

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DES OUVRAGES
ANNEXES DU BARRAGE DJEDRA (W.SOUK AHRAS)**

PRESENTE PAR :

AHMED Faycel

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
M ^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examineur
M ^{me} D.DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HADJ SADOK	M.C.B	Promoteur

Septembre 2014

œ Dédicace œ

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect
a :*

- ✓ *mes parents*
- ✓ *mes frères et sœurs*
- ✓ *toute ma famille*
- ✓ *A Mes amis de M'SILA et de l'ENSH et en particulier :*
Soufiane, Chams eddine, Yasser, Fateh, Sanhaji, Sohaib,
Hocine, Réda, ...

Faycel

❧ Remerciements ❧

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions

Je remercie fortement mon promoteur : M^R HADJ SADOK A de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

✓ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier aussi :

✓ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

✓ *les étudiants de l'ENSH*

✓ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

Faycel

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction	2
I-1 Situation géographique et topographique du site	2
I.2.Géologie de la zone d'étude.....	3
I.2.1.Stratigraphie	3
I-3 Situation géologique	6
I.3.1.Travaux de reconnaissances effectuées	6
I.3.2.Géologie du site.....	8
I.3.3. Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation.....	10
I.3.4. Tectonique.....	11
I.3.5. Etude Hydrogéologique	13
I.3.6. Séismicité	15
I.3.7.Zone d'emprunt des matériaux	17
I.3.7.1.Puits dans la zone d'emprunt	17
I.3.7.2. Matériaux de constructions	18
I.4.Conclusion	21

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	22
II-1 Bassin versant	22
II-1-1 Caractéristiques physiques du bassin versant	22
II-1-2 Caractéristiques hydromorphologiques	23
II-1-3 Hypsométrie du bassin versant	24
II-1-3-1 Le relief	24
II-1-4 Caractéristiques hydrographique	27
II-1-4-1 le réseau hydrographique	27
II-2 Caractéristiques climatiques	30
II-2-1 Températures	30
II-2-2 Vent	31
II-2-3 Pluviométrie	31

II-2-3-1 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières	32
II-2-3-2 Pluies a courtes durée et leurs intensités	36
II-3 Etude des apports	39
II-3-1 Analogie avec la station de Souk Ahras (120101)	39
II-3-1-1 Caractéristiques de l'écoulement	39
II-3-1-2 Analyse fréquentielle des apports	40
II-3-2 Apport solide et l'estimation de volume mort	42
II.3.2.1 Formules empiriques	43
III.3.2.2 Calcul du volume mort	44
II-4 Etude des crues	45
II-4-1 Hydrogrammes des crues	47
II-4-2 Choix de la crue du projet.....	49
II-4-3 Choix de la crue de chantier	49
II-5 Etude de Régularisation	50
II-5-1 Courbes caractéristiques de la retenue.....	50
II-5-2 Calcul de volume utile	53
II-5-2-1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	54
.II-5-2-2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	56
II-6 Laminage des crues	59
II-6-1 La méthode de KOTCHERINE	59
II-7 Etude d'optimisation	67
II.7.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	67
II-7-1-1 Calcul de la revanche	68
II-7-1-2 La largeur en crête	69
II-7-1-3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs	70
II.7.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	70
II.7.2.1 Coût du déversoir.....	70
II.7.2.2 Coût du canal d'approche.....	72
II.7.2.3 Coût du coursier.....	73
II.8 Laminage pour un déversoir de largeur $b=40m$	76
Conclusion	77

Chapitre III : Les ouvrages annexes

Introduction.....	78
III.1 Evacuateur de crue.....	78
III.1.1 Généralités	78
III.1.1.1 Classification des évacuateurs des crues	78
III.1.1.2 Critères de choix de l'évacuateur des crues	79
III.1.1.3 Choix du type de l'évacuateur des crues	79
III-1-2 Evacuateur latéral à entonnement frontal	80
III-1-2-1 Dimensionnement et calcul hydraulique	80
III-1-2-1-1 Canal d'approche	81
III-1-2-1-2 Déversoir	83
III-1-2-1-3 Chenal d'écoulement	85
III-1-2-1-4 Calcul du convergent	88
III-1-2-1-5 Coursier.....	91
III-1-2-1-6 Bassin de dissipation	92
III-1-2-1-7 Canal de restitution	94
III-1-3 Evacuateur latéral à entonnement latéral	95
III-1-3-1 Dimensionnement et calcul hydraulique	95
III-1-3-2 Choix du bassin de dissipation	100
III-1-3-3 Canal de restitution	100
III-1-4 Calcul de la hauteur des murs bajoyers	101
III-1-4-1 Chenal d'écoulement.....	101
III-1-4-2 Coursier	101
III-1-4-3 Le bassin de dissipation.....	101
III-1-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	102
III-1-5-1 Vérification de l'apparition des vagues roulantes	102
III-1-5-2 Le phénomène d'entraînement de l'air naturel.....	102
III-1-6 Choix de la variante la plus favorable	102
III.1.7 Conclusion	103
III.2 Dérivation provisoire.....	103

III.2.1 Generalite	103
III.2 .2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	104
III.2.3 Choix de la crue de dimensionnement	104
III.2.4 Succession des travaux	105
III.2.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire	105
III.2.5.1 Canal de dérivation	105
III.2.5.1.1 Calcul de section de la galerie de dérivation	105
III.2.5.1.2 Ligne d'eau du canal de dérivation	107
III.2.5.2 Construction des batardeaux	108
III.2.5.2.1 batardeau amont.....	108
III.2.5.2.2 batardeau aval.....	111
III.3 La vidange de fond.....	113
III.3.1 But de l'étude	113
III.3.2 Destination de la vidange de fond	113
III.3.3 Type d'ouvrage de vidange	113
III.3.4 Choix de type de vidange.....	114
III.3.6 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite	114
III.3.6.1 Recommandations modulées (dispositif minimum).....	114
III.3.7 Calcul de la vidange de fond	115
III.3.7.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange	115
III.3.7.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diametre	115
III.3.7.3 Calcul du temps réel de la vidange du barrage.....	117
III.3.7.4 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue	118
III.4 La prise d'eau.....	118
III.4.1 Généralité	118
III.4.2 Types des prises d'eau à but agricole	118
III.4.3 Choix de type de prise	120
III.4.4 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau.....	120
III.4.4.1 La distribution mensuelle de la demande	120
III.4.4.2 Calcul du débit maximum	121
III.4.4.3 Correction de la valeur de coefficient μ	121
III.4.4.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	122

Chapitre IV : Equipements hydromécanique

Introduction.....	123
IV.1 Les vannes.....	123
IV.1.1 Vibration des vannes	123
IV.1.2 Les causes de vibration d'une vanne.....	123
IV.1.3 Choix de types des vannes.....	124
IV.1.4 Etanchéité des vannes.....	125
IV.1.5 Entretien et réparation des usures.....	126
IV.1.6 Protection contre la corrosion.....	126
IV.1.7 Commande et automatisation	126
IV.2 Les grille de protection	127
IV.2.1 Définition	127
IV.2 .2 Espacement et constitution des barreaux.....	127
IV.2.3 Pertes de charge	128
IV.2.4 Calcule de Stabilité des barreaux.....	129
Conclusion.....	131

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction	132
V.1 Différentes phases du chantier	132
V.1.1 Installation de chantier et travaux préparatoires	132
V.1.2 travaux hors crue (période estivale)	132
V.1.3 Construction des ouvrages	132
V-1-4 Fermeture de la vidange et mise en eau	132
V-2 Planification des travaux	133
V-2-1 les données préparatoires	133
V-2-2 Délai de construction et programme des travaux	134
V-2-3 Symboles et durées des différentes opérations	134
V-2-3 Planification avec réseau a nœuds	135
V-2-4 Planification avec la méthode de tableau	135
V-2-5 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)	136
V-3 Matériel et personnel nécessaires	136
V-3-1 Matériel nécessaires	136

V-3-2 Personnel nécessaire	137
V.4 Devis estimatif et quantitatif des ouvrages annexes.....	137
V.4.1 Calcul du volume du batardeau.....	137
V.4.2 Calcul du coût des excavations.....	139
V.4.3 Calcul du volume du béton et son coût.....	139
V.4.4 Calcul du cout total des ouvrages annexes et le batardeau	143
Conclusion.....	144

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Introduction	145
VII.1 Causes des accidents de travail.....	145
VII.1.1 Causes humaines.....	145
VII.1.2 Causes techniques.....	145
VII.2 Conditions dangereuses dans le chantier.....	146
VII.3 Actions dangereuses.....	146
VII.4 Mesures préventives	146
Conclusion générale.....	147

Liste des tableaux

Tableau N°I.01 : Sondages réalisés en phase d'étude d'APD	7
Tableau N°I.02 : Récapitulatif des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	11
Tableau N°I.03 : Coefficient d'accélération du séisme	16
Tableau N°I.04: Récapitulatif des résultats des essais granulométriques.....	17
Tableau N°I.05 : . Récapitulatif des résultats des essais Proctor normal	18
Tableau N°I.06 : Résumé des résultats géotechniques.....	19
Tableau N°I.07: Résumé des résultats géotechniques (pour l'argile).....	20
Tableau N°I.08: . Résumé des résultats géotechniques (pour Limon).....	20
Tableau N°I.09: Granulométrie de pierres cassées.....	21
Tableau N°II.01 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes	24
Tableau N°II.02 : Détermination de l'altitude moyenne	26
Tableau N°II.03 : Récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques	30
Tableau N°II.04 : Répartition des températures mensuelles.....	31
Tableau N°II.05 : Répartition mensuelle du vent	31
Tableau N°II.06 : Stations pluviométriques.	31
Tableau N°II.07: Caractéristiques de l'échantillon.	32
Tableau N°II.08: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	33
Tableau N°II.09 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton (logn-ormale)	35
Tableau N°II.10 : les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour	37
Tableau N°II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	39
Tableau N°II.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	39
Tableau N°II.13 Résultats de l'ajustement des apports à la loi de Galton	40
Tableau N°II.14: Répartition de l'apport de la fréquence 80%	41
Tableau N°II.15 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	45
Tableau N°II.16 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).....	46
Tableau N°II.17 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	46
Tableau N°II.18 Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	47
Tableau N°II.19 : Résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI	48
Tableau N°II.20 : Caractéristique topographiques et volumétriques.....	51
Tableau N°II.21 : la répartition mensuelle de W80%	53
Tableau N°II.22 : la répartition mensuelle des besoins	53
Tableau N°II.23 : régularisation saisonnière.....	54
Tableau N°II.24 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	55

Tableau N°II.25 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.	56
Tableau N°II.26 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	57
Tableau N°II.27 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	58
Tableau N°II.28: récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation	59
Tableau N°II.29 : Données initiales.	61
Tableau N°II.30 : 1 ère étape de calcul.....	62
Tableau N°II.31 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	63
Tableau N°II.32 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	64
Tableau N°II.33 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	67
Tableau N°II.34 : les résultats du calcul de la revanche	69
Tableau N°II.35 : Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant	69
Tableau N°II.36 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	70
Tableau N°II.37 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes	71
Tableau N°II.38 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	72
Tableau N°II.39 : récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes	73
Tableau N°II.40 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	74
Tableau N°II.41 : Résultats de l'optimisation	75
Tableau N°II.42: Volumes et débit déversant.....	76
Tableau N°III.01 : Les coordonnées du profil de déversoir	84
Tableau N°III.02 :les valeurs du débit en fonction du h_n	87
Tableau N°III.03: Calcul de la ligne d'eau.....	91
Tableau N°III.04 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	91
Tableau N°III.05 : Calcul de la profondeur critique	97
Tableau N°III.06: Paramètres géométriques et hydrauliques du canal de restitution	100
Tableau N°III.07: calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation	106
Tableau N°III.08: Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue	110
Tableau N°III.09: type de vidange de fond en fonction de $H^2 \sqrt{V}$	115
Tableau N°III.09: l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange	119
Tableau N°III.10: La distribution mensuelle de la demande.....	122
Tableau N°V.01: Symboles et durées des opérations	134
Tableau N°V.02: Les paramètres du réseau à nœuds	135
Tableau N°V.03 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau	136
Tableau N°V.04 : Volume des recharges (enrochement).....	138
Tableau N°V.05 : Volume du Noyau (argile).....	139
Tableau N°V.06 : Cout Total pour le batardeau.....	139

Tableau N°V.07: Cout Total Terrassements généraux.....	141
TableauN°V.08 :Cout Total Travaux de béton et de béton armé	141
TableauN°V.09 :résultat de devis estimatif.....	142
Tableau N°V.10 : coûts total des ouvrages annexes+batardeau.....	143

Liste des figures

Figure I-1 : Localisation du barrage Djedra.....	3
Figure I-2 : Carte géologique.....	6
Figure I-3 : Carte géologique - structurale simplifiée	12
Figure I-4 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003.....	15
Figure II-1: répartition des surfaces partielles et courbe hypsométrique.....	25
Figure II-2: Réseau hydrographique.....	29
Figure II-3 : graphe d'ajustement à la loi de Gumbel.....	34
Figure II-4 : graphe ajustement à la loi de Galton.....	35
Figure II-5 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps.....	38
FigureII-6 : représentation des intensités en fonction de temps	38
Figure II-7: Représentation graphique des apports de la loi de Galton	41
Figure II-8: représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%.....	42
Figure II-9: représentation graphique des hydrogrammes des crues.....	49
Figure II-10 : Courbes « Hauteurs –(Capacités –Surface) ».....	52
Figure II-11 : Courbes de $H = f(Q, q)$	65
Figure II-12 : Courbes $V = f(Q, q)$	66
Figure II-13 : la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur(b) de déversoir	75
Figure II-14 : courbe des débits déversant	76
Figure III-1 : schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal	81
Figure III-2 : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	83
Figure III-3 : Profile Wes-Creager du déversoir de la variante I.....	84
Figure III-4 : Schéma d'un convergent	89
Figure III-5 :Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral.....	96
Figure III.6 : courbe de tarage de l'oued	107
Figure III.7 : Dérivation provisoire (coupe type).....	108
Figure III.8 : Schéma de la ligne d'eau.	108
Figure III.9 : Schéma du batardeau amont de oued AKIBA	111
Figure III.10: Schéma explicative d'une prise d'eau	121
Figure IV.1: grille, panneau, barreaux	129

Liste des planches

Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche N°02 : Coupe géologique.

Planche N°03 : Profil en long de la vidange de fond

Planche N°04 : coupe dans l'axe du batardeau aval

Planche N°05 : planning des travaux.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une matière nécessaire pour la vie des êtres vivants. Le manque de cette matière pose un problème majeur dans le monde. Il devient très difficile de trouver une source d'eau permanente qui nous assure la quantité suffisante. Parmi les solutions à adopter, la mobilisation des ressources en eau par l'édification des barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit de celui-ci et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable ou le trafic fluvial. De manière générale c'est un étendue d'eau créée artificiellement par l'homme et pour l'homme, à usage surtout économique.

Le gouvernement Algérien est en train d'accélérer l'avancement dans le domaine de l'hydraulique pour pallier au manque d'eau et assurer la quantité nécessaire à l'alimentation en eau potable, l'alimentation de l'industrie et l'irrigation des terres agricoles.

Les ouvrages annexes constituent les organes principaux d'exploitation et de la sécurité du futur barrage, leur rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles de l'oued Djedra, sécuriser la digue et faciliter l'exploitation. L'édification de ces ouvrages complexe et délicate nécessite, à priori, une analyse minutieuse de plusieurs paramètres intérieurs et extérieurs afin de garantir leur sécurité vis-à-vis la rupture. Leur étude nécessite les phases de : la reconnaissance générale du site, l'analyse des données hydrologiques et hydrauliques, les études géotechniques et les choix des différents matériaux.

Dans ce mémoire nous allons faire une étude détaillée des ouvrages annexes de ce barrage (Djedra w.Souk-ahras), afin de choisir les variantes qui représenteront les meilleurs solutions techniquement et économiquement. Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données actualisées obtenues chez l'ANRH. Cette dernière sera suivie par l'étude et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur des crues, vidange de fond, prise d'eau et dérivation provisoire).

Pour conclure, un chapitre qui traitera l'organisation de chantier et qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Chapitre I :
Synthèse de l'étude de
faisabilité

Introduction

Dans cette partie nous allons donner une synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude russe ZARUBEZHVIDSTROY (2005) dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillée du barrage sur le site Oued Djedra dont l'objectif est de stocker les eaux provenant de l'Oued Djedra pour l'utilisation en irrigation.

I.1. Situation géographique et topographique du site

Le site de barrage est situé sur l'Oued Djedra, un des affluents de l'Oued Majarda, juste à proximité du frontières Tunisien. Ce dernier est situé dans la commune de Souk Ahras à une trentaine de kilomètres de la ville de souk Ahras.

Cette région présente généralement des reliefs modérés aux types montagneux avec des pentes moyennes. Les altitudes les plus basses du bassin versant de l'oued Djedra se trouvant dans le parcours aval sont de 500 - 550m et les lignes de partage des eaux au Nord et à l'Est s'élèvent jusqu'à 1300 - 1550m, le bassin versant à une forme allongée, avec un coefficient de compacité de 1,43.

Les communes limitrophes du site du barrage sont :

- ✓ Au Nord, la commune de Bouhadjar
- ✓ Au Sud, la commune de Zarouria
- ✓ Au l'Est, la commune de Sakiet Sidi Youcef
- ✓ Au West, la commune de Machroha

Le site de bassin est localisé sur la carte du ministère de la Défense Nationale Institut National de cartographie par les coordonnées du site (système de Lambert) sont :

X = 408.03 Km

Y = 4017.77 Km

Z = 500 m N.G.A

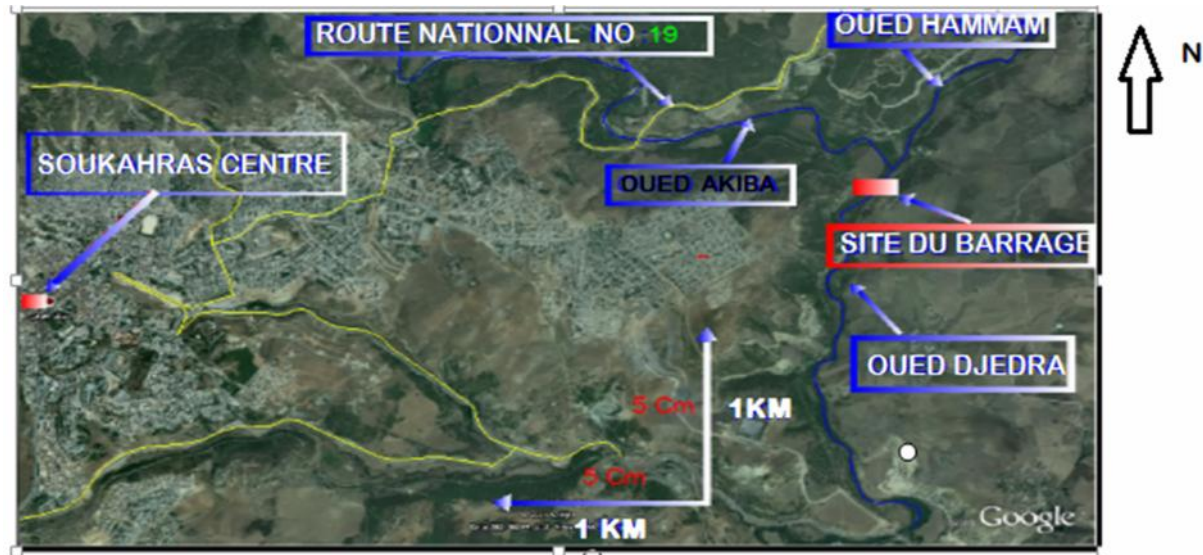


Figure I.01 : Localisation du barrage Djedra

Les relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue.

Le bassin versant de l'oued Djedra est vaste et peu profond. Sa superficie peut être chiffrée à près de 115.63 km² et d'un périmètre de 55.12m.

Dans le site du barrage, le bassin de l'oued Djedra est en général constitué des terrains rocheux représentés par des calcaires, marnes denses, avec des intercalations de calcite.

I.2.Géologie de la zone d'étude

Dans la zone des ouvrages en projet (barrage, retenue d'eau) sont reconnus les terrains carbonatés, marins, carbonato-terrigènes et terrigènes du Trias, Crétacé supérieur et Paléogène. Les faciès continentaux représentent les formations meubles et faiblement cimentées du Pléistocène-Holocène.

I.2.1.Stratigraphie

Sur la carte géologique à l'échelle 1/50000 parmi les terrains triasiques on a mis en relief :

✓ Formations grés-gypso-argileuses à fragments de roches variées (t) :

Il s'agit d'une formation plastique représentée par un mélange chaotique de marnes et d'argiles bariolées avec grès et gypse en moindres quantités qui renferme de petits fragments de roches carbonatées ou terrigènes d'âge varié et, quelquefois mêmes des fragments de roches d'origine plutonique.

Dans le diapir triasique en amont de l'oued Djedra prédominent les marnes argileuses jaunes et les marnes gréseuses verdâtres. Les argiles et les marnes du diapir de la zone du site de barrage sont colorées en tons rougeâtre, violet, ocré et jaune.

✓ **Calcaires**

Les fragments et blocs de calcaires de teinte grise ou noire intercalés de marnes et de dolomies jaunes sont omniprésents dans les diapirs. Le calcaire est à grains fins, souvent dolomitisé, à texture massive affleurant sous forme lenticulaire d'une épaisseur de quelques centimètres jusqu'à 2m et plus.

✓ **Grès, argiles, marnes**

Des blocs isolés constitués de grès micacés, intercalés d'argiles bariolées et de marnes de teinte rougeâtre ou verdâtre, sont constatés dans les diapirs.

✓ **Dolomies**

Les dolomies sont généralement à grain fin, légèrement poreuses, quelques fois remarquablement litées. Les cargneules sont sous forme de blocs de teinte jaune et brune.

L'épaisseur des formations triasiques dépasse 1000m.

Les roches du Crétacé supérieur affleurant dans la vallée de l'oued Djedra sont représentées par des formations du Santonien et du Campanien.

- **Le Santonien supérieur–Campanien inférieur** (C^{4b-5a}) est représenté par les marnes et de rares bancs calcaireux. Les marnes sont argileuses de couleur grise et gris foncé avec les nuances bleuâtre ou verdâtre. Leur densité change suivant la coupe, souvent avec les couches qui contiennent les matériaux détritiques. La puissance de cette assise monotone dépasse 200m.
- **Le Campanien supérieur** se subdivise en deux séries : série inférieure (C^{5b}) représentée de préférence par des calcaires et série supérieure (C_m^{5b}) marneuse.

La coupe de la série inférieure est représentée par des calcaires pélitomorphes gris clair et gris à jaunâtre (la carrière de pierres est rattachée à ces calcaires) et des calcaires marneux gris clair. Les calcaires (80-95% $CaCO_3$) sont disposés sous forme de bancs massifs de 0,3 à 0,8m en alternance avec de fines couches de marnes grises (0,1m). La puissance de la série varie de 80 à 100m.

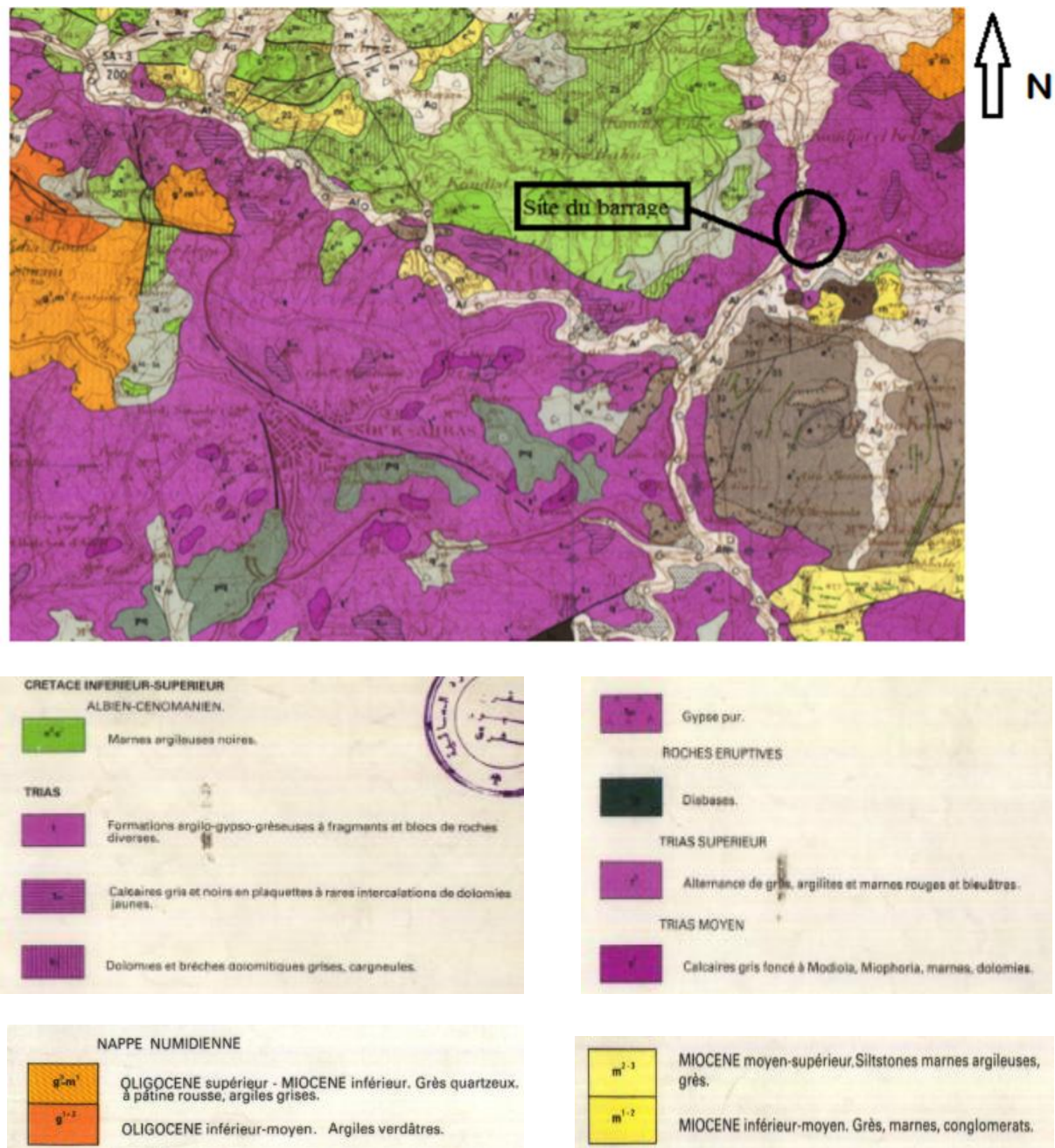
La semelle de la série supérieure est formée par un banc (10-15m) de marnes calcaireuses grises avec les couches fines de calcaires argileux. La grande partie de la coupe est

représentée par des marnes argileuses gris à verdâtre avec des intercouches décimétriques de calcaires pélitomorphes argileux de couleur grise. La puissance de la série varie de 50 à 70m.

