sont :

1) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} \qquad \text{(III.87)}$$

$$H_v = 0{,}50 + 0{,}33\sqrt{F} \qquad \text{(III.88)}$$

A.N :

$H_v = 0{,}50 + 0{,}33\sqrt{8} = 1.43\text{m}$

$V = 1.5 + 2H = 1.5 + 2 \times 1.43 = 4.36$ m/s

$R = 1{,}43 + \frac{4{,}36^2}{2\times 9.81} =$ **2.39 m.**

2) Formule de STEVENSON

$$R = 0{,}75H_v + \frac{V^2}{2g} \qquad \text{(III.89)}$$

$$H_v = 0{,}75 + 0{,}34\sqrt{F} - 0{,}26\sqrt[4]{F} \qquad \text{(III.90)}$$

Avec :

H_v : Hauteur des vagues en (m)

V : Vitesse des vagues en (m/s)

F : Longueur du Fetch en (km)

A.N :

H_v = 1.27 m; V = 1.5 + 2H = 1.5 + 2 × 1.27 = 4.04 m/s

$R = 0{,}75 \times 1.27 + \frac{4.04^2}{2 \times 9.81}$ = **1.78 m.**

1) Formule simplifiée

$$R = 1 + 0{,}3\sqrt{F} \qquad \text{(III.91)}$$

A.N : $R = 1 + 0{,}38\sqrt{8}$ = **2.07 m.**

Tableau III.45 : Tableau récapitulatif des résultats du calcul de la revanche

Formule	MALLET et PACQUANT	STEVENSON	Simplifiée	Moyen
R (m)	2.39	1.78	2.07	2.08

Conclusion : en prend la valeur de la formule simplifiée par ce que c'est la valeur la plus proche à la moyen, donc : **R = 2.07 m.**

III.8.2 Tassement de la digue

Le tassement est calculé par les deux formules suivant :

$$T = 0.015H_b \qquad \text{(III.92)}$$

$$T = 0.001H_b^{3/2} \qquad \text{(III.93)}$$

Avec :

T : Le tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur de barrage

Donc le tassement est estimé à **T = 0.61 m.**

III.8.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

Formule T.KNAPPEN: $b = 1.65\sqrt{H_b}$ (III.94)

Formule E.F.PREECE : $b = 1.1\sqrt{H_b} + 1$ (III.95)

Formule pratique (USBR) : $b = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$ (III.96)

Formule simplifiée : $b = 3.6H_b^{1/3} - 3$ (III.97)

Avec : $H_b = NNR - Cote_{min} + H_{dév} + R + T$ (III.98)

NNR : Cote de niveau NNR en (m)

$Cote_{min}$: Cote minimale (cote du fond), $Cote_{min}$ = 830 m

$H_{dév}$: Charge déverse par le déversoir

R : La revanche = 2.07 m ; T : Le tassement = 0.61 m

Tableau III.46 : Résultats de calcul de la largeur en crête

B (m)	$H_{dév}$ (m)	H_b (m)	Largeur en crête en (m)				
			KNAPPEN	PREECE	pratique	simplifiée	Moyen
15	1.49	41.17	10.59	8.06	10.69	9.43	9.69
20	1.34	41.02	10.57	8.05	10.68	9.42	9.68
25	1.34	41.02	10.57	8.05	10.68	9.42	9.68
30	1.27	40.95	10.56	8.04	10.67	9.41	9.67
35	1.27	40.95	10.56	8.04	10.67	9.41	9.67
40	1.22	40.90	10.55	8.03	10.66	9.40	9.66
45	1.22	40.90	10.55	8.03	10.66	9.40	9.66
50	1.22	40.90	10.55	8.03	10.66	9.40	9.66
55	1.20	40.88	10.54	8.03	10.65	9.40	9.65
60	1.20	40.88	10.54	8.03	10.65	9.40	9.65
65	1.20	40.88	10.54	8.03	10.65	9.40	9.65

On choisi une largeur en crête de b = 9.66 m

III.8.4 Calcul des couts

III.8.4.1 Cout de la digue

On calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, a par tire du profil longitudinal de l'axe du barrage, le volume de la digue est calculé par la formule suivant : $V_b = \sum V_i$ (III.99)

Et $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i$ (III.100)

Avec :

V_i : Le volume de barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i, est donnée par la formule suivante : $S_i = \frac{b+Bi}{2} \times H_i$ (III.101)

B_i : C'est la largeur de base ; $B_i = (m_1 + m_2) \times H_i + b$ (III.102)

m_1 ET m_2 : Fruits du talus amont et aval, m_1 =3, m_2 =2.5

b : Largeur en crête en (m)

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

$$H_i = NNR - Cote_{min} + H_d + R + T$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 700 DA.

Les volumes et les couts de la digue sont représentés dans le tableau suivant

Tableau III.47 : Cout de la digue

B (m)	H_b (m)	V_b (m^3)	Cout (DA)
15	41.17	279887	195920900
20	41.02	278534	194973800
25	41.02	278534	194973800
30	40.95	277904	194532800
35	40.95	277904	194532800
40	40.90	277455	194218500
45	40.90	277455	194218500
50	40.90	277455	194218500
55	40.88	277275	194092500
60	40.88	277275	194092500
65	40.88	277275	194092500

III.8.4.2 Cout de l'évacuateur de crue

Le déversoir :

Le déversoir sera construire en béton armé, le type de profil « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puise pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil.

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47(\frac{X}{H})^{1.80} \qquad \text{(III.103)}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil en (m)

X : Abscisse du profil en (m)

Le volume de déversoir sera : $V_d = S_d \times b$

Avec :

S_d : Section transversale en (m^2)

b : Largeur de déversoir en (m)

En fixant le mètre cube de béton à 35 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.48 : Cout de déversoir

B (m)	H_d (m)	S_d (m^2)	V_d (m^3)	Cout (DA)
15	1.49	14.39	215.85	7554750
20	1.34	12.95	259	9065000
25	1.34	12.95	323.75	11331250
30	1.27	12.27	368.1	12883500
35	1.27	12.27	429.45	15030750
40	1.22	11.79	471.6	16506000
45	1.22	11.79	530.55	18569250
50	1.22	11.79	589.5	20632500
55	1.20	11.59	637.45	22310750
60	1.20	11.59	695.4	24339000
65	1.20	11.59	753.35	26367250

Le coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 190 m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est calcul par la formule suivant

$$V_b = S_b \times b_{coursier}$$

Avec :

$b_{coursier}$: C'est la largeur de coursier, et donnée par : $b_{coursier} = Q_{max}^{0.4}$ (III.104)

$$b_{ext.coursier} = b_{coursier} + 1.4$$

$$S_{radier} = b_{ext.coursier} \times e \quad \text{Avec e = 1 m}$$

$$H_{mur} = H_d + 0.8$$

$$S_{mur} = H_{mur} \times e \times 2 \quad \text{Avec e = 0.7 m}$$

Volume totale de coursier = (surface de radier + surface de mur) × $b_{coursier}$

Tableau III.49 : Cout de coursier

B (m)	H (m)	Q (m^3/s)	$b_{coursier}$ (m)	$b_{ext.c}$ (m)	S_{radier} (m^2)	H_{mur} (m)	S_{mur} (m^2)	S_b (m^2)	V_b (m^3)	Cout (DA)
15	1.49	59.21	5.12	6.52	6.52	2.29	3.206	9.726	49.80	1743000
20	1.34	67.26	5.38	6.78	6.78	2.14	2.996	9.776	52.59	1840650
25	1.34	85.13	5.92	7.32	7.32	2.14	2.996	10.316	61.07	2137450
30	1.27	93.03	6.13	7.53	7.53	2.07	2.898	10.428	63.92	2237200
35	1.27	109.52	6.54	7.94	7.94	2.07	2.898	10.838	70.88	2480800
40	1.22	118.01	6.74	8.14	8.14	2.02	2.828	10.968	73.92	2587200
45	1.22	132.21	7.06	8.46	8.46	2.02	2.828	11.288	79.69	2789150
50	1.22	149.22	7.41	8.81	8.81	2.02	2.828	11.638	86.24	3018400
55	1.20	156.69	7.55	8.95	8.95	2.00	2.8	11.75	88.71	3104850
60	1.20	171.75	7.83	9.23	9.23	2.00	2.8	12.03	94.19	3296650
65	1.20	189.59	8.15	9.55	9.55	2.00	2.8	12.35	100.65	3522750

<u>Canal d'approche :</u>

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 2.07 m et hauteur de pelle de 2.5 m.

La hauteur totale du mur est calculée par la formule suivant

$$H_c = H + R + P \quad \text{(III.105)}$$

Le volume de canal d'approche est calculé par sa formule

$$V = S \times L = H_c \times e \times 2 \times L \quad \text{(III.106)}$$

Tableau III.50 : Cout du canal d'approche

B (m)	H (m)	H_c (m)	S (m^2)	V (m^3)	Cout (DA)
15	1.49	6,06	6,06	242,4	8484000
20	1.34	5,91	5,91	236,4	8274000
25	1.34	5,91	5,91	236,4	8274000
30	1.27	5,84	5,84	233,6	8176000
35	1.27	5,84	5,84	233,6	8176000
40	1.22	5,79	5,79	231,6	8106000
45	1.22	5,79	5,79	231,6	8106000
50	1.22	5,79	5,79	231,6	8106000
55	1.20	5,77	5,77	230,8	8078000
60	1.20	5,77	5,77	230,8	8078000
65	1.20	5,77	5,77	230,8	8078000

III.8.4.3 Cout total du barrage

Le cout total de notre barrage est résume dans le tableau suivant

Tableau III.51 : Cout total du barrage

B (m)	H_d (m)	Cout de digue (DA)	Cout évacuateur de crue (DA)			Cout total de digue (DA)
			déversoir	coursier	Canal d'approche	
15	1.49	195920900	7554750	1743000	8484000	213702650
20	1.34	194973800	9065000	1840650	8274000	214153450
25	1.34	194973800	11331250	2137450	8274000	216716500
30	1.27	194532800	12883500	2237200	8176000	217829500
35	1.27	194532800	15030750	2480800	8176000	220220350
40	1.22	194218500	16506000	2587200	8106000	221417700
45	1.22	194218500	18569250	2789150	8106000	223682900
50	1.22	194218500	20632500	3018400	8106000	225975400
55	1.20	194092500	22310750	3104850	8078000	227586100
60	1.20	194092500	24339000	3296650	8078000	229806150
65	1.20	194092500	26367250	3522750	8078000	232060500

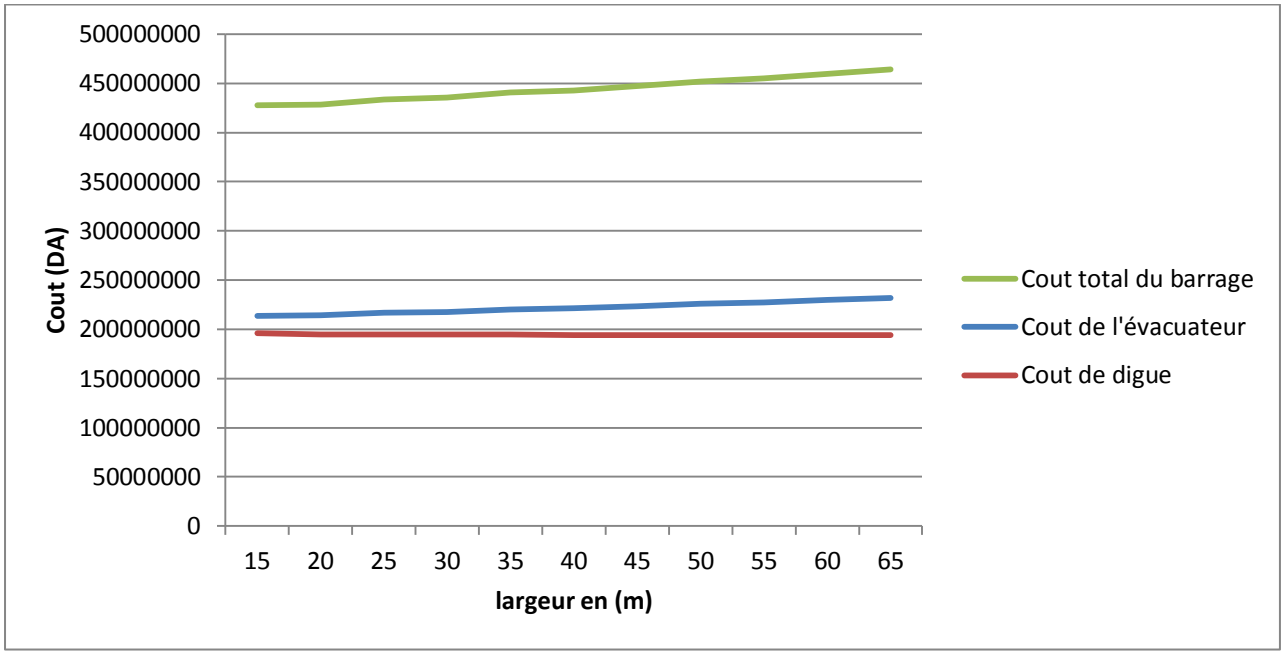


Figure III.22 : Cout de la digue et l'évacuateur et le total

Conclusion :

Après l'étude d'optimisation et tracé la courbe des couts de digue et l'évacuateur et le cout total on choisi une largeur déversant b = 25 m, notre choix est basé sur le cout total et la hauteur de barrage qui est H_b = 41.02 m.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation des débits, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau suivant

Tableau III.52 : Tableau récapitulatif de l'étude hydrologique

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	2.43
Volume utile	Mm^3	11.45
Volume au NNR	Mm^3	13.88
Cote du fond	m NGA	830
Cote NNR	m NGA	867
Cote NPHE	m NGA	868.34
Tassement	m	0.61
Revanche	m	2.07
Cote en crête	m NGA	871.02
Largeur en crête	m	9.66
Débit évacué	m^3/s	85.13
Largeur du déversoir	m	25
Charge déversée	m	1.34

Introduction :

La construction de tout barrage doit-être équipé des ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Le but de ces ouvrages annexes est de transit l'eau du bief amont vers le bief aval.

Les ouvrages annexes d'un barrage sont :

- La dérivation provisoire
- L'évacuateur de crue
- La vidange de fond
- La prise d'eau

Le but de notre étude est de dimensionnée l'évacuateur de crue, cet évacuateur est destiné à transit les crues à traves le barrage, et au même temps assurer la sécurité de barrage et les autre ouvrages durant la période de crue, par le contrôle des cotes de plus haute d'eau et éviter la submersion de la crête du barrage.

Les fonctions principales de l'évacuateur de crue sont :

1) Maintien les fonctions normale de l'eau de la rivière (compensation de l'approvisionnement en eau)
2) Evacuation de l'eau pour utilisation
3) Maintien du niveau de l'eau initial dans l'opération de contrôle des crues
4) Contrôler les inondations
5) Contrôle des inondations supplémentaires
6) Libération du surplus d'eau (sécurisation du barrage et du réservoir)
7) Abaissement des niveaux d'eau (épuisement des niveaux d'eau en cas d'urgence)

Il existe plusieurs type des évacuateurs, la classification des ces types est faites suivants différents critères :

A) Selon le type de fonctionnement hydraulique :
   - Evacuateur de surface :
     - Evacuateur à entonnement frontal
     - Evacuateur à entonnement latéral
     - Evacuateur labyrinthe
     - Evacuateur de bec de chanel
   - Evacuateur en charge :
     - Evacuateur en puits
     - Evacuateur en siphon

B) Selon l'emplacement par rapport à la digue :
   - Evacuateur central
   - Evacuateur latéral

- Evacuateur latéral à entonnement frontal
- Evacuateur latéral à entonnement latéral

C) Selon le control de débit :

- Evacuateur avec des vannes
- Evacuateur à surface libre

Le choix de type de l'évacuateur de crue dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et aussi économiques.

IV.1 Choix de type de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre on considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont les suivantes :

- ❖ Le débit maximum à évacuer (le débit de crues)
- ❖ Les conditions topographiques du site
- ❖ Les conditions géologiques du site
- ❖ Les difficultés de réalisation
- ❖ Le risque de saturation
- ❖ La séismicité de la zone
- ❖ Le type de barrage
- ❖ Le cout de l'évacuateur

Dans notre cas un barrage en terre, on ne peut pas mettre un évacuateur de crues central sur le barrage à cause de :

- ✓ L'ouvrage sur digue est instable nécessite un system de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.
- ✓ Déformation et déplacement dues aux tassements.
- ✓ Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage.

Donc la variante de l'évacuateur latéral sur la rive droite ou la rive gauche est la plus répondue aux plusieurs critères de choix de type de l'évacuateur :

- ✓ Facile à réalise sur la cote de la digue
- ✓ Facile pour calculer cette variante
- ✓ Un dispositif sur et efficace
- ✓ Il y a une possibilité pour évacuer un débit supérieur au débit de crue calculé
- ✓ Ne cout pas cher par rapport a barrage déversoir en béton.

IV.2 Choix de la rive de l'évacuateur

Il reste préférable de réaliser cet évacuateur dans la rive gauche de barrage, pour minimiser la longueur de coursier ce qui diminue le volume de terrassement et aussi les dimensions de bassin de dissipation (la longueur et la largeur de bassin), et de ne pas couper les accès au barrage en réalisant le canal de restitution.

IV.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral

Les éléments de cet évacuateur de crue sont les suivantes :

- ✓ Canal d'approche
- ✓ Déversoir
- ✓ L'auge de réception
- ✓ Coursier
- ✓ Bassin de dissipation
- ✓ Canal de fuite

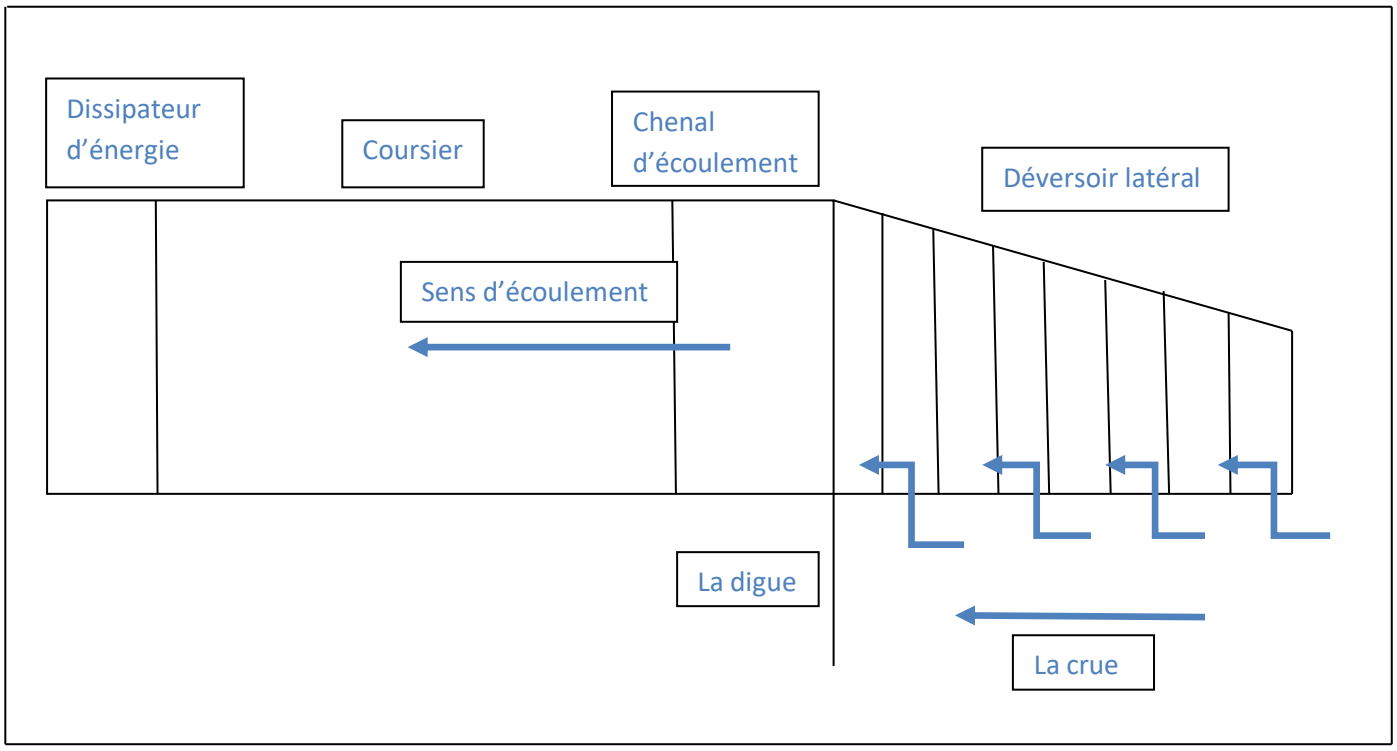


Figure IV.1 : Description de l'évacuateur latéral à entonnement latéral

Pour le dimensionnement de l'évacuateur on est besoins des données suivantes :

Débit maximum à évacuer = 85.13 m^3/s

La charge déversant = 1.34 m

IV.3.1 Canal d'approche

IV.3.1.1 Vitesse d'approche

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

$$V_a = \frac{q_{év}}{S_c} \qquad \text{(IV.1)}$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en (m/s)

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer = 85.13 m^3/s

S_c : Section de canal d'approche (section rectangulaire) = $b \times$(P+h)

b : Largeur de déversoir en (m)

$$b = \frac{Q}{mH^{3/2} \times \sqrt{2g}} \qquad \text{(IV.2)}$$

A.N : b = 25,82 m

h : Charge déversant en (m)

P : Hauteur de pelle, $0.4 < \frac{P}{H} < 1.6$

On a H = 1.34 m donc 0.536 < P < 2.144

On va prend P = 1.5 m

$$V_a = \frac{85.13}{25{,}82 \times (1.5 + 1.34)}$$

$$\boldsymbol{V_a = 1{,}16\ m/s}$$

On a $V_a < V_{adm} = 2$ m/s, donc il y a pas de risque d'érosion.