- **Les formations éocènes (e_T^{4-5})** se rencontrent localement et sont représentées par des calcaires bitumineux nummulitiques de couleur noire et brune avec des intercalations de marnes argileuses gris foncé et d'argiles pseymo-argillitiques. Leurs affleurements rocheux sont décrits à l'endroit du site Djedra.
- **Les formations quaternaires** sont largement développées dans la vallée de l'oued Djedra. Elles se distinguent par leur genèse, rattachement géomorphologique et leur géochronologie relative.

Les formations du Quaternaire moyen supérieur sont représentées par les dépôts déluvio-gravitationnels (q_{dg}^3) ainsi que par ceux alluviaux (q_{al}^2 - q_{al}^3) formant les terrasses fluviales de l'oued Djedra. La carrière de galet est rattachée au faciès d'alluvions du Pléistocène supérieur du lit de l'oued. Les zones du développement des formations argilo-limoneuses sont rattachées au faciès d'alluvions et aux dépôts déluvio-gravitationnels.

- **Les formations contemporaines (holocènes)** sont représentées par les alluvions (Af) des cours d'eau (lit majeur et terrasses fluviales), par celles gravitationnelles-éboulis (Ag) ainsi que par les accumulations dues aux glissements (dP).



Echelle 1/50000

Figure I.2 : Carte géologique

I.3.Situation géologique

I.3.1.Travaux de reconnaissances effectuées

Les travaux de reconnaissances qui ont été réalisés pour la justification géologique de l'Avant-projet Détaillé du barrage sur l'oued Djedra, dans la wilaya de Souk Ahras sont les suivants :

- Travaux in situ : l'exécution de 34 forages ont été réalisés le long de l'axe de la digue avec 34 sondages carottés avec essais lugeons et Lefranc.

- Essais géotechniques de laboratoire
- Traitement des résultats des travaux in situ et de laboratoire, établissement du rapport général sur la géologie et géotechnique.

1) Sondages :

Les caractéristiques des sondages qui ont été exécutés sont résumées dans le tableau I.01, où on indique les essais in situ et leur localisation par rapport à l'ouvrage.

Tableau I.01. Sondages réalisés en phase d'étude d'APD

Code du sondage	profondeur	Localisation	Essai Lefranc(n)	Essai Lugeon(n)
SD-1	78.0	Terrasse de rive droite	0	0
SD-2	70.5	Rive droite	0	2
SD-3	100.0	Rive droite	0	3
SD-4	78.0	Terrasse rive gauche	0	4
SD-5	75.0	Rive gauche	0	6
SD-6	51.0	Fond d'oued	0	5
SD-7	51.0	Fond d'oued	0	3
SD-8	100.0	Rive gauche	0	4
SD-9	97.5	Rive gauche	0	4
SD-10	81.0	Rive gauche	0	4
SD-11	81.0	Terrasse rive gauche	0	1
SD-12	40.5	Rive droite	0	3
SD-13	30.0	Rive gauche	0	1
SD-14	19.5	Rive gauche	0	2
SD-101	120.0	Terrasse rive gauche	3	19
SD-102	89.0	Rive gauche	2	15
SD-103	50.5	Rive droite	1	9
SD-104	100.0	Rive droite	2	18
SD-105	80.0	Terrasse rive gauche	2	14
SD-106	91.0	Terrasse rive droite	4	16
SD-107	80.0	Rive droite	2	13
SD-108	80.0	Rive droite	2	14
SD-109	80.0	Rive gauche	2	13

SD-110	60.0	Rive droite	1	11
SD-111	80.0	Rive droite	1	15
SD-112	72.0	Rive gauche	4	16
SD-113	80.0	Rive gauche	2	14
SD-114	80.0	Rive gauche	2	13
SD-121	15.0	Rive gauche	0	2
SD-122	15.0	Rive gauche	0	2
SD-123	15.0	Rive gauche	0	2
SD-124	15.0	Rive gauche	1	2
SD-125	30.0	Rive droite	0	5
SD-127	100.0	Terrasse de rive droite	0	19

(Source ANBT)

(n) : nombre d'essais réalisés

2) Essais in situ

Les essais sur site , Lugeon et Lefranc ,ont permis de caractériser les sols rocheux (marnes , marnes argileuse et calcaire marneux) et les alluvions d'oued Djedra ,en terme de caractéristiques géotechniques et de degré de perméabilité.

3) Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire ont porté sur l'identification de compactage, oedométriques et mécaniques.

I.3.2.Géologie locale du site

Le site du barrage est planté dans le rétrécissement de la vallée de l'oued Djedra à 50m en aval de son affluent Hammam, en face du mont à la côte absolue 642,0m. Selon les conditions morphologiques le site est assez favorable, La structure géologique de la vallée dans cet endroit est assez compliquée et la tectonique est bien tendue.

❖ Stratigraphie

Les formations triasiques (t) : sont les roches les plus anciennes qui se trouvent dans les limites du territoire à étudier. Elles sont représentées par des blocs de grès, de marnes, d'aérolites gris foncé cimentées par une matrice argileuse avec inclusions du gypse amorphe et cristallin (brèche tectonique).

Les roches du Crétacé supérieur dans la région du site du barrage sont représentées par les deux sous-étages :

- **Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a})** est représenté, du point de vue lithologique par les marnes et marnes argileuses de couleur grise et gris foncé avec les nuances bleuâtre ou verdâtre. Ces formations sont développées sur le versant gauche de la vallée de l'oued Djedra à l'endroit du site du barrage et sur le versant droit en bief amont du barrage
- **Sous-étage inférieur du Campanien supérieur (C^{5b})** est reconnu par des calcaires marneux en plaquettes fines blanc à grisâtre et blanc avec intercouchés de calcaires en plaquettes épaisses blanc à jaunâtre.

Les formations de l'Eocène supérieur (e_T^{4-5}) sous forme d'une lamelle fine d'une longueur de 700m à peu près et de 25-160m de largeur se rencontrent sur les versants gauche et droit de la vallée à 80-100m en aval du site du barrage. Du point de vue lithologique ces formations sont représentées par des calcaires bitumineux nummulitiques de couleur brun à jaunâtre jusqu'à noir avec des intercalations de marnes argileuses et d'argiles.

Les formations du Quaternaire supérieur éluvion-gravitationnelles (q^3_{dg}) se caractérisent par un développement préférentiel qui recouvre presque totalement le versant droit et partiellement le versant gauche de la vallée de l'oued Djedra dans la zone du site. Elles sont représentées par une masse argilo-limoneuse avec les inclusions (souvent en quantité importante, jusqu'à 20-30%) de blocs, pierres cassées, arènes de calcaires nummulitiques. Leur épaisseur va jusqu'à 8,0m et 16,5 mètres.

Les alluvions du Quaternaire supérieur (q^3_{al}) participent à la formation des terrasses fluviales de l'oued Djedra sur le versant droit de la vallée et entre les oueds Djedra et Hammam. Sur le versant gauche ces alluvions sont recouvertes par une assise de formations gravitationnelles-éboulis (Ag) représentées par les blocs, graviers et galets remplis de sables et de limon. Leur épaisseur va jusqu'à 9,5m en faisant en moyenne 4-6m.

Les formations contemporaines gravitationnelles-éboulis (Ag) se subdivisent en deux différences génétiques :

- les éboulis représentés par les petits blocs, pierres cassées et arènes de calcaires marneux et de calcaires qui se développent sur les formations du Campanien supérieur (C^{5b})

- les formations déluvio-colluviennes sont représentées par des matériaux limoneux et sablo-limoneux avec de rares inclusions de pierres cassées et d'arènes de calcaires nummulitiques. Dans le cas donné le substratum est formé de marnes du Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a}) à la proximité desquelles gisent les formations éocènes.

I.3.3. Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation

L'étude de laboratoire des caractéristiques physico-mécaniques des roches formant la fondation des ouvrages a été exécutée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction. Unité Régionale de Oued Smar et par le Laboratoire de chantier CMO-3 « Vodstroy ». Nous donnons ci-après une caractéristique des éléments géologiques bien déterminés)

1. Barrage :

Les roches mères formant la partie axiale de la fondation du barrage du point de vue lithologique ce sont les marnes gris et gris foncé.

2. Cuvette de la retenue :

La structure géologique de la cuvette de la retenue nous intéresse avant tout comme le facteur d'estimation des pertes par infiltration. Ces dernières dépendent avant tout de la lithologie, du degré de fissuration, de la puissance des roches qui forment la cuvette de la retenue.

Sur la coupe géologique suivant l'axe du barrage une assise de formations du sol semi rocheux se compose par marnes, marnes argileuse et calcaire marneux qui se reposent sur la couche de terrains gypseux triasique, recouvert par une couche d'alluvion de 10m d'épaisseur.

Tableau I.02.Récapitulatif des essais géotechniques du rocher de la fondation

Type de fondation	Structure géologique		Y	Y _{sech}	Rcs	R'cs
Terrains rocheux	Eocène supérieur	Marne argileuse	2.46	2.35	197	149
		Calcaire nummulitique	2.54	2.52	393	321
	Crétacé supérieur	Calcaire marneux	2.55	2.48	363	234
	Campanien supérieure	Marnes	2.44	2.35	187	132
		Marnes argileuses	2.27	2.02	14	5
Formation argileuse	Dépôts d'éboulis		2.04	1.79	-	-
	Formation gravitationnelle méboulés		2.06	1.79	-	16.9
	Argiles argilitiques		2.18	1.94	-	3.6
	Formation argileuse triasique		2.11	1.90	-	-
Trias			2.34	2.16	78	44

(Source ANBT)

Avec :

γ : La masse volumique en état naturel en kg/cm^3 .

γ_{sech} : la masse volumique sèche.

R_{CS} : Résistance à la compression simple en kg/cm^2 .

R'_{CS} : Résistance en état saturé.

I.3.4. Tectonique

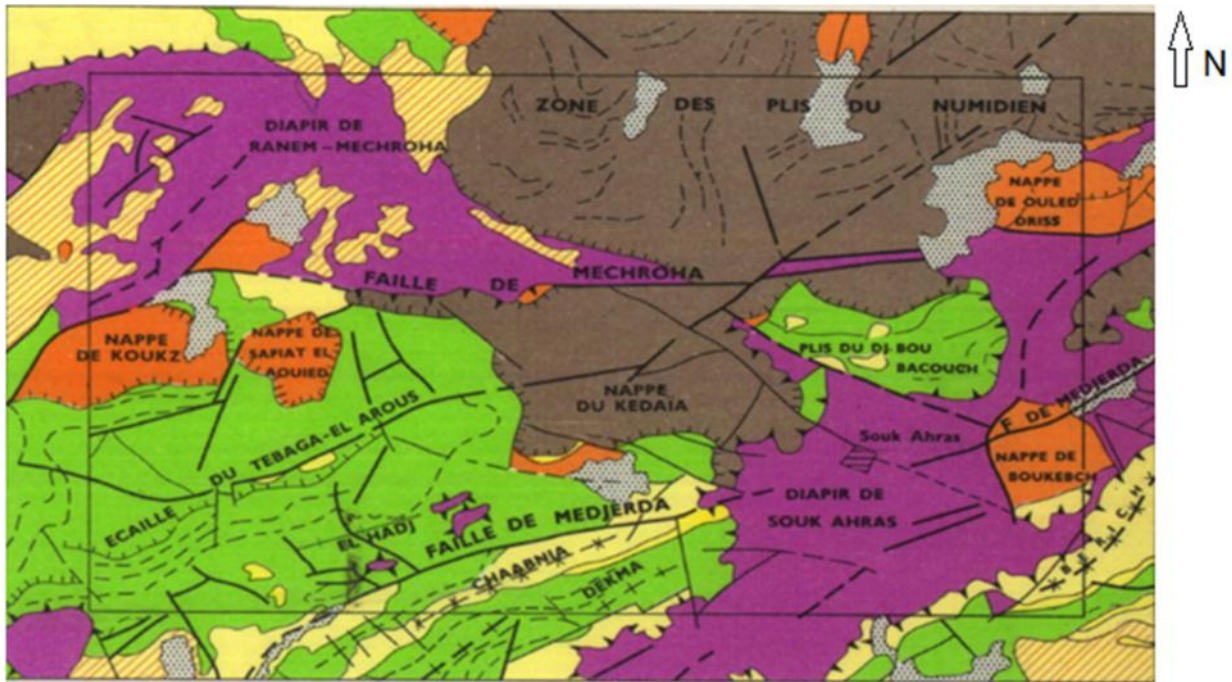
Les principaux complexes des formations structurales sont ceux de crétacé-Eocène, Miocène et Pliocène quaternaire.

Le complexe de la formation structurale de :

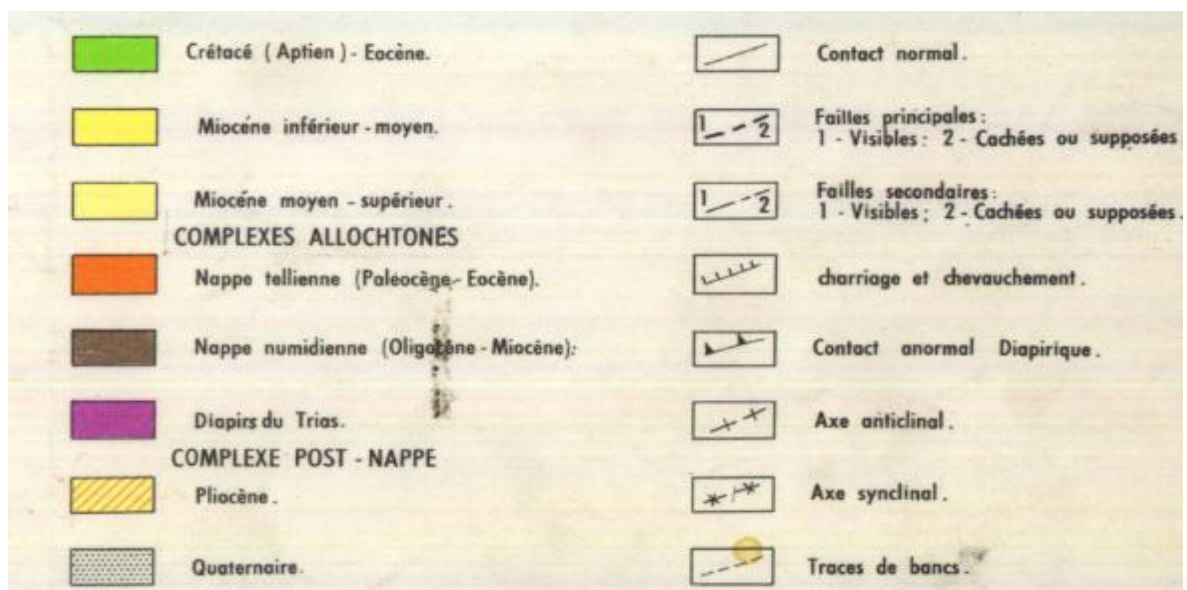
- Crétacé-Eocène comprend les dépôts marins carbono-terrigènes (calcaires, marnes, argiles) daté à partir du santonien supérieur jusqu'à l'Eocène inclus.
- Miocène se compose des formations orogéniques (mollasses) gisant de façon transgressive sur le complexe de crétacé-Eocène.
- Pliocène-quaternaire se compose de formations continentales de diverses genèses.

Les failles jouent le rôle important dans la structure contemporaine de la région. Elles ont largement participé dans la formation du système de plissement et de sectionnement. La plupart des failles est concentrée dans les sédiments et seulement une petite partie est

observée dans le socle. C'est une faille régionale principale Batna-Souk Ahras qui représente deux branches orientées vers N-E : la faille Medjerdah et la faille Tifech-El-Gourz. C'est le long de ces failles que les diapirs triasiques s'y sont introduits. Les déplacements le long de ces lignes se poursuivaient jusqu'à la période quaternaire. La faille principale Medjerdah reçoit sous les angles différents les failles de deuxième degré où sont formées les vallées de principaux affluents, y compris celle de l'oued Djedra.



Légende :



Echelle : 1/50000

Figure I.03. Carte géologique - structurale simplifiée

I.3.5. Etude Hydrogéologique

Les conditions hydrogéologiques de l'oued Djedra sont conditionnées par sa structure géotectonique, le caractère du relief et le climat. Elles dépendent d'alternance des zones d'alimentation, du transit et de la décharge des nappes aquifères ainsi que de la présence des zones de rupture qui favorisent la venue et l'infiltration d'eau et de la présence des eaux thermales de différentes compositions chimiques.

D'après les données des travaux de reconnaissances, dans **le tronçon de la fondation du barrage I long de 140 m** les caractéristiques d'infiltration de la partie gauche du barrage dans les limites de cote RN formé de roches du Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a}) et de l'Eocène e_m^{4-5} . Sur ce tronçon on a observé les zones de fissuration et d'altération intense comme en témoignent les données obtenues pendant les essais dans les sondages réalisés intervalle par intervalle.

Les roches mères de la fondation de la partie centrale du barrage sont présentées par les marnes faiblement perméables. Pourtant, comme le démontrent les résultats des injections d'essai, dans la partie supérieure ces roches sont caractérisées par une filtration hétérogène due à la présence de la zone fissurée.

Pour le schéma de circuit d'infiltration on a retenu les données de calcul suivantes :

- Dans la partie supérieure de l'assise marneuse qui se trouve dans la fondation du barrage, on observe une zone d'altération qui descend à la profondeur d'à peu près 10 m avec le coefficient de filtration $K_f=0,4\text{m/jour}$.
- Dans le reste de la zone le coefficient de filtration des marnes est égal à $0,025\text{ m/jour}$.

En bief amont, dans la fondation du barrage on observe un affleurement d'une petite zone de calcaires marneux du Campanien supérieur (C^{5b}) ayant le coefficient de filtration $K_f=0,035\text{m/jour}$. En bief aval, pour l'étude sur modèle de la filtration, on a inclus trois zones aux coefficients de filtration différents. Ce sont, en général, les formations de l'Eocène (e_r^{4-5}) représentées de calcaires karstiques et fissurés dont le coefficient de filtration varie entre $0,75$ et $1,0\text{ m/jour}$.

Dans la partie inférieure de la fondation les marnes et calcaires se reposent sur les formations triasiques avec le coefficient de filtration $K_f=0,02\text{m/jour}$.

Le coefficient de filtration des petites zones d'affleurement des formations déluvio-gravitationnelles (q_{dg}^3) aux raccordements du barrage est pris égal à $K_f=0,6\text{m/jour}$.

Le tronçon de la fondation II long de 175,0 m comprend le lit de l'oued Djedra.

Une particularité caractéristique de la structure de la fondation du barrage pour cette section consiste en sa lithologie hétérogène, en présence des ruptures et des roches gypseuses à la proximité immédiate de sa fondation.

Dans la partie centrale du barrage se trouvent les roches d'une série diapirique (brèche gypseuse du Trias) qui plongent sous forme d'une bande large sous les marnes calcaireuses à peu près 15 m jusqu'à la fondation du barrage en sa partie centrale.

Dans la fondation du talus aval, sous la couche de marnes calcaireuses de 15 m d'épaisseur se trouvent les calcaires éocènes au coefficient de filtration $K_f=0,75\text{m/jour}$.

Du côté du bief amont et dans la partie supérieure de la fondation du barrage on observe les calcaires marneux qui ont, dans leur partie supérieure, une zone décompactée avec le coefficient de filtration $K_f=0,4\text{m/jour}$, dans le massif principal le coefficient de filtration est égal à $K_f=0,04\text{ m/jour}$. En bief aval il y a également un petit tronçon de marnes argileuses avec le coefficient de filtration $K_f=0,02\text{ m/jour}$.

Les alluvions fluviales présentées de graviers et de galets remplis de sables sont développées sur les deux épaulements du barrage. Leur épaisseur est de 5 à 8 m avec le coefficient de filtration $K_f=10\text{ m/jour}$.

Le tronçon III de 135 m de longueur fait partie du talus droit du barrage formé de roches du Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a}). Les calcaires marneux qui y prédominent se reposent sur les formations triasiques.

Dans l'assise marneuse il existe une zone broyée de 10 m d'épaisseur avec le coefficient de filtration des marnes $K_f=0,4\text{ m/jour}$ (SD-103). Dans la partie restante le coefficient de filtration des marnes est égal à $K_f=0,04\text{ m/jour}$.

En bief aval, les roches mères sont recouvertes de formations colluvio-déluviennees représentées d'argiles et de limons avec inclusions de pierres cassées et de blocs. La puissance de ces formations est à peu près 15 m, le coefficient de filtration étant égal à $K_f=0,6\text{ m/jour}$. Sous ces formations se trouvent les calcaires éocènes qui se caractérisent par une bonne perméabilité avec une valeur moyenne du coefficient de filtration $K_f=0,75\text{ m/jour}$.

Dans la partie inférieure du barrage on observe les roches gypseuses du Trias avec le coefficient de filtration $K_f=0,02\text{ m/jour}$.

I.3.6. Séismicité

- Le site de barrage Djedra situé dans la zone saharienne de formation structurale appartient à la zone **I** comprenant :
- La région de Constantine qui est proche de la zone d'étude se trouve dans la zone de la haute activité sismique est conditionnée par la faille tectonique active ainsi que la région de Guelma dont l'intensité sismique de calcul doit être égale : $I_0=IX$ degrés
- La présence dans la fondation des terrains fissurés gypseux avec des karsts éventuels qui est un facteur important pour une inondation profonde des terrains de fondation ce qui conduira ultérieurement à la diminution des caractéristiques de résistance des roches remplissant la zone de faille, aux déplacements éventuels des massifs de rocher suivant la faille lors de la mise en eau de la retenue et, par conséquent, à l'action sismique de haut degré.

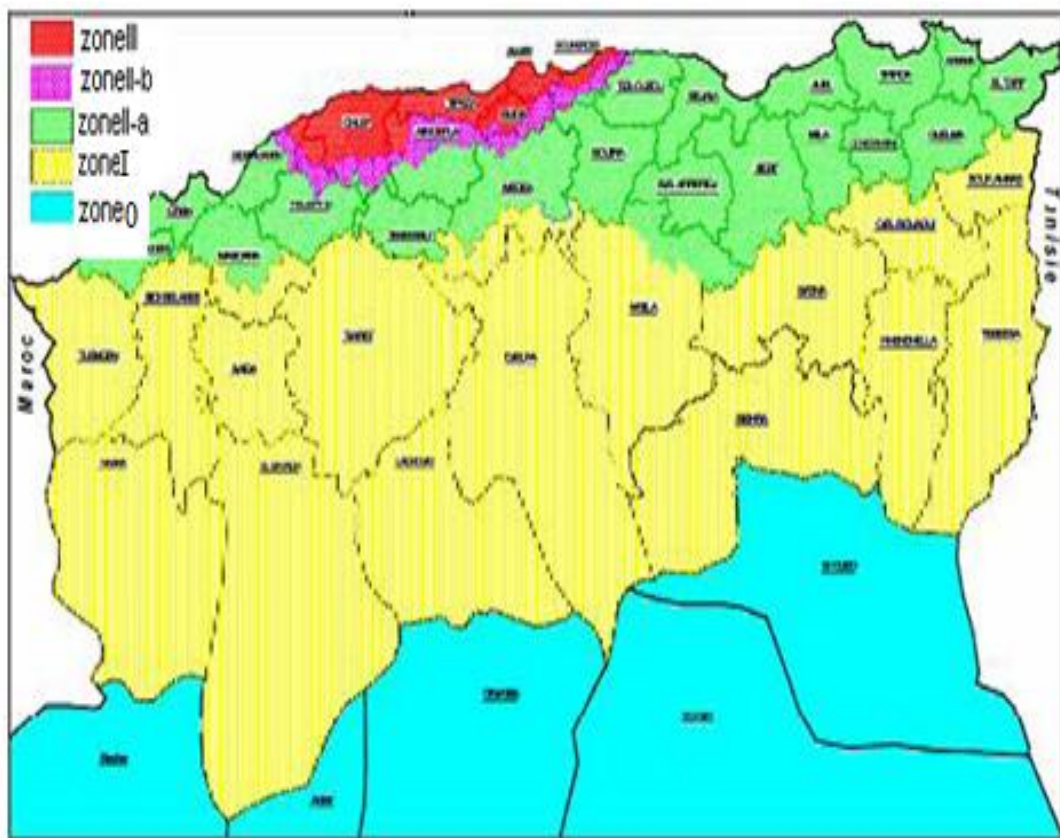


Figure I.04 : Carte de zonage sismique de territoire national selon R.P.A 99 modifié en 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrage :

Tableau I.03. Coefficient d'accélération du séisme.