IV 3.1.2 Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{I_0} \qquad \text{(IV.3)}$$

Donc : $I_0 = \left(\frac{Q \times n}{S \times R^{\frac{2}{3}}}\right)^2 = \left(\frac{V \times n}{R^{\frac{2}{3}}}\right)^2$; $R = \frac{S}{P}$

Avec :

Q : Débit déversant en (m^3/s)

S : Section mouillée en (m^2)

P : Périmètre mouillée en (m)

R : Rayon hydraulique en (m)

n : Coefficient de Manning (n = 0.03)

I_0 : Pente de fond

$I_0 = (\frac{1.16 \times 0.03}{2.33^{\frac{2}{3}}})^2 = 0.00039$; $\boldsymbol{I_0 = 0.039\ \%}$

IV.3.1.3 Hauteur du mur de canal d'approche

La hauteur de mur du canal est calculée par la formule suivante :

$H_m = H + P + R$

$R = 0.6 + 0.05\ V.\ H^{1/3}$

$R = 0.6 + 0.05 \times 1.16 \times 1.34^{1/3} = 0.66$ m

Donc la hauteur de mur est :

$H_m = 1.34 + 1.5 + 0.66 =$ **3.5 m.**

IV.3.2 Déversoir et canal latéral

Pour le profile géométrique de déversoir on a choisi un déversoir à paroi mince de profile Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

IV.3.2.1 Quadrant aval

Les coordonnées du profile déversoir sont déterminer à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{y}{H} = 0.47 \times (\frac{x}{H})^{1.85} \qquad \text{(IV.4)}$$

Les résultats des coordonnées du profile de déversoir par la méthode de Creager sont représentés dans le tableau suivante :

Tableau IV.1 : Calcul du profile Creager du déversoir (parement aval)

Coordonnées pour construire le profile déversoir d'après Creager à H = 1 m			Coordonnées pour construire le profile déversoir d'après Creager à H = 1.34 m			
X/H	Surface intérieur (profile du déversoir)	Surface extérieur	H (m)	X/H	Y/H	Y´/H
0	0,126	-0,831	1.34	0	0,169	-1,114
0,1	0,036	-0,803		0,134	0,048	-1,076
0,2	0,007	-0,772		0,268	0,009	-1,034
0,3	0	-0,74		0,402	0	-0,991
0,4	0,007	-0,702		0,536	0,009	-0,940
0,6	0,06	-0,62		0,804	0,080	-0,830
0,8	0 ,147	-0,511		1,072	0,196	-0,684
1	0,256	-0,38		1,34	0,343	-0,509
1,2	0,393	-0,219		1,608	0,526	-0,293
1,4	0,565	-0,03		1,876	0,757	-0,040
1,7	0,873	0,305		2,278	1,169	0,408
2	1,235	0,693		2,68	1,654	0,928
2,5	1,96	1,5		3,35	2,626	2,01
2,8	2,478	2,21		3,752	3,320	2,961

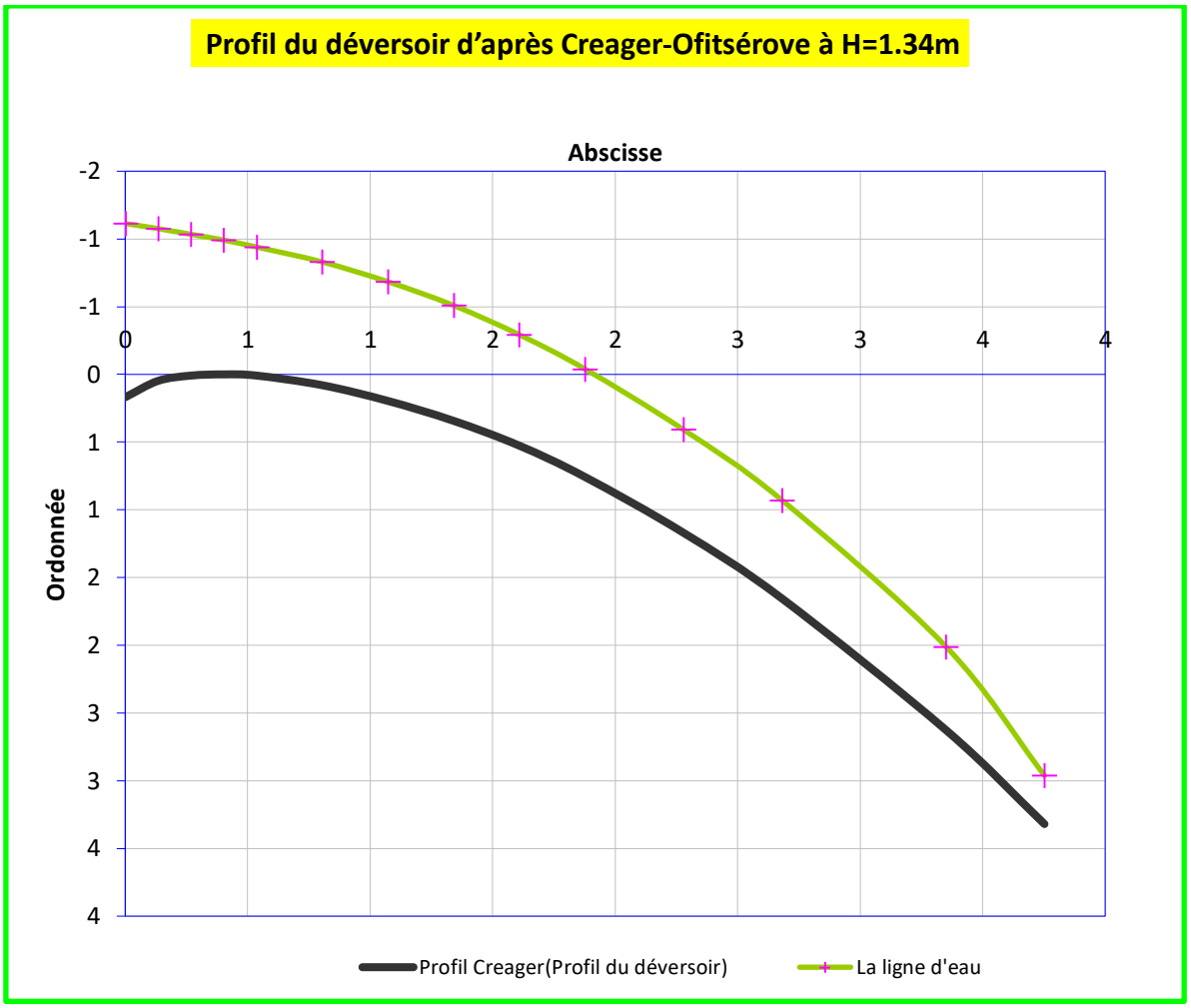


Figure IV.2 : Profile du déversoir et la nappe déversant

IV.3.2.2 Quadrant amont

On a : $h_0 = V^2/2g$

$X_c = 0.2677 \times H = 0.36$

$Y_c = 0.114 \times H = 0.15$

$R_1 = 0.515 \times H = 0.69$

$R_2 = 0.216 \times H = 0.29$

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United states Army , corps of Engineers), 1958.

La courbe du la crête se compose de trois arc circulaires.

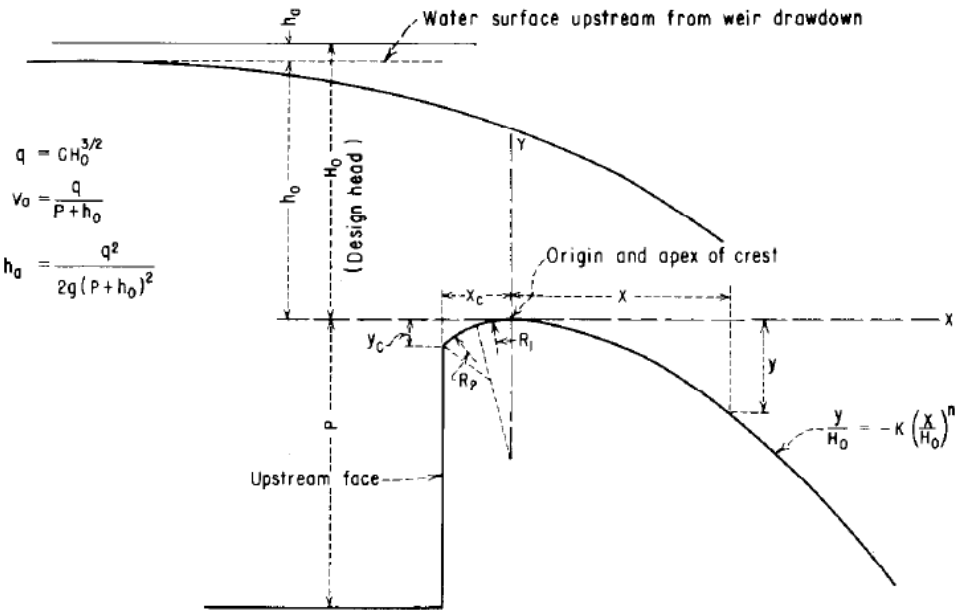


Figure IV.3 : Détail du quadrant amont (Design of small dams, 1987)

Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas ou P < 10 m on prend R = 0.5×P

On a P = 1.5 m < 10 m

Donc R = 0.5×1.5 = 0.75 m.

IV.3.2.3 Calcul hydraulique

Au point de vue hydraulique des auges prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge de réception de section qui augmente dans le sens de l'écoulement, car le débit augmente, donc on choisie un canal de forme trapézoïdale, de largeur de fond variable et fruit de talus de ½.

Choix de la largeur du fond du canal latéral

La largeur minimale du fond du canal latéral (b) est donnée par la formule suivante :

$b = Q^{0.4} = 85.13^{0.4}$ = 5.92 m

On prend **b = 6 m.**

On fait varier la largeur de l'auge de réception de 3m à 6m comme le montre la figure suivante :

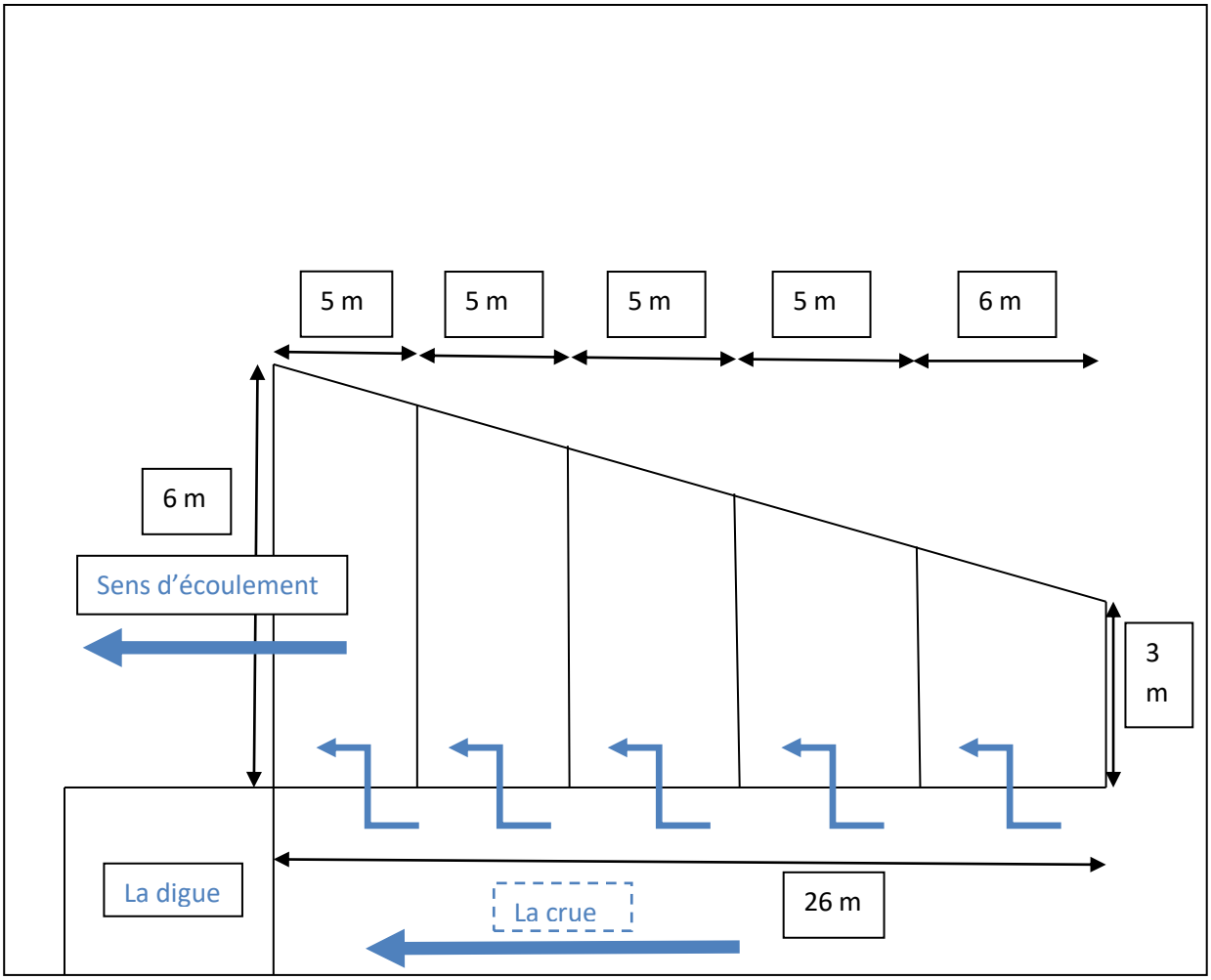


Figure IV.4 : Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranche

Calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception :

Pour un béton ordinaire, on prend la vitesse admissible d'écoulement V = 6 m/s et le coefficient de rugosité de Manning n = 0.016 $s/m^{1/3}$. Le coefficient de débit de seuil déversoir latéral est m = 0,36. La longueur déversant est 26 m, on admit aussi une pente de 0,2 %.

La méthode : on va utilisée la méthode de USBR 1

On divise la longueur de l'auge en tranche, et on fait le calcul de la ligne d'eau pour chaque tranche.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des différences de cotes de la ligne d'eau et de l'auge

Section	X	Q (m^3/s)	V (m/s)	B (m)	H (m)	I	I_{moy}	ΔH (m)
6	26	85,13	6	6	2,36	0,00635894	0,00681242	0,034
5	21	68,754	6	5	2,29	0,0072659	0,00799629	0,040
4	16	52,384	6	4,5	1,94	0,00872668	0,0100228	0,050
3	11	36,014	6	4	1,50	0,01131892	0,00960887	0,048
2	6	19,644	4,5	3,5	1,25	0,00789883	0,00994196	0,050
1	0	3,274	3	3	0,36	0,01198509		

Avec :

H : le tirant d'eau de la section est calculé par $h = \frac{Q}{V \times B}$

I : c'est la pente de la line d'eau dans la section est calculé par $I = \frac{V^2}{C^2 \times R}$

Ou $R = \frac{A}{P} = \frac{B \times H}{B + 2 \times H}$; Et $C = (1/n) \times R^{1/6}$

I_{moy} : C'est la pente moyen est calculé par $I_{moy} = (I_n + I_{n+1})/2$

ΔH : C'est la perte de charge est calculé par $\Delta H = I_{moy} \times \Delta X$

Tableau IV.3 : Récapitulatif des cotes de la ligne de l'eau

Section	Cote ligne d'eau	Cote du fond
1	868,34	867
2	868,29	867
3	868,24	866,74
4	868,19	866,25
5	868,15	865,86
6	868,11	865,75

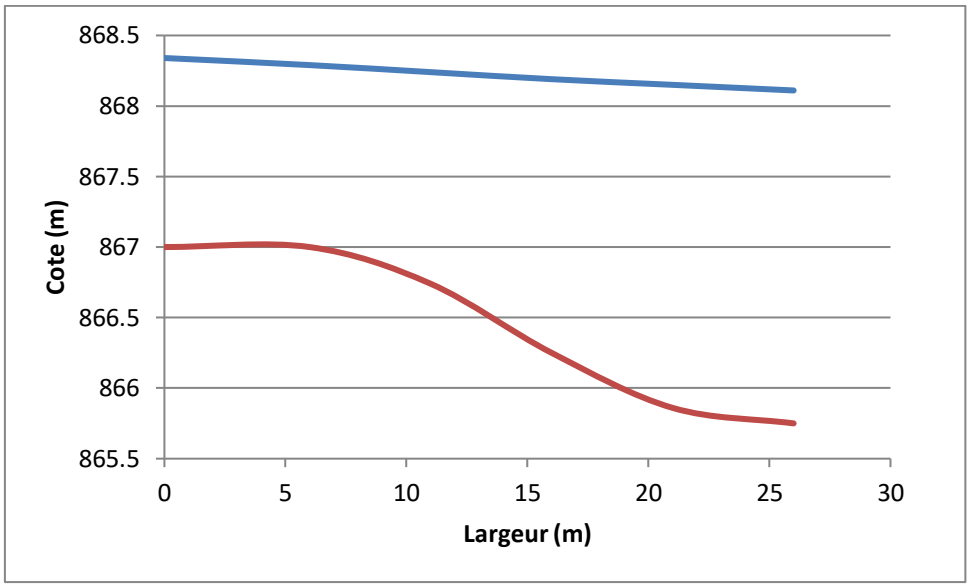


Figure IV.5 : Profile en long du canal latéral

Détermination des hauteurs des murs bajoyers

Pour le déversoir et le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue c'est-à-dire 871,02 m.

IV.3.3 Chenal d'écoulement

Après l'auge de réception on va voir le chenal d'écoulement de forme rectangulaire avec une largeur de 6m. Le régime d'écoulement dans ce canal doit être fluvial ou la pente du fond est inférieure à la pente critique.

Profondeur critique :

La profondeur critique d'un canal rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g \times b^2}} \qquad \text{(IV.5)}$$

A.N :

$h_c = \sqrt[3]{\frac{85.13^2}{9.81 \times 6^2}} = 2{,}74$ m.

Pente critique :

La pente critique est calculée par la formule suivante :

$$I_c = \left(\frac{Q_{max} \times (b+2\times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}}\right)^2 \qquad \text{(IV.6)}$$

A.N :

$I_c = (\frac{85.13\times(6+2\times2.74)^{2/3}}{62.5\times(6\times2.74)^{5/3}})^2$ = 0,0043

Profondeur normale :

Pour un écoulement uniforme on utilise la formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I_0^{1/2} \qquad \text{(IV.7)}$$

Par itération successive on trouve h_n = 3,64 m.

Nombre de Froude :

Le nombre de Froude est calculé par la formule suivante :

$F_r = \frac{V}{\sqrt{g\times h}} = \frac{3.90}{\sqrt{9.81\times3.64}}$ = 0,65

Détermination de la hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue.

A l'aval la hauteur est calculé par :

$$H_{baj} = Y_{aval} + R \qquad \text{(IV.8)}$$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 \times V_{aval} \times Y_{aval}^{1/3}$

$Y_{aval} = Y_{critique}$ =2,74 m et V_{aval} =5,18 m/s

Donc : $R = 0.06 + 0.05 \times 5.18 \times 2.74^{1/3}$ = 0.42

$H_{baj} = 2.74 + 0.42$ = 3,16 m ; on prend $\boldsymbol{H_{baj}}$ **= 3,5 m**

IV.3.4 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

- **Largeur du coursier :**

On garde la même largeur que le chenal d'écoulement, donc b_c = 6 m.

- **Profondeur critique :**

La profondeur critique d'un canal rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g \times b^2}} \qquad \text{(IV.9)}$$

A.N :

$h_c = \sqrt[3]{\frac{85.13^2}{9.81 \times 6^2}}$ = 2,74 m.

- **Pente critique :**

La pente critique est calculée par la formule suivante :

$$I_c = \left(\frac{Q_{max} \times (b+2\times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}}\right)^2 \qquad \text{(IV.10)}$$

Avec : K = 1/n = 1/0.013 = 76,92

A.N :

$I_c = \left(\frac{85.13 \times (6+2\times 2.74)^{2/3}}{76.92 \times (6\times 2.74)^{5/3}}\right)^2$ = 0.0028

- **Profondeur normale :**

Pour un écoulement uniforme on utilise la formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I_0^{1/2} \qquad \text{(IV.11)}$$

Par itération successive on trouve h_n = 0,56 m.

On va voir que $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de la courbe de remous est S2).

- **Nombre de Froude :**

Le nombre de Froude est calculé par la formule suivante :

$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{25.34}{\sqrt{9.81 \times 0.56}}$ = 10,8

- **Calcul de la line d'eau**

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du chenal d'écoulement sont considéré comme des données pour le dimensionnement et le calcul de la line d'eau dans le coursier.

b_c = 6 m, h_c = 2,74 m, h_n = 0,56 m, F_r =10.80 et le régime d'écoulement est torrentiel

La rugosité : n = 0.013, Q = 85.13 m^3/s, L = 83 m.