RPA 2003

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

La valeur d'accélération au sol de 0.10g pour le séisme de projet.

I.3.7.Zone d'emprunt des matériaux**I.3.7.1.Puits dans la zone d'emprunt :**

Les tableaux suivants récapitulent les résultats des essais géotechniques des puits.

Tableau I.04. Récapitulatif des résultats des essais granulométriques

puits	profondeur	Granulométrie(%)											
		cailloux	gravier		sable					Silt		Argile	
		Sup a 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	0.005-0.002	Inf. à 0.002
PD-1	0.5-1.0	-	-	1	2	1	1	1	4	15	7	10	58
PD-2	1.5-2.0	-	-	-	-	-	-	-	15	40	8	8	29
PD-1B	1.0-3.5	18	5	4	3	3	3	4	4	14	8	6	28
PD-2B	1.0-3.5	12	3	5	2	2	4	6	2	11	7	6	40
PD-3B	1.0-3.5	-	1	1	1	1	1	2	6	17	5	9	57
PD-3	0.5-1.5	-	-	1	2	1	1	1	7	27	8	8	44

(Source ANBT)

Tableau I.05. Récapitulatif des résultats des essais Proctor normal

Puits	profondeur	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	n(%)	e	W_L	W_P	I_P	W_{opt}	ρ_{max}	$\rho_{d,\text{max}}$
PD-1	0.5-1.0	2.7	40.7	68.8	51	23	28	22.5	1.96	1.6
PD-2	1.5-2.0	2.7	39.8	65.6	57	24	33	20	1.96	1.63
PD-1B	1.0-3.5	2.69	38.3	62.0	55	34.3	20.7	19.1	1.98	1.66
PD-2B	1.0-3.5	2.68	35.8	55.8	55	31	24	18	2.03	1.72
PD-3B	1.0-3.5	2.71	39.9	66.3	52	31.1	20.9	22.2	1.99	1.63
PD-3	0.5-1.5	2.70	35.8	55.2	31	16	15	16.5	2.7	1.74

(Source ANBT)

I.3.7.2. Matériaux de construction

Pour la caractérisation géotechnique des matériaux de construction, on a pris en considération les résultats des études réalisées dans le cadre de l'étude d'Avant-Projet Détaillé ; dans le cadre du présent rapport, on prendra en considération les résultats des essais réalisés pour les suivants matériaux de construction :

❖ Carrière de pierres :

Cette carrière se situe à 1,5 km en amont du barrage suivant la vallée de l'oued Hammam et elle est rattachée aux formations du Campanien supérieur-Crétacé supérieur, à la structure synclinale partiellement érodée dont le noyau est représenté par les marnes argileuses et marno-calcaires (C^{5b}_m) de couleur gris foncé.

Tableau I.06.Résumé des résultats géotechniques.

Paramètres	symbole	unité	La valeur
Calcaires			
La masse volumique	γ	g/cm ³	2,56
La masse volumique sèche	γ_d	g/cm ³	2,54
La porosité	n	%	5,6
L'indice de vide	e	%	6
limite de résistance à la compression simple	R _{CS}	kg/cm ²	782
Calcaires marneux			
La masse volumique	γ	g/cm ³	2,57
La masse volumique sèche	γ_d	g/cm ³	2,52
limite de résistance à la compression simple fait	R _{CS}	kg/cm ²	342
cisaillement simple : Les valeurs normatives (CU) :			
-angle de frottement interne	φ	degré	25
-La cohésion	C	kg/cm ²	0, 55

❖ **Carrière de terrains cohérents :**

Les formations argilo-limoneuses cohérents qu'on pourrait utiliser pour les éléments d'étanchéité du barrage, sont développées dans la vallée de l'oued Djedra d'une manière restreinte. Elles se rencontrent sous forme de zones limitées (fragments de terrasses) rattachées aux formations délovions- colluviennes de l'Holocène- Pléistocène (Ag-q³_{dg}) et d'enveloppe qui recouvre les formations alluviales du Pléistocène supérieur (q³_{al}).

Tableau I.07. Résumé des résultats géotechniques (pour l'argile).

Paramètres	symbole	unité	La valeur
la teneur en eau optimale	W_{opt}	%	18,0-22,5
La teneur en eau à la limite de fluidité	W_L	%	0,540
la teneur en eau à la limite de plasticité	W_P	%	0,267
L'indice de plasticité	I_P	%	0,253
la densité moyenne sèche	ρ_d	g/cm ³	1,65
cisaillement simple ; Les valeurs normatives (CU) : -angle de frottement interne -La cohésion	ϕ	degré	15
	C	kg/cm ²	0,26

Tableau I.08. Résumé des résultats géotechniques (pour Limon).

Paramètres	symbole	unité	La valeur
la densité moyenne sèche	ρ_d	g/cm ³	1,74
la teneur en eau optimale	W_{opt}	%	16,5
La teneur en eau à la limite de fluidité	W_L	%	0,31
la teneur en eau à la limite de plasticité	W_P	%	0,16
L'indice de plasticité	I_P	%	0,15
cisaillement simple ; Les valeurs normatives (CU) : -angle de frottement -La cohésion	ϕ	degré	19
	C	kg/cm ²	1,13

❖ Carrière de galets :

La carrière de galets est située à 150m en amont de l'oued Djedra à partir du confluent avec l'oued Hammam. Elle se rattache au lit et à la première terrasse fluviale de l'oued Djedra formés de dépôts alluviaux de l'Holocène-Pléistocène supérieur (Af-q³_{al}).

Du point de vue granulométrique ce sont les galets (teneur en particules plus de 10mm dépasse 50%), avec les inclusions, parfois en quantité importante (20-30%), de blocs remplis de sable et gravier et plus rarement de gravier et limons sableux. La pétrographie des blocs et des galets est suivante : les grès quartzeux et feldspathiques sont en quantité prédominante, les calcaires pélitomorphes de couleur blanche et grise se rencontrent en quantité un peu moins,

les calcaires brunâtres marneux et nummulitiques sont présentés en quantité insignifiante, parfois on rencontre les blocs de brèche triasique qui se caractérisent par une texture caverneuse due au lessivage du gypse sous l'effet des eaux de pluies et d'oued.

❖ Pierres cassées et sable pour la fabrication du béton

Les besoins en pierres cassées pour la fabrication du béton font à peu près 40-50 mille m³.

On suppose de les obtenir à partir des calcaires provenant de la carrière de pierres (Etage Campanien, sous-étage supérieur - C^{5b}). Les calcaires sont denses, de couleur gris à jaunâtre, en plaquettes fines et grosses.

Tableau I.09. Granulométrie de pierres cassées.

Dimensions des fractions en mm, teneur en %			
30-20(mm)	20-10(mm)	10-5(mm)	moins 5
20,1%	44,4%	21,3%	14,2 %

Conclusion

La synthèse de faisabilité est un élément indispensable à l'élaboration du mémoire de fin d'étude car elle donne un aperçu global sur les diverses caractéristiques à prendre en compte dans le choix du type du barrage, ainsi que la géologie de la fondation et l'hydrogéologie du bassin versant, pour notre cas toutes les conditions font appel à la réalisation d'un barrage en terre.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

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

II.1 Bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour suivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant

A. caractéristiques géométriques :

1. La surface : la surface est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant est environ $S=115.63 \text{ Km}^2$

2. Le périmètre : $P=55.125 \text{ Km}$

3. Longueur du talweg principal : $L_{cp}=5\text{Km}$

II.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques

1) Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant :

$$K_c = \frac{\text{perimetre du bassin versant}}{\text{perimetre du cercle de surface équivalente}} = \frac{p}{p'} = \frac{p}{2\pi R} \dots\dots\dots (II-1)$$

$$k_c = \frac{p}{2\pi\sqrt{S/\pi}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.282 \frac{55.125}{\sqrt{115.63}} = 1.43 \quad ; K_c > 1 \quad \text{notre bassin est de forme allongé}$$

2) Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L_{cp}^2 / S \quad \text{soit :} \quad C_a = 2.22$$

L_{cp} : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

3) Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés. Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 (L + l) \quad \text{et} \quad S = L \times l$$

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

$$\text{La longueur } L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II . 2)$$

$$\text{La largeur } l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II . 3)$$

L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

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

K_c : Indice de compacité de Gravelius

Donc $L = 22.27 \text{ km}$ et $l = 5.19 \text{ km}$

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant

II.1.3.1 Le relief

- Le relief possède une influence directe sur :

Les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

1. 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 en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. La répartition des surfaces en fonction des cotes est donnée dans le tableau

Tableau II.1 la répartition des surfaces en fonction des altitudes

Altitude	Surfaces partielles (S _i)	Surfaces Partielles (S _i)	Surfaces Cumulées (S _i)
(m)	(km ²)	(%)	(%)
1313-1300	0.92504	0.8	0.8
1300-1200	2.65949	2.3	3.1
1200-1100	10.63796	9.2	12.3
1100-1000	16.1882	14	26.3
1000-900	21.0718	18.6	44.9
900-800	24.39793	21.1	66
800-700	24.51356	21.2	87.2
700-600	10.52233	9.1	96.3
600-500	4.27831	3.7	100
somme		100,000	

La courbe hypsométrique est représentée dans la figure II.1 :

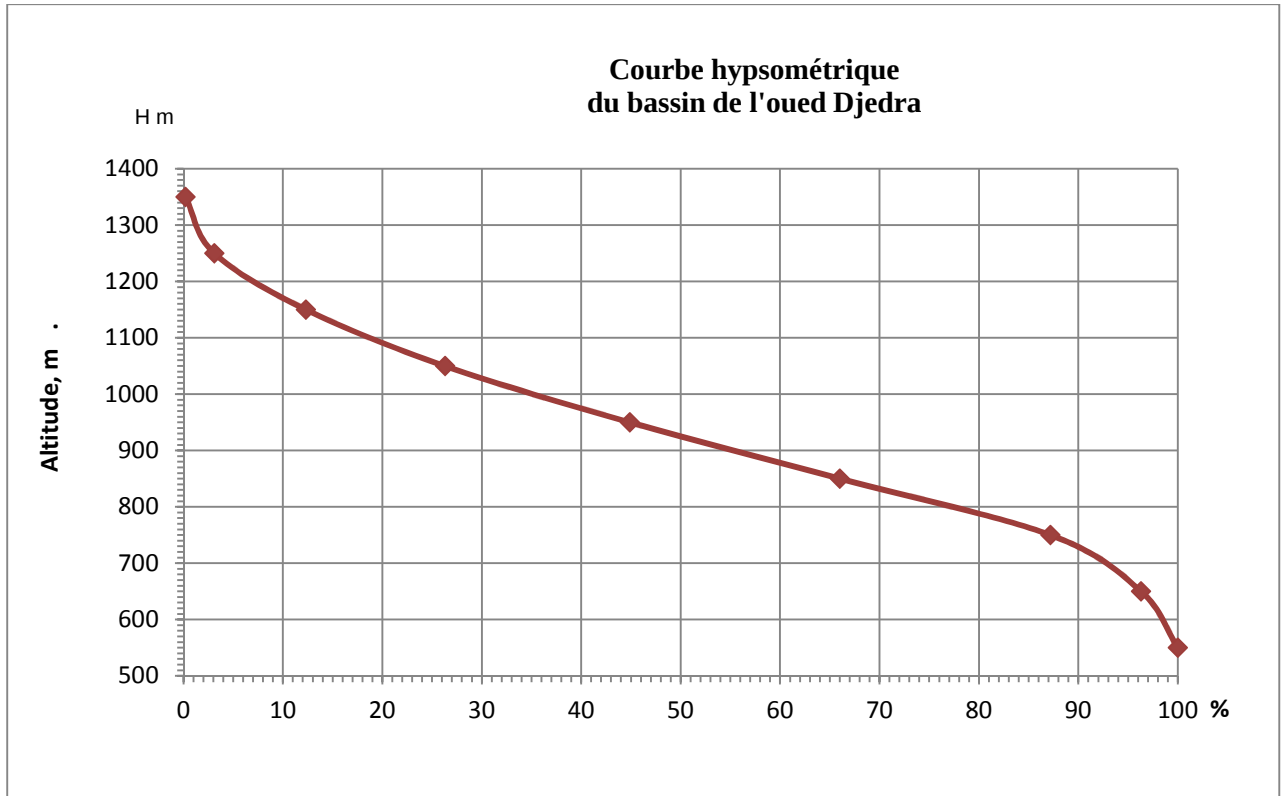


Figure II.1 Répartition des surfaces partielles et courbe hypsométrique

2. Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

$$H_{50\%} = 921.703 \text{ m}$$

3. Altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S}$$

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

Tableau.II.2 Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .m)
1313-1300	1306.5	0,92504	1214.57752
1300-1200	1250	2,65949	3324.3625
1200-1100	1150	10,63796	12233.654
1100-1000	1050	16,1882	16997.61
1000-900	950	21,0718	20018.21
900-800	850	24,39793	20738.2405
800-700	750	24,51356	18385.17
700-600	650	10,52233	6839.5145
600-500	550	4,27831	2353.0705

Donc :
$$H_{\text{moy}} = \frac{84104.40952}{115.63} = 727.36 \text{ m NGA}$$

4.Indice de pente globale Ig

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (II. 4)$$

Tel que L : longueur de rectangle équivalent (Km)

L=22.27Km , H_{5%}=1224.05m et H_{95%}= 670.77 m donc Ig= 24.84 m/km

D'après la classification ORSTOM du relief on remarque que 0.025<Ig< 0.05 alors notre relief du bassin versant est assez modéré

5.Indice de pente de roche Ip

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{Si (H_i - H_{i-1})} \right] \dots \dots \dots (II - 5)$$

Tel que : L : longueur de rectangle équivalent en (m) et

Si : surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

Ip= 1, 36%

6. Pente moyenne du bassin

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots \dots \dots (II - 6)$$

ΔH : dénivelée (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2 N

$$I_m = 2,37\%$$

II.1.4 Caractéristiques hydrographiques

II.1.4.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux.

1. Densité de drainage D_d

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots \dots \dots (II - 7)$$

L : la longueur totale de tous les thalwegs $\sum L_i = 21 \text{ Km}$

S : la surface totale de bassin versant

$$D_d = 0,18 \text{ Km/Km}^2$$

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant

2. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad N_1 : \text{Nombre de thalwegs d'ordre 1, } N_1 = 174.$$

S : Superficie du bassin versant.

$$\text{Soit :} \quad F_1 = (174/115.63) = 1.50 \text{ thalweg/km}^2$$

3. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

$$\text{AN:} \quad C_t = 0.18 \cdot 1.50 = 0.27 \text{ Km}^{-3}$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que le chevelu hydrographique est un peu dense ce qui traduit que notre bassin n'est pas bien drainé.

4. Temps de concentration Tc

Il peut être calculé par plusieurs formules :

- **La formule de Giandotti**

$$T_c = \frac{4 \sqrt{s} + 1.5 L_{cp}}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots \dots \dots (II - 8)$$

Avec : Lcp : Longueur du cours d'eau principal (Km)=5Km

T_c = 4,187 heures

On adopte la valeur trouvée par la formule de Giandotti T_c =4,187heures

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 météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. Cette vitesse est déterminée par la

formule suivante :
$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (II-9)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km) (5).

T_c : Temps de concentration (h) (4.187).

Soit : $V_r = 1.194 \text{ Km/h}$

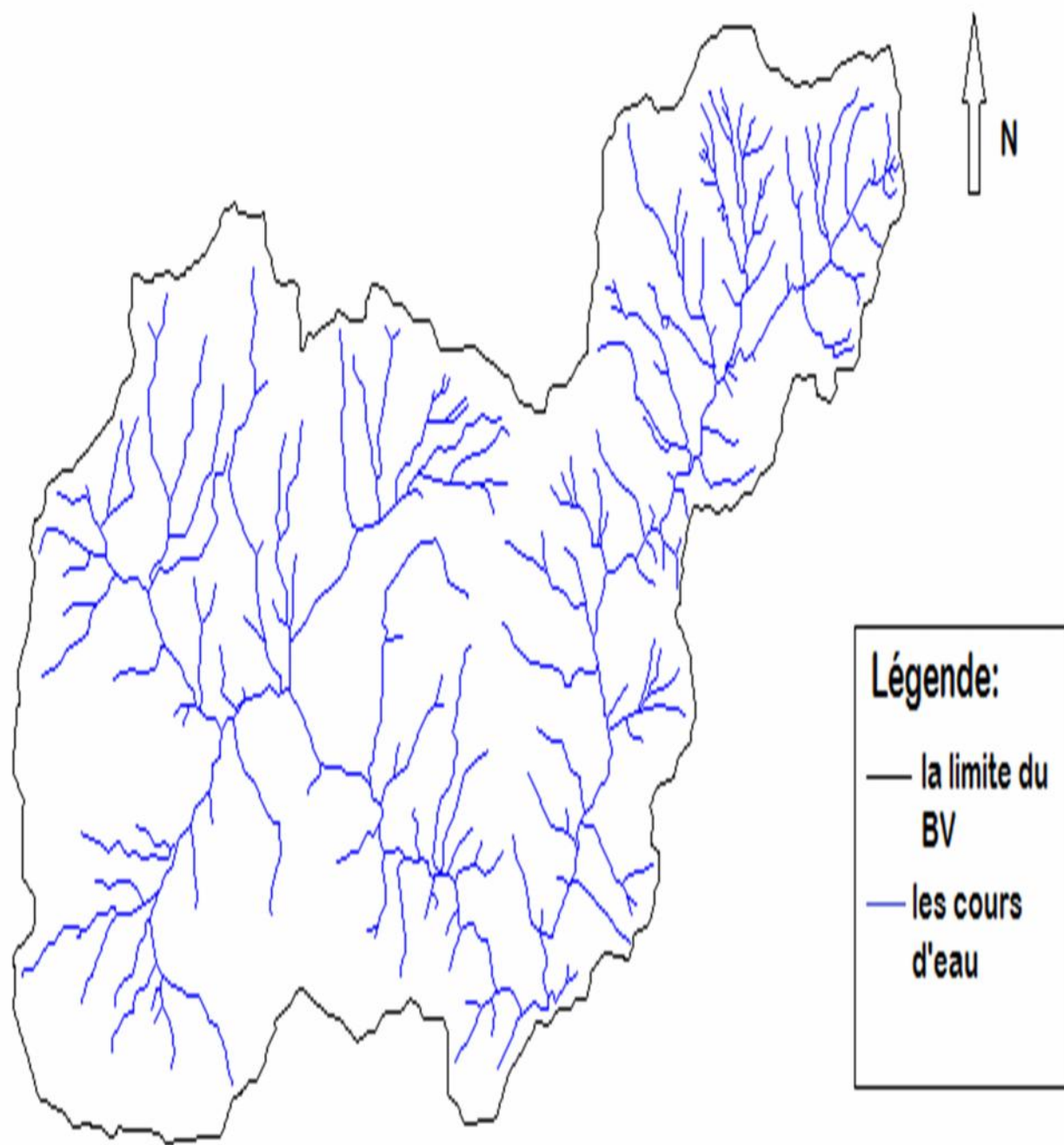


Figure II.2 Réseau hydrographique

Tableau II.3 Récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	115,63
Périmètre		P	Km	55,125
Longueur du thalweg principal		L	Km	5
Pente du thalweg principal		I _c	%	0,27
Indice de compacité		K _C	-	1,43
Rectangle Equivalent	Longueur	L _r	Km	22,27
	Largeur	l _r	Km	5,19
Altitudes	Maximale	H _{max}	m NGA	1313
	Moyenne	H _{moy}	m NGA	727,36
	Médiane	H _{med}	m NGA	921,703
	Minimale	H _{min}	m NGA	500
Pente moyenne de B.V		I _m	%	2.37
Indice de pente globale		I _g	%	1,2
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,36
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0,18
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0.27
Temps de concentration		t _c	H	4.187
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	1,194

II.2 Caractéristiques climatiques

II.2.1 températures

Les conditions climatiques de la région sont caractérisées par l'été chaud et sec et par l'hiver relativement tiède et humide. La température moyenne interannuelle est de +15,4°C.

Les températures moyennes mensuelles du juin au septembre dépassent +20°C et la température maximale - +30°C. Les maximums absolus atteignent aux mois de juillet - août +45÷46°C.

Les températures minimales sont observées du décembre au février. Les températures mensuelles moyennes et extrêmes de l'air selon les données du poste météorologique Souk-Ahras sont présentées dans le tableau II.4.

Tableau II.4 Répartition des températures mensuelles

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
T _{max} C°	31,6	26,7	19,3	16,3	13,5	17	17,6	20,4	27,8	31,5	36,3	36,6	24,6
T _{min} C°	14	9,2	4,3	2,7	1,1	2,4	3,5	5,2	7,1	11	15	15	8,1
T _{moy} C°	21,9	16,9	11,7	8,6	7,4	8	9,9	12,1	17	21,3	24,9	25,3	15,4

Source : (O.N.M)

II.2.2 Le vent**Tableau II.5 Répartition mensuelle du vent**

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
V (m/s)	3,4	2,8	3,2	3,6	3,4	3,8	4,1	3,9	3,2	3,4	3,4	3,1	3,4

Source : O.N.M

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (3,4 m/s). Elle présente un maximum de (4,1 m/s), et un minimum de (2,8 m/s).