- **La méthode indirecte d'intégration numérique :**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant (dQ/dX)= 0 est :

$$\frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f)/(1 - F_r^2) \qquad \text{(IV.12)}$$

Avec :

S_0 : La pente du fond

S_f : La pente de la ligne d'énergie

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation du Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 \times Q^2)/(A^2 \times R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2 \times B)/(gA^3)} \qquad \text{(IV.13)}$$

On donne des valeurs arbitraires ày_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de $y_i$utilison y_{moy} et on l'ajout à Δx cumulés jusqu'à cette étape S_i la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y'_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats du calcul est résume dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	1-Fr^2	$\frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{\frac{4}{3}}}$	$I_0 - G_1$	Δx	L
2,74										
2,56	2,65	15,9	11,3	1,407	1,103	-0,103	0,003	0,297	-0,035	0
2,38	2,47	14,82	10,94	1,355	1,362	-0,362	0,004	0,296	-0,122	0
2,2	2,29	13,74	10,58	1,299	1,709	-0,709	0,005	0,295	-0,240	0
2,02	2,11	12,66	10,22	1,239	2,184	-1,184	0,006	0,294	-0,403	1
1,84	1,93	11,58	9,86	1,174	2,854	-1,854	0,007	0,293	-0,634	1
1,66	1,75	10,5	9,5	1,105	3,829	-2,829	0,010	0,290	-0,975	2
1,48	1,57	9,42	9,14	1,031	5,303	-4,303	0,013	0,287	-1,501	4
1,3	1,39	8,34	8,78	0,950	7,641	-6,641	0,019	0,281	-2,362	6
1,12	1,21	7,26	8,42	0,862	11,583	-10,583	0,028	0,272	-3,895	10
0,94	1,03	6,18	8,06	0,767	18,779	-17,779	0,046	0,254	-6,991	17
0,76	0,85	5,1	7,7	0,662	33,415	-32,415	0,082	0,218	-14,839	32
0,58	0,67	4,02	7,34	0,548	68,229	-67,229	0,169	0,131	-51,372	83

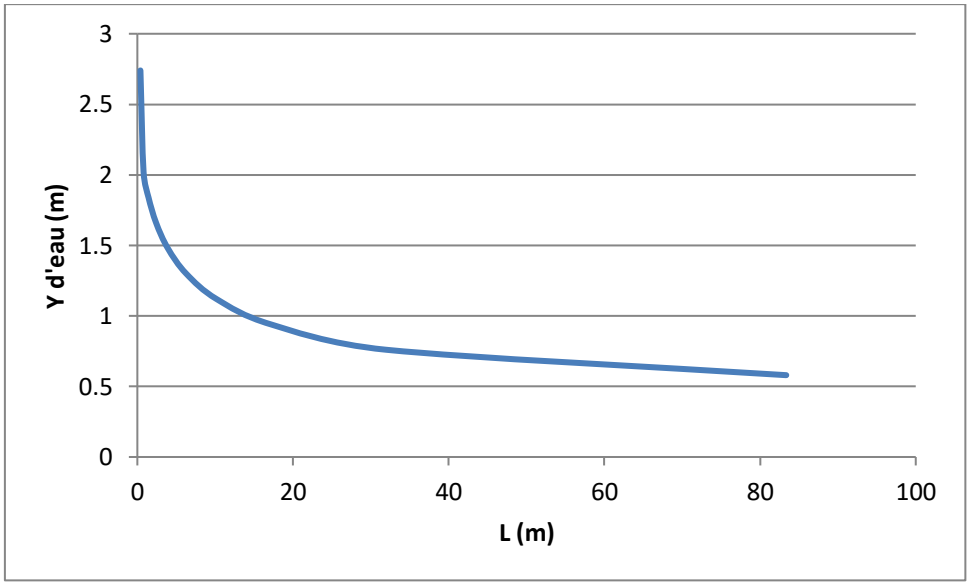


Figure IV.6 : La ligne d'eau dans le coursier

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

La formule de la hauteur des murs bajoyers est :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R c'est la revanche

$$R = 0.06 + 0.05 \times V_{aval} \times Y_{aval}^{1/3}$$

Et d'après le graphe de la ligne d'eau les hauteurs des murs variant dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse d'écoulement.

En représente les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : hauteur des murs bajoyers dans le coursier

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H_{baj} (m)
0	2,74	5,18	0,42	3,16
1	2,02	7,02	0,50	2,52
2	1,66	8,55	0,57	2,23
4	1,48	9,59	0,61	2,09
6	1,3	10,91	0,66	1,96
10	1,12	12,67	0,72	1,84
17	0,94	15,09	0,80	1,74
32	0,76	18,67	0,91	1,67
83	0,58	24,46	1,08	1,66

- **Vérification des phénomènes d'aérations et les vagues roulantes le long de coursier**

Aération de coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts lies à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

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

$$V_{cr} = 6{,}63\sqrt{gR\cos\theta} \times \sqrt{1 + \frac{0{,}0011}{R^2}} \times \left(1 + \frac{8{,}71n}{R^{1/6}}\right) \qquad \text{(IV.14)}$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique en (m/s).

R : rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité (n=0,013).

On représente la vitesse critique pour chaque section dans le coursier dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	V_{cr} (m/s)	V_{cr} > V
0	2,74	1,432	5,18	27,77	Vérifié
1	2,02	1,207	7,02	25,57	Vérifié
2	1,66	1,069	8,55	24,11	Vérifié
4	1,48	0,991	9,59	23,25	Vérifié
6	1,3	0,907	10,91	22,28	Vérifié
10	1,12	0,816	12,67	21,17	Vérifié
17	0,94	0,716	15,09	19,88	Vérifié
32	0,76	0,606	18,67	18,36	Non Vérifié
83	0,58	0,486	24,46	16,52	Non Vérifié

On remarque que la condition d'écoulement non aéré dans les deux derniers cas, donc il y a un problème des vagues roulantes.

Pour faire la condition vérifié dans le dernier cas il faut que V < V_{cr} = 16.52 m/s

Si on prend V = 15 m/s la rugosité sera égale :

$$n = \frac{R^{1/6} \times \sqrt{R \times I}}{V_{adm}} = \frac{0.486^{1/6} \times \sqrt{0.486 \times 0.3}}{15} = 0{,}023.$$

Donc le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.023 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV.3.5 Dissipateur d'énergie (saut de ski)

Il existe plusieurs types d'ouvrages de restitution et dans le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour cette variante un saut de ski s'avéré intéressant vue la topographique (afin d'éviter des quantités énorme d'excavation), et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement (en comparant avec un bassin de type USBR). Le principe consiste à installer, en bas de coursier, un bec relançant l'eau vers le haute suivant un angle de θ.

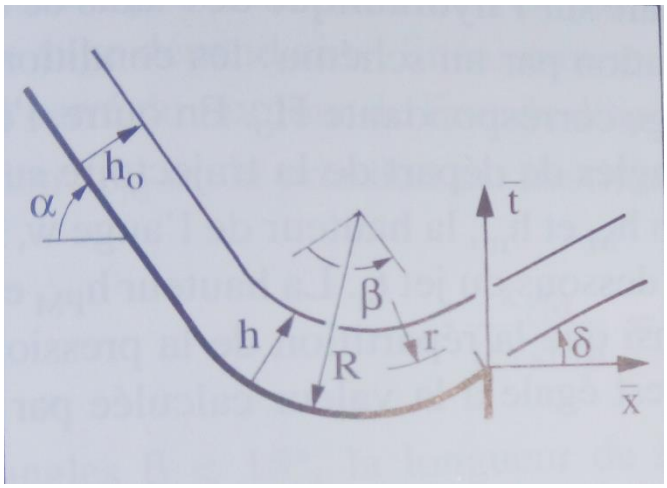


Figure IV.7 : Auge de dissipation (saut de ski). (Wili H. Hager & Schleiss, 2009).

Type d'écoulement :

Le saut de ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le première cas apparait pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval, le deuxième cas est celui de jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

Dimensionnement d'un dissipateur :

Le dimensionnement du dissipateur consiste à répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire) ?

Le R_{min} dépend de la charge H_1 et de nombre de Froude.

Caractéristiques de l'écoulement :

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- Le débit unitaire : $\mathbf{q_1 = 14{,}19\ m^2/s.}$
- La hauteur d'eau à l'amont : $\mathbf{h_1 = 0{,}58\ m.}$
- La vitesse : $V = Q/(b \times h_1)$ ➔ $\mathbf{V = 24{,}46\ m/s.}$
- Le nombre de Froude : $F = V/\sqrt{g \times h_1}$ ➔ $\mathbf{F = 10{,}25.}$
- La charge d'eau : $H_1 = h_1 + V^2/(2g)$ ➔ $\mathbf{H_1 = 31{,}07\ m.}$

La répartition des vitesses V = V(r) à travers l'auge à angle d'ouverture **β** suit la loi

$$\boldsymbol{V \times r = \text{Constante}}$$

Avec : r c'est le rayon de courbure de la ligne d'eau.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\Delta P_f = \frac{F^2 \times \rho \times g \times h_1^2}{R} \qquad \text{(IV.15)}$$

Avec : R c'est le rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude

On a F = 10,25 ➔ l'abaque ➔ donne R_{min}/H_1 = 0,14

Donc $R_{min} = 0{,}14 \times H_1 = 0{,}14 \times 31{,}07$ = 4,35 m

On prend **R = 4,5 m.**

Donc : ΔP_f = 77,05 KN/m^2

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

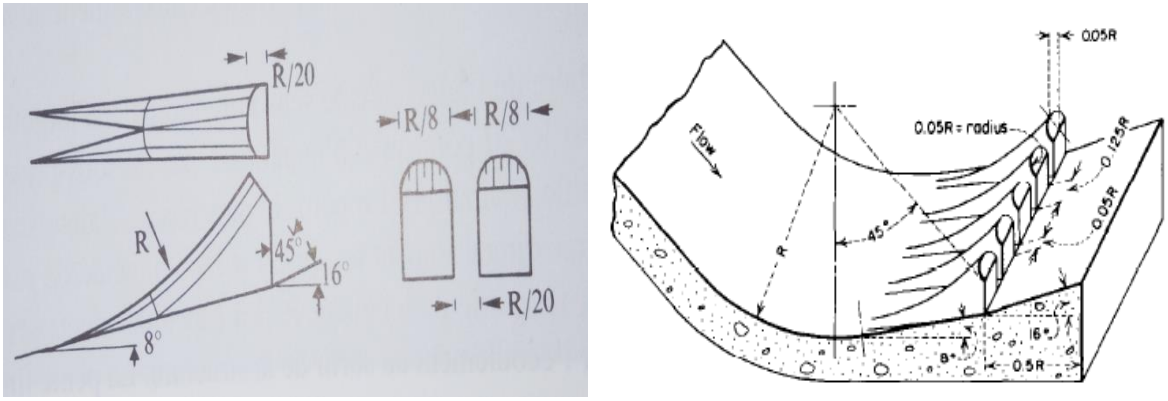


Figure IV.8 : Dent du dissipateur à auge USBR (Wili H. Hager & Schleiss, 2009).

La largeur d'une dent est : R/8 = 0,56 m.

L'espace libre entre les dents est : R/20 = 0,23 m

Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier à une longueur de R/2 = 2,25 m à l'aval des dents, sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

Détermination des longueurs de trajectoire de jet :

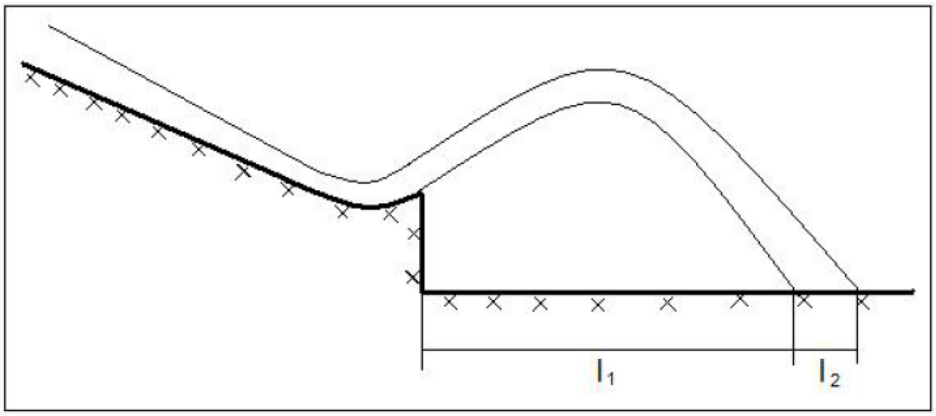


Figure IV.9 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire

$$l_1 = \frac{V_1^2}{2g} cos\alpha (sin\alpha + \sqrt{\frac{2g\left(P+\frac{h}{2}\right)}{V_1^2} + sin\alpha}) \qquad \text{(IV.16)}$$

On prend : P = 1 m

α = 16° (par le figure IV.8)

V_1 : La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s)

A.N: **l_1 = 24,61m.**

$$l_2 = L \times cos\theta \qquad \text{(IV.17)}$$

Avec: $L = 1{,}4 \times q \times \log\frac{V_1}{V_x \times a}$ (IV.18)

D'où :

V_1 : La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s)

V_x : la composante horizontale de la vitesse d'entrée de l'auge (m/s)

q : Débit spécifique = 14,19 m^2/s

a : Coefficient de vitesse 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \qquad \text{(IV.19)}$$

Et : $V_x = V_1 . \Psi$

Ou : Ψ c'est coefficient de vitesse, Ψ = 0,95 et V_1 = 24,46

Donc V_x = 23,24 m/s

A.N : **L = 2,92 m.**

$$\tan\theta = \sqrt{tan^2\alpha + \frac{2g(P+\frac{h}{2})}{V_1^2 \times cos\alpha}} \qquad \text{(IV.20)}$$

A.N : **θ = 11.65°**

Alors : **l_2 = 2,86 m.**

Donc : l = l_1 + l_2 = 27,47 m on prend **l = 28 m**

Détermination des profondeurs à l'aval

F_1 = 10,25 et R_{min}/H_1 = 0,14

D'après l'abaque on trouve

Y_{min} **= 15 m**

Et $Y_{min} = \frac{h_{2min}}{h_1} => h_{2min} = h_1 \times Y_{min} = 0{,}58 \times 15$ = **8,7 m.**

Y_{max} **= 24 m**

Et $Y_{max} = \frac{h_{2max}}{h_1} => h_{2max} = h_1 \times Y_{max} = 0{,}58 \times 24$ = **13,92 m.**

Les hauteurs avales peuvent varier entre 8,7 m et 13,92 m, mesuré à partir du point le plus bas de l'auge.

Dimensionnement du bassin de restitution :

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR

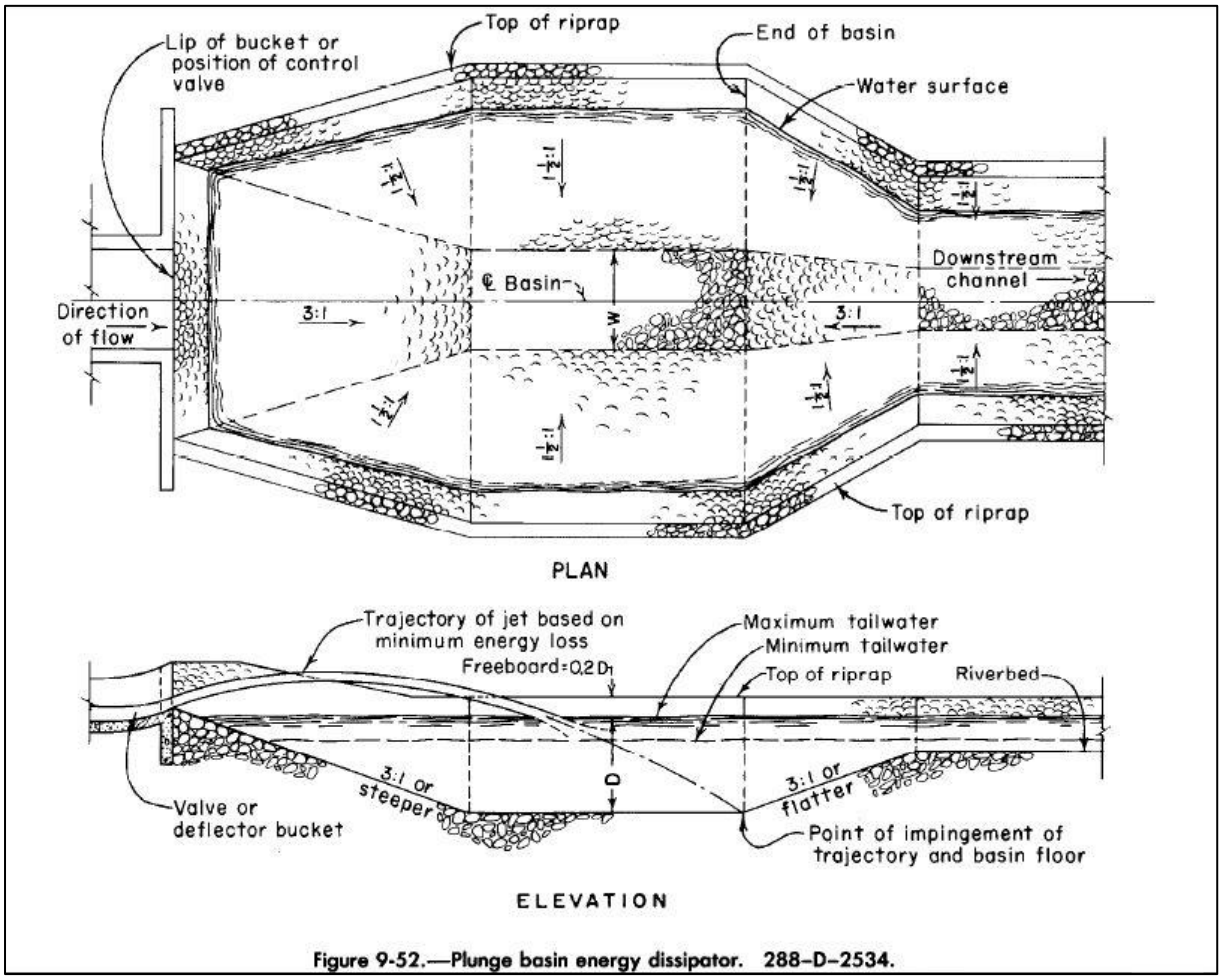


Figure IV.10 : Bassin plongée de type USBR (design of small dams, 1987).

Détermination de la profondeur de la fosse d'amortissement

$$D = 1{,}32 \times H^{0{,}225} \times q^{0{,}54} \qquad \text{(IV.21)}$$

Avec :

q : Débit spécifique en (m^2/s)

H : différence entre la cote de NPHE et la cote d'eau aval est égal à 30 m.

A.N : **D = 11,88 m.**

IV.4 Evacuateur latéral à entonnement frontal

Les éléments de l'évacuateur latéral à entonnement frontal sont :

- ✓ Canal d'approche
- ✓ Déversoir
- ✓ Chenal d'écoulement
- ✓ Convergent
- ✓ Coursier
- ✓ Bassin de dissipation

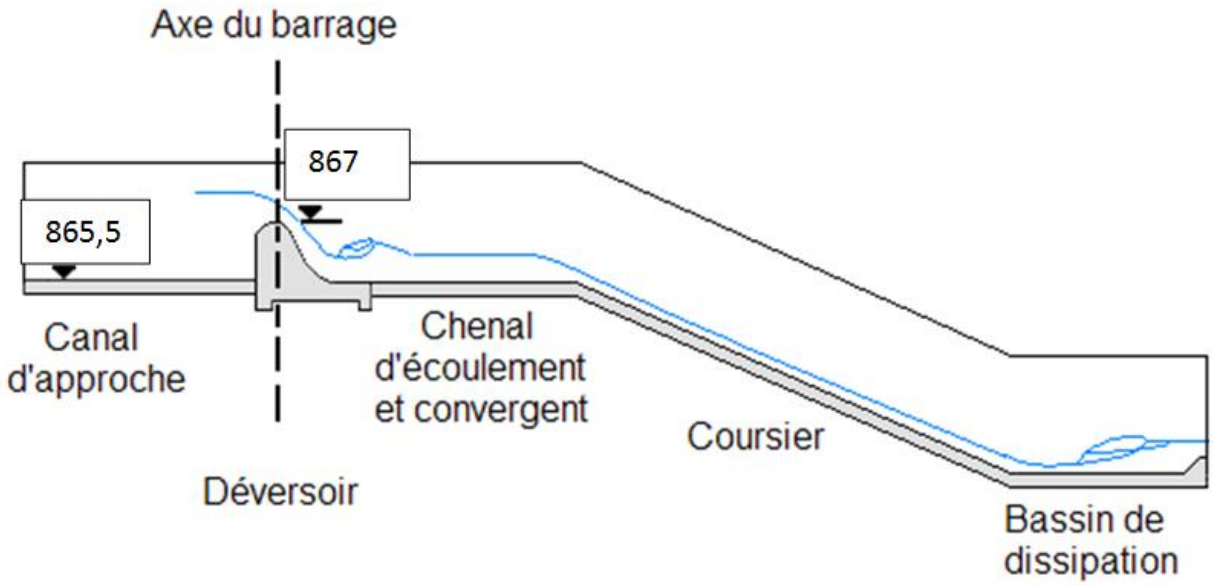


Figure IV.11 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

Les données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur :

- Le débit maximum à évacuer : q = 85,13 m^3/s
- Longueur déversant : L = 25 m
- La charge hydraulique au dessus de déversoir : H = 1,34 m
- Niveau normale de la retenue : NNR = 867 m

IV.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un canal artificiel précède le déversoir, qui permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible (doit être inférieure à la vitesse admissible spécifique à la nature du sol).

La vitesse d'approche :

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

$$V_a = \frac{q_{év}}{S_c} \qquad \text{(IV.22)}$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en (m/s)

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer = 85.13 m^3/s

S_c : Section de canal d'approche (section rectangulaire) = b × H = b ×(P+h)

b : Largeur de déversoir en (m)

h : Charge déversant en (m)

P : Hauteur de pelle, $0.4 < \frac{P}{H} < 1.6$

On a h = 1.34 m donc 0.536 < P < 2.144

On va prend P = 1.5 m

$$V_a = \frac{85.13}{25 \times (1.5 + 1.34)}$$

$$\boldsymbol{V_a = 1,20\ m/s}$$

On a $V_a < V_{adm} = 1{,}85$ m/s, donc il y a pas de risque d'érosion.

Pente du canal d'approche :

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{I_0} \qquad \text{(IV.23)}$$

Donc : $I_0 = (\frac{Q \times n}{S \times R^{\frac{2}{3}}})^2 = (\frac{V \times n}{R^{\frac{2}{3}}})^2$; $R = \frac{S}{P}$

Avec :

Q : Débit déversant en (m^3/s)

S : Section mouillée en (m^2)

P : Périmètre mouillée en (m)

R : Rayon hydraulique en (m)

n : Coefficient de Manning (n = 0.03)

I_0 : Pente de fond

$I_0 = (\frac{1.20 \times 0.03}{2.31^{\frac{2}{3}}})^2 = 0.00042$; $\boldsymbol{I_0 = 0.042\ \%}$

Hauteur du mur de canal d'approche

La hauteur de mur du canal est calculée par la formule suivante :

$H_m = H + P + R$

$R = 0.6 + 0.05\ V.\ H^{1/3}$

$R = 0.6 + 0.05 \times 1{,}20 \times 1.34^{1/3} = 0.66$ m

Donc la hauteur de mur est :

$H_m = 1.34 + 1.5 + 0.66 =$ **3.5 m.**

IV.4.2 Déversoir

Le déversoir est la section de contrôle de l'évacuateur ou la capacité d'évacuation est définie. Le modèle de déversoir on a utilisé est un déversoir de forme du seuil est basée sur le profil de type WES.

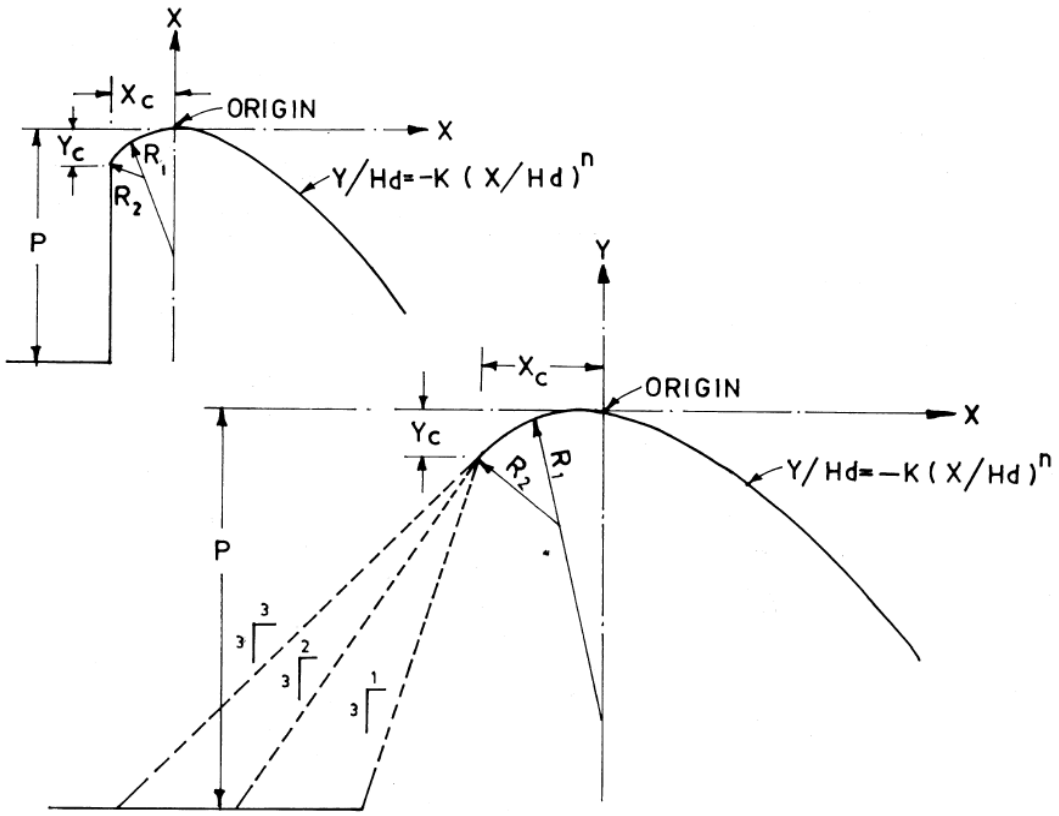


Figure IV.12 : Paramètres du profil amont de déversoir USBR (R. M. KHATSURIA ; 2005)

IV.4.2.1 Quadrant amont :

Calcul les paramètres et les coordonnées des pointes A, B, C :

$$X_a = -0{,}124 \times H_0$$

$$Y_a = 0{,}017 \times H_0$$

$$X_b = -0{,}07 \times H_0$$

$$Y_b = 0{,}209 \times H_0$$

$$X_c = 0{,}220 \times H_0$$

$$Y_c = 0{,}780 \times H_0$$

$$R_1 = 0{,}460 \times H_0$$

$$R_2 = 0{,}199 \times H_0$$

$$K = 0{,}51$$

$$n = 1{,}83$$

K et n sont des coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du coefficient de débit m

Tableau IV.7 : paramètres et les coordonnées des pointes A, B, C

Paramètre	La valeur
X_a	-0,16616
Y_a	0,02278
X_b	-0,0938
Y_b	0,28006
X_c	0,2948
Y_c	1,0452
R_1	0,6164
R_2	0,26666

IV.4.2.2 Quadrant aval :

On utilise la formule suivant :

$$y = 0{,}51H_0 \times \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1{,}83} \qquad \text{(IV.24)}$$

Avec :

y : Distance verticale en (m)

x : Distance horizontale en (m)

H_0 : Charge d'eau sur le déversoir en (m)

Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :

Pour $\frac{P^*}{H} \leq 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \times \left[1 + 0{,}25 \times \frac{P^*}{H_0} - 0{,}0004 \times \left(\frac{P^*}{H_0}\right)^{2{,}5}\right] \quad \text{(IV.25)}$$

Et pour un $\frac{P^*}{H} > 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \times \left[2{,}9 \times \left(\frac{P^*}{H_0}\right)^{0{,}128}\right] \quad \text{(IV.26)}$$

Avec :

H_0 : La charge d'eau sur le déversoir en (m).

P^* : La Hauteur du parement en aval.

Calcul de la hauteur du parement en aval P^*

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18{,}46 \times B_d^2 \times Y_1^2}\right) - H_0 \quad \text{(IV.27)}$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88{,}29 \times B_d^2}} \quad \text{(IV.28)}$$

Avec :

Y_1 : Profondeur de l'eau au pied du déversoir en (m)

Q_d : Débit de projet (m^3/s)

B_d : La longueur de la lame déversante en (m)

H_0 : La charge d'eau sur le déversoir en (m)

A.N :

Q_d = 85,13 m^3/s

H = 1.34 m et B_d = 25 m

Le coefficient de débit est m = 0,49

La hauteur du parement amont P = 1,5 m

Calcul de la hauteur de pelle en aval P^* :

On a : Y_1 **= 0,51 m** alors P^* **= 1,59 m**

On applique la formule (IV.24) pour obtenir les coordonnées x et y, les résultats du calcul sont résume dans le tableau suivante :

Tableau IV.8 : Calcul des coordonnées du profil de quadrant aval

X (m)	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4
Y (m)	0	0,04	0,16	0,33	0,56	0,84	1,17	1,55	1,99

Après le calcul on a trouvé que y > P^* ➔ le calcul est bon.

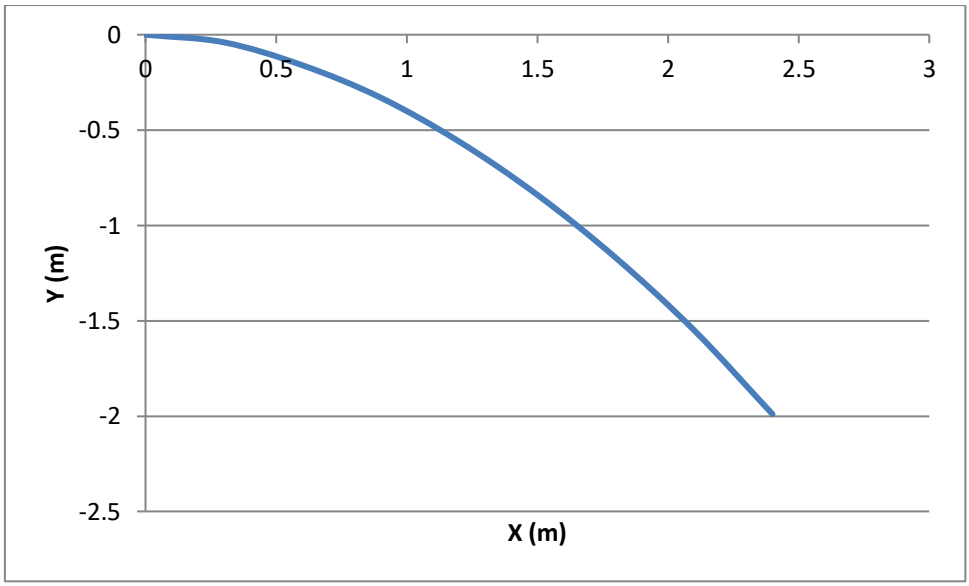


Figure IV.13 : Profil de quadrant aval de déversoir

Calcul du rayon de raccordement du déversoir :

On a : $\frac{P^*}{H}$ = 1,19 < 19 ➔ on applique la formule (IV.25)

Donc R_{ac} **= 1,74 m**

IV.4.2.3 Les paramètre du profil aval :

1) Longueur de la courbure (L_c) :

On adopte une pente de 1 :0.7 pour le parement aval donc à partir de figure IV.14 on trouve que

$\frac{X_l}{H_d} = 1{,}6$, et à partir de figure IV.15 on tire le rapport :

$\frac{L_c}{H_d} = 1.88$ Donc : $Lc = 1.88 * H_d = 1.88 \times 1{,}34 = 2{,}52$ m

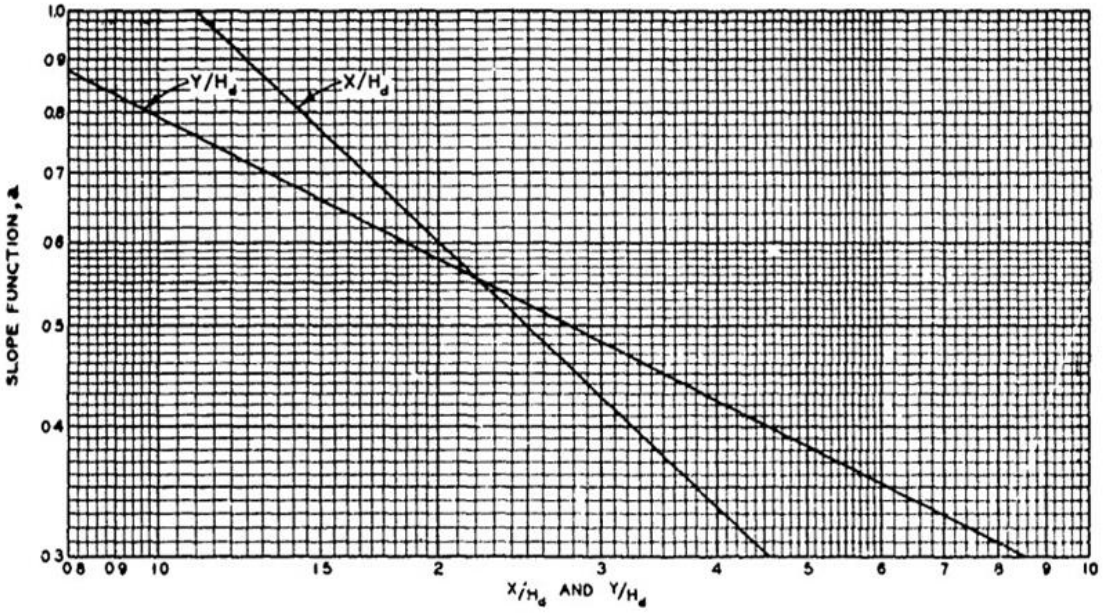


Figure IV.14 : Cordonnées du point tangentiel (P_t) d'un déversoir USBR

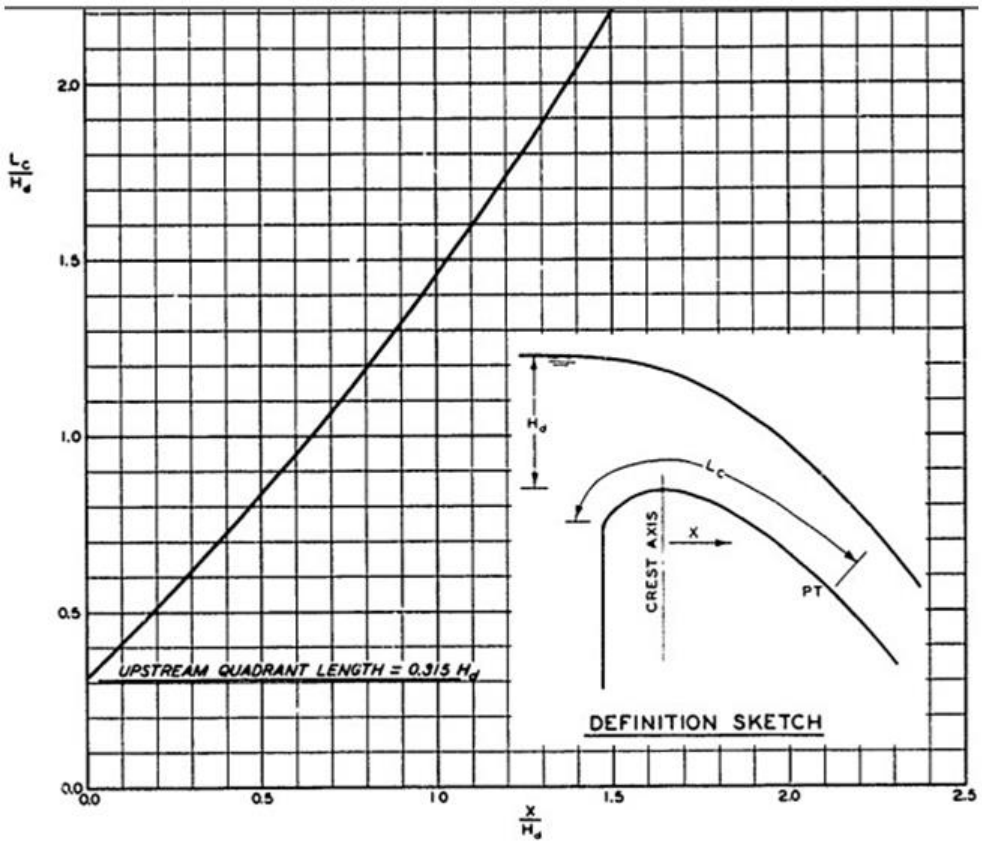


Figure IV.15 : Cordonnées du point tangentiel (P_t) d'un déversoir USBR

2) Longueur de la tangente (L_t) :

A partir de figure IV.14 :

$$\frac{Y_1}{H_d} = 1{,}3$$

$$Y_1 = 1{,}3 \times H_d = 1{,}3 \times 1{,}34 = 1{,}74\ m$$

$$Y_2 - Y_1 = 3{,}17 - 1{,}74 = 1{,}43\ m$$

$$\tan a = \frac{1{,}0}{0{,}7} = 1{,}43$$

$$\sin a = 0{,}82$$

$$L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin a} = 1{,}74\ m$$

Donc la longueur de déversement $L = L_c + L_T = 2{,}52 + 1{,}74 = 4{,}26$ m

3) Calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique consiste à vérifier l'effet de l'entraînement d'air sur l'écoulement et la quantité de l'énergie dissipée pendant le déversement :

Pendant le déversement, la couche limite turbulente continue à se développer jusqu'au pied aval du déversoir. Bauer (1951) a développé la relation suivante :

$$\frac{\delta}{L} = 0{,}08 \times \left(\frac{L}{K}\right)^{-0{,}233} \qquad \text{(IV.29)}$$

Avec :

δ : L'épaisseur de la couche turbulente.

L : La longueur totale de déversement.

K : La rugosité de la surface de déversement.

Epaisseur de la couche turbulente :

$$\frac{L}{K} = \frac{4{,}26}{0{,}61 \times 10^{-3}} = 4{,}98 \times 10^3$$

Donc : $\frac{\delta}{L} = 0{,}08 \times \left(\frac{L}{K}\right)^{-0{,}233}$

$$\frac{\delta}{L} = 0{,}08 \times (4{,}98 \times 10^3)^{-0{,}233}$$

$\frac{\delta}{L} = 0{,}011$ m ➔ δ = 0,047 m

Epaisseur de l'énergie δ_3 :

$\delta_3 = 0{,}22 \times \delta = 0{,}010$ m

La profondeur d_p et la vitesse V au pied de déversoir :

$d_p = Y_1 = 0{,}51$ m

$V = \frac{Q_{dév}}{(B \times d_p)} = \frac{85.13}{25 \times 0{,}51} = 6{,}68$ m/s

La vitesse et la profondeur au pied aval sont respectivement 6,68m/s et 0,52m

Quantité d'énergie dissipé le long la longueur déversement

$$H_L = \frac{\delta_3 \times U^3}{2gq} \qquad \text{(IV.30)}$$

$$H_L = \frac{0{,}010 \times 6{,}68^3}{2 \times 9{,}81 \times 3{,}41}$$

$$H_L = 0.045\ m$$

Profondeur au pied aval (pointe P_c) :

$$d = d_p + 0{,}18 \times \delta$$

$$d = 0{,}51 + 0{,}18 \times 0{,}047 = 0{,}52\ m$$

On remarque que δ < d, donc il y a pas de risque de gonflement de l'écoulement par l'air.

La correction de vitesse :

$V = \frac{Q_{dév}}{(B \times d)} = \frac{85.13}{25 \times 0{,}52} = 6{,}55$ m/s

IV.4.3 Convergent

La contraction entre le seuil de déversoir de forme rectiligne et du coursier est nécessaire, pour guider doucement l'écoulement vers le coursier. Sa largeur au début est égale à 25m, à son fin est égal à celle du coursier.

Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure IV.16. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

- ✓ Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.

- ✓ Si le nombre de Froude f > 1,5 à la fin de contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes.

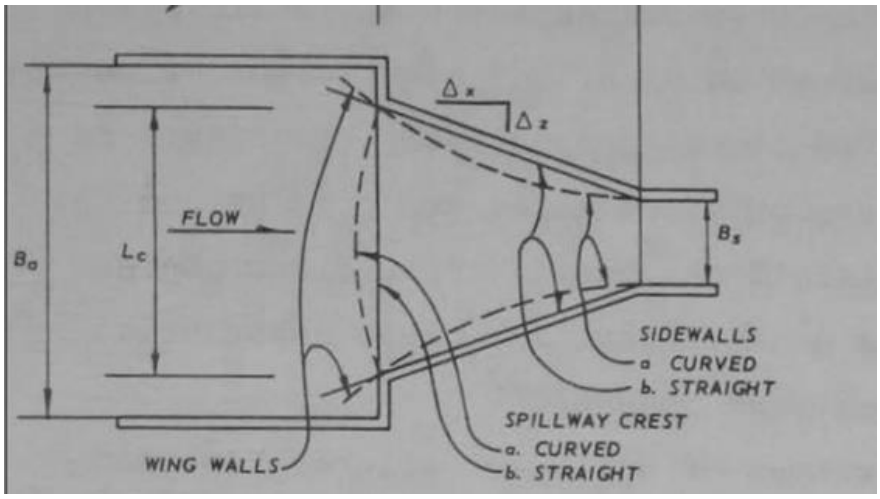


Figure IV.16 : forme de seuil et la contraction des murs de chenal d'écoulement (Cox, R.G.1973)

L'USACE (1990) a suggéré que la courbure des murs sera dimensionnée par la formule suivante :

$$\frac{\sum \Delta S}{\sum \Delta Z} \geq \frac{1}{0{,}38-0{,}0116\times F} \qquad \text{(IV.31)}$$

Avec :

F : nombre de Froude à la fin de la contraction

Détermination de la largeur b_2 à la fin de la contraction :

Pour une longueur de ΔS on fait varier ΔZ

On a :

V_1 (pied aval de déversoir) = 6,55 m/s

h_1 (Pied aval de déversoir) = 0,52 m

Q = 85,13 m^3/s

On tout point du convergent on suppose que l'écoulement est uniforme permanent et régi par l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I_0^{1/2} \qquad \text{(IV.32)}$$

Avec :

Q : Débit déversant en (m^3/s)

n : Coefficient de Manning (n = 0,013)

S : Section mouillé en (m^2)

R : Rayon hydraulique en (m)

I_0 : La pente du fond (I_0 = 0,07 = 7 %)

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times (b \times h_n) \times \left(\frac{b \times h_n}{b + 2 \times h_n}\right)^{2/3} \times I_0^{1/2}$$

On fixe la longueur ΔS = 30 m, et on fait varier ΔZ

On résume les résultats de calcul pour ΔS = 40 m dans le tableau suivante :

Tableau IV.9 : Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir

B (m)	Q (m^3/s)	ΔS (m)	ΔZ (m)	b_2 (m)	h_n (m)	h_c (m)	F	$\frac{\Delta S}{\Delta Z}$	$\frac{1}{0,38-0,0116\times F}$	Condition (IV.31)
25	85,13	30	0	25	0,345	1,057				
25	85,13	30	2	21	0,385	1,188	5,42	15	3,15	Vérifié
25	85,13	30	3	19	0,410	1,270	5,45	10	3,16	Vérifié
25	85,13	30	4	17	0,439	1,367	5,50	7,5	3,16	Vérifié
25	85,13	30	5	15	0,476	1,486	5,52	6	3,16	Vérifié
25	85,13	30	6	13	0,522	1,635	5,54	5	3,17	Vérifié
25	**85,13**	**30**	**7**	**11**	**0,583**	**1,828**	**5,55**	**4,28**	**3,17**	**Vérifié**

A partir du calcul hydraulique de tableau IV.9, on peut conclure que les paramètres hydrauliques à la fin de la contraction sont :

b_2 = 11 m, h_n = 0,583 m, h_c = 1,828 m, ΔS = 30 m, ΔZ = 7 m, et F = 5,55 et l'écoulement est torrentiel.