II.2.3 la pluviométrie**Tableau II.6 Stations pluviométriques :**

Station	Code de la station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
Souk Ahras	120101	590	550,75	41
Ain Seynour	120103	830	338,18	39
Khemissa	120104	900	308,55	33

Source : (ANRH)

La station de Souk Ahras est la plus proche du site du barrage :

Station	Code	Source	Coordonnées			Période d'observation	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z(m)		
Souk Ahras	120101	ANRH	967.25	342.25	590	1970-2010	41

II.2.3.1 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières

On prendra la série de la station 120101 pour étudier la pluie maximale journalière (annexe N°II.1)

a. Caractéristiques de l'échantillon**Tableau II.7** caractéristiques de l'échantillon

Nombre d'années d'observation	41
La moyenne	45.3
Ecart-type	16.2
Coefficient de variation (Cv)	0.358
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.399

b. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**

2)-la loi de **GALTON (log-normal2)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "Hyfran". On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de *Gumbel* (doublement exponentielle), Galton (log normale), a l'aide de logiciel *Hyfran*, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

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

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{a}}} \dots\dots\dots (II-10)$$

$$y = \frac{x-x_0}{a}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle $\alpha > 0$

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$ et l'équation de la droite de Gumbel est :

$$X = \alpha * Y + X_0$$

- **Gumbel (Méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 41

Paramètres :

u 38.0462

Alpha 12.6514

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.8 Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	155	117-193
1000.0	0.9990	125	96.7 – 154
200.0	0.9950	105	82.8 – 127
100.0	0.9900	96.2	76.8 – 116
50.0	0.9800	87.4	70.7 – 104
20.0	0.9500	75.6	62.5 - 88.7
10.0	0.9000	66.5	56.1 - 76.9
5.0	0.8000	57.0	49.3 - 64.7

Le teste de χ^2 de Pearson montre que l'ajustement à la loi de Gumbel est adéquats

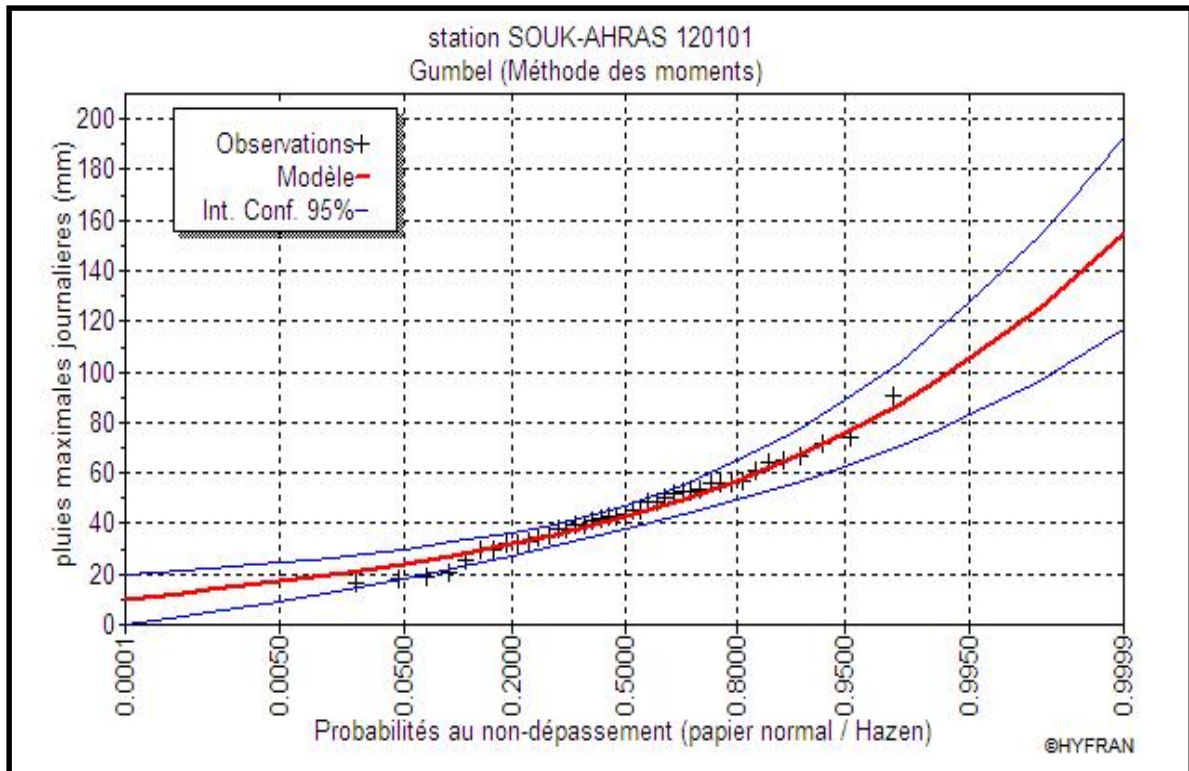


Figure II.3 graphe ajustement à la loi de Gumbel

2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots (II - 11)$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{s_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x_{p\%} = \overline{\text{Log } x} + 6 \text{ Log } U_{p\%}$$

• Galton (Log -Normal)

Nombre d'observations : 41

Paramètres :

mu 3.74524

sigma 0.392476

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

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

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau II.9. Résultats d'ajustement à la loi de Galton (logn-ormale)

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	182	120-244
1000.0	0.9990	142	101 - 184
200.0	0.9950	116	87.0 - 146
100.0	0.9900	105	80.8 - 130
50.0	0.9800	94.8	74.5 - 115
20.0	0.9500	80.7	65.7 - 95.7
10.0	0.9000	70.0	58.6 - 81.4
5.0	0.8000	58.9	50.6 - 67.1

Le teste de χ^2 de Pearson montre que l'ajustement à la loi de Galton est adéquats

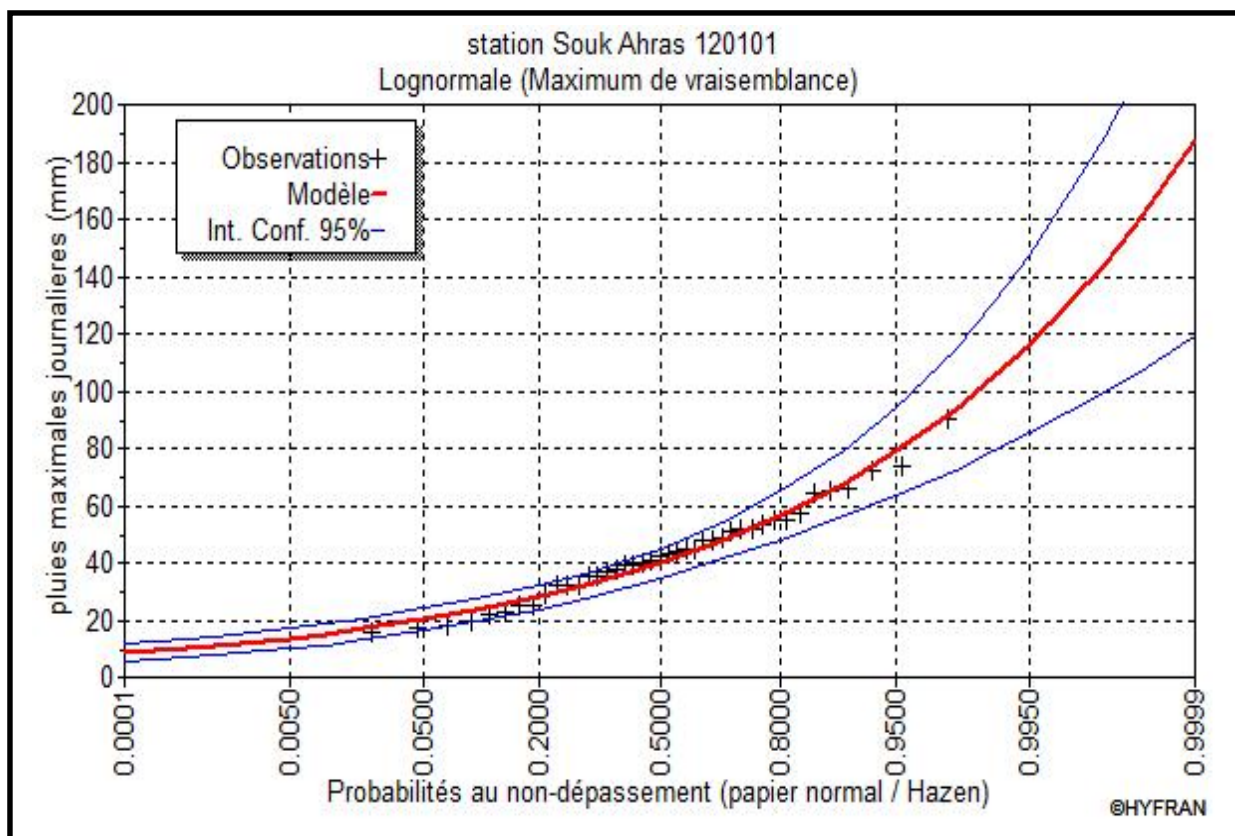


Figure II.4 graphe ajustement à la loi de Galton

- **Interprétation**

le test de χ^2 de Pearson montre que les deux ajustements (Gumbel, Galton) sont adéquats et leur nombre paramètres est le même alors par comparaison graphique on choisit la loi de Galton car tous les points sont plus proches de la droite de HENRY

II.2.3.2 Pluies à courte durée et leurs intensités

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II - 12)$$

P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heures.

b: exposant climatique ($b = 0.33$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II - 13)$$

Tableau II.10 Pluies et les intensités pour différentes périodes de retour

Période	5		10		20		50		100		1000	
T(h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)
1	20.64	20.64	24.53	24.53	28.28	28.28	33.22	33.22	36.79	36.79	49.75	49.75
2	25.94	12.97	30.83	15.41	35.54	17.77	41.75	20.88	46.24	23.12	62.54	31.27
3	29.65	9.88	35.24	11.75	40.63	13.54	47.73	15.91	52.87	17.62	71.49	23.83
4	32.61	8.15	38.75	9.69	44.68	11.17	52.48	13.12	58.13	14.53	78.61	19.65
5	35.10	7.02	41.71	8.34	48.09	9.62	56.49	11.30	62.57	12.51	84.62	16.92
6	37.28	6.21	44.30	7.38	51.07	8.51	60.00	10.00	66.45	11.08	89.87	14.98
7	39.22	5.60	46.61	6.66	53.74	7.68	63.13	9.02	69.92	9.99	94.56	13.51
8	40.99	5.12	48.71	6.09	56.16	7.02	65.97	8.25	73.07	9.13	98.82	12.35
9	42.61	4.73	50.64	5.63	58.39	6.49	68.59	7.62	75.97	8.44	102.74	11.42
10	44.12	4.41	52.44	5.24	60.45	6.05	71.01	7.10	78.65	7.87	106.37	10.64
11	45.53	4.14	54.11	4.92	62.38	5.67	73.28	6.66	81.17	7.38	109.77	9.98
12	46.86	3.90	55.69	4.64	64.20	5.35	75.42	6.28	83.53	6.96	112.97	9.41
13	48.11	3.70	57.18	4.40	65.92	5.07	77.44	5.96	85.77	6.60	115.99	8.92
14	49.30	3.52	58.59	4.19	67.55	4.83	79.35	5.67	87.89	6.28	118.86	8.49

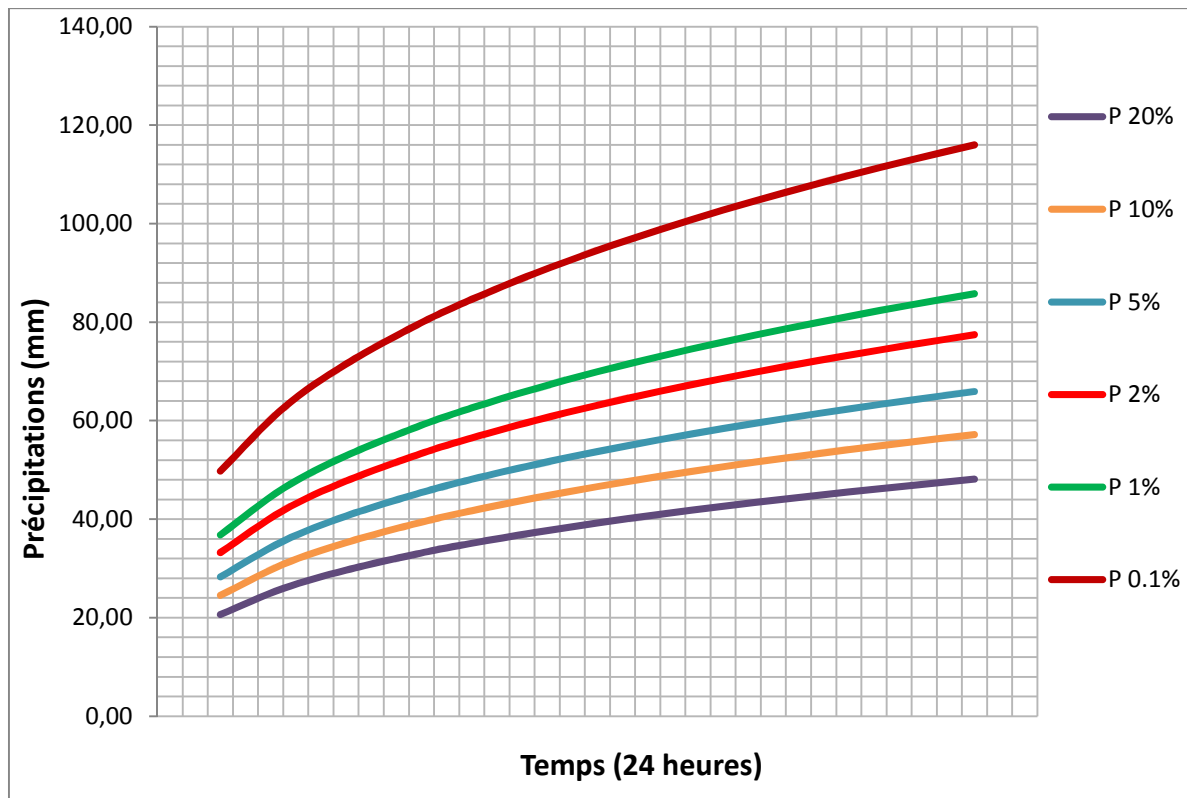


Figure II.5 Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps

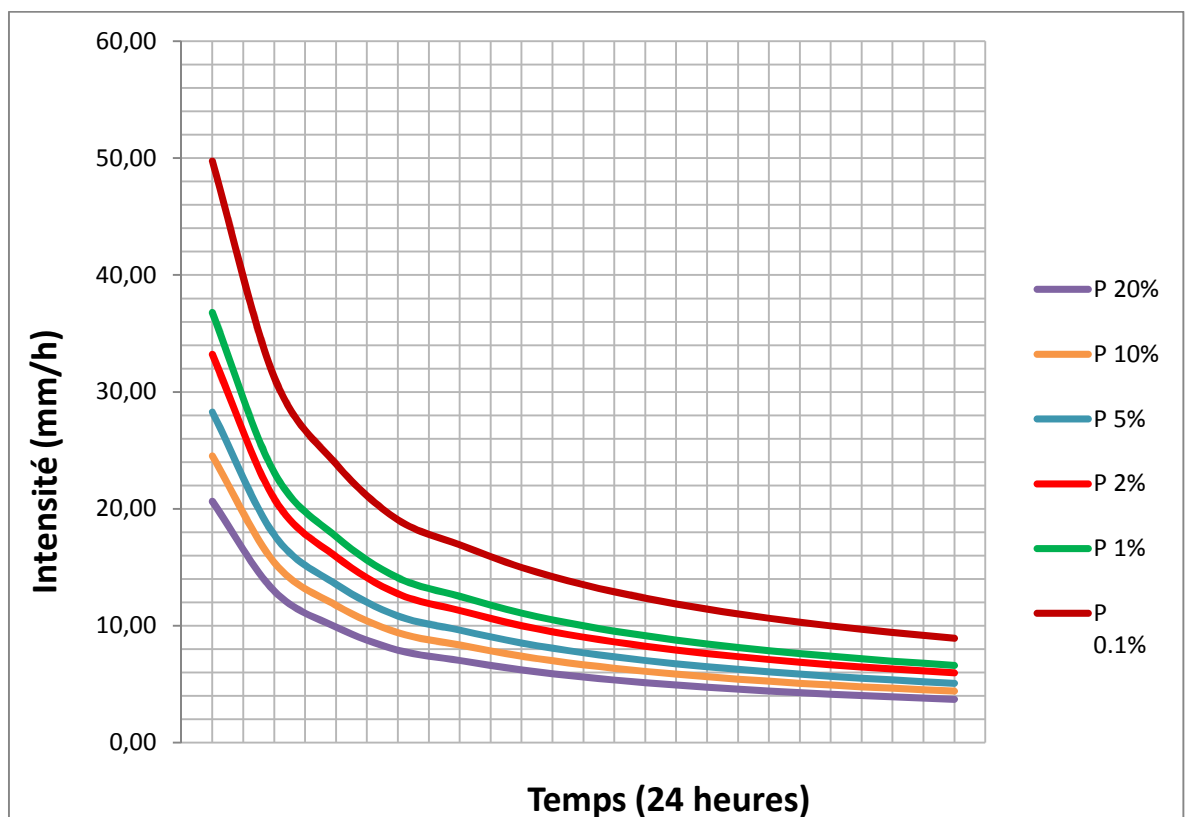


Figure II.6 Représentation des intensités en fonction de temps

II.3 Etude des apports

II.3.1 Analogie avec la station de Souk-Ahras (120101)

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique voisine (Souk-Ahras).

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe I. L'apport moyen annuel de la station est de: 28,626 Mm³.

Tableau II.11 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A (Mm ³)	0,159	0,844	0,957	4,456	5,97	5,316	5,30	4,154	1,01	0,29	0,109	0,02	28,626
A(%)	0,56	2,95	3,34	15,56	20,85	18,57	18,5	14,51	3,53	1,01	0,38	0,07	100,00

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{\text{site}} = A_{\text{st}} \left(\frac{S_{bv}^{\text{site}}}{S_{bv}^{\text{st}}} \right) \dots\dots\dots (\text{II.14})$$

Avec : A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site ;

A_{st} : Apport moyen annuel de la station (120101) ;

S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant du site est de 115.63 Km² ;

S_{bv}^{st} : Surface du bassin versant où se trouve la station (120101) est de 217 Km².

$$A_{\text{site}} = 15.25 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.12 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A (mm ³)	0,08	0,45	0,51	2,37	3,18	2,83	2,80	2,21	0,54	0,15	0,06	0,01	15.25
A(%)	0,56	2,95	3,34	15,56	20,85	18,57	18,5	14,51	3,53	1,01	0,38	0,07	100,00

II.3.1.1 Caractéristiques de l'écoulement

$$A_0 = 15.25 \text{ Mm}^3$$

1. Le débit spécifique

$$M_0 = \frac{A_0}{T \cdot S} \dots\dots\dots (\text{II-15})$$

A_0 : apport moyen interannuel $A_0 = 15,25 \text{ Mm}^3$

T : temps d'une année en seconde $T = 31.536 \cdot 10^6 \text{ s}$

S : surface de bassin versant $S = 115,63 \text{ Km}^2$

$$M_0 = 4,18 \text{ l/s/Km}^2$$

2. La lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A0}{S} \dots \dots \dots (II - 16)$$

AN : Le=132mm

II.3.1.2 Analyse fréquentielle des apports

Pour l'analyse fréquentielle des apports on ajuste la série à la loi de Galton

$C_v = 0.71$ $C_s = 0.98$

Les apports annuels ajustés à une loi statique log-normal de forme :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U (\ln (C_v + 1))^{1/2}} \dots \dots \dots (II - 17)$$

$A_{(\%)}$: apport de fréquence donnée.

U : variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquents a conduit au tableau suivant :

Tableau II.13 les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Galton

Periode de retour (ans)	Probabilité	Les apports(Mm ³)	Intervalle confiance95%
1000	0.999	260	104-415
100	0.99	139	72.6-206
50	0.98	112	62.7-160
10	0.9	59.4	39.6-79.3
5	0.8	42.67	29.6-53.5

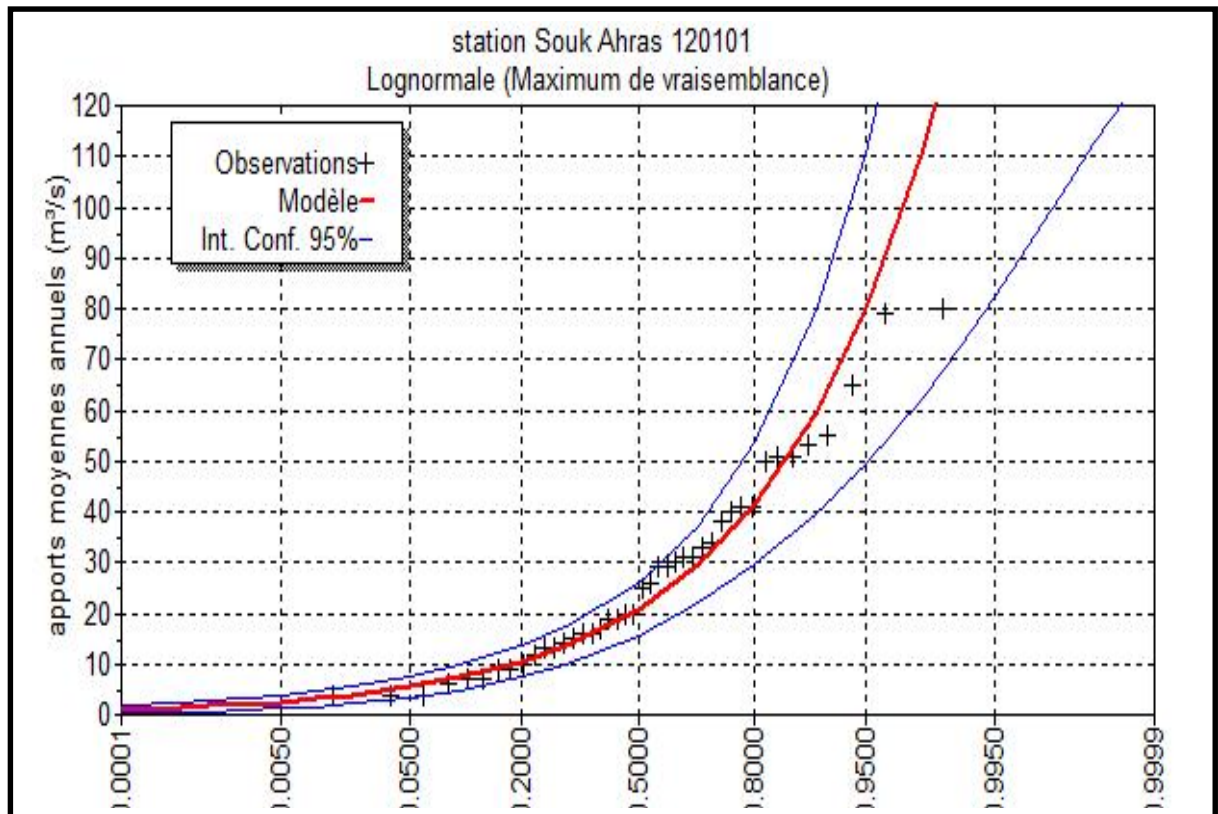


Figure II.7 Représentation graphique des apports de la loi log-normale.

- La répartition de l'apport de la fréquence 80%

$$: A_{80\%}^{\text{site}} = A_{80\%}^{\text{station}} \times \frac{S_{BV}^{\text{site}}}{S_{\text{station}}^{\text{site}}} \dots \dots \dots (II.19)$$

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%}^{\text{site}} = 22.74 \text{ Mm}^3$.

Tableau II.14 la répartition de l'apport de la fréquence 80%

c	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apport (%)	0,56	2,95	3,34	15,56	20,85	18,57	18,5	14,51	3,53	1,01	0,38	0,07	100,00
Apport (Mm ³)	0,16	0,67	0,76	3,54	4,74	4,22	4,18	3,3	0,8	0,23	0,09	0,02	22,74

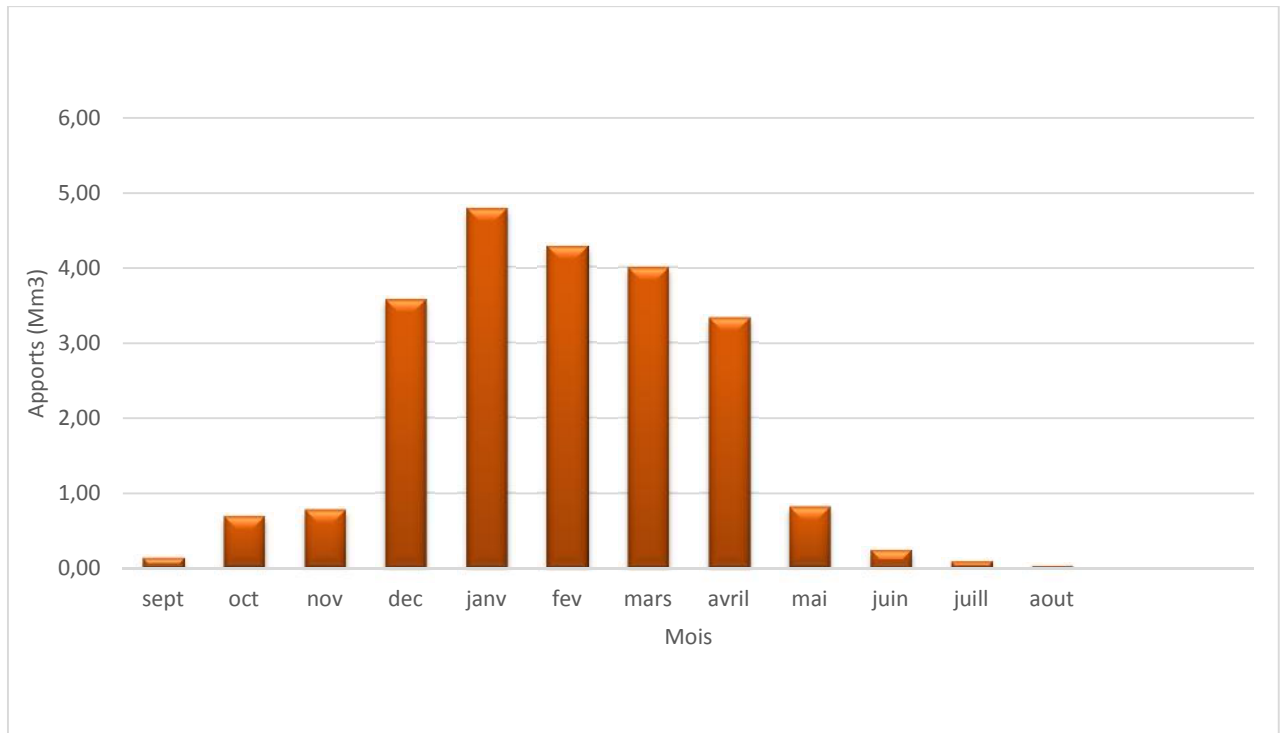


Figure II-8 Représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%

II.3.2 Apport solide et l'estimation de volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) 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 la raison d'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. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval. 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. En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

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

II.3.2.1 Formules empiriques

A. Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et

s'écrit. $T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots \dots \dots (II.20)$

Avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm)(132) .

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

Soit :

$T_s=728.04(t/Km^2 /an)$.

B. Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots \dots \dots (II.21)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an).

P_m : Pluie mensuelle du moins le plus pluvieux =352,4mm ;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 639,017mm ;

$h = (H_{max} - H_{min})=813[m]$;

H_{max} : Altitude maximale = 1313m ;

H_{min} : Altitude minimale = 500m ;

S : Surface du bassin versant = 115,63Km.

D'où : $T_a=1724450,514 t/Km^2an$.

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantations ;
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'oued en amont de la retenue .Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantations en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit de 50 m environ.

II.3.2.2 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots \dots \dots (II.22)$$

AN :

T : Durée de vie du barrage (50ans) ;

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³) ;

S : Surface du bassin versant 115,63Km².

Ts : le transport solide en (t/Km²/an).

D'où $V_m = 2630727.04 \text{ m}^3$ Pour 50 ans d'exploitation.

2. Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\gamma_s} \quad (\text{m}^3) \dots \dots \dots (II.23)$$

Qs : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s \cdot S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 84183.2652 \text{ t/an.}$

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 4209163.26 \text{ m}^3. \Rightarrow V_m = 4,209 \text{ Mm}^3$$

Conclusion

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à 4,209Mm³ (formule de TIXERONT) Pour 50 ans d'exploitation.