IV.4.4 Coursier

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Il est composé de 2 parties : la première partie est de longueur de 73 m et une pente de 7%, la deuxième a une longueur de 80 m et une pente de 30%.

IV.4.4.1 Calcul de la ligne d'eau :

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

b_2= 11m, h_n=0,583 m, h_c=1,828 m et F=5,55 et l'écoulement est torrentiel

Ces paramètres sont favorable jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 73 m

Méthode indirecte d'intégration numérique

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant (dQ/dX)= 0 est :

$$\frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f)/(1 - F_r^2) \qquad \text{(IV.33)}$$

Avec :

S_0 : La pente du fond

S_f : La pente de la ligne d'énergie

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation du Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 \times Q^2)/(A^2 \times R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2 \times B)/(gA^3)} \qquad \text{(IV.34)}$$

On donne des valeurs arbitraires ày_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de $y_i$utilison y_{moy} et on l'ajout à Δx cumulés jusqu'à cette étape S_i la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y'_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats du calcul est résume dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Calcul de ligne d'eau dans la première partie de coursier

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	1-Fr^2	$\frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{\frac{4}{3}}}$	$I_0 - G_1$	Δx	L
1,828										
1,728	1,778	19,558	14,556	1,344	1,086	-0,086	0,002	0,068	-0,127	0
1,628	1,678	18,458	14,356	1,286	1,292	-0,292	0,003	0,067	-0,433	1
1,528	1,578	17,358	14,156	1,226	1,554	-0,554	0,003	0,067	-0,828	1
1,428	1,478	16,258	13,956	1,165	1,891	-0,891	0,004	0,066	-1,345	3
1,328	1,378	15,158	13,756	1,102	2,333	-1,333	0,005	0,065	-2,041	5
1,228	1,278	14,058	13,556	1,037	2,925	-1,925	0,006	0,064	-3,003	8
1,128	1,178	12,958	13,356	0,970	3,735	-2,735	0,008	0,062	-4,382	12
1,028	1,078	11,858	13,156	0,901	4,874	-3,874	0,010	0,060	-6,457	19
0,928	0,978	10,758	12,956	0,830	6,527	-5,527	0,014	0,056	-9,792	28
0,828	0,878	9,658	12,756	0,757	9,020	-8,020	0,019	0,051	-15,735	44
0,728	0,778	8,558	12,556	0,682	12,965	-11,965	0,028	0,042	-28,406	73

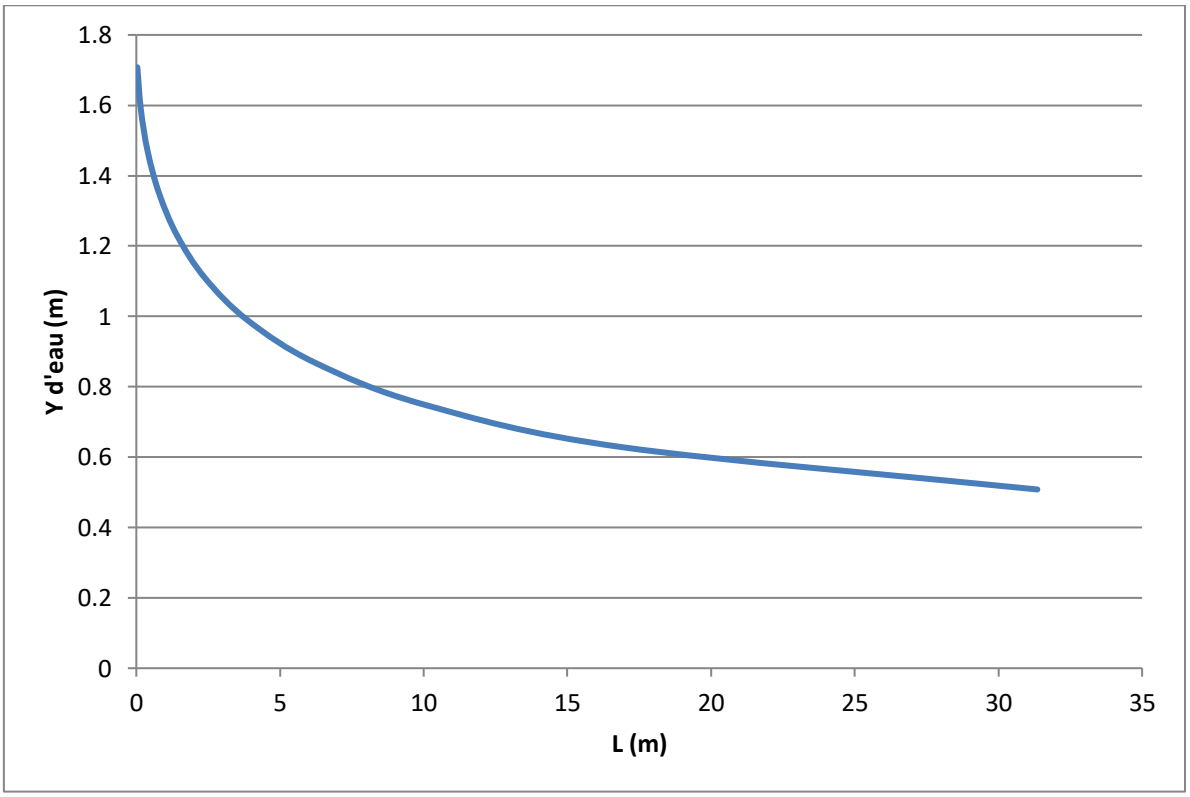


Figure IV.17 : Graphe de la ligne d'eau dans la première partie de coursier

Tableau IV.11 : Calcul de ligne d'eau dans la deuxième partie de coursier

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	1-Fr^2	$\frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{\frac{4}{3}}}$	$I_0 - G_1$	Δx	L
1,828										
1,708	1,768	19,448	14,536	1,338	1,105	-0,105	0,002	0,298	-0,035	0
1,588	1,648	18,128	14,296	1,268	1,364	-0,364	0,003	0,297	-0,122	0
1,468	1,528	16,808	14,056	1,196	1,711	-0,711	0,003	0,297	-0,240	0
1,348	1,408	15,488	13,816	1,121	2,187	-1,187	0,004	0,296	-0,402	1
1,228	1,288	14,168	13,576	1,044	2,857	-1,857	0,006	0,294	-0,631	1
1,108	1,168	12,848	13,336	0,963	3,832	-2,832	0,008	0,292	-0,969	2
0,988	1,048	11,528	13,096	0,880	5,304	-4,304	0,011	0,289	-1,489	4
0,868	0,928	10,208	12,856	0,794	7,640	-6,640	0,016	0,284	-2,338	6
0,748	0,808	8,888	12,616	0,705	11,574	-10,574	0,025	0,275	-3,841	10
0,628	0,688	7,568	12,376	0,612	18,748	-17,748	0,041	0,259	-6,858	17
0,508	0,568	6,248	12,136	0,515	33,317	-32,317	0,076	0,224	-14,430	31
0,388	0,448	4,928	11,896	0,414	67,901	-66,901	0,163	0,137	-48,944	80

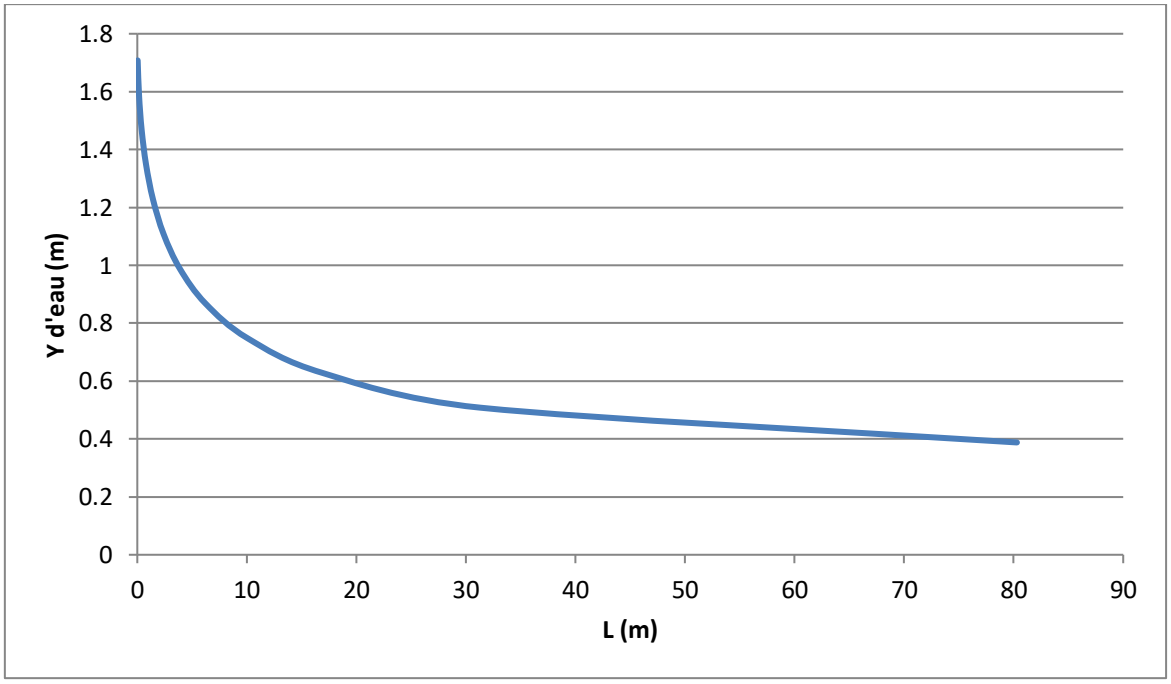


Figure IV.18 : Graphe de la ligne d'eau dans la deuxième partie de coursier

Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

La formule de la hauteur des murs bajoyers est :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R c'est la revanche

$$R = 0.06 + 0.05 \times V \times H^{1/3}$$

Et d'après le graphe de la ligne d'eau les hauteurs des murs variant dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse d'écoulement.

En représente les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : hauteur des murs bajoyers dans la première partie de coursier

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H_{baj} (m)
0	1,828	7,76	0,53	2,36
1	1,628	8,72	0,57	2,20
3	1,428	9,94	0,62	2,05
5	1,328	10,68	0,65	1,98
8	1,228	11,55	0,68	1,91
12	1,128	12,58	0,71	1,84
19	1,028	13,80	0,76	1,78
28	0,928	15,29	0,81	1,73
44	0,828	17,14	0,86	1,69
73	0,728	19,49	0,94	1,66

Tableau IV.13 : hauteur des murs bajoyers dans la deuxième partie de coursier

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H_{baj} (m)
0	1,828	7,76	0,53	2,36
1	1,348	10,53	0,64	1,99
2	1,108	12,81	0,72	1,83
4	0,988	14,36	0,78	1,76
6	0,868	16,35	0,84	1,71
10	0,748	18,97	0,92	1,67
17	0,628	22,59	1,03	1,66
31	0,508	27,93	1,17	1,68
80	0,388	36,57	1,39	1,78

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

Aération de coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts lies à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

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

$$V_{cr} = 6{,}63\sqrt{gR\cos\theta} \times \sqrt{1 + \frac{0{,}0011}{R^2}} \times \left(1 + \frac{8{,}71n}{R^{1/6}}\right) \quad \text{(IV.35)}$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique en (m/s).

R : rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité (n=0,013).

θ : L'angle d'inclinaison du radier de coursier, pour I = 0.7 % ➔ θ = 4,0°

Et pour I = 30 % ➔ θ = 16,70°

On représente la vitesse critique pour chaque section dans le coursier dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Vérification de phénomène d'aération dans la 1er partie de coursier

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	V_{cr} (m/s)	V_{cr} > V
0	1,828	1,136	7,76	24,83	Vérifié
1	1,628	1,055	8,72	23,97	Vérifié
3	1,428	0,967	9,94	22,98	Vérifié
5	1,328	0,921	10,68	22,44	Vérifié
8	1,228	0,871	11,55	21,85	Vérifié
12	1,128	0,820	12,58	21,22	Vérifié
19	1,028	0,766	13,8	20,54	Vérifié
28	0,928	0,709	15,29	19,79	Vérifié
44	0,828	0,649	17,14	18,97	Vérifié
73	0,728	0,586	19,49	18,06	Non Vérifié

On remarque que la condition d'écoulement non aéré dans le dernier cas, donc il y a un problème des vagues roulantes.

Pour faire la condition vérifié dans le dernier cas il faut que V < V_{cr} = 18,06 m/s

Si on prend V = 17 m/s la rugosité sera égale :

$$n = \frac{R^{1/6} \times \sqrt{R \times I}}{V_{adm}} = \frac{0.586^{1/6} \times \sqrt{0.586 \times 0.07}}{17} = 0{,}011.$$

Donc le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.011 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

Tableau IV.15 : Vérification de phénomène d'aération dans la 2eme partie de coursier

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	V_{cr} (m/s)	V_{cr} > V
0	1,828	1,136	7,76	82,00	Vérifié
1	1,348	0,930	10,53	67,39	Vérifié
2	1,108	0,809	12,81	58,78	Vérifié
4	0,988	0,743	14,36	54,08	Vérifié
6	0,868	0,673	16,35	49,08	Vérifié
10	0,748	0,599	18,97	43,76	Vérifié
17	0,628	0,519	22,59	38,07	Vérifié
31	0,508	0,434	27,93	31,99	Vérifié
80	0,388	0,344	36,57	25,46	Non Vérifié

On remarque que la condition d'écoulement non aéré dans le dernier cas, donc il y a un problème des vagues roulantes.

Pour faire la condition vérifié dans le dernier cas il faut que V < V_{cr} = 25,46 m/s

Si on prend V = 24 m/s la rugosité sera égale :

$$n = \frac{R^{1/6} \times \sqrt{R \times I}}{V_{adm}} = \frac{0.344^{1/6} \times \sqrt{0.344 \times 0.3}}{24} = 0{,}011.$$

Donc le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.011 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV.4.5 Bassin de dissipation

L'eau évacuée peut être conduite par un coursier jusqu'au pied du barrage atteint souvent une vitesse très élevée. Ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seul manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

Le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut. Selon les expériences réalisées par l'USBR (The Bureau of Réclamation).

Tableau IV.16 : Choix de type de bassin de dissipation selon USBR

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

➢ Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation V_1 :

On a : **Y_1 = 0,388 m**

$$V_1 = \frac{q}{Y_1} \qquad \text{(IV.36)}$$

A.N : **V_1 = 19,94 m/s**

➢ Calcul de nombre de Froude à l'entrée du bassin de dissipation F_1 :

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \qquad \text{(IV.37)}$$

A.N : **F_1 = 10,12** d'après le tableau IV.16 le ressaut est fort.

➢ Choix du type de bassin de dissipation :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Solon la classification USBR il y a trois types :

✓ Si (2,5 < F_r < 4,5), on conçoit un bassin de dissipation de type I
✓ Si (F_r > 4,5 et V < 15 m/s), on conçoit un bassin de dissipation de type II
✓ Si (F_r > 4,5 et V > 15 m/s), on conçoit un bassin de dissipation de type III

Dans notre cas le type de bassin est **III (F_1 = 10,12 ; et V_1 = 19,94 m/s)**

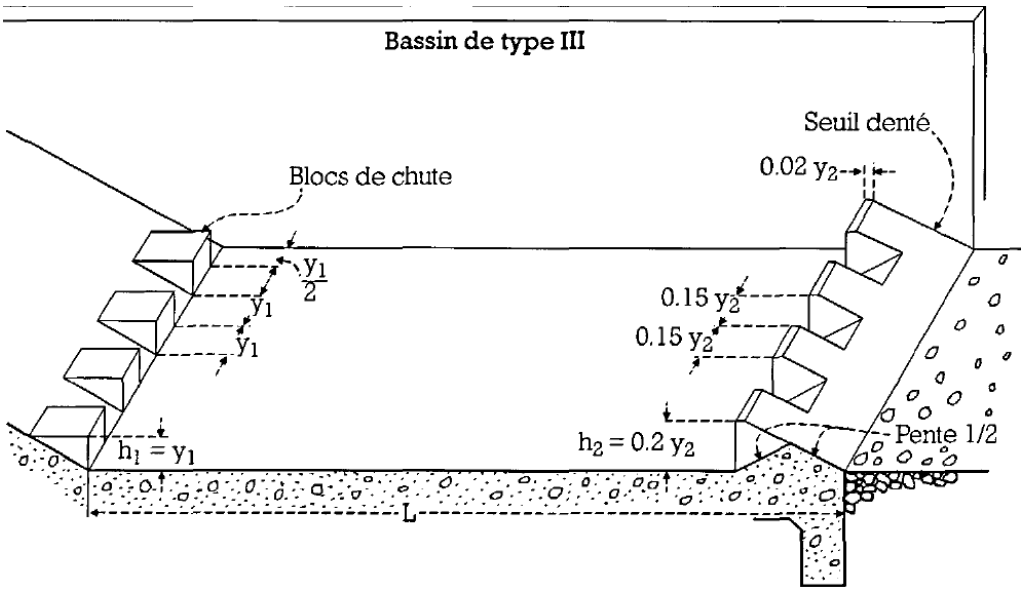


Figure IV.19 : Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams)

➢ Conception d'un bassin de dissipation de type III (F_1 = 10,12 ; et V_1 = 19,94 m/s)

La hauteur conjuguée de (Y_2) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0{,}5 \times \left(\sqrt{8 \times F_r^2 + 1} - 1\right) \quad \text{(IV.38)}$$

A.N : $\frac{Y_2}{Y_1}$ = 13,82 ➔ **Y_2 = 5,36 m**

La longueur de dissipateur (L_{III}) :

$$L_{III} = Y_2\,(1{,}62 + 0{,}1788F_r + 0{,}007F_r^2) \quad \text{(IV.39)}$$

A.N : **L_{III} = 22,22 m on prend L_{III} = 23 m.**

- Les dimensions des dents déflectrices (ou bloc de chute)

Tableau IV.17 : Dimensions des dents déflectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur (H)	Y_1	0,39
Epaisseur (W)	Y_1	0,39
Espace entre les dents (S)	Y_1	0,39

Le nombre des dents déflectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2 \times Y_1}$$

A.N : n = 14

- Les dimensions du seuil terminal :

Tableau IV.18 : Dimensions du seuil terminal

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	0,2 Y_2	1,072
Epaisseur	0,15 Y_2	0,804
Epaisseur supérieur	0,02 Y_2	0,107
Espace entre les blocs	0,15 Y_2	0,804

Le nombre des seuils dentés (n) :

$$n = \frac{b}{2 \times 0.15 \times Y_2}$$

A.N : n = 6

- L'épaisseur de bassin de dissipation :

L'épaisseur de bassin de dissipation en béton armé est donnée par la formule suivante :

$$E_b = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times L_{III} \quad \text{(IV.42)}$$

A.N : **E_b = 1,92 m**

La condition de stabilité au soulèvement $E_b \leq 0.4\ Y_2$ est vérifiée.

IV.4.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert a conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur b=11m, fruits des talus m=1 et une pente de i=0,1%.

- **Profondeur critique :**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_c}{3} + 0{,}015 \times \sigma_c^2\right) \times K \quad \text{(IV.43)}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad \text{(IV.44)}$$

$$\sigma_c = \frac{K \times m}{b}$$

A.N : K = 1,83 et σ_c = 0,17 donc **h_c = 1,73 m**

- **Pente critique :**

$$I_c = \frac{Q^2}{S_c^2 \times C_c^2 \times R_c} \quad \text{(IV.45)}$$

Avec :

S_c : Surface mouillé, $S_c = b \times h_c$ = 19,03 m²

R_c : Rayon hydraulique, $R_c = \frac{S}{P} = \frac{19{,}03}{11+2\times1{,}73}$ = 1,32 m

C_c : Coefficient de Chézy, $C_c = \frac{1}{n} \times R^{1/6} = 1/0{,}013 \times 1{,}32^{1/6}$ = 80,57

Donc : I_c = 0,0023 = 0,23 %.

- **Profondeur normale :**

Par itération seccsusive on a la profondeur normale est h_n = 2,30 m

- **Vitesse dans le canal :**

V = Q/S = 3,36 m/s

❖ **Le nombre de Froude :**

$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{3,36}{\sqrt{9,81 \times 2,30}} = 0,71 < 1$ ➔ donc le régime est **fluvial**

IV.5 Evacuateur à déversoir labyrinthe avec une marche d'escalier

Une méthode efficace pour augmenter la longueur de la crête du déversoir sans l'augmentation de la largeur de la structure consiste à utiliser un déversoir à labyrinthe.

Le déversoir labyrinthe se compose de une série de parois relativement minces ayant une forme plane répétitive, de forme générale triangulaire ou trapézoïdale, avec une face amont verticale.

Les déversoirs labyrinthe sont particulièrement adapté aux sites où la largeur du déversoir et la surface de l'eau en amont sont limitées et des capacités de décharge plus importantes sont nécessaires. Cela peut également fournir capacité de stockage supplémentaire au lieu d'une structure fermée plus coûteuse. Labyrinthe les déversoirs peuvent être particulièrement attrayants pour améliorer les développements existants afin de satisfaire des critères de crue de conception plus exigeants dans le cours d'eau limité d'un déversoir.

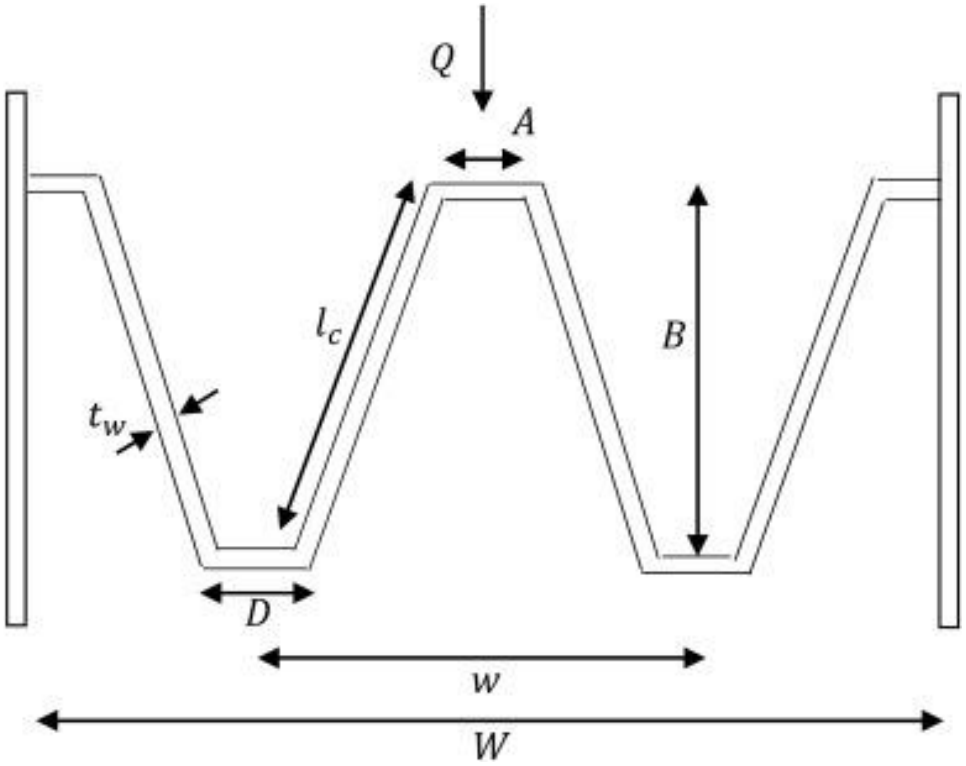


Figure IV.20 : La forme de déversoir labyrinthe

IV.5.1 Charactéristiques générale de déversoir labyrinthe

Un déversoir labyrinthe est, essentiellement, une structure de chute uniforme où le déversoir est construit comme une série de rectangles, de triangles ou de trapèzes en plan, comme indiqué dans Figure 21. Ce type de déversoir présente de nombreux avantages et est particulièrement adapté pour utiliser comme déversoir de service ou d'urgence sur un site de réservoir où de grands déversements doivent être manipulés sur des voies navigables relativement plus étroites. L'inconvénient est que comme la tête augmente, la performance relative diminue en raison de la surface limitée dans soit les canaux d'approche ou de réception. Le modèle d'écoulement dans le déversoir labyrinthe passe par quatre phases de base au fur et à mesure que la hauteur de chute amont augmente : entièrement aéré, partiellement aéré, transitoire et refouler.

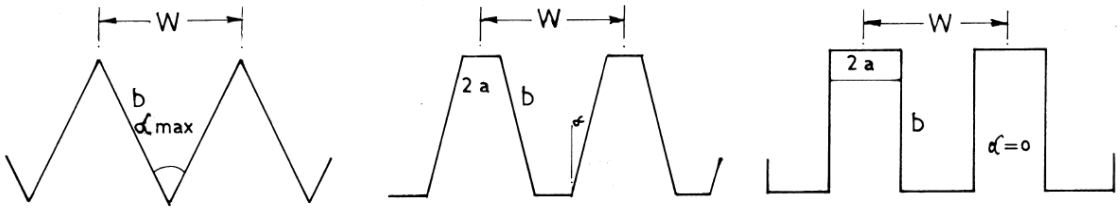


Figure IV.21 : Les différentes type de déversoir labyrinthe

IV.5.2 Dimensionnement du déversoir labyrinthe

Dans le variante de déversoir à entonement frontal normale on a un largeur de déversement de 25 m, mais dans le cas de déversoir labyrinthe la largeur de déversement diminue, on va prend un largeur de 12 m

Le débit labyrinthe est déterminer par la formule suivante :

$$Q_L = C_L \times L \times h^{3/2} \qquad \text{(IV.46)}$$

Avec :

C_L : Coefficient de débit de labyrinthe.

Dans notre cas le Q_L = 85.13 m^3/s

Le débit de déversoir rectiligne de largeur W est détreminer par la formule suivante :

$$Q_N = C_d \times W \times h^{3/2} \qquad \text{(IV.47)}$$

Avec :

C_d : Coefficient de débit pour un déversoir rectiligne est exprimé par la formule suivante : $C_d = 1.77 + 0.22 \times \left(\frac{h}{P}\right)$ (IV.48)

Ou : h c'est la charge d'eau qui égale à 1,34 m

P : C'est la hauteur de pelle de déversoir, P = 4 m

Donc : (h/p) = 1.34/4 = 0.335

Alors C_d = 1.84 ➔ $\boldsymbol{Q_N = 1.84 \times 12 \times 1.34^{3/2} = 34.25\ m^3/s}$

Donc l'implification de l'écoulement est exprimé par : $\boldsymbol{Q_L / Q_N = 85.13/34.25 = 2.49}$

On utilise l'abaque de figure IV.22 :

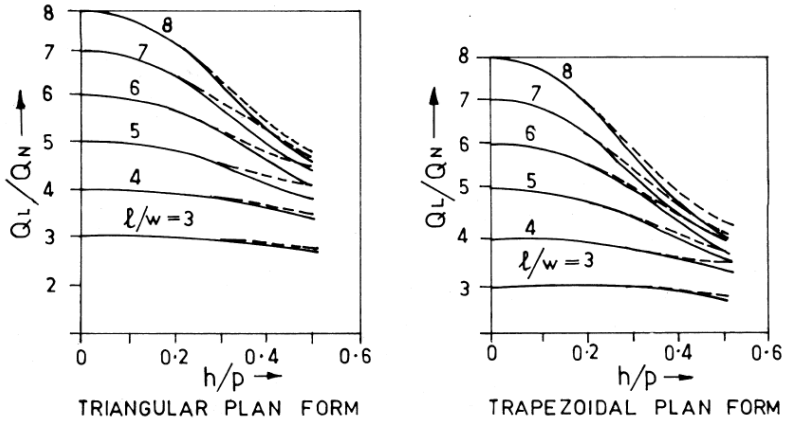


Figure IV.21 : L'abaque de (l/w) en fonction de (h/p) et (Q_L /Q_N) (Hay and Taylor 1970)

On a : (h/p) = 0.335 et Q_L /Q_N = 2.49 ➔ (l/w) = 3

Détermination de la géométrie de déversoir

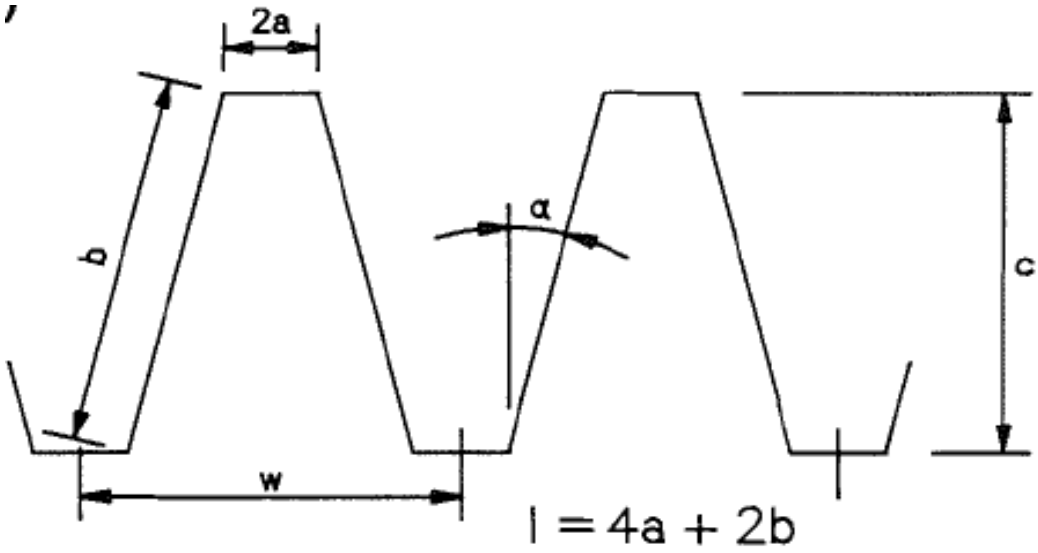


Figure IV.22 : La de déversoir labyrinthe trapézoïdale (Zerrouk et al, 1995)

Si on choisi w = 6 m ➔ l = 3 × 6 = 18 m

Donc l = 4a +2b = 18 ➔ a = 1.25 m et b = 6.5 m

Maintenant on peut calculer α : $\propto = \sin^{-1}\left(\frac{\frac{w}{2}-2a}{b}\right) = 4.41°$

Et $\propto_{max} = \sin^{-1}\left(\frac{w/2}{b+2a}\right) = 19.47°$

Le rapport $(\alpha/\alpha_{max}) = 0.23$

Et (W/P) = 12/4 = 3 ≤5 ➔ la condition de Lux and Hinchcliff (1985) est vérifier

La longueur totale L = n×l = 2×18 = 36 m (avec : n c'est le nombre de cycle)

$C = \sqrt{b^2 - \left(\frac{w}{2} - 2a\right)^2} = 6.48$ m

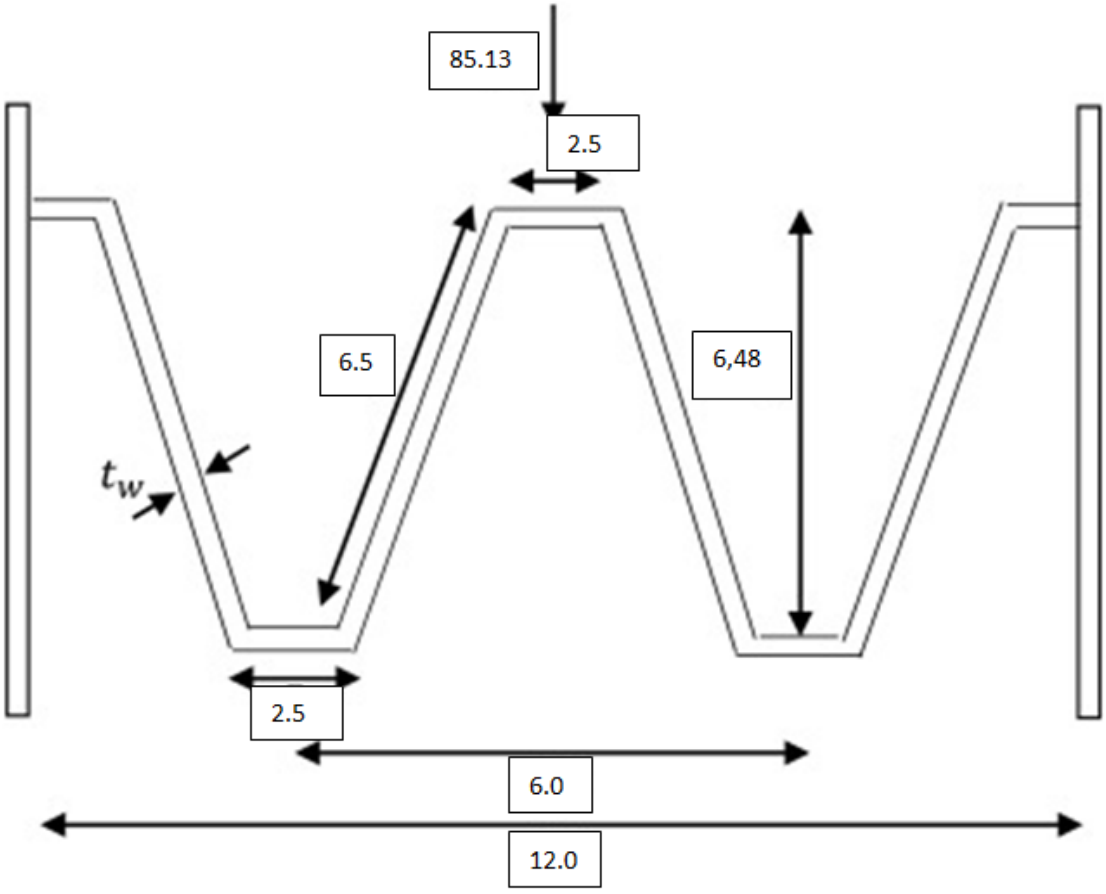


Figure IV.23 : La géométrie finale de déversoir labyrinthe

IV.5.3 Marche d'escalier

On utilise une marche d'escalier avec une paroi à la fin de chaque marche

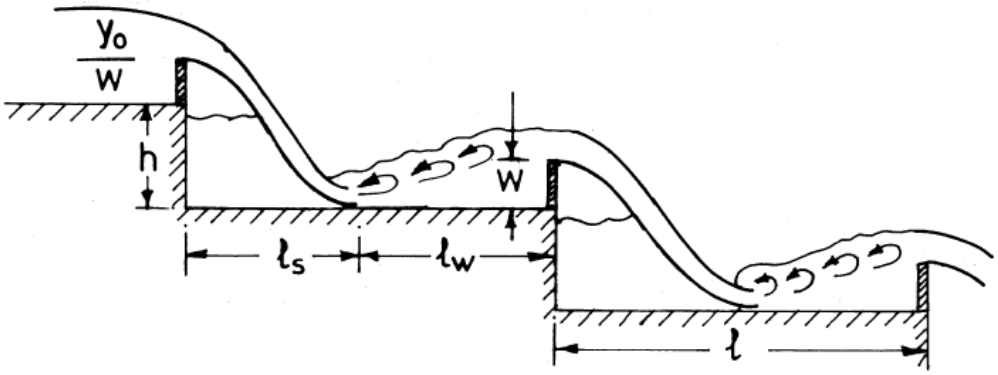


Figure IV.24 : Le schéma de marche d'escalier avec une paroi (KHATSURIA R. M. 2005)

Hauteur critique :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g \times b^2}} = \sqrt[3]{\frac{85.13^2}{9.81 \times 36^2}} = 0.82\ m$$

Détermination des caractéristiques de la marche :

On a une hauteur de barrage est 37 m, donc on prend 34 marche avec une hauteur de 2 m et la dernier marche de 3 m de hauteur.

Alors : y_c/h = 0.41, par l'abaque de graphe IV.25 la courbe N°2 on trouve que w/h = 0.44 donc w = 0.44×h = 0.44×2 = **0.88 m** (c'est la hauteur de paroi)

Par la courbe N°1 on trouve que tan(θ) = 0.18 ➔ **θ = 10.2°**

Calcul de la hauteur déversant par la marche :

$$Q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{m \times b \times \sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

m : Coefficient de débit, m = 0.49

A.N : **H = 2.2 m**

La longueur de la marche l = l_w + l_s

$l_s = \varphi\sqrt{2 \times w + H} = 0.48 \times \sqrt{2 \times 0.88 + 2.2}$ = **0.96 m**

$l_w = 3 \times 2.2 =$ **6.6 m**

Donc l = 0.96 + 6.6 = **7.56 m**

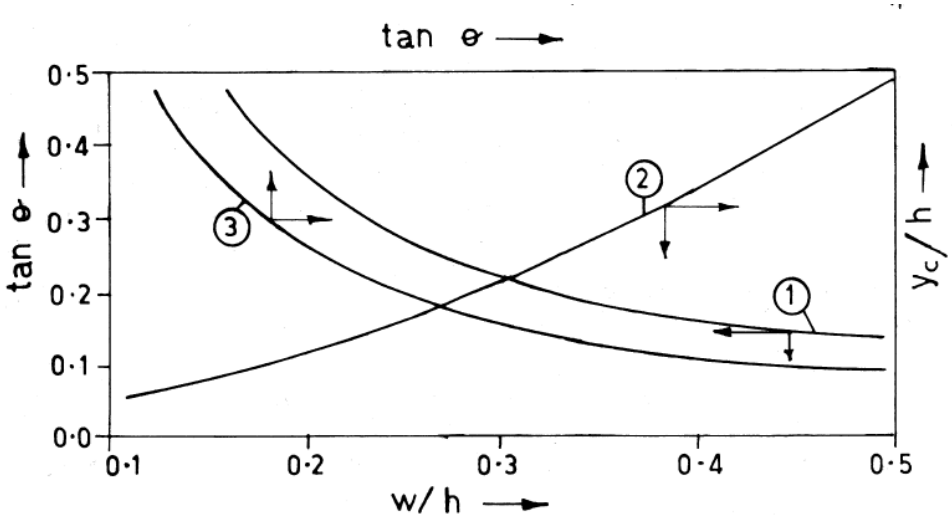


Figure IV.25 : Graphe de dimensionnement des marches d'escalier (① tan θ vs w/h, ②y_c /h vs w/h, ③ tan θ vs y_c /h (AIGNER 2001)

Energie totale E_0 :

L'énergie totale est déterminée par la formule suivante :

$$E_0 = h + w + y_0 + \frac{y_c^3}{2\times(w+y_0)^2} \qquad \text{(IV.49)}$$

Avec :

y_0 : C'est la hauteur d'eau au dessus de la paroi, donc $\boldsymbol{y_0}$ **= H = 2.2 m**

A.N : $E_0 = 2 + 0.88 + 2.2 + \frac{0.82^3}{2\times(0.88+1.32)^2} =$ **5.13 m**

Dans la dernier marche une hauteur de 3 m l'énergie est égale à **6.13 m**

La vitesse d'eau :

$V = \frac{Q}{S} = \frac{85.13}{12\times(0.88+2.2)} =$ **2.30 m/s**

Le nombre de Froude :

$F = \frac{V}{\sqrt{g\times h}} = \frac{2,30}{\sqrt{9,81\times3,08}} =$ **0.42** < 1 ➔ donc le régime est **fluvial**

Conclusion

Après cette étude des variantes de l'évacuateur des crues nous avons conclure que les trois varaintes sont réalisables des différentes cotés de techniques et économique aussi, pour notre barrage de MELLAGOU nous allons choisi la deuxième variante de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ce qui réalise à la rive gauche de barrage pour diminue le cout de terrassement.

Introduction :

Dans le chapitre précédent nous avons vue le dimensionnement des différentes variantes de l'évacuateur des crues avec les différente éléments de chaque variante, dans ce chapitre nous allons calculer et vérifier la stabilité de la variante choisi de l'évacuateur de crue qui est la variante de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal, qui sera construit en béton armé afin qu'il résiste aux différentes forces et charges verticales et horizontales exercées à cet évacuateur comme les forces due a la pois d'eau et les forces de sous pression.

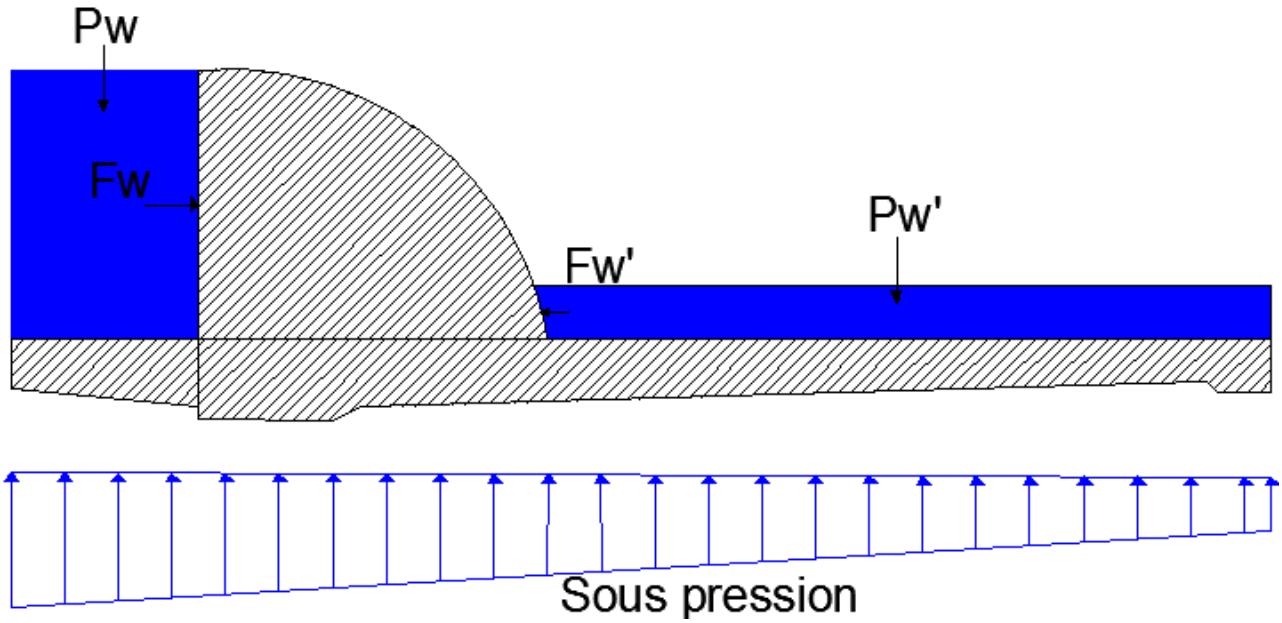


Figure V.1 : répartition des différentes forces agissantes sur le déversoir

V.1 Pré dimensionnement de l'ouvrage

On doit faire le pré dimensionnement de radier du déversoir et vérifiant l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh avant le calcul des forces.

$$H_1 = P + H_{dév} = 1.5 + 1.34 = 2.84 \text{ m} \qquad (V.1)$$

Avec : H_1 c'est la hauteur d'eau en amont de déversoir.