II.4 Etude des crues

Le but de cette étude est de déterminer les paramètres qui caractérisent une crue

- Le débit de pointe
- le volume de la crue
- le temps de base
- l'hydrogramme de la crue

Pour le calcul de débit de pointe on a opté pour les formules empiriques suivantes qui tiennent en compte de plusieurs paramètres de bassin versant

1. Formule de SOKOLOVSKY

$$\text{On a : } Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc_{p\%}} - H_0) \alpha_{p\%} FS}{T_m} \dots\dots\dots (II - 24)$$

$P_{tc_{p\%}}$: Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en mm

$T_m = T_c$: temps de concentration. $T_m = 4.187h$

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

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 7mm$

Pour un bassin boisé, sol perméable $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 3$ D'où : $F = 0.92$

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II-25)$$

Tableau II.15 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
$P_{tc_{p\%}}$	33,10	39,34	45,36	53,28	59,01	79,81	104,09
$\alpha_{p\%}$	0,37	0,41	0,44	0,47	0,49	0,54	0,59
$Q_{\max} (m^3/s)$	68,697	93,555	118,959	154,058	180,423	281,27	407,51

2. Formule de TURRAZA

On a :

$$Q_{\max\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \dots\dots\dots (II.26)$$

S : Superficie du bassin versant (115,63Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau II.16 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)

Période de retour	1000	100	50	20	10	5
C	0.81	0,61	0,59	0.57	0,55	0.53
I _{tc}	5,67	4,08	3,57	2,98	2,53	2,28
Q _{max} (m ³ /s)	147,51	79,94	67,65	54,56	44,69	38,81

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau II.

Tableau II.17 Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{0,1%1000} (m ³ /s)	Q _{1%100} (m ³ /s)	Q _{2%50} (m ³ /s)	Q _{5%20} (m ³ /s)	Q _{10%10} (m ³ /s)
TURRAZA	147,51	79,94	67,65	54,56	44,69
SOKOLOVSKY	281,27	180,423	154,058	118,959	93,555
Moyenne	214.39	130.18	110.85	86.76	69.12

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de formule de SOKOLOVSKY ,car du fait que cette méthode est d'usage très répandue chez les hydrologues dans les bassins à grande superficie, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie a court durée, caractéristiques climatiques, la surface du bassin versant, Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée....etc.) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de SOKOLOVSKY

II.4.1 Hydrogrammes des crues

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'Hydrogramme en deux parties non symétriques, l'un est calculé à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

A. Pour le temps de montée

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II-27)$$

$T_m = T_c = 4,187h$: Temps de montée.

b. Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II-28)$$

$Q_{\text{max}} (\%)$: Débit maximum de fréquence donnée.

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Avec :

$$T_m = T_c = 4,187h$$

$$T_d = \delta T_m$$

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 — 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .les valeurs de δ sont données dans le tableau II.18

Tableau II .18 Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=3$.

$$\text{Donc } T_d = 3.(4,187) = 12,56h$$

$$T_b = T_m + T_d \quad \longrightarrow \quad T_b = 16,75h$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour la différente période de retour (1000 ; 100 ; 50 ; 10 ; 5) dans, sont donnés dans le tableau II.19

Tableau II.19 les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKY

Temps	Q _{20%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{0.1%} (m ³ /s)
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.5	0.9797	1.3341	1.6964	2.1969	2.5729	4.0110
1	3.9186	5.3366	6.7856	8.7878	10.2917	16.0442
1.5	8.8169	12.0073	15.2677	19.7725	23.1563	36.0994
2	15.6744	21.3462	27.1426	35.1511	41.1667	64.1767
2.5	24.4913	33.3535	42.4103	54.9235	64.3230	100.2761
3	35.2675	48.0290	61.0708	79.0899	92.6251	144.3976
3.5	48.0030	65.3728	83.1242	107.6501	126.0730	196.5412
4	62.6977	85.3849	108.5704	140.6042	164.6668	256.7069
4.187	68.6970	93.5550	118.9590	154.0580	180.4230	281.2700
4.5	60.8150	82.8209	105.3102	136.3821	159.7221	248.9983
5	53.5602	72.9410	92.7474	120.1127	140.6684	219.2946
5.5	46.9066	63.8798	81.2258	105.1915	123.1937	192.0525
6	40.8282	55.6019	70.7001	91.5603	107.2296	167.1653
6.5	35.2990	48.0720	61.1255	79.1606	92.7079	144.5268
7	30.2930	41.2545	52.4568	67.9343	79.5603	124.0304
7.5	25.7842	35.1142	44.6491	57.8229	67.7185	105.5697
8	21.7465	29.6155	37.6573	48.7682	57.1142	89.0381
8.5	18.1541	24.7231	31.4365	40.7118	47.6791	74.3292
9	14.9808	20.4016	25.9414	33.5955	39.3449	61.3366
9.5	12.2006	16.6155	21.1272	27.3608	32.0433	49.9538
10	9.7877	13.3294	16.9488	21.9496	25.7060	40.0743
10.5	7.7159	10.5079	13.3612	17.3035	20.2647	31.5917
11	5.9593	8.1156	10.3194	13.3641	15.6512	24.3994
11.5	4.4918	6.1172	7.7782	10.0732	11.7971	18.3910
12	3.2875	4.4771	5.6928	7.3724	8.6341	13.4601
12.5	2.3203	3.1599	4.0180	5.2035	6.0940	9.5002
13	1.5643	2.1303	2.7088	3.5080	4.1084	6.4048
13.5	0.9934	1.3529	1.7203	2.2278	2.6091	4.0674
14	0.5817	0.7922	1.0073	1.3045	1.5277	2.3816
14.5	0.3031	0.4128	0.5248	0.6797	0.7960	1.2410
15	0.1316	0.1793	0.2279	0.2952	0.3457	0.5389
15.5	0.0413	0.0562	0.0715	0.0926	0.1085	0.1691
16	0.0061	0.0083	0.0105	0.0137	0.0160	0.0249
16.75	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

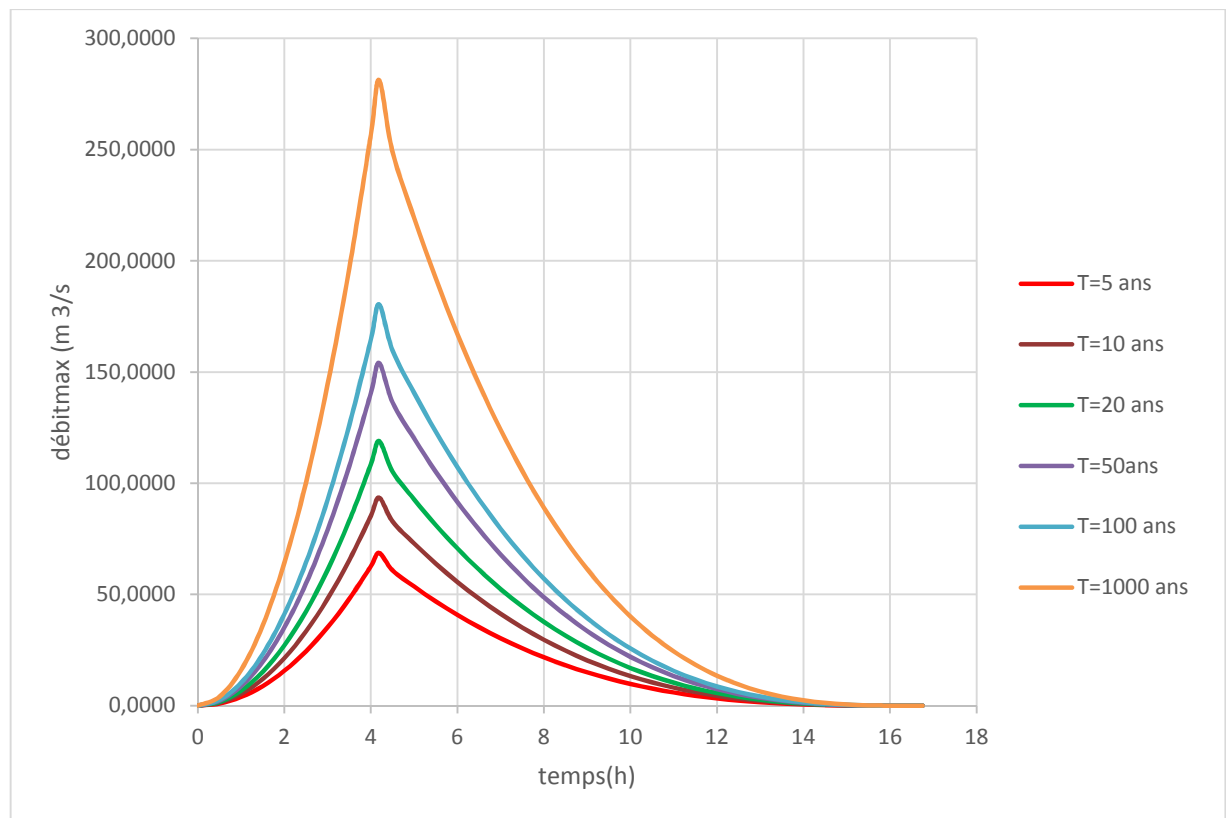


Figure II.9 Représentation graphique des hydrogrammes des crues

II.4.2 Choix de la crue du projet

Pour le choix de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant ainsi le risque en aval, dans notre nous considérons que les difficultés géologiques et géotechniques sont moyen, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines par rapport à l'aval), donc on accepte un risque moyen et on opte pour la crue millénaire:

$$Q_{\max 0.1\%} = 281,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.4.3 Choix de la crue de chantier

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un

ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (20ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: $Q = Q_{\max, 5\%} = 118.959 \text{ m}^3/\text{s}$

II.5 Etude de Régularisation

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage.. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m3).
- La consommation totale (M m3).
- Les infiltrations et l'évaporation.

II.5.1 Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est compris entre une côte minimale de 500m et une côte maximale de 570m.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.29)$$

$$\Delta V_1 = S_1 \cdot \Delta H$$

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 niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

Courbe surface hauteur. $H=f(S)$

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau II.20 Caractéristique topographiques et volumétriques.

Cotes m	$S10^6 \text{ m}^2$	S_{moy}	Hauteur(m)	$V_{\text{part}} 10^6 \text{ m}^3$	$Vol_{\text{cum}} 10^6 \text{ m}^3$	$Scum 10^6 \text{ m}^2$
500	0	0	0	0	0	0
505	0,022				0,055	0,022
510	0,125	0,011	5	0,055	0,4225	0,147
515	0,230	0,0735	5	0,3675		
520	0,338	0,1775	5	0,8875	1,31	0,377
525	0,436	0,284	5	1,42	2,3075	0,715
530	0,555	0,387	5	1,935		
535	0,714	0,4955	5	2,4775	4,665	1,706
540	0,915	0,6345	5	3,1725	7,1425	2,42
545	1,207	0,8145	5	4,0725	10,315	3,335
550	1,518	1,061	5	5,305	14,3875	4,542
555	1,801	1,3625	5	6,8125	19,6925	6,06
560	2,069	1,6595	5	8,2975	26,505	7,861
565	2,355	1,935	5	9,675	34,8025	9,93
570	2,639	2,212	5	11,06	44,4775	12,285
		2,497	5	12,485	55,5375	14,924
					68,0225	

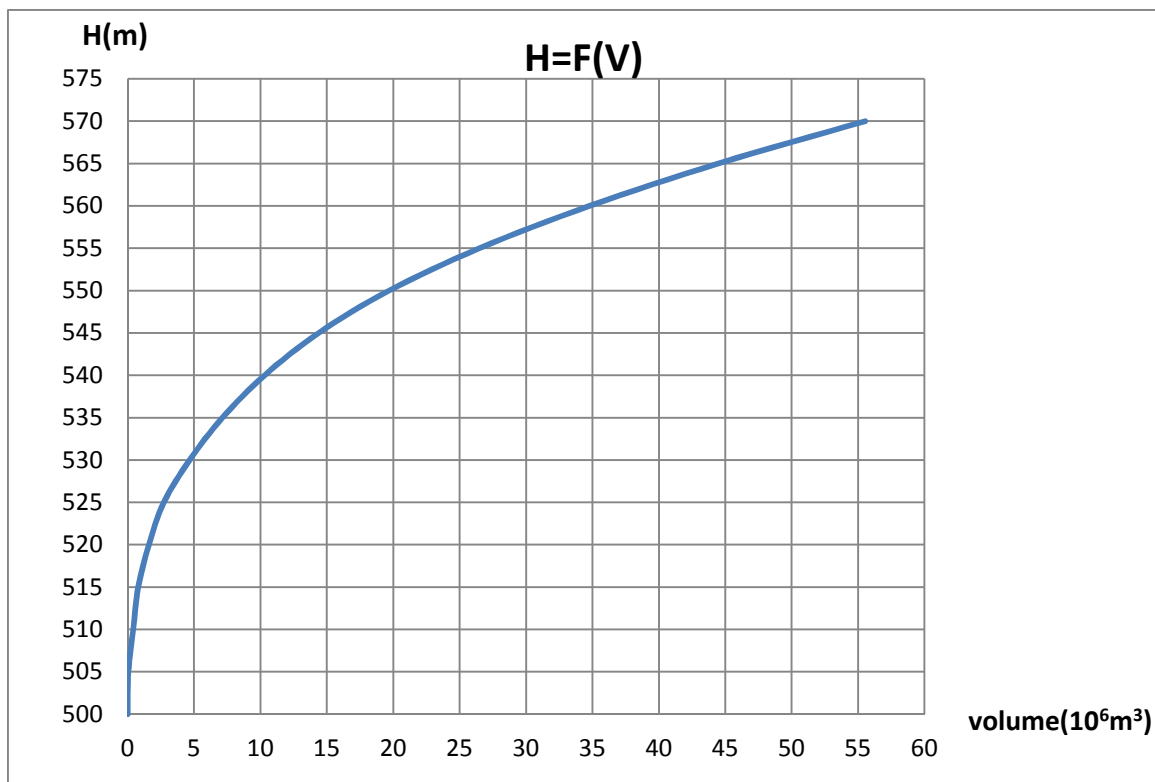
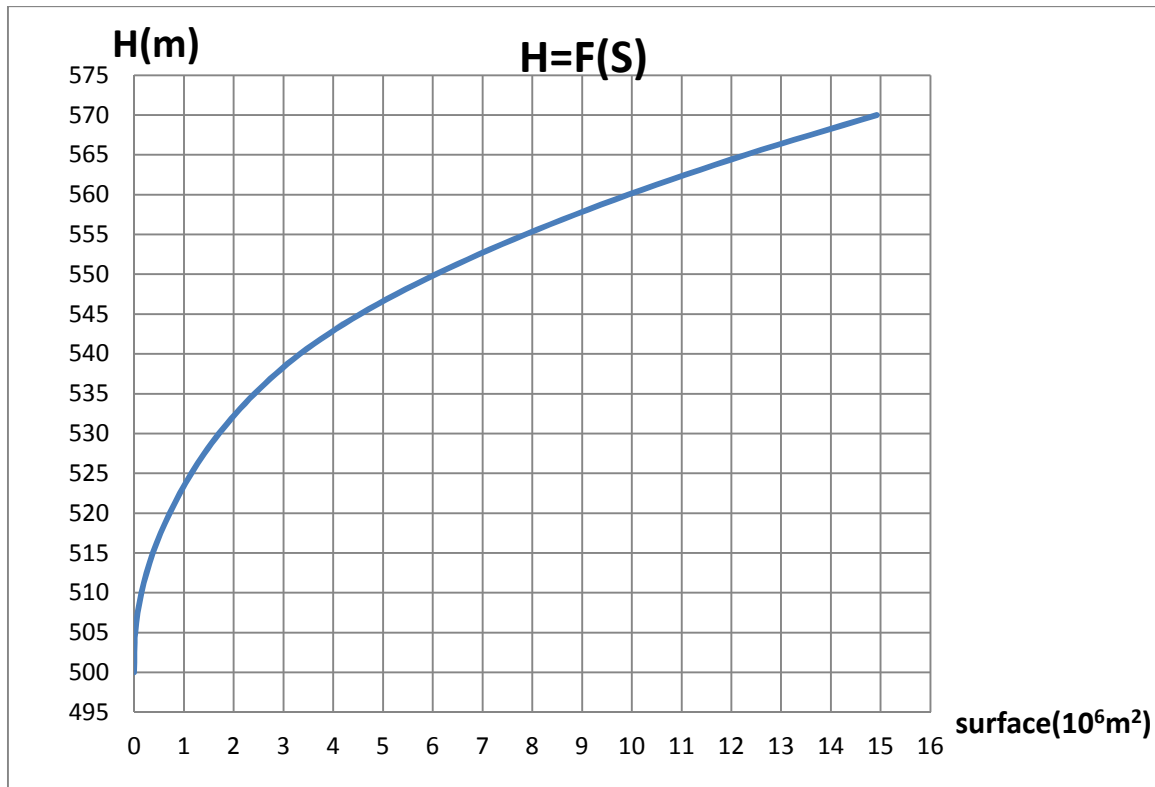


Figure II.10 Courbes « Hauteurs –(Capacités –Surface) »

II.5.2 Calcul de volume utile

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- ❖ L'apport annuel $A_{80\%}$.
- ❖ La consommation totale.
- ❖ Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant « la méthode du bilan d'eau ».

A. Procédé de calcul

- Détermination de la période à 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 à bonne hydraulicité est celle du mois de octobre jusqu'au mois d'avril.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$.

Tableau II.21.Répartition mensuelle de $W_{80\%}$

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apport (%)	0,56	2,95	3,34	15,56	20,85	18,57	18,5	14,51	3,53	1,01	0,38	0,07	100,00
Apport (Mm^3)	0,16	1,41	1,62	3,54	4,74	4,22	4,18	3,3	0,8	0,23	0,09	0,02	22,74

Tableau II.22 Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aut	Total
Besoin(Mm^3)	1.42	1.38	1.07	1.30	1.56	1.73	1.86	1.68	1.58	1.62	1.64	1.57	18,41
Besoin(%)	7.71	7.50	5.81	7.06	8.47	9.40	10.10	9.13	8.58	8.80	8.91	8.53	100

Source : (ANBT)

L'apport est supérieur à la demande alors on fera une régularisation saisonnière Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau"

Tableau II.23 Régularisation saisonnière

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W - U (Mm ³)	V (Mm ³)
Octobre	1.41	1.38	0.03	V _s = 12,43
Novembre	1.62	1.07	0.55	
Décembre	3.54	1.3	2.24	
Janvier	4.74	1.56	3.18	
Février	4.22	1.73	2.49	
Mars	4.18	1.86	2.32	
Avril	3.3	1.68	1.62	
Mai	0.8	1.58	-0.78	V _d = 6,53
Juin	0.23	1.62	-1.39	
Juillet.	0.09	1.64	-1.55	
Août	0.02	1.57	-1.55	
Septembre	0.16	1.42	-1.26	

V_s = 12,43M m³.

V_d = 6,53Mm³. **Donc** : la retenue fonctionne à un seul temps. (V_s>V_d)

D'ou : V_u = V_d **Alors** : **V_u = 6,53Mm³** .

Le volume de la retenue normale sera : V_{NNR} = V_u + V_m

D'où : V_{NNR} = 6,53 + 4,209 = 10,739Mm³

Le niveau du volume mort NVM correspond à V_m = 4,209Mm³ NVM = 528,8m

Le niveau normal de la retenue NNR correspond à V_{NNR} = 10,739Mm³ , NNR = 540,7m

Avec : V_{rf} = volume de remplissage final.

V_{ri} = volume de remplissage initial.

S = volume excédentaire à évacuer.

II.5.2.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normal de la retenue NNR.

Tableau II.24 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A 80%	U	A 80%- U	1ère consigne			2eme consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	1,41	1,38	0,03		4,209	-		4,209	
				4,239	4,239		4,179	4,209	0,03
Nov	1,62	1,07	0,55			-			
				4,789	4,789		3,659	4,209	0,55
Déc	3,54	1,3	2,24			-			
				7,029	7,029		1,659	4,209	2,24
Jan	4,74	1,56	3,18			-			
				10,209	10,209		1,129	4,209	3,08
Fév	4,22	1,73	2,49			1,96			
				12,66	10,739		4,309	4,309	-
Mar	4,18	1,86	2,32			2,32			
				13,059	10,739		6,799	6,799	-
Avr	3,3	1,68	1,62			1,62			
				12,359	10,739		6,119	6,119	-
Mai	0,8	1,58	-0,78			-			
				9,959	9,959		10,739	10,739	-
Juin	0,23	1,62	-1,39			-			
				8,569	8,569		9,959	9,959	-
Juil	0,09	1,64	-1,55			-			
				7,019	7,019		8,569	8,569	-
Aou	0,02	1,57	-1,55			-			
				5,469	5,469		7,019	7,019	-
Sep	0,16	1,42	-1,26			-			
				4,209	4,209		5,469	5,469	-
						5,9	4,209	4,209	5,9

II.5.2.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

V_{ep} : Volume perdu par évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (II - 30).$$

B. Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II - 31)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Tableau II.25 valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

On prend $\delta = 0,5$

Tableau II.26 Les volumes des pertes dans la retenue

V_{moy} Mm ³	S_{moy} m ²	$E_s(\text{m})$	$V_{\text{ev}}(\text{Mm}^3)$	$V_{\text{inf}}(\text{Mm}^3)$	Pertes
4.224	42281.94	0.057	0.00241	0.02112	0.024
4.514	45184.84	0.042	0.00190	0.02257	0.024
5.909	59148.79	0.044	0.00260	0.029545	0.032
8.619	86275.89	0.052	0.00449	0.043095	0.048
11.454	114654.24	0.075	0.00860	0.05727	0.066
12.879	128918.49	0.085	0.01096	0.064395	0.075
12.709	127216.79	0.122	0.01552	0.063545	0.079
11.159	111701.29	0.16	0.01787	0.055795	0.074
9.264	92732.34	0.209	0.01938	0.04632	0.066
7.794	78017.64	0.191	0.01490	0.03897	0.054
6.244	62502.14	0.138	0.00863	0.03122	0.040
4.839	48438.09	0.092	0.00446	0.024195	0.029

Tableau II.27 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _(80%)	U _{20%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} +P)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
	(Mm ³)	(Mm ³)	(Mm ³)	(Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm ³)
Oct	1,41	1,38	0,024	0,006	4,215	4,209			4,209	
						4,215	-	4,203	4,209	0,006
Nov	1,62	1,07	0,024	0,526	4,741	4,741	-	3,683	4,209	0,526
Dec	3,54	1,3	0,032	2,208	6,949	6,949	-	2,001	4,209	2,208
Jan	4,74	1,56	0,048	3,132	10,081	10,081	-	1,659	4,209	2,55
Fev	4,22	1,73	0,066	2,424	12,505	11,001	1,504	4,791	4,791	-
Mar	4,18	1,86	0,075	2,245	13,246	11,001	2,245	7,215	7,215	-
Avr	3,3	1,68	0,079	1,541	12,542	11,001	1,541	9,46	9,46	-
Mai	0,8	1,58	0,074	-0,854	10,147	10,147	-	11,001	11,001	-
Juin	0,23	1,62	0,066	-1,456	8,692	8,692	-	10,147	10,147	-
Juil	0,09	1,64	0,054	-1,604	7,088	7,088	-	8,691	8,691	-
Aut	0,02	1,57	0,040	-1,590	5,498	5,498	-	7,087	7,087	-
Sep	0,16	1,42	0,029	-1,289	4,209	4,209	-	5,498	5,498	-
Total	-	-	-	-			5,29	4,209		5,29

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$V_s = 12,08 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 6,792 \text{ Mm}^3$; donc la retenue fonctionne à un seul temps $V_s > V_d$

Alors : $V_u = V_d = 6,792 \text{ Mm}^3$ $V_u = 6,792 \text{ Mm}^3$

Nous avons : $E = (V'_u - V_u)/V_u$ $E = |6,79 - 6,43| / 6,43 = 4,008\% < 5\%$

E : l'erreur relative qui conditionne l'acceptation des résultats.

$V_{NNR} = V_u + V_m = 6,792 + 4,209 = 11,001 \text{ Mm}^3$ $V_{NNR} = 11,001 \text{ Mm}^3$

Lacote normale de la retenue sera : $C_{NNR} = 541,2 \text{ m NGA}$.

Tableau II.28 Récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm^3	4,209
Volume utile	Mm^3	6,792
Volume au NNR	Mm^3	11,001
Cote NNR	m NGA	541,2
Cote de volume mort	m NGA	528,8

II.6 Laminage des crues

Laminage des crues nous permet de déterminer le débit déversant maximum, la charge maximale sur le déversoir, la section optimale du déversoir et le volume forcé (stocké)

Principe de calcul

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots \dots \dots (II.32)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt} \dots \dots \dots (II.33)$$

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

II.6.1 Méthode de KOTCHERINE

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

- L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;

- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A. Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}}\right) \dots\dots\dots (II.34).$$

Où :

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

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée.

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (II.35)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

B. Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

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

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.36).$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

$g = 9,81$ accélération de la pesanteur ;

L : largeur de déversoir ;

H_d : charge sur le déversoir.

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

Connaissant ce débit et par conséquent aussi :

$$Et \quad S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (II.37)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (II.38)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.39)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (II.40)$$

Ou :

H_o : la charge globale.

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement ;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b ",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

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

Tableau II.29 Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
$Q_{0,1\%}$	281,27 m ³ /s
$V_{crue0,1\%}$	8,48Mm ³
m	0,49

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-après :

Tableau II.30 1 ère étape de calcul

b (m)	H (m)	débit (m ³ /s)	surface (m ²)	vitesse (m/s)	V _{forcé} (Mm ³)
56	0,4	26.36	91.20	0.29	0,3528
52	0,8	69.89	103.50	0.68	0,466
48	1,2	119.83	113.4	1.06	0,5488
44	1,6	171.31	120.9	1.42	0,6716
40	2,0	275.1	126	1.75	0,7688
36	2,4	285.30	128.7	2.07	0,8632
32	2,8	305.07	129	2.36	0,9644
28	3,2	335.46	126.9	2.64	1,0524
24	3,6	355.80	122.4	2.91	1,1692
20	4,0	364.63	115.5	3.16	1,2592
16	4,4	360.58	106.2	3.40	1,365
12	4,8	342.37	94.5	3,62	1,461

le calcul ce fait en variant la largeur (b) de (12 à 56) m selon la formule :

$Q = mb\sqrt{2.g.H^{\frac{3}{2}}}$. Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule :

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots\dots\dots (II.41).$$

Avec : $Q_{\%}$: Débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch} : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : Volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (II.42).$$

Avec : T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau(II.31), on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure (II.11) la courbe $H=f(q,Q)$; nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau (II.32), on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q,Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir Figure II. 12).

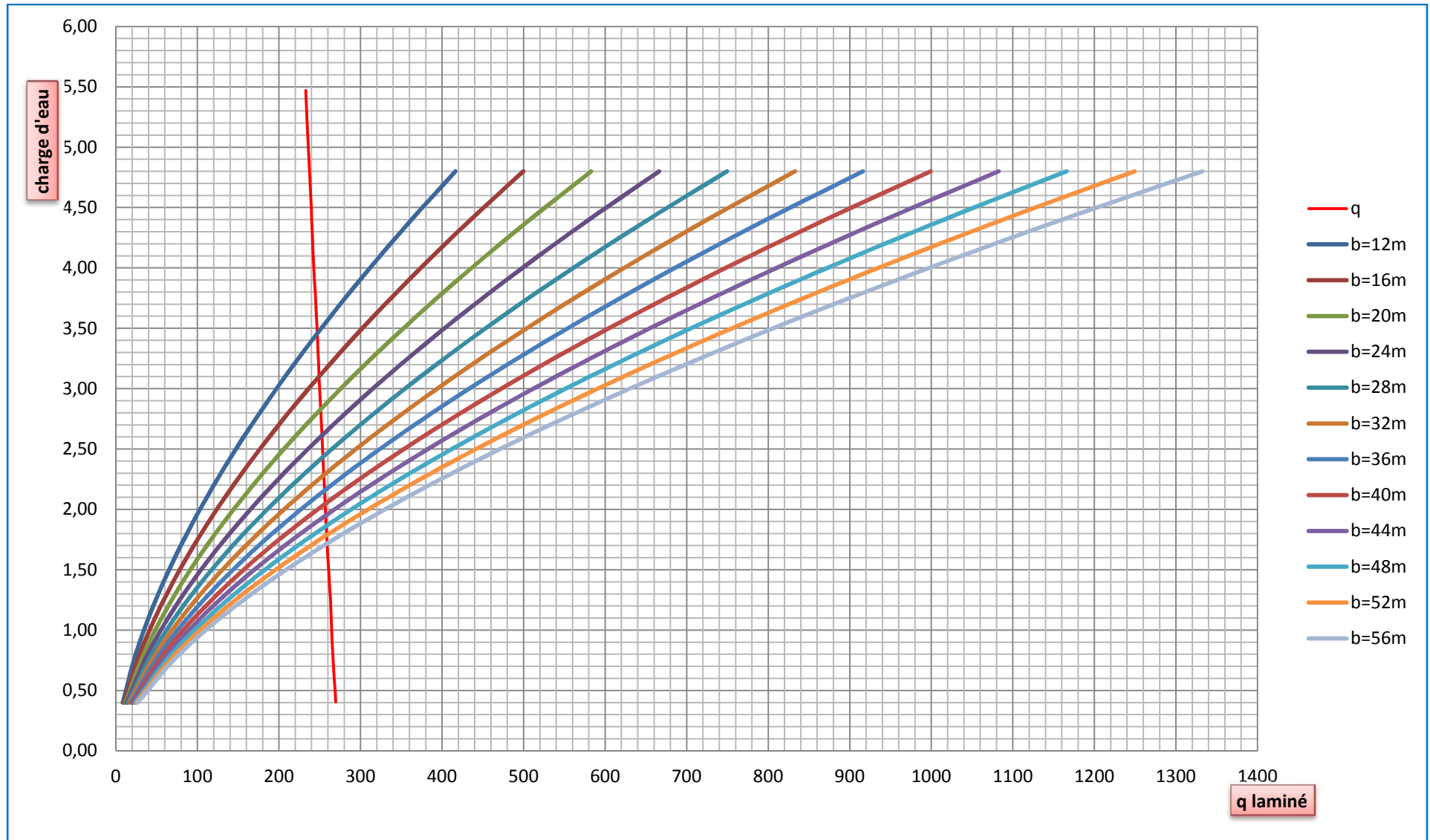
Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

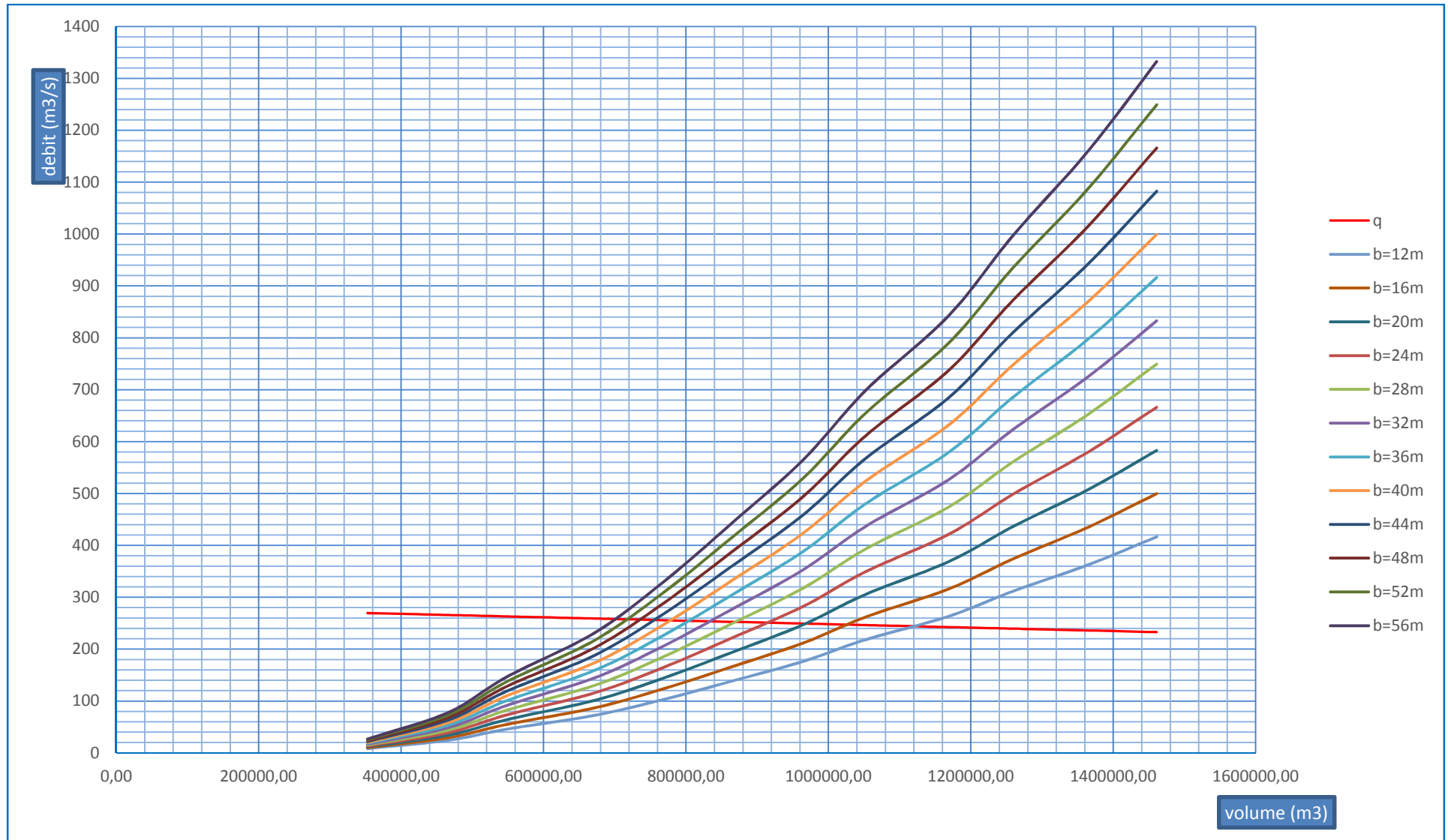
Tableau II.31 Détermination de H_0 et Q en fonction de b

hauteur	vitesse	H totale	Débit (m ³ /s)											
m	m/s	m	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
0,4	0.29	0.40	6.69	8.37	10.04	11.72	13.39	15.06	16.74	18.41	20.08	21.76	23.43	25.10
0.8	0.68	0.82	19.45	24.32	29.18	34.04	38.91	43.77	48.64	53.50	58.36	63.23	68.09	72.95
1.2	1.06	1.26	36.70	45.88	55.05	64.23	73.40	82.58	91.75	100.93	110.10	119.28	128.46	137.63
1.6	1.42	1.70	57.85	72.31	86.77	101.24	115.70	130.16	144.62	159.08	173.55	188.01	202.47	216.93
2	1.75	2.16	82.50	103.12	123.75	144.37	165.00	185.62	206.24	226.87	247.49	268.12	288.74	309.37
2.4	2.07	2.62	110.34	137.93	165.51	193.10	220.68	248.27	275.85	303.44	331.02	358.61	386.19	413.78
2.8	2.36	3.09	141.13	176.41	211.70	246.98	282.26	317.54	352.83	388.11	423.39	458.67	493.96	529.24
3.2	2.64	3.56	174.66	218.33	261.99	305.66	349.32	392.99	436.66	480.32	523.99	567.65	611.32	654.98
3.6	2.91	4.03	210.76	263.45	316.14	368.84	421.53	474.22	526.91	579.60	632.29	684.98	737.67	790.36
4	3.16	4.51	249.29	311.61	373.93	436.25	498.57	560.90	623.22	685.54	747.86	810.18	872.50	934.83
4.4	3.40	4.99	290.11	362.63	435.16	507.69	580.21	652.74	725.27	797.79	870.32	942.85	1015.37	1087.90
4.8	3.62	5.47	333.11	416.39	499.67	582.95	666.22	749.50	832.78	916.06	999.34	1082.61	1165.89	1249.17

Tableau II. 32 Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	Vch (Mm ³)	Q (m ³ /s)	debit m3/s											
			12	16	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56
0,4	352800	26.36	6.69	8.37	10.04	11.72	13.39	15.06	16.74	18.41	20.08	21.76	23.43	25.10
0,8	466000	69.89	19.45	24.32	29.18	34.04	38.91	43.77	48.64	53.50	58.36	63.23	68.09	72.95
1,2	548800	119.83	36.70	45.88	55.05	64.23	73.40	82.58	91.75	100.93	110.10	119.28	128.46	137.63
1,6	671600	171.31	57.85	72.31	86.77	101.24	115.70	130.16	144.62	159.08	173.55	188.01	202.47	216.93
2,0	768800	221.00	82.50	103.12	123.75	144.37	165.00	185.62	206.24	226.87	247.49	268.12	288.74	309.37
2,4	863200	266.30	110.34	137.93	165.51	193.10	220.68	248.27	275.85	303.44	331.02	358.61	386.19	413.78
2,8	964400	305.07	141.13	176.41	211.70	246.98	282.26	317.54	352.83	388.11	423.39	458.67	493.96	529.24
3,2	1052400	335.46	174.66	218.33	261.99	305.66	349.32	392.99	436.66	480.32	523.99	567.65	611.32	654.98
3,6	1169200	355.80	210.76	263.45	316.14	368.84	421.53	474.22	526.91	579.60	632.29	684.98	737.67	790.36
4,0	1259200	364.63	249.29	311.61	373.93	436.25	498.57	560.90	623.22	685.54	747.86	810.18	872.50	934.83
4,4	1365000	360.58	290.11	362.63	435.16	507.69	580.21	652.74	725.27	797.79	870.32	942.85	1015.37	1087.90
4,8	1461000	342.37	333.11	416.39	499.67	582.95	666.22	749.50	832.78	916.06	999.34	1082.61	1165.89	1249.17

Figure II.11 Courbes de $H = f(Q, q)$

Figure II.12 Courbes $V=f(Q,q)$.

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

Tableau II.33 Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

b (m)	h _{dév} (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)	Vf(Mm3)
12	3.42	544.62	242	1.17
16	3.1	544.3	245.08	1.1
20	2.82	544.02	249.18	0.995
24	2.58	543.78	250	0.94
28	2.42	543.62	252.5	0.891
32	2.28	543.48	259	0.853
36	2.16	543.36	265	0.819
40	1.9	543.24	273.2	0.792
44	1.85	543.1	275.4	0.768
48	1.80	543.06	278.2	0.746
52	1.78	542.98	279.1	0.727
56	1.72	542.92	279.3	0.712

II.7 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

II.7.1 Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (II.43).$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \diamond L \dots\dots\dots (II.44).$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (II.45).$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (II.46).$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

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

$$H_i = NNR-Cf + R + h_{\text{dév}} + t \dots\dots\dots (II.47).$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

$h_{\text{dév}}$: hauteur déversante.

II.7.1.1 Calcul de la revanche

A. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R=0,75 \cdot hv + V^2/2g \quad hv=0,75+0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F} \quad V=1,5+0,66 \cdot h_v^2$$

B. Formule de Mallet et de PAQUANT :

$$R=0,75 \cdot hv + V^2/2g \quad hv=\frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad V=\frac{3}{2} + \frac{2}{3} hv$$

C. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

Avec :

R : la revanche

h_v : la hauteur des vagues (m)

V : vitesse de propagation de la vague (m/s)

F : le fetch (Km) = 1,85 km

Tableau II.34 les résultats du calcul de la revanche

Formule	Hv (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON GAILLARD	0,91	3,32	1,37
Mallet et PAQUANT	0,95	3,4	1,3
Simplifiée			1,41

On prend une revanche de 1,4m

II.7.1.2 La largeur en crête

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b=1.65H_b^{0.5}$ (II-48)
- Formule E.F.PREECE $b=1.1H_b^{0.5}+1$ (II-49)
- Formule SIMPLIFIÉE $b=3,6.H_b^{1/3}-3$ (II-50)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

Tableau II.35 Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant

b (m)	h _{dév} (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)	Vf (Mm3)	Cote de la crête(m)	H _b (m)	La largeur en crête (m)			b _{cr} (moyenne)
							b _{cr} (Knappen)	b _{cr} (Preece)	b _{cr} (simplifiée)	
12	3.42	544.62	242	1.17	546.52	48.02	11.43	8.62	10.09	10.05
16	3.1	544.3	245.08	1.1	546.2	47.7	11.40	8.60	10.06	10.02
20	2.82	544.02	249.18	0.995	545.92	47.42	11.36	8.57	10.03	9.99
24	2.58	543.78	250	0.94	545.68	47.18	11.33	8.56	10.01	9.97
28	2.42	543.62	252.5	0.891	545.52	47.02	11.31	8.54	9.99	9.95
32	2.28	543.48	259	0.853	545.38	46.88	11.30	8.53	9.98	9.94
36	2.16	543.36	265	0.819	545.26	46.76	11.28	8.52	9.97	9.92
40	1.9	543.1	273.2	0.792	545.2	46.7	11.27	8.51	9.96	9.91
44	1.85	543.05	275.4	0.768	545.14	46.64	11.28	8.52	9.96	9.92
48	1.8	543	278.2	0.746	544.96	46.46	11.25	8.50	9.94	9.90
52	1.78	542.98	279.1	0.727	544.88	46.38	11.24	8.49	9.93	9.89
56	1.72	542.92	279.3	0.712	544.82	46.32	11.23	8.49	9.93	9.88

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}=10m**

II.7.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

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

Tableau II.36 volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (DA)
12	698834,768	279533907
16	695409,313	278163725
20	681014,284	272405714
24	659153,005	263661202
28	640624,015	256249606
32	610316,533	244126613
36	585336,422	234134569
40	574466,426	229786570
44	553568,122	221427249
48	565578,22	226231288
52	582254,116	232901646
56	591245,685	236498274

Remarque

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA. [A.N.B.T].

II.7.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

Vu que le bassin de dissipation garde leur profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

II.7.2.1 Coût du déversoir

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (II.51).$$

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b \dots\dots\dots (II.52).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversantes (b) qui correspondent aux différentes charges déversantes (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir et en le multipliant par le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 25000DA, on obtient le prix du déversoir.

Tableau II.37 Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (millions de DA)
1	12	3.42	40.3	604,5	15,1125
2	16	3.1	38.5	720,2	18,005
3	20	2.82	36.56	767,76	19,194
4	24	2.58	37.4	897,6	22,44
5	28	2.42	35.98	971,46	24,286
6	32	2.28	33.87	1016,1	25,402
7	36	2.16	31.95	1054,35	26,358
8	40	1.9	30.02	1080,72	27,018
9	44	1.85	28.6	1115,4	27,885
10	48	1.8	26.56	1115,52	27,888
11	52	1.78	23.5	1057,5	26,437
12	56	1.72	21.36	1025,28	25,632

II.7.2.2 Coût du canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » et une revanche de 2.5 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = H + R$ (II.53).

Avec :

H : la lame déversant (m).

R : la revanche(m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 40m

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

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

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \text{ (II.54)}$$

Tableau II.38 Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

N°	b (m)	h (m)	H _{ca} (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (DA)
1	12	3.42	5.92	10.3	402	10050000
2	16	3.1	5.6	12.56	525	13125000
3	20	2.82	5.32	15.66	640	16000000
4	24	2.58	5.08	18	785	19625000
5	28	2.42	5.92	2315	908	22700000
6	32	2.28	4.78	25.3	1031	25775000
7	36	2.16	4.66	28.22	1165	29125000
8	40	1.9	4.4	30.02	1288	32100000
9	44	1.85	4.35	33.69	1411	35275000
10	48	1.8	4.3	35.87	1568	39200000
11	52	1.78	4.28	39.58	1698	42450000
12	56	1.72	4.22	45.75	1905	47625000

II.7.2.3 Coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 110 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (II.55).$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = \left(Q_{e, \max} \right)^{0,4} \dots\dots\dots (II.56).$$

Le tableau II.57 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau II.39 récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

largeur déversants (m)	q (m³/s)	b _c (m)	volume du béton (m³)	Coût de coursier (millions de DA)
12	242	8,99	1254,22	31355500
16	245.08	9,03	1377	34425000
20	249.18	9,09	1423,56	35589000
24	250	9,10	1498,89	37472250
28	252.5	9,14	1523,55	38088750
32	259	9,23	1585	39625000
36	265	9,32	1650,01	41250250
40	273.2	9,43	1758,73	43968250
44	275.4	9,46	1859	45475000
48	278.2	9,50	1954	48850000
52	279.1	9,51	2142,25	53556250
56	279.3	9,52	2265	56625000

Tableau II.40 Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Barrage N°	b (m)	h (m)	H _b (m)	Coût (DA)				
				Digue	Déversoir	Canal d'approche	Coursier	Global
1	12	3.42	48.02	279533907	15112500	10050000	31355500	336051907
2	16	3.1	47.7	278163725	18005000	13125000	34425000	343718725
3	20	2.82	47.42	272405714	19194000	16000000	35589000	343188714
4	24	2.58	47.18	263661202	22440000	19625000	37472250	343198452
5	28	2.42	47.02	256249606	24286500	22700000	38088750	341324856
6	32	2.28	46.88	244126613	25402500	25775000	39625000	334929113
7	36	2.16	46.76	234134569	26358750	29125000	41250250	330868569
8	40	1.9	46.7	229786570	27018000	32100000	43968250	32987282
9	44	1.85	46.64	221427249	27885000	35275000	45475000	330062249
10	48	1.8	46.46	226231288	27888000	39200000	48850000	342169288
11	52	1.78	46.38	232901646	26437500	42450000	53556250	355345396
12	56	1.72	46.32	236498274	25632000	47625000	56625000	366380274

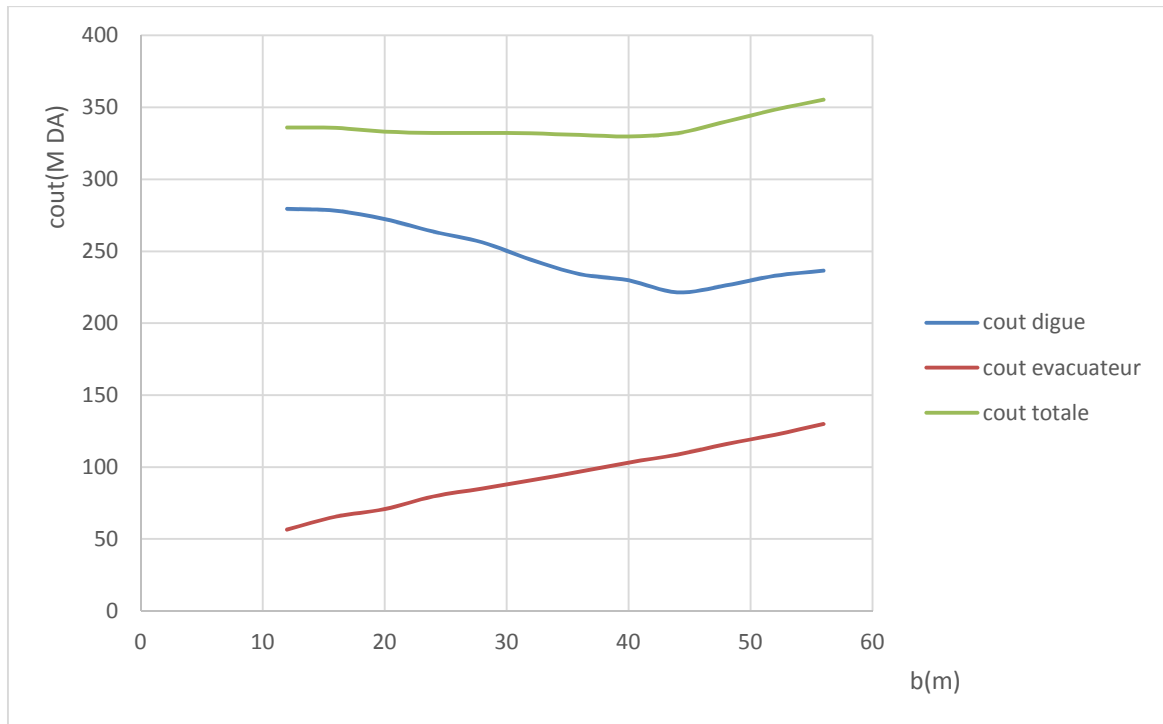


Figure II.13 la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur(b) de déversoir. Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure II-18, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.41 Résultats de l'optimisation

Largeur de déversoir b	40 m
Charge déversant h_d	1.9m
Débit laminé $q_{\max 0.1\%}$	270.2 m ³ /s
Largeur en crête	10 m
NNR	541,2 m
Cote de la crête	545,14 m

II.8 Laminage pour un déversoir de largeur b=40m.

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau II.42 Volumes et débit déversant.

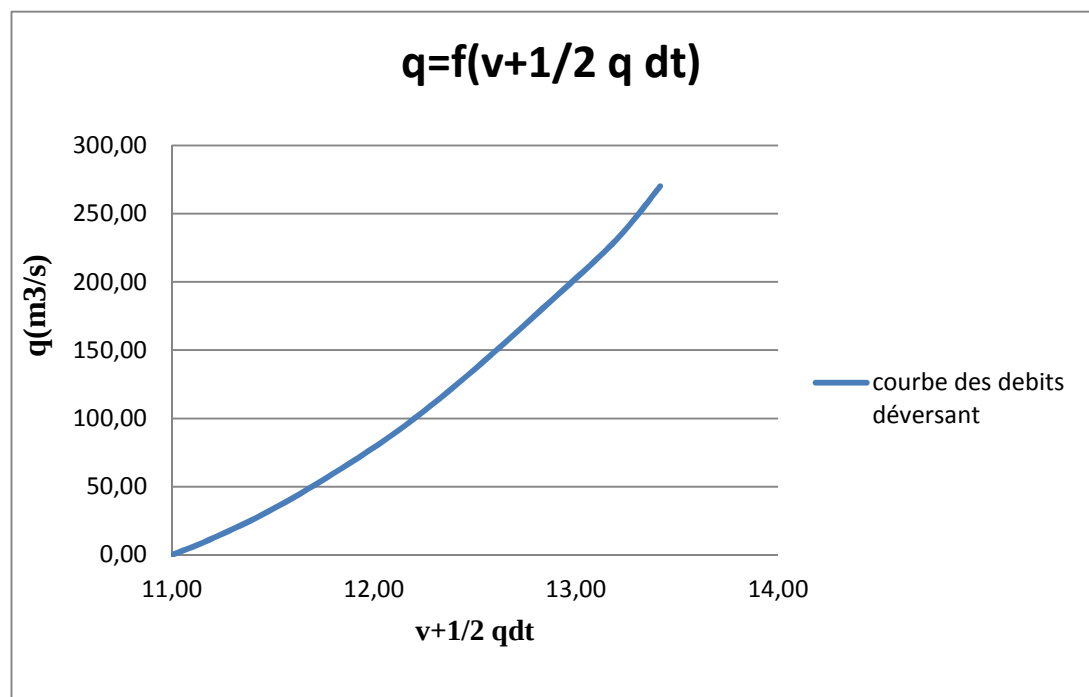
Cote -m-	H _d -m-	q -m ³ /s-	1/2.q.Δt -Mm ³ -	V -Mm ³ -	V+1/2.q.Δt --Mm ³ -
541,2	0	0,00	0,00	11,001	11,00
541,45	0,25	10,58	0,02	11,16	11,18
541,7	0,5	29,93	0,05	11,4	11,45
541,95	0,75	54,98	0,10	11,65	11,75
542,2	1	90,30	0,16	11,95	12,11
542,45	1,25	130,50	0,23	12,22	12,45
542,7	1,5	180,60	0,33	12,51	12,84
542,95	1,75	230,10	0,41	12,78	13,19
543,1	1,9	270,20	0,49	12,93	13,42

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot H_d^{3/2}}$$

Δt = 1 heure

Pour chaque H_d on lit sur la courbe V=F(H) le volume V correspondant

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir Figure (III.19).

**Figure II.14** courbe des débits déversant

Conclusion

A la fin de ce chapitre j'ai pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. On constate les divergences entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité réalisée par le bureau d'étude ZARUBEZH Vodostroy. Cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent aux méthodes de calcul et l'avis du concepteur.

Les causes principales de cette divergence dans les résultats sont comme suit:

- La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- l'étendue de la série pluviométrique

Chapitre III :

Etude des ouvrages annexes

Introduction

Les ouvrages annexes ont pour but d'assurer les meilleures conditions de travail dans le chantier. Pour cela il faut mettre.

- Un évacuateur de crue a pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles
- Un dispositif de dérivation provisoire qui a un rôle d'amortisseur des crues de chantier.
- Un batardeau qui fait un obstacle devant les crues et pour les orienter vers la dérivation, ce batardeau doit être réalisé comme un petit barrage avec les mêmes conditions de travail (compactage, revêtement, drainage) pour rester stable et étanche durant tout leur délai de service.

Et pour compléter notre structure on met une prise d'eau de type immergé à pour satisfaire les besoins en aval et une vidange de fond soit pour chasser la vase ou bien pour la régularisation.

III-1 Evacuateur de crue

III-I-1 Généralités

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue. Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum au-delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue normale. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

III-1-1-1 Classification des évacuateurs des crues

1. Selon le type de fonctionnement hydraulique

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
 - ✓ Forme puits.
 - ✓ Forme siphon sommaire pour petit barrage.
 - ✓ Forme siphon à faible charge et fort débit.

2. Selon L'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur central.
 - ✓ posé sur la digue
- Evacuateur latéral.
 - ✓ à entonnement frontal.

✓ à entonnement latéral.

III.1.1.2 Critères de choix de l'évacuateur des crues

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- le coût de l'ouvrage.

III-1-1-3 Choix du type de l'évacuateur des crues :

Le débit maximum à évacuer est très important ($Q_{\text{év}}=270.2 \text{ m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée pour les causes suivantes :

- Risque de saturation,
- Capacité de débit limité pour cette variante,
- Réajustement impossible,
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage,
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue pour les causes suivantes :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessitant un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier,
- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage,
- Déformation et déplacement dues aux tassements,
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur importante est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est couteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur une des deux rives est la plus favorable aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace,
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton,
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue).

Remarque :

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique pour cela on va faire le calcul hydraulique des deux variantes pour pouvoir décider de la variante la plus favorable.

- **Choix de la rive favorable :**

Il se trouve que la rive droite est plus favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à :

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

III-1-2 Evacuateur latéral à entonnement frontal**III-1-2-1 Dimensionnement et calcul hydraulique****Données utilisées :**

- Longueur déversant : $L = 40$ m.
- Débit évacué : $q_{\text{dév}} = 270,2$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 1.9$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 541,2$ m.

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Bassin de dissipation

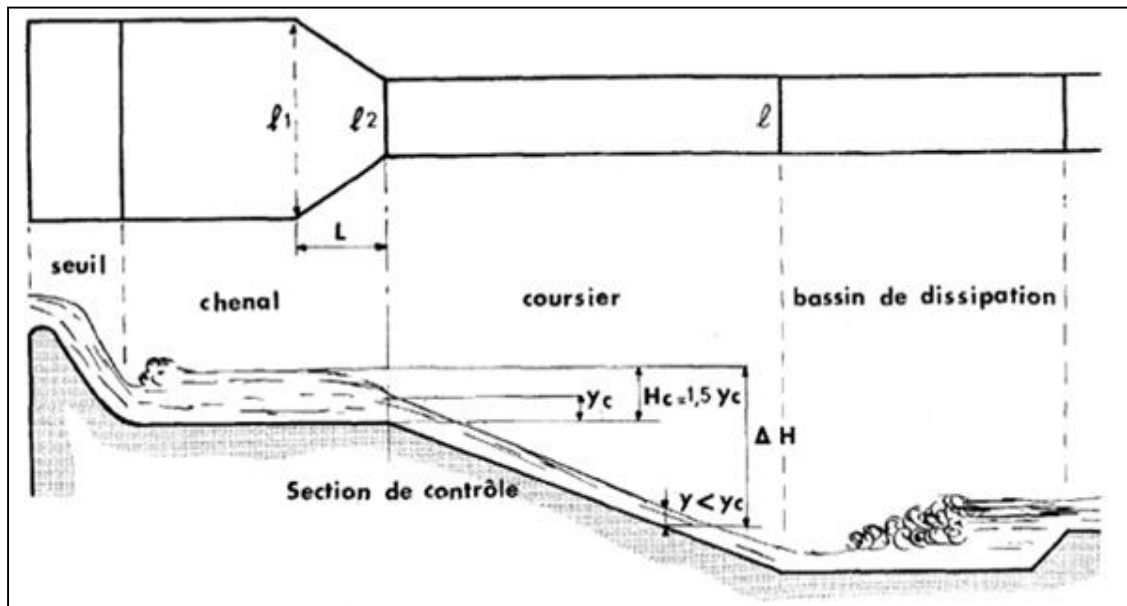


Figure III.1 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

III-1-2-1-1 Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche. V_a est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V_a = \frac{q_{\text{év}}}{S_c} \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en m/s

$Q_{\text{év}}$: Le débit maximal à évacué ($270.2 \text{ m}^3/\text{s}$)

S_c : La section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h + m \cdot h^2$

b : Largeur du déversoir en m

h : la charge hydraulique

m : fruit de talus (m=0 pour les sections rectangulaires)

$h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

Application numérique :

$$\frac{P}{H} = 1.4 \Rightarrow p = 1.4 \times 1.9 = p = 2,66 \text{ m}$$

$$h = 1,9 + 2,66 = 4,56 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{270,2}{40 \times 4,56} = 1,52 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 3.7 \text{ m/s}$ pour les roches sédimentaires, conglomérant et marnes ; voir l'annexe N°III.1

Donc pas de risque d'affouillement et d'érosion.

➤ **Calcul de la pente de talus du canal d'approche :**

La pente du talus est fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est en terre avec protection en enrochement ; d'où $m_1 = 1$ (tirer à partir du tableau représenté en annexe N°III.2).

Le talus m_2 est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire).

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$Re = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (III-2)$$

$$Re = 0.6 + (0,05).(1,52).(1,9)^{1/3} = 0,69 \text{ m} \quad \text{on prend : } Re = 1 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + Re \dots\dots\dots (III-3)$$

$$H_m = 1,9 + 2,66 + 1 = 5,56 \text{ m}$$

➤ **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 14m

III-1-2-1-2 Le déversoir :

Le déversoir a pour but de collecter les eaux du barrage, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

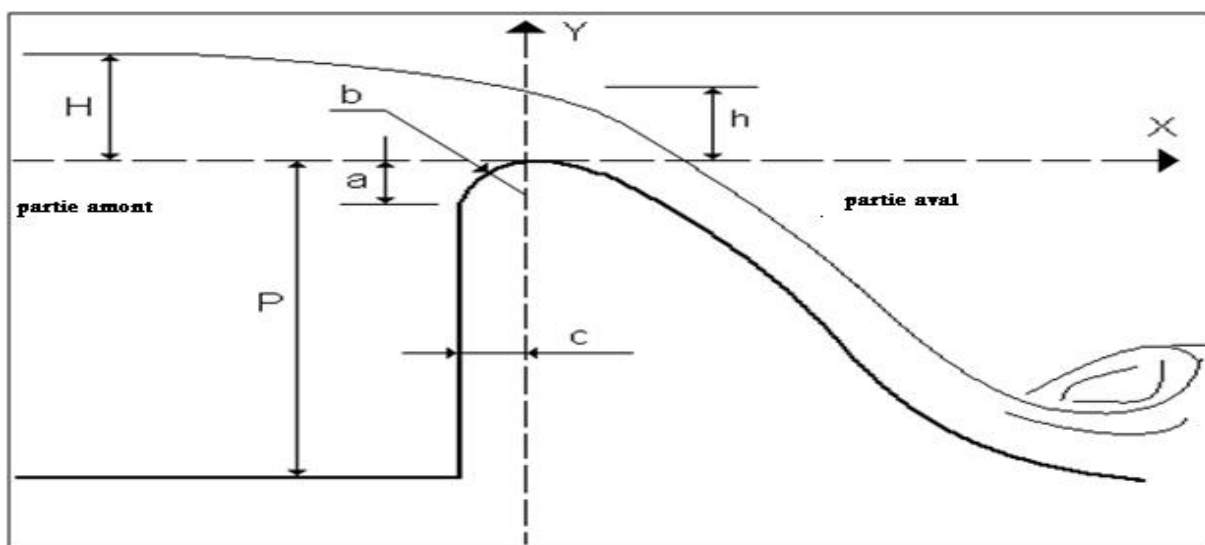


Figure III.2 Les paramètres du profil d'un déversoir

➤ **Calcul du des paramètres et des coordonnées du déversoir :**

$$K = 0.51 \dots \dots \dots (\text{III.4}) \quad X_c = 0.220 H_o \dots \dots \dots (\text{III.10})$$

$$N = 1.83 \dots \dots \dots (\text{III.5}) \quad Y_c = 0.780 H_o \dots \dots \dots (\text{III.11})$$

$$X_a = -0.124 H_o \dots \dots \dots (\text{III.6}) \quad R_1 = 0.460 H_o \dots \dots \dots (\text{III.12})$$

$$Y_a = 0.017 H_o \dots \dots \dots (\text{III.7}) \quad R_2 = 0.199 H_o \dots \dots \dots (\text{III.13})$$

$$X_b = -0.07 H_o \dots \dots \dots (\text{III.8})$$

$$Y_b = 0.209 H_o \dots \dots \dots (\text{III.9})$$

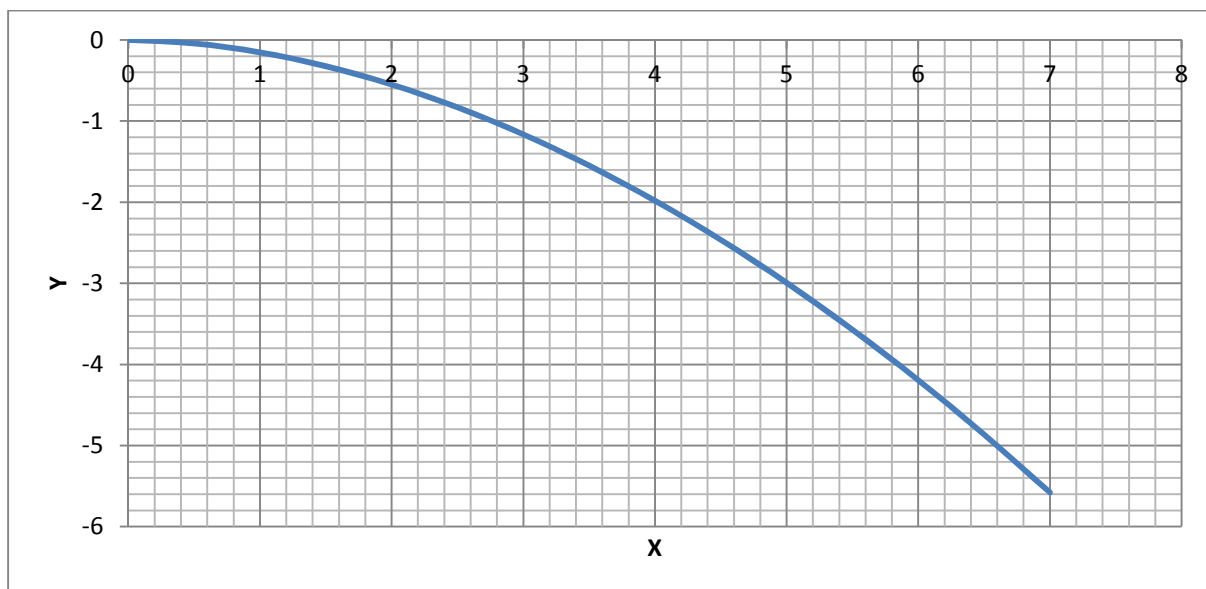
Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = -\frac{(x^{1.85})}{2 \times H^{1.85}} \dots \dots \dots (\text{III.4})$$

Les résultats de calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°III.01 Les coordonnées du profil de déversoir .

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
Y	0.00	-0.04	-0.15	-0.32	-0.55	-0.83	-1.16	-1.55	-1.98	-2.46	-2.99	-3.57	-4.19	-4.86	-5.58

**Figure III.03** profil creager du déversoir

➤ Calcul hydraulique

Soit la formule générale du débit :

$$Q = \mu \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2} \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec :

Q : Le débit maximum déversant en m³/s.

μ : Coefficient de débit.

L : La largeur du déversoir en m.

h : La charge déversant en m.

On a: H = 1.9 m

Avec:

$$H = h + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.6)$$

α : Coefficient de Coriolis= (1 ÷ 1.1) , on prend $\alpha = 1$ pour simplifier les calculs.

On prend aussi: h=1.5 m, puis on va préciser cette valeur de (h) par les calculs suivants.

Le coefficient de débit pour les seuils normaux (profil Creager) varie de 0.45 (C=1.99) à 0.49 (C=2.17) ; avec C est le coefficient de Chézy.

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit : $\mu = 0,49$.

D'où :

D'où :

$$h = \left(\frac{Q}{\mu \times b \times \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{270,2}{0,49 \times 40 \times \sqrt{19,62}} \right)^{2/3} = 2,16 \text{ m}$$

➤ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times h} = \frac{270,2}{40 \times 2,16} = 3,2 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où : } \alpha \frac{V^2}{2g} = 1 \times \frac{3,2^2}{19,62} = 0,52 \text{ m}$$

$$H_{\text{seuil}} = h + \alpha \frac{V^2}{2g} = 2,16 + 0,52 = 2,68 \text{ m}$$

La cote du plan d'eau : $Z_{p,e} = \text{NNR} + H_{\text{seuil}} = 541,2 + 2,68 = 543,88 \text{ m}$

$Z_{p,e} < NPHE = 544,1 \text{ m} \Rightarrow$ Le calcul qu'on a fait est acceptable (seuil dénoyé)

III-1-2-1-3 Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 20m. Avec une pente de 0.1% On détermine la profondeur critique pour un canal de forme rectangulaire.

➤ **La profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m^3/s ;

b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{270.2}{40}\right)^2} = 1.96 \text{ m} \quad \mathbf{h_c=1.96m}$$

➤ **La pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.8})$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m

I : pente en m/m

S : section mouillée en m^2

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

K = 20 à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

K = 80 à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : $K = 80 \text{ m}^{1/3}/s$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3})}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[\frac{270.2 \times (40 + 2 \times 1.96)^{2/3}}{80 \times (40 \times 1.96)^{5/3}} \right]^2 = 0.00145 \quad \mathbf{I_{cr}= 0.00145 \text{ m/m}}$$

$I = 0.001 \text{ m/m} < I_{cr} = 0.00145 \text{ m/m} \Rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

➤ **La profondeur normale (h_n):**

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots(III.11)$$

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

Le tableau représenté en annexe N°02 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \dots\dots\dots(III.12)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots(III.13)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.02 les valeurs du débit en fonction du h_n

hn(m)	1,875	1,895	1,915	1,935	1,955	1,975	1,995	2,015	2,035	2,053
Q(m ³ /s)	233,71	237,72	241,75	245,81	249,89	254	258,13	262,28	266,45	270,2

D'où : $h_n = 2.053\text{m}$

$h_n = 2.053\text{ m} > h_c = 1.96\text{m} \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial

➤ **Calcul de mur de chenal:**

À la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

La vitesse au niveau de la section de contrôle est : $V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times h_c} = \frac{270.2}{40 \times 1.96} = 3.53\text{ m/s}$

La revanche est calculée par l'expression suivante: $R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h_c)^{1/3}$

$R = 0.82\text{ m}$

D'où la hauteur du mur H du chenal est égal à: $H = h_c + R = 2.78\text{ m}$

On prend $H = 2.8\text{ m}$ en raison de sécurité.

III-1-2-1-4 Calcul du convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\text{tg}(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots (III.14)$$

• **La longueur du convergent**

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

l_1 : la largeur au plafond du bief amont en m.

l_2 : la largeur au plafond de la section de contrôle en m, c'est la largeur du coursier au même temps.

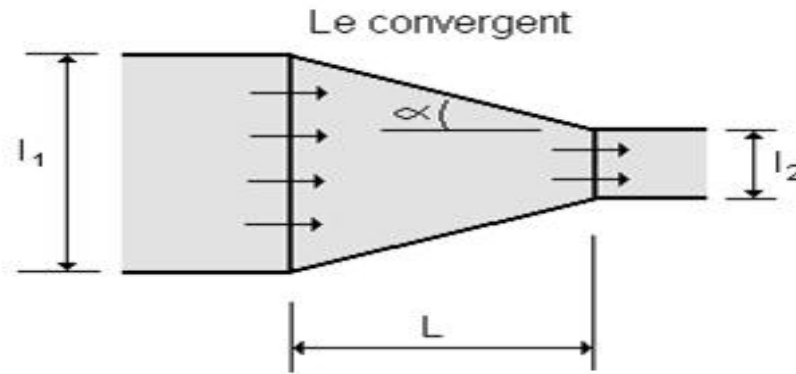


Figure III.4 Schéma d'un convergent

La largeur finale du convergent se calcul par la formule suivante :

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \dots\dots\dots (III.16)$$

$$P = \left(h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

P : Hauteur des parements des eaux à l'aval (m)

g : Accélération de la gravité (m/s^2).

Application numérique :

$$P = 2.053 + \frac{270.2^2}{18.46 \times 40^2 \times 2.053^2} - 2.68 = 0.4 \text{ m}$$

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{270.2^2}{9.81 \times 0.4^3}} = 23.87 \approx 24 \text{ m}$$

$$L = 1.6 (40 - 24) = 24 \text{ m}$$

On revient à la condition (formule III.24) :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = \frac{(40 - 24)/2}{24} = 0.31$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots \dots \dots (III.18)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

h : le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{270.2}{40 \times 2.053} = 3.37 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{3.37}{\sqrt{9.81 \times 2.053}} = 0.75$$

$$\frac{1}{3 \times F} = \frac{1}{3 \times 0.75} = 0.44$$

D'où : $\text{tg}(\alpha) = 0.31 < \frac{1}{3F} = 0.44 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **La profondeur à la fin du convergent**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique; on aura :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{270.2}{24}\right)^2} = 2.34 \text{ m} \quad y_c = 2.34 \text{ m}$$

- **Vitesse à la sortie du convergent :**

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{270.2}{24 \times 2.34} = 4.81 \text{ m/s} \quad V = 4.81 \text{ m/s}$$

III-1-2-1-5 Le Coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide du logiciel CANALP.

Les résultats sont résumés dans le tableau.III.03 et 04.

Tableau III.03 Calcul de la ligne d'eau

$Q (m^3/s)$	Strickler	I (m/m)	$Y_{n, G}$	$Y_{c (m)}$	L (m)
270.2	80	0.12	0.594	2.34	110

Tableau III.04 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0	0	2.34	1.00	3.52
1	10	10	1.4	2.17	4.69
2	20	10	1.19	2.77	5.75
3	30	10	1.05	3.34	6.91
4	40	10	0.97	3.76	7.83
5	50	10	0.9	4.2	8.87
6	60	10	0.86	4.5	9.59
7	70	10	0.82	4.84	10.42
8	80	10	0.79	5.12	11.14
9	90	10	0.76	5.42	11.94
10	100	10	0.74	5.64	12.85
Aval	110	10	0.72	5.88	13.18

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{270,2}{24 \times 0,72} = 15,63 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{15,63}{\sqrt{9.81 \times 0,72}} = 5.88$$

- **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = h + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h)^{1/3} = 1.3 \text{ m} \dots \dots \dots (III-19)$$

$$H = 2.02 \text{ m.} \quad \text{On adopte une valeur de } H = 2.2 \text{ m}$$

III-1-2-1-6 Bassin de dissipation :

L'énergie de l'eau arrivée avec une vitesse d'écoulement importante doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime torrentiel d'écoulement au régime fluvial.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1 \leq FR \leq 1.7$ ressaut ondulé.
- $1.7 \leq FR \leq 2.5$ ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2.5 \leq FR \leq 4.5$ ressaut oscillant.
- $4.5 \leq FR \leq 9$ ressaut stable (Stationnaire).
- $FR \geq 9$ ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$4.5 \leq FR = 5.88 \leq 9$ et la vitesse à la sortie de coursier est supérieure de 15m/s Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

De l'abaque de l'annexe N° III.8 On a

$$\frac{y_2}{y_1} \approx \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 8.25 \Rightarrow y_2 = 8.25 \times 0.72 = 5.94 \text{ m} \quad Y_2 = 5.94 \text{ m}$$

$$\frac{L}{y_2} = 4 \quad \text{D'où : } L = 5.94 \times 4 = 23.76 \text{ m}$$

$$L = 24 \text{ m}$$

Avec :

Y_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur du ressaut.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.72 \text{ m}$$

Avec :

h_1 : la hauteur du bloc de chute,

a_1 : l'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : l'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{24}{0.72+0.72} = 20 \text{ blocs}$$

➤ **Dimensionnement du seuil denté :**

$$h_2 = 0.2 y_2 = 0.2 \times 5.94 = 1.19 \text{ m} \approx 1.2 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 5.94 = 0.89 \text{ m} \approx 0.9 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 5.94 \approx 0.9 \text{ m}$$

Avec :

h_2 : la hauteur du seuil denté,

a_2 : l'épaisseur du seuil denté,

e_2 : l'espace entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés} = \frac{24}{1.2+1.2} = 14 \text{ seuils dentés}$$

III-I-2-1-7 Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots (III.21)$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots (III.22)$$

Application numérique :

$$K = \sqrt[3]{\frac{270.2^2}{9.81 \times 24^2}} = 2.3\sigma = \frac{2.34 \times 1}{24} = 0.097$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.097}{3} + 0.015 \times 0.097^2\right) \times 2.34 = 2.27 \text{ m} \quad h_{cr} = 2.27 \text{ m}$$

➤ Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$$

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 \times 2.27^2 + 24 \times 2.27 = 59.63 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 24 + 2.27 \times \sqrt{1 + 1^2} = 27.21 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{59.63}{27.21} = 2.19 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.0135} \times 2.19^{1/6} = 84.4$$

$$D'où : I_{cr} = \frac{270.2^2}{59.63^2 \times 84.4^2 \times 2.19} = 0.0013 \text{ m/m}$$

➤ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé : $h_n = 1.93 \text{ m}$.

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{270.2}{1 \times 1.93^2 + 24 \times 1.93} = 4.2 \text{ m/s} . \quad V=4.2 \text{ m/s}$$

III-1-3 Evacuateur latéral à entonnement latéral

III-1-3-1 Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation. Pour le calcul hydraulique, on est besoins des données représentées sur la figure suivante.

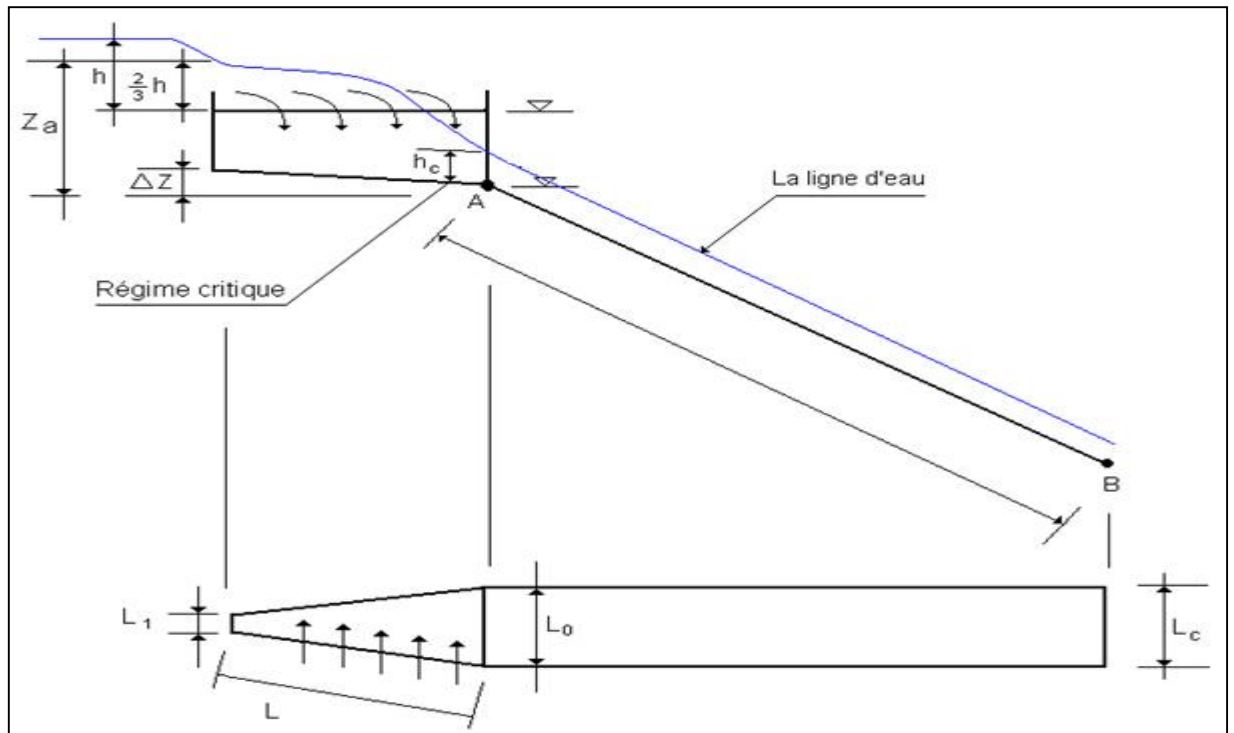


Figure III.5 Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral

h_c : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente.

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$L_1 = 5\text{m}$$

$$L_0 = 20\text{ m}$$

$$L_c = 20\text{ m}$$

Et on calcul les rapports :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1 \text{ et } \frac{L_1}{L_0} = \frac{5}{20} = 0.25$$

➤ **Calcul y_A (le tirant d'eau au point A)**

$$y_A = y_c$$

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$F^2 = \frac{Q^2 \times B}{g \times S^3} = 1 \dots\dots\dots (III.24)$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$\begin{cases} S = y_c \cdot L_0 \dots\dots\dots (III.25) \\ B = L_0 + 2y_c \dots\dots\dots (III.26) \end{cases}$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (II.38), on aura :

$$\frac{(L_0 + 2y_c)Q^2}{g(y_c \cdot L_0)^3} = 1 \dots\dots\dots (III.27)$$

Application numérique :

$$\frac{(20 + 2y_c)270.2^2}{9.81(20y_c)^3} = 1 \Rightarrow \text{La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats}$$

trouvés sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau III.05 Calcul de la profondeur critique

Yc(m)	A	B	A/B
2,7	1854404,22	1544721,84	1,200
2,75	1861705,02	1632138,75	1,141
2,8	1869005,8	1722792,96	1,085
2,85	1876306,63	1816743,33	1,033
2,883	1881125,16	1880584,8	1,000

Avec :

$$A = (20 + 2y_c) \cdot 270.2^2$$

$$B = 9.81(20y_c)^3$$

$$\text{D'où : } y_A = 2.883 \text{ m}$$

➤ Calcul de charge spécifique au point A

$$H_{s,c} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots (III.28)$$

$$H_{s,c} = y_c + \frac{Q^2}{2gS^2} = y_c + \frac{Q^2}{2g(y_c \cdot L_0)^2}$$

Application numérique :

$$H_{s,c} = 2.883 + \frac{270.2^2}{19.62(2.883 \times 20)^2} = 4 \text{ m}$$

$$H_{s,c} = 4 \text{ m}$$

➤ **Calcul des paramètres y'_c et L'_c**

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{s,c} = \frac{2}{3} \times 4 = 2.66 \text{ m}$$

$$L'_c = \frac{0.59 Q}{H_{s,c}^{3/2}} = \frac{0.59 \times 270.2}{4^{3/2}} = 19.92 \text{ m}$$

➤ **Calcul de U**

$$U = \frac{m \cdot y'_c}{L'_c} = \frac{0 \times 2.66}{19.92} = 0 \text{ (Section rectangulaire)}$$

➤ **Calcul de Z_a**

On impose Z_a de façon que la condition $Z_a < PE - C_A$ soit vérifiée.

Avec :

PE : La cote du plan d'eau.

C_A : La cote du point A.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3}h - C_A = 541.2 + \frac{2}{3} \times 1.9 - 537.3 = 5.2 \text{ m}$$

On prend : $Z_a = 5.1 \text{ m}$ (raison de sécurité).

$$Z_a = 5.1 \text{ m}$$

➤ Calcul de ΔZ

$$\frac{z_a}{y'_c} = \frac{5.1}{2.66} = 1.9 \quad \Rightarrow \quad \text{À partir de l'abaque (annexe 02) on tire le rapport: } \frac{\Delta Z}{y'_c} = 0.45$$

$$U = 0. \quad \left. \vphantom{\frac{z_a}{y'_c}} \right\} \Rightarrow \Delta Z = 0.45 \times 2.66 = 1.2m$$

$$\Delta Z = 1.2m$$

➤ Calcul du tirant d'eau au point B

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale : $j = 0.2 \Delta H$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_S(B) = 0.8[H_S(A) + Z_A - Z_B] \dots\dots\dots(III.29)$$

Application numérique :

$$H_S(B) = 0.8[4 + 537.3 - 524.3] = 13.6 m$$

$$\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}} = \frac{270.2}{\sqrt{2g} \times 110 \times 12^{3/2}} = 0.01$$

$$\eta = \frac{m \times H_S}{l} = 0$$

$$H_S(B) = 13.6 m \xrightarrow{\text{Abaque (annexe III.4)}} y_B = 1.36 m \quad y_B = 1.36 m$$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B \cdot L_c} = \frac{270.2}{1.36 \times 20} = 9.93 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h_2}} = \frac{9.93}{\sqrt{9.81 \times 1.36}} = 2.72$$

III-1-3-2 Choix du bassin de dissipation

On a :

$2.5 < F = 2.72 < 4.5$ D'après les tests réalisés par (USBR) on choisit un bassin de type I.

➤ Calcul du tirant d'eau aval y_2

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°III.8), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.75 \Rightarrow y_2 = 3.75 \times y_1 = 3.75 \times 1.36 = 5.1 \text{ m} \quad y_2 = 5.1 \text{ m}$$

- **Longueur du bassin**

$$\frac{L}{y_2} = 5 \Rightarrow L = 5 \times y_2 = 5 \times 5.1 = 25.5 \text{ m} \quad L = 25.5 \text{ m}$$

On prend : $L = 26 \text{ m}$

➤ Calcul des dimensions des blocs de chute

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 1.36 = 2.72 \text{ m}$$

$$\text{La longueur} = 2 \cdot y_1 = 2.72 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur} = y_1 = 1.36 \text{ m}$$

$$\text{L'espacement} = y_1 \approx 1.36 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20}{2.72} = 7.35$$

$$\text{Si on prend 8 blocs} \Rightarrow 8 \times 2.72 = 21.8 \text{ m}$$

III-1-3-3 Canal de restitution

Les dimensions et les paramètres hydrauliques du canal de restitution pour l'évacuateur de surface à entonnement latéral sont les même que celle à entonnement frontal calculé auparavant. On a trouvés les résultats représentées dans le tableau III.06.

Tableau III.06 Paramètres géométriques et hydrauliques du canal de restitution

La hauteur critique	2.27 m
La Pente critique	0.0013 m/m
La profondeur normale	1.93 m
Vitesse dans le canal	4.2 m/s

III-1-4 Calcul de la hauteur des murs bajoyers**III-1-4-1 Chenal d'écoulement**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est la même que celle trouvée pour l'évacuateur à entonnement frontal. On a trouvé une hauteur de 3.5 m.

III-1-4-2 Le coursier**➤ Hauteur du mur au début du coursier h_m**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{270.2}{20 \times 2.66} = 10.15 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 10.15^{1/3} = 0.91 \text{ m}$$

$$h_m = 2.66 + 0.91 = 3.57 \text{ m} \quad h_m = 4 \text{ m}$$

➤ Hauteur du mur à la fin du coursier

$$V = \frac{270.2}{20 \times 1.36} = 9.93 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 9.93^{1/3} = 0.91 \approx 1.0 \text{ m}$$

$$h_m = 1.36 + 1.0 = 2.36 \text{ m}$$

On prend une hauteur de : $h_m \approx 2.5 \text{ m}$

III-1-4-3 Le bassin de dissipation

$$V = 9.93 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 9.93^{1/3} = 0.91 \approx 1 \text{ m}$$

$h_m = 5.1 + 1.0 = 6.1 \text{ m}$. On prend une hauteur de 6.5 m.

III-1-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

III-1-5-1 Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12)$$

$$F^2 < 40$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{2.66} = 7.51 < 10 \\ F^2 = 2.72^2 = 7.4 < 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. C'est-à-dire, il n'y aura pas de risque d'apparition des vagues roulante.

III-1-5-2 Le phénomène d'entraînement de l'air naturel

L'entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier est vérifié dans le premier cas (évacuateur latéral à entonnement frontal), parce que les paramètres qui ont une influence sur ce phénomène sont les même (le débit, la largeur du coursier et la pente).

III-1-6 Choix de la variante la plus favorable

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage très sûr, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

III.1.7 Conclusion

L'évacuateur latéral à entonnement frontal est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout pour les barrages en terre.
- Un ouvrage coûteux par le volume du béton nécessaire pour le déversoir de profil Creager. Un volume de terrassement important pour l'installation du déversoir et le chenal d'écoulement à cause de la largeur de ce dernier qui égale à 39 m.

D'où, la variante choisie est un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral parce qu'il est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que le latéral de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

III-2 dérivation provisoire

III.2.1 Généralité

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un canal en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même le temps de l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

III.2.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

- **Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

➤ **Conclusion**

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

III.2.3 Choix de la crue de dimensionnement

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtaines.

Le débit maximum de cette crue est : $Q_{\max}(5\%) = 118.96 \text{ m}^3/\text{s}$

III.2.4 Succession des travaux

1^{ère} étape

Construction d'un canal et un pré-batardeau pour entamer les travaux dans la galerie ;

2^{ème} étape

Dans cette étape on fait construire un pré-batardeau pour acheminer les eaux vers le canal et un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier et entre temps on écarte le pré- batardeau construit dans la 1^{ère} étape;

3^{ème} étape

On commence la construction de la galerie;

4^{ème} étape

Construction du batardeau amont pour acheminer les eaux vers le tunnel et pour amortir les crues;

5^{ème} étape

Enlèvement du pré- batardeau construit dans la 2^{ème} étape et la mise en eau.

III.2.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire

III.2.5.1 Canal de dérivation

III.2.5.1.1 Calcul de section de la galerie de dérivation

Section rectangulaire à ciel ouvert l'écoulement sera à surface libre. Pour cela il faut encore chercher la section la plus économique possible

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots (III.30)$$

Pour une section économique : $b = 2h$, et $R = h/2$

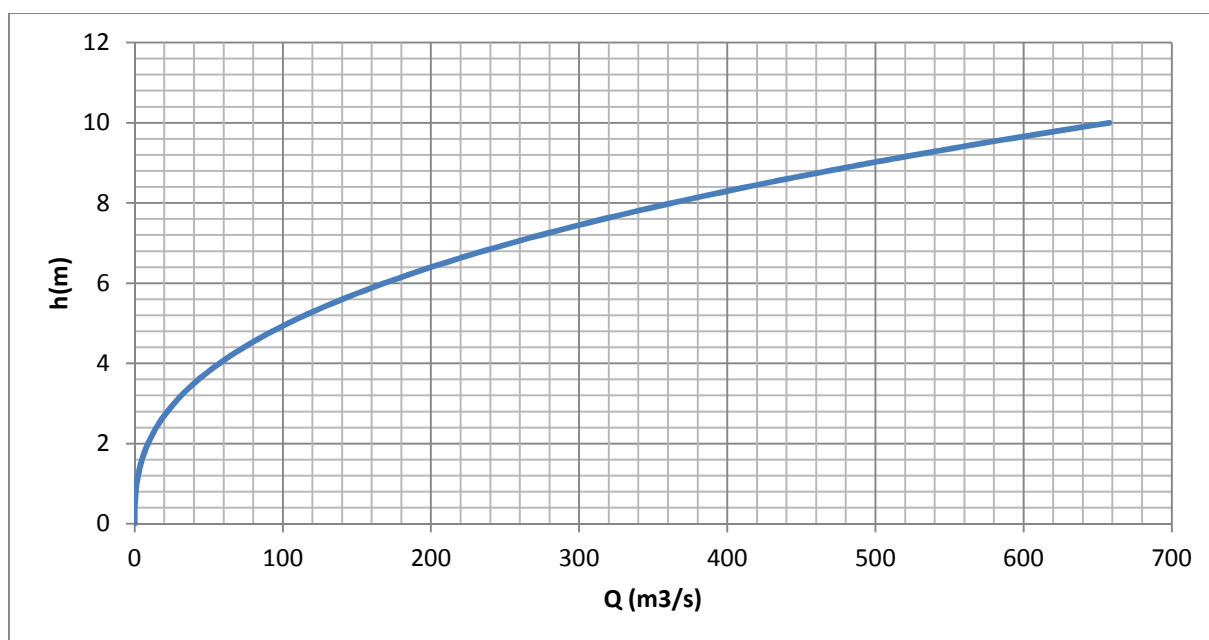
Les parois interne du tunnel sont construites avec du béton .On prend $n = 0.014$

Comme on admet une pente du radier de l'Ordre de 0.01

Tableau III.7 calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation

b (m)	h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	Q (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0,000
0,5	0,25	0,125	1	0,125	0,223
1	0,5	0,5	2	0,25	1,417
1,5	0,75	1,125	3	0,375	4,179
2	1	2	4	0,5	9,000
2,5	1,25	3,125	5	0,625	16,317
3	1,5	4,5	6	0,75	26,534
3,5	1,75	6,125	7	0,875	40,024
4	2	8	8	1	57,144
4,5	2,25	10,125	9	1,125	78,231
5	2,5	12,5	10	1,25	103,609
5.25	2,625	10,5	13,78125	1,3125	118,90
5,5	2,75	15,125	11	1,375	133,591
6	3	18	12	1,5	168,480
6.5	3,25	21,125	13	1,625	208,567

On prend b= 5,25 m et h= 2,65 m

**Figure III.6** courbe de tarage de l'oued

a) La hauteur du canal de dérivation

$$H_d = h + R_v$$

H_d : hauteur du canal de dérivation provisoire

h : tirant d'eau dans le canal

R_v : revanche (0.5m)

$$H_d = 3,15 \text{ m}$$

Donc pour la galerie $b=5.25$ et $H_d=3,15$ m

b) Calcul de la hauteur critique

$$h_{cr} = (Q^2 / gb^2)^{1/3}$$

$$\text{Donc } h_{cr} = 3,74 \text{ m}$$

c) La pente critique

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr}C^2} \dots \dots \dots (III.31)$$

Avec :

$$S_{cr} = 19,64 \text{ m}^2 \quad P_{cr} = 12,73 \text{ m} ; R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} = 1,54 \text{ m} ; C = 1/n = 71.42$$

donc :

$$I_{cr} = 0.0047$$

On remarque que $I > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$. Donc le régime est torrentiel.

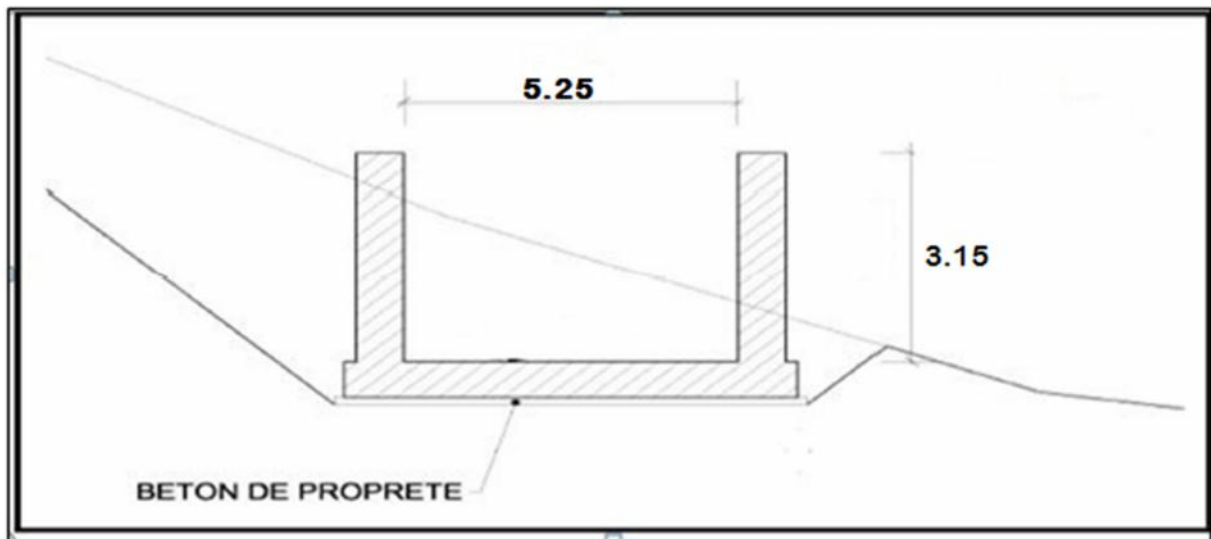


Figure III.7 Dérivation provisoire (coupe type)

III.2.5.1.2 Ligne d'eau du canal de dérivation

Le calcul de la ligne d'eau se fera par le logiciel canal 21 dans le principe est basé sur la méthode itérative

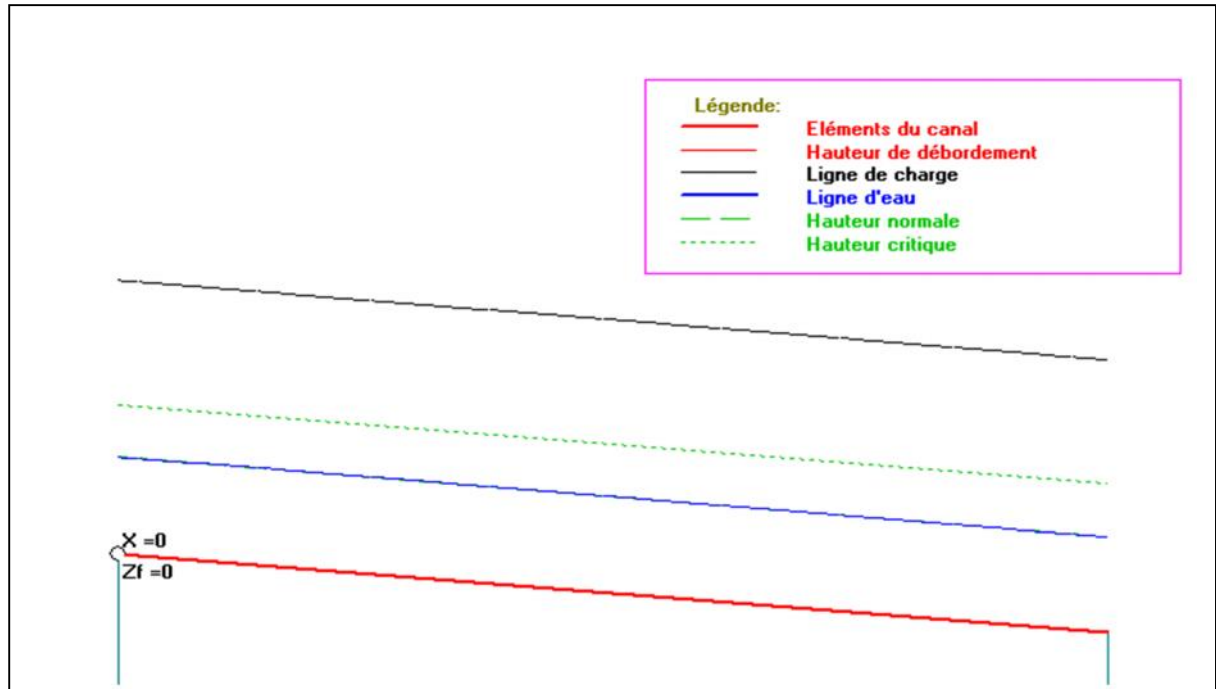


Figure III.8 Schéma de la ligne d'eau.

III.2.5.2 Construction des batardeaux

Les batardeaux amont et aval sont prévus comme des petits barrages leur rôle est d'orienter les eaux des crues vers le canal de dérivation. Ils sont deux barrages en remblai tout-venant qui peuvent être réalisés par l'utilisation des graviers et des sables alluvionnaires qui se trouvent le long du fond de l'oued.

III.2.5.2.1 batardeau amont

La destination principale de la digue-batardeau est de couper les lits des oueds Hammam et Akiba et de protéger le chantier de l'aménagement hydraulique contre la submersion pendant les crues de ces oueds. Pour cette raison, le batardeau coupe non seulement les lits des deux oueds, mais aussi le lit majeur entre ces deux oueds. La longueur totale de la digue-batardeau est de 265 m.

- **Crête du batardeau amont**

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

$$\text{Cote crête} = \text{côte de l'entrée de la dérivation} + h_n + R_v + a$$

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation a l'entré

R_v : la revanche

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0.40 et 0,60 m).

$$R_v = 1 + 0.3F^{0.5} \quad (F \approx 1.85 \text{ km}) \quad R_v = 2.4 \text{ m}$$

$$h_n = 2.65 \text{ m}$$

Cote crête = 512m NGA

La cote de l'oued à l'axe du batardeau est de 500m NGA

Donc la hauteur du batardeau est de 12m

On prend une largeur de 8 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

- **Les talus du batardeau amont**

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Tableau III.8 Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue

hauteur de la digue	type de la digue	fruit de talus	
		amont	Aval
$H \leq 5$	Homogène	2,5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	homogène à granulométrie étendue	2	2
	homogène à grande présence d'argile	2,5	2,5
	A zone	2	2,5
$< H < 20$	homogène à granulométrie étendue	2,5	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	2	3
$H \geq 20$	homogène à granulométrie étendue	3	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	3	3

Parement amont $m_1 = 2$; Parement aval $m_2 = 1.5$

- **Protection des talus du batardeau amont**

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- a. **Talus aval**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

- b. **Talus amont**

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement amont. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

- **Le drain du batardeau amont**

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

- a) **Dimensionnement du Drain tapis**

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b = 70\text{m}$)

On trouve $L_d = 17.5\text{m}$

- b) **Dimensionnement de prisme**

- **Hauteur**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 12\text{m}$)

$$h_p = 1.80$$

- **Largeur en crête**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \text{ on prend } B_{dr} = 4\text{m}$$

- **Fruits des talus**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1.5$$

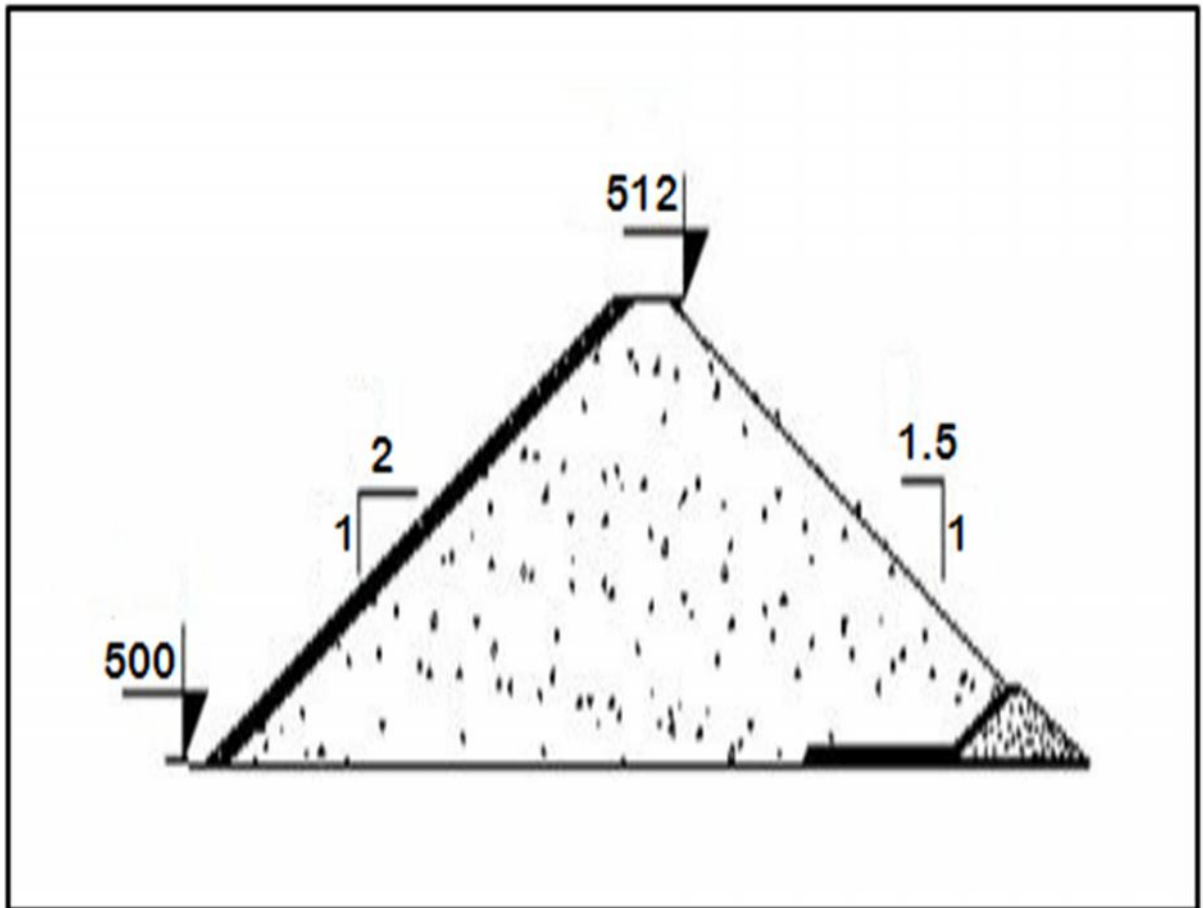


Figure III.9 Schéma du batardeau amont de oued AKIBA

III.2.5.2.2 batardeau aval

La destination principale de ce batardeau est la protection