- ✓ **Avant radier :**

La longueur préalable de l'avant radier est calculée par la formule suivante :

$$L_{ar} = (0 \div 2) \times H_1$$

Les épaisseurs minimales dépendent de la hauteur d'eau H_1

Si $H_1 < 5$ m : $t_{ar1} = 0.4$ à $0.5\ m$

Si $5 < H_1 < 10$ m : $t_{ar1} = 0.5$ à $0.6\ m$

Si $H_1 > 10$ m : $t_{ar1} = 0.75\ m$

$t_{ar2} = 0.75 + 0.05 \times H_1$

A.N : L_{ar} = 3 m ; t_{ar1} = 0.4 m ; t_{ar2} = 0.89 m

✓ **Le radier :**

La longueur préalable de radier est calculée par la formule suivante :

$$L_r = (3 \div 5) \times H_1$$

Les épaisseurs minimales :

$t_{r1} = (0.25 \text{ à } 0.30) \times H_1$

$t_{r2} = (0.13 \text{ à } 0.15) \times H_1$

$S_P = (0.02 \text{ à } 0.05) \times L$

$S_1 = (4 \text{ à } 7)\ m$; $S_2 = t_{r2}$

L = L_{ar} + L_r

A.N : L_r = 11 m ; t_{r1} = 0.95 m ; t_{r2} = 0.42 m ; S_P = 0.28 m ; S_1 = 4 m ; S_2 = 0.42 m ;

L = 14 m

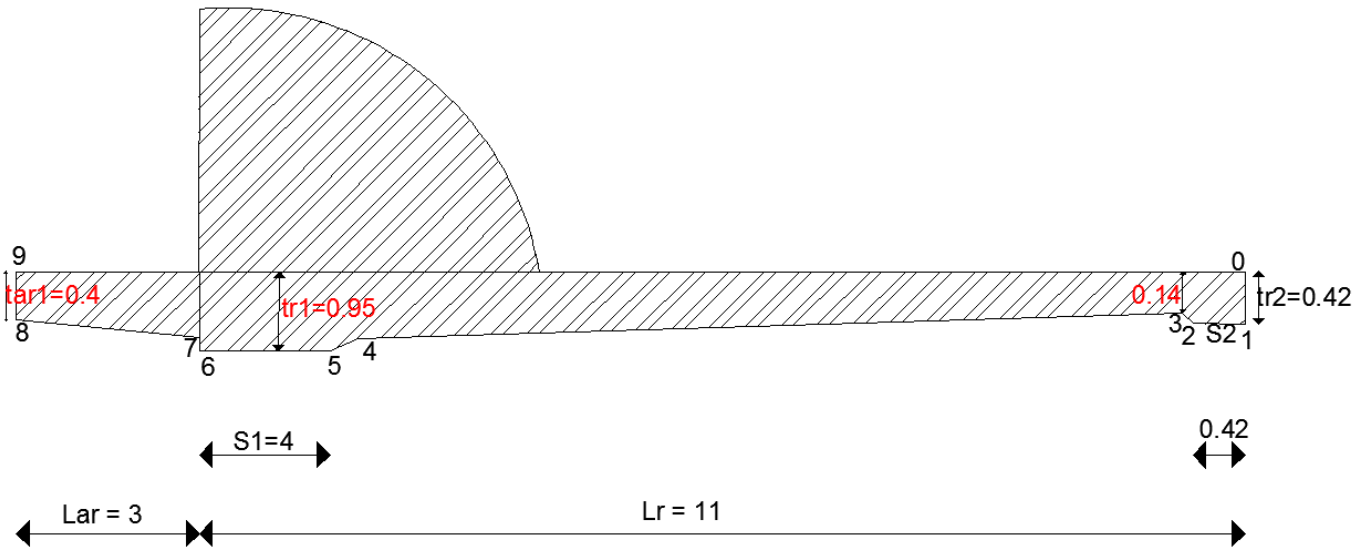


Figure V.2 : Pré dimensionnement du l'ouvrage

V.2 Détermination des paramètres de l'écoulement

Théorie du contour linéaire (méthode de BLIGH) :

Cette méthode est basée sur l'hypothèse suivant : on suppose que le sol est homogène. On considérer que la répartition des sous pression est linéaire dans cette méthode. Et la condition est vérifier est que la longueur de contour déployé (LCD) est supérieur à la longueur de contour théorique de BLIGH ($LC_{théorique}$).

On : $$LC_{théorique} = C \times \Delta H \quad \text{(V.2)}$$

C : le coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol, C = 3

$\Delta H = H_1 - H_2$ = 2.84 - 0.51 = 2.33 m

$LC_{théorique} = C \times \Delta H = 3 \times 2.33$ = 6.99 m

Le calcul de la longueur LCD et les sous pression est résume dans le tableau suivante :

Tableau V.1 : calcul des paramètres de l'écoulement par la méthode de BLIGH

Point	l_{xi}	l_x	h_x	t_x	t_p	t_d
0	0	0	0	0	0	0
1	0.42	0.42	0.06	0.04	0.42	0.5
2	0.84	1.26	0.19	0.14	0.42	0.5
3	0.40	1.66	0.25	0.18	0.14	0.2
4	6.04	7.7	1.15	0.82	0.67	1.0
5	0.40	8.1	1.21	0.86	0.95	1.2
6	4	12.1	1.81	1.29	0.95	1.2
7	0.06	12.16	1.82	1.3	0.89	1.0
8	3.04	15.2	2.27	1.62	0.40	0.4
9	0.4	15.6	2.33	1.66	0	0

Après le tableau on trouve que la longueur de contour déployé LCD = 15.6 m

On remarque que LCD > $LC_{théorique}$ donc la condition de BLIGH est vérifier.

Avec :

$$h_x = \frac{\Delta H}{LCD} \times l_x \quad \text{(V.03)}$$

$$t_x = n \times \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) \times h_x \quad \text{(V.04)}$$

Sachant que :

t_x : L'épaisseur de radier de BLIGH

γ_w : Le poids spécifique de l'eau (γ_w=1000 kgf/m^3)

γ_b : Le poids spécifique de béton (γ_b=2400 kgf/m^3)

n : Le coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage, n (0.85 à 1.25)

On prend n = 1.

V.3 Stabilité de déversoir

V.3.1 Les forces verticales

- **Sous pression dynamiques :** qui agit sur toute la fondation (avant radier + radier)

$$F_{SP}^{d} = \gamma_w \times S_{SP}^{d} \times l \qquad \text{(V.05)}$$

Avec : S_{SP}^{h} c'est l'épure de sous pression ($S_{SP}^{d} = \frac{15.6 \times 2.33}{2} = 18.17$ m^2).

l : C'est la largeur de déversoir.

Donc : $\boldsymbol{F_{SP}^{d}}$ **= 18.17 t.**

Les sous pression qui agit sur le radier :

Le diagramme des sous pression dynamiques est représenté par un triangle

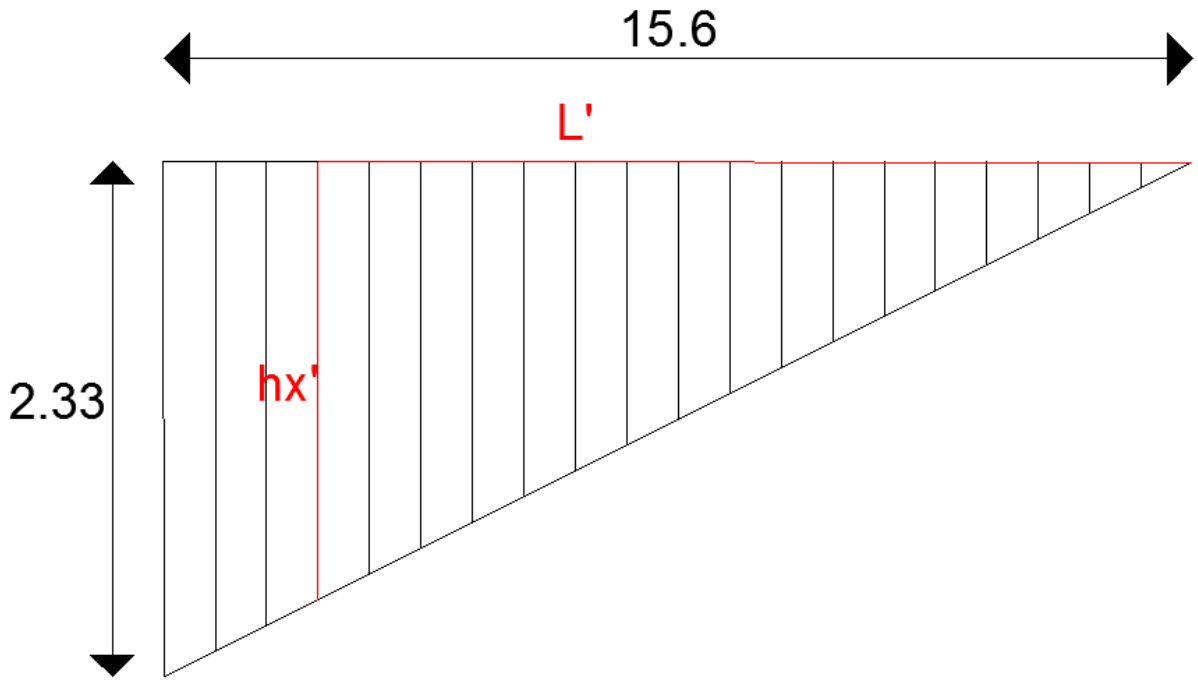


Figure V.3 : Epure des sous pression dynamique

$F_{SP}^{r} = S' \times \gamma_w \times l = 11.32 \times 1 \times 1$ = **11.32 t**

- **Sous pression statique :**

$$F_{SP}^{S} = \gamma_w \times S_{SP}^{S} \times l \quad \text{(V.06)}$$

Avec : S_{SP}^{S} c'est l'épure des sous pressions statique.

($S_{SP}^{S} = L_r \times h_{aval} = 11 \times 0.51 = 5.61m^2$) Donc $\boldsymbol{F_{SP}^{S}}$ **= 5.61 t**

- **Poids de rideau :** $P_r = \gamma_d \times S_d \times l$ (V.07)

S_d : Section transversale du déversoir, S_d = 3.75 m²

A.N : $\boldsymbol{P_r}$ **= 9 t**

- **Poids de la semelle :** $P_S = \gamma_d \times S_S \times l$ (V.08)

S_S : La surface de la semelle, S_S = 6.1 m²

A.N : $\boldsymbol{P_S}$ **= 14.64 t**

- **Poids d'eau à l'amont :** $P_w = \gamma_w \times S_w \times l$ (V.09)

S_w : Surface d'eau à l'amont, $S_w = 1.5 \times 3$ = 4.5 m²

A.N : $\boldsymbol{P_w}$ **= 4.5 t**

- **Poids d'eau à l'aval :** $P'_w = \gamma_w \times S'_w \times l$ (V.10)

S'_w : Surface d'eau à l'aval, $S'_w = 0.51 \times 8.6$ = 4.39 m²

A.N : $\boldsymbol{P'_w}$ **= 4.39 t**

V.3.2 Les forces horizontales

- **Poussée d'eau à l'amont :** $F_w = 1/2 \times \gamma_w \times h_{amont}^2$ (V.11)

A.N : $F_w = 1/2 \times 1 \times 1.5^2$ = **1.125 t**

- **Poussée d'eau à l'aval :** $F'_w = 1/2 \times \gamma_w \times h_{aval}^2$ (V.12)

A.N : $F'_w = 1/2 \times 1 \times 0.51^2$ = **0.13 t**

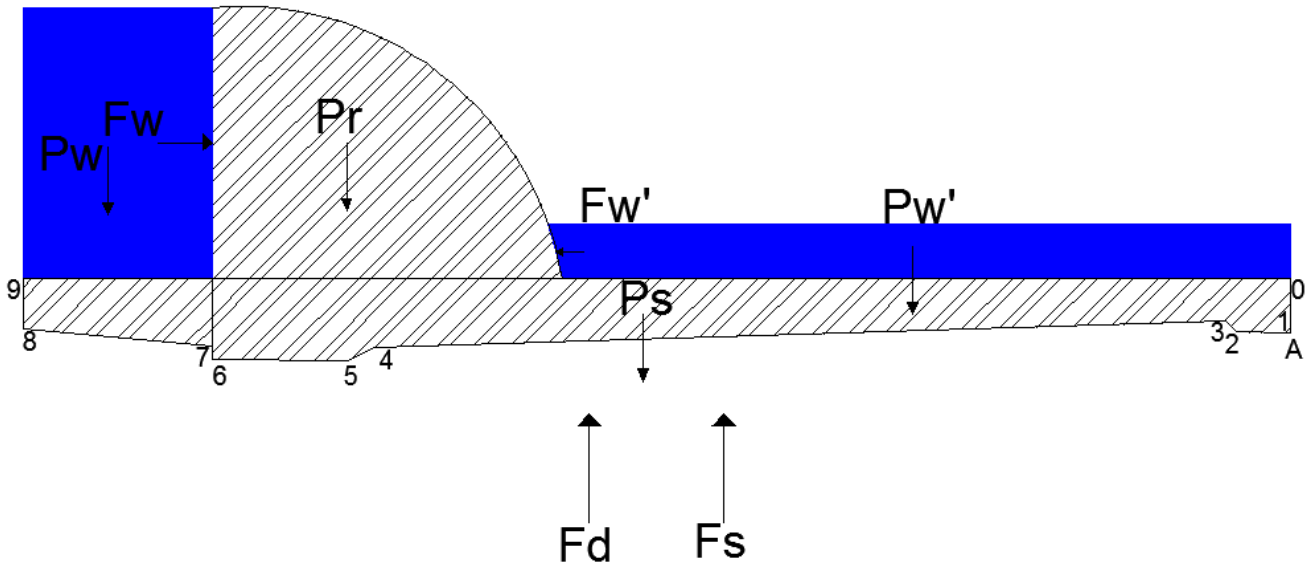


Figure V.4 : Les forces agissant sur le déversoir et la semelle

V.3.3 Stabilité au renversement

Dans ce type de stabilité en vérifier que sous l'effet des différents charges verticales et horizontales sur l'ouvrage ne pivote pas autour de l'axe A. donc il faut que :

$$\frac{M_s}{M_d} > 1.5$$

Sachant que : M_s c'est la somme des moments des forces stabilisatrices.

M_d : C'est la somme des moments des forces déstabilisatrices.

$M_s = P_w \times 12.5 + P_r \times 9.8 + P_s \times 6.5 + P'_w \times 4.3 + F'_w \times 0.59$

$M_s = 4.5 \times 12.5 + 9 \times 9.8 + 14.64 \times 6.5 + 4.39 \times 4.3 + 0.13 \times 0.59 =$ **$258.56\ t.m$**

$M_d = F_w \times 1.37 + F_{sp}^s \times 5.5 + F_{sp}^d \times 7.33 = 1.125 \times 1.37 + 5.61 \times 5.5 + 18.17 \times 7.33$

$M_d = 165.58\ t.m$

$\frac{M_s}{M_d} = \frac{258.56}{165.58} = 1.56 > 1.5$ donc la stabilité au renversement est vérifiée.

V.3.4 Stabilité au glissement

Dans ce type de stabilité il faut que vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \geq 1.2 \qquad \text{(V.13)}$$

θ : Angle de frottement ($\tan(\theta) = 1$)

C : Cohésion (C = 0 KN/m²)

S : La section de radier en m² (la largeur × 1 m unitaire de longueur)

$\sum F_V = P_r + P_S + P'_W - F_{SP}^r - F_{SP}^S = 9 + 14.64 + 4.39 - 11.32 - 5.61 = 11.1$ t = 111 KN

$\sum F_H = F_W - F'_W = 1.125 - 0.13 = 0.995$ t = 9.95 KN

A.N : $\frac{111}{9.95}$ =11.15 > 1.2 ; donc la stabilité au glissement est vérifier.

V.3.5 Stabilité au poinçonnement

Si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieur à la contrainte de sol dans ce cas le déversoir est stable au poinçonnement.

La capacité portante du sol :

$$\sigma_{Portante} = 0.5 \times b \times \gamma \times N_\gamma + C \times N_c + \gamma \times D \times N_q \qquad (V.14)$$

Avec : b c'est la largeur du radier = 11 m, γ : Poids volumique du sol = 1.6 t/m³

C : La cohésion = 2.9 KN/m², D : L'ancrage = t_{r1} = 0.95 m

N_γ, N_c, N_q : Les facteurs de portance de TERZAGUI dépendent de l'angle de frottement

Pour θ = 30° on a N_γ = 18.1, N_c = 30.1, N_q = 18.4

Donc $\boldsymbol{\sigma_{Portante}}$ **= 19.59 bar**

Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100 \times B} + \frac{6M_G}{100 \times B^2} \qquad (V.15)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100 \times B} - \frac{6M_G}{100 \times B^2}$$

Avec : N c'est la somme des forces verticales (N = $\sum F_V$)

M_G : C'est la somme des moments par rapport au centre de gravité du radier.

B : C'est la largeur de radier en cm.

N = 11.1 t

$M_G = 4.5 \times 6 + 9 \times 3.3 - 18.17 \times 0.83 + 5.61 \times 1 - 4.39 \times 2.2 + 0.13 \times 0.6 - 1.125 \times 4.5$ = $\boldsymbol{32.02\ t.m}$

Donc : $\boldsymbol{\sigma_1}$ **= 0.259 bar et** $\boldsymbol{\sigma_2}$ **= -0.058 bar**

σ_{max} = 0.259 bar < $\sigma_{portante}$ = 19.59 bar

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times0.259-0.058}{4}$ = 0.179 bar < σ_{sol}

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

Donc après la vérification de la stabilité de déversoir au renversement et au glissement et finalement au poinçonnement, alors nous avons conclu que le déversoir est stable et les dimensions choisis est convenables.

V.4 Stabilité des murs bajoyers

V.4.1 Pré dimensionnement

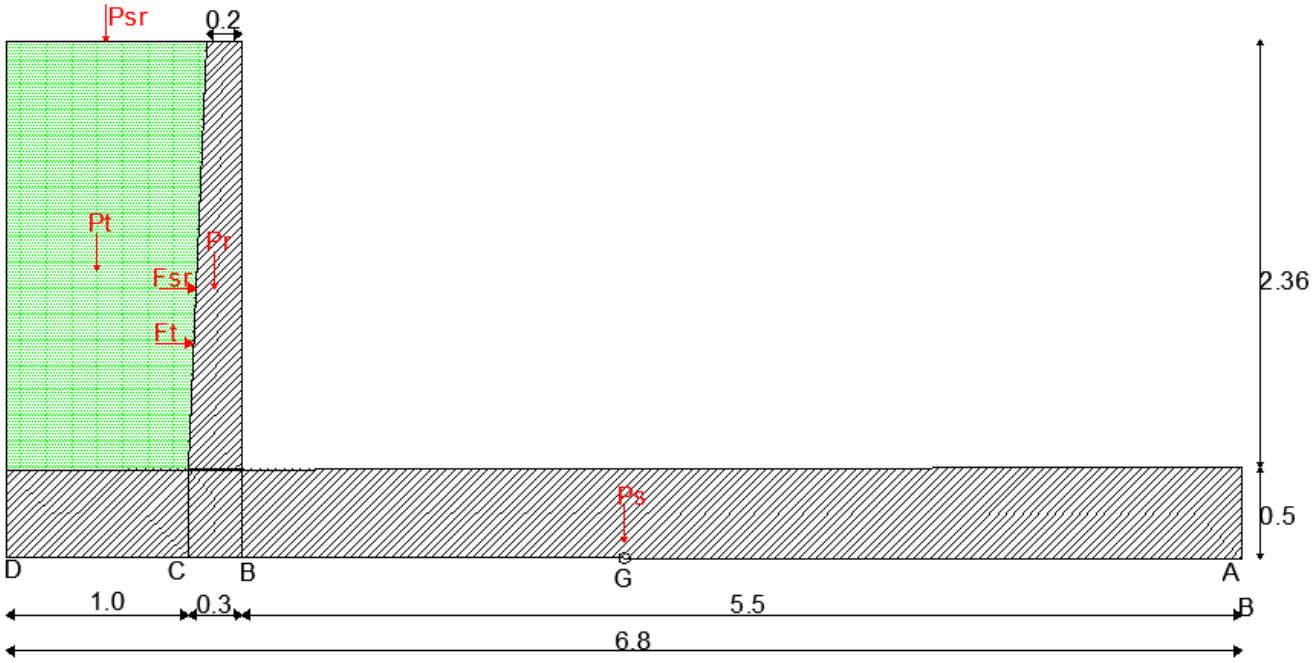


Figure V.5 : les différentes forces agissantes sur le mur bajoyer

H = 2.36 m

B_1 (semelle arrière) = H/3 = 0.79, on prend 1 m.

B_2 (semelle avant) = $B_{coursier}$/2 = 5.5 m

Les épaisseurs des murs bajoyers

e_1 = H/10 = 0.24 m, on prend 0.3 m = 30 cm

e_2 = 15 à 30 cm, on prend e_2 = 20 cm = 0.2 m

V.4.2 Les forces verticales

Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \times V_r$ (V.16)

V_r : Volume du rideau pour 1 m

γ_b : Poids volumique du béton (γ_b = 2.4 t/m³)

$V_r = \left(0.2 \times 2.36 + \frac{0.1 \times 2.36}{2}\right) \times 1 = 0.59$ m³

Donc : $\boldsymbol{P_r = 0.59 \times 2.4 = 1.416}$ **t.**

Poids de la semelle : $P_s = V_s \times \gamma_b$ (V.17)

V_s : Volume de la semelle pour 1 m

$V_s = 6.8 \times 0.5 \times 1 = 3.4$ m³

Donc : $\boldsymbol{P_s = 3.4 \times 2.4 = 8.16}$ **t.**

Poids des terres sur la semelle : $P_t = V_t \times \gamma_t$ (V.18)

V_t : Volume de terre pour 1 m

γ_t : Poids volumique de terre (γ_t = 1.6 t/m³)

$V_t = \left(1 \times 2.36 + \frac{0.1 \times 2.36}{2}\right) \times 1 = 2.478$ m³

Donc : $\boldsymbol{P_t = 2.478 \times 1.6 = 3.96}$ **t.**

Poids des surcharges : $P_{sr} = S_r \times l_s$ (V.19)

S_r : Surcharge (S_r = 1 t/m²)

Donc : $\boldsymbol{P_{sr} = 1 \times 1 \times 1.1 = 1.1}$ **t.**

V.4.3 Les forces horizontales

Poussée des terres : $F_t = K \times \gamma_t \times \left({}^{H^2}/_{2}\right) \times 1$ (V.20)

$K = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$, avec φ = 30° alors K = 0.333

H : La hauteur des terres = 2.36 + 0.5 = 2.86 m

$\boldsymbol{F_t = 0.333 \times 1.6 \times \left(\frac{2.86^2}{2}\right) \times 1 = 2.18}$ **t**

Poussée des surcharges : $F_{sr} = K \times S_r \times H$ (V.21)

S_r = 1.1 t/m²

$$\boldsymbol{F_{sr} = 0.333 \times 1.1 \times 2.86 = 1.05\ t}$$

Nous allons faire le calcul de stabilité pour le cas plus défavorable (cas de canal vide).

V.4.4 Stabilité au renversement

Dans ce type de stabilité en vérifier que sous l'effet des différents charges verticales et horizontales sur l'ouvrage ne pivote pas autour de l'axe A. donc il faut que :

$$\frac{M_s}{M_d} > 1.5$$

M_s c'est la somme des moments des forces stabilisatrices.

M_d : C'est la somme des moments des forces déstabilisatrices.

$M_s = P_r \times 5.63 + P_s \times 3.4 + P_t \times 6.37 + P_{sr} \times 6.35$

$M_s = 1.416 \times 5.63 + 8.16 \times 3.4 + 3.96 \times 6.37 + 1.1 \times 6.35 =$ **67.93 $t.m$**

$M_d = F_t \times 0.95 + F_{sr} \times 1.43 = 2.18 \times 0.95 + 1.05 \times 1.43 =$ **3.57 $t.m$**

$$\frac{M_s}{M_d} = \frac{67.93}{3.57} = 19.02 > 1.5$$

La condition est vérifiée donc le mur est stable au renversement.

V.4.5 Stabilité au glissement

Dans ce type de stabilité il faut que vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \geq 1.2$$

θ : Angle de frottement (tan(θ) = 1)

C : Cohésion (C = 0 KN/m²)

S : La section de semelle en m² (la largeur × 1 m unitaire de longueur)

$\sum F_V = P_r + P_S + P_t + P_{sr} = 1.416 + 8.16 + 3.96 + 1.1 = 14.64$ t = 146.4 KN

$\sum F_H = F_t + F_{sr} = 2.18 + 1.05 = 3.23$ t = 32.3 KN

$\frac{\tan\theta \times \sum F_V + C \times S}{\sum F_H} = \frac{\tan 30 \times 146.4 + 50 \times 6.8}{32.3} = 4.53 > 1.2$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

V.4.6 Stabilité au poinçonnement

Si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieur à la contrainte de sol dans ce cas le déversoir est stable au poinçonnement.

$$\sigma_1 = \frac{N}{100 \times B} + \frac{6M_G}{100 \times B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100 \times B} - \frac{6M_G}{100 \times B^2}$$

$N = \sum F_v$ = 14.64 t

B : c'est la largeur de la semelle en cm

$M_G = P_r \times 2.23 + P_t \times 2.97 + P_{sr} \times 2.95 - F_t \times 0.95 - F_{sr} \times 1.43$

$M_G = 1.416 \times 2.23 + 3.96 \times 2.97 + 1.1 \times 2.95 - 2.18 \times 0.95 - 1.05 \times 1.43 = 14.59\ t.m$

A.N : **σ_1 = 0.405 bar et σ_2 = 0.026 bar**

σ_{max} = 0.405 bar < $\sigma_{portante}$ = 19.59 bar

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.405 + 0.026}{4}$ = **0.31 bar < σ_{sol}**

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

Donc après la vérification de la stabilité des murs au renversement et au glissement et finalement au poinçonnement, alors nous avons conclu que les murs sont stable et les dimensions choisis est convenables.

Conclusion

Après cette étude de génie civil nous avons conclure que le déversoir et les murs bajoyers sont stable au renversement et au glissement et au poinçonnement, et le calcul à été considérée pour les cas les plus défavorables.

Introduction

Un chantier est un espace sur lequel ont lieu des travaux, il est à la fois le lieu ou l'on construit, et la réalisation même de la construction projetée dans un délai donné, donc il est limité dans le temps et dans l'espace.

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché et améliorer sa rentabilité.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage (en diminuant les délais de réalisation) pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de MELLAGOU tout en assurant :

- ✓ Une meilleur qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux …..).
- ✓ La rapidité des diverses opérations.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ✓ Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance majeure pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

a) Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantité.
b) Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2 Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

1) La maitre de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale dont le rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

2) Le maitre d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

3) L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.3 Travaux préparatoires et installation de chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

- **Installations destinées au personnel :**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier…etc.

- **Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal.

Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars afin d'éviter leur oxydation.

❖ **Installations destinées à la réparation des engins :**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

❖ **Installations destinées pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites…etc.

✓ **Fabrication des granulats :**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

VI.4 Travaux de réalisation

❖ **Implantation des ouvrages sur chantier :**

On peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y a deux types de piquetage :

- Piquetage principal : Concerne les axes de l'ouvrage.
- Piquetage secondaire : Concerne les bords de l'ouvrage.

❖ **Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

❖ **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais.

Le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

❖ **Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles

- L'aménagement de la zone d'emprunt
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage

VI.5 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires en précisant leurs titres, références et compétence.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes (notamment l'évacuateur de crue) nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

1) Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux
- Contre maitre
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les autres véhicules
- Ferrailleurs
- Ouvriers
- Coffreurs

- Soudeurs
- Topographes
- Géologues pour l'étude géologique
- Ingénieurs (hydraulique, génie civil…etc.)
- Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier ….etc.

2) Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai-enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Camions benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de barrage.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Groupes électrogènes.
- Camions malaxeur : pour le transport de béton.

3) Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation…etc.)

VI.6 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains et matériels pour assurer une efficacité d'exécution. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau)
- ✓ A temps (sans retard)
- ✓ Economique

VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressource (moyens humaines et matériels)
- ✓ Dimensions du projet

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \times N}{n}$$

Avec :

Q : quantité de travail

N : rendement

n : Nombre d'équipes

L'attribution des durées pour chaque opération est liée à la cadence optée :

Terrassement :

Pour les excavations de l'évacuateur des crues on a besoin de 194 400 m³ d'excavation.

Béton :

Pour le béton on a besoin de 18 356 m³ de béton pour faire l'évacuateur de crue.

VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- ✓ Exécution du travail le plus économique
- ✓ Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations
- ✓ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.

VI.6.3 Symboles des différentes opérations

Les symboles des différentes opérations est résume dans le tableau suivante :

Tableau VI.1 : Symboles des opérations :

Travaux	Opération	Durée (mois)
Installation de chantier	A	5
Installation de centrale à béton	B	3
Travaux de terrassement des rives et lit de l'oued	C	2
Excavation de la rive gauche	D	6
Excavation de la rive droite	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	5
Réalisation des batardeaux	G	3
Construction de la digue	H	18
Revêtement des talus de la digue	I	5
Evacuateur de crue	K	8
Bassin de dissipation	J	7
La tour de prise	L	7
Prise d'eau et vidange de fond	M	7
Equipements hydromécaniques	N	2
Travaux de finition	O	3

VI.6.4 Technique de planification

Il existe trois principales méthodes de planification sont :

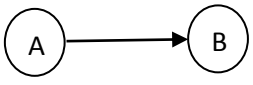
- Méthode basée sur le réseau (méthode CPM)
- Méthode basée sur le tableau
- Méthode basée sur le graphique (méthode des barres)

VI.6.4.1 Méthode basée sur le réseau :

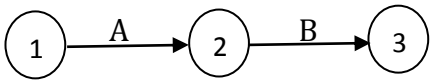
Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par flèches.



Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé « nœud ».



L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

Cette méthode est consiste à faire le calcul aller et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.2 : Les paramètres de réseau à nœud

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

DCP : date de commencement au plus tôt

TR : temps de réalisation

DFP : date de finition au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

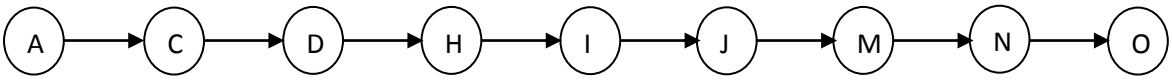
DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :
$$\begin{cases} DFP = TR + DCP \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DFP_i = DCP_i + TR \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

Chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante : C.C $\Leftrightarrow$
$$\begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{cases}$$

D'après les résultats de calcul du réseau à nœuds (Figure V.1) le temps de réalisation total du barrage est de **55 mois.**



$DTP = \sum TR = 5 + 2 + 6 + 18 + 5 + 7 + 7 + 2 + 3 = 55$ mois.

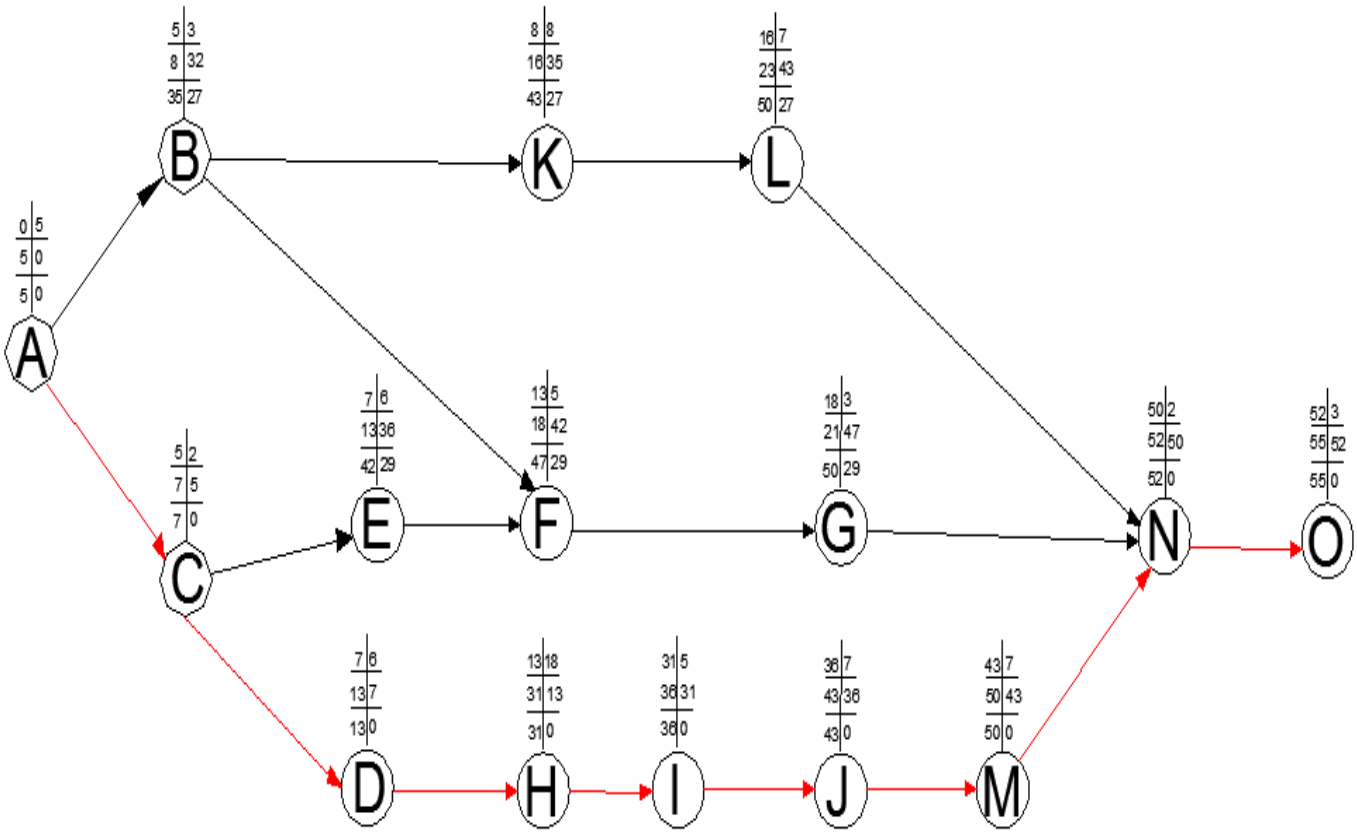


Figure VI.1 : Le chemin critique par le réseau à nœuds

VI.6.4.2 Méthode de tableau :

Dans cette méthode en faire le calcul à partir d'un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique.

En résume les résultats de calcul pour cette méthode dans le tableau suivante :

Tableau VI.3 : Le chemin critique par la méthode de tableau

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	3	5	8	32	35	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	8	8	16	35	43	27
3-6	0	8	8	42	42	34
4-6	6	7	13	36	42	29
4-7	6	7	13	7	13	0
5-12	7	16	23	43	50	27
6-8	5	13	18	42	47	29
7-9	18	13	31	13	31	0
8-12	3	18	21	47	50	29
9-10	5	31	36	31	36	0
10-11	7	36	43	36	43	0
11-12	7	43	50	43	50	0
12-13	2	50	52	50	52	0
13-14	3	52	55	52	55	0

D'après le tableau on conclu que le temps de réalisation est de **55 mois.**

Conclusion

Donc après les résultats de calcul de réseau à nœuds et aussi les résultats de tableau V.3 on peut conclure que le temps de réalisation de barrage de MELLAGOU est de 4 années et 7 mois, avec 8 mois pour la construction de l'évacuateur de crues.

Une bonne organisation de chantier pour le projet de réalisation de barrage de MELLAGOU ça nous donne aucun retard dans le temps de réalisation et garantie la livraison après les 55 mois et évite les pertes des matériaux et améliore la sécurité dans le cite (humaine et matériel) et aussi améliore la qualité de travail.

CONCLUSION GENERALE

Après cette mémoire nous avons conclu que la construction de barrage sur l'Oued de MELLAGOU est réalisable de cote géologique et hydrologique afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable pour l'habitant près du barrage et à l'irrigation.

Le but est d'étudier différents variantes possible de notre barrage où nous étudions trois variantes possible avant le choix de la variante la plus favorable au barrage de MELLAGOU.

Durant l'étude géologique nous avons vu la description litho-stratigraphique, et la situation de différentes axes et la géologie de la zone d'étude et la stabilité et étanchéité des cuvettes, les matériaux de construction, les sondages carottés, les essais de perméabilité Lugeons, les essais géotechniques, le niveau de la nappe, les conditions géologiques sous les ouvrages annexes, l'étude des zones d'emprunt, et à la fin la stabilité du site avec de recommandations.

Durant l'étude hydrologique nous avons vu les caractéristiques morphologiques et les caractéristiques hydrographiques et les caractéristiques climatiques, étude des apports, étude des crues et le choix de la crue du projet, le volume mort, la régularisation des débits, calcul du volume utile, laminage des crues avec la méthode de Muskingum, et à la fin une étude d'optimisation et le calcul des différents couts de barrage et l'évacuateur.

Après nous avons étudions la possibilité de projeter plusieurs variantes de l'évacuateur de crues, ou nous étudions trois variantes en détail qui sont : la première est l'évacuateur latéral à entonnement latéral, la deuxième est l'évacuateur latéral à entonnement frontal, et la troisième variante de l'évacuateur à déversoir labyrinthe avec une marche d'escalier, et à la fin choisi la variante optimale.

Après le choix de la variante optimale nous avons fait une étude de génie civil de cette variante où nous calculons la stabilité de l'évacuateur et aussi de les murs bajoyers.

A la fin nous avons terminant par une étude d'organisation de chantier où nous conclure que le temps de réalisation de barrage de MELLAGOU est de 4 années et 7 mois, avec 8 mois pour la construction de l'évacuateur de crues.

Références bibliographiques

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B. Polycopie de cours de régularisation des débits.

FORMATION TECHNIQUE (11 juin 2013) Nations de base en hydrologie et modélisation de bassin versant.

DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987) A Water Resources Technical Publication.

KHATSURIA.R.M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipator. Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia.

GAMBOA ET GARCIA (2003) Manuel de conception et projet typiques des évacuateurs des crues.

Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009) Construction Hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de lausanne.

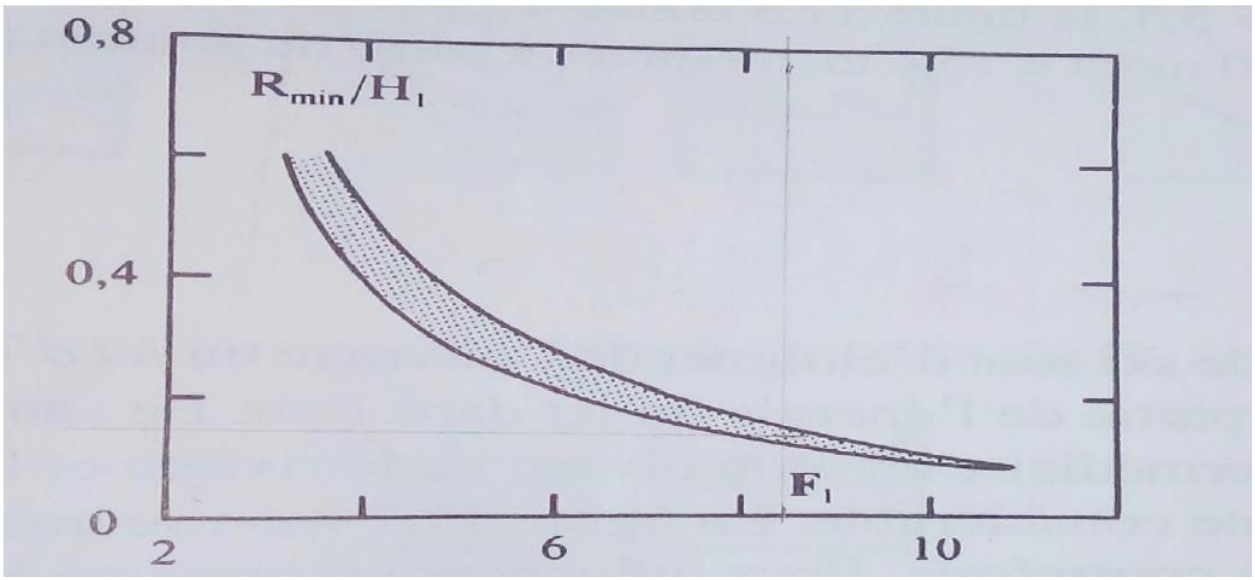
Cox, R. G. (1973) Spillway Water Surface Profiles, Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

USACE Engineering and Design Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

Zerrouk et Marche (1995) Les évacuateurs de crues en labyrinthe : Dimensionnement, fonctionnement, exemple et particularités.

Annexe I

Les abaques



Abaque N°1 : Rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1 (saut de ski)

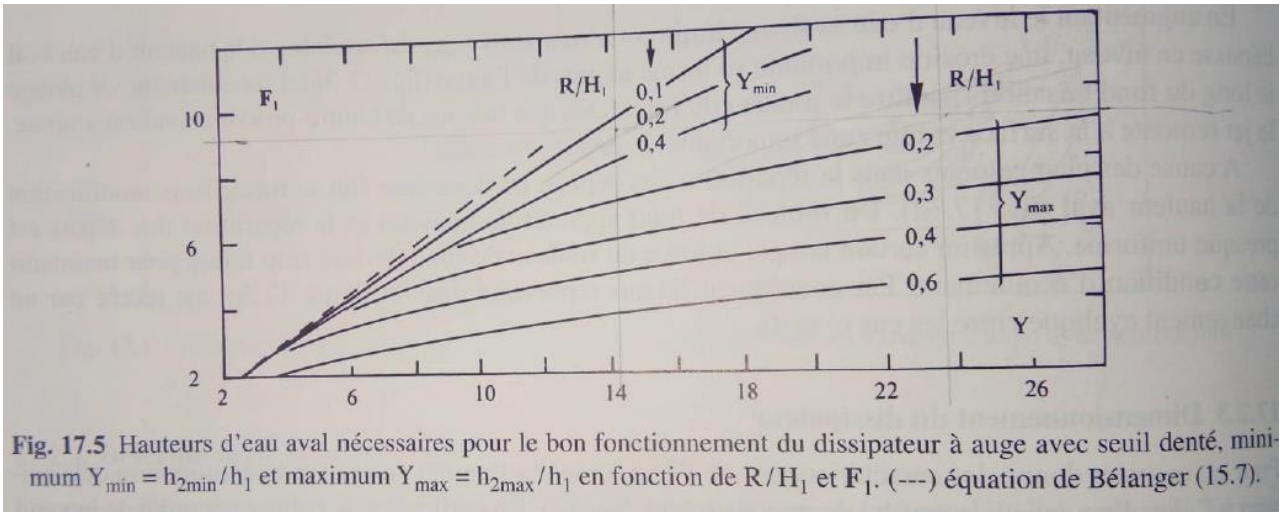


Fig. 17.5 Hauteurs d'eau aval nécessaires pour le bon fonctionnement du dissipateur à auge avec seuil denté, minimum $Y_{min} = h_{2min}/h_1$ et maximum $Y_{max} = h_{2max}/h_1$ en fonction de R/H_1 et F_1. (---) équation de Bélanger (15.7).

Abaque N°2 : Hauteur d'eau en aval (saut de ski)

Annexe II : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre D_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différentes hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P)>5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.00	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.00-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10_15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.00
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.00-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.00	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.00-2.45	2.40-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.00	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.00-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.00
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.00-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.85	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.00
Roches sédimentaires, conglomérant, marnes		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaires poreux et conglomérats compacts, grés calcifies, etc.		2.50	3.00	3.40	3.70	
Grés dolomitiques, calcaires compacts non stratifies, silices		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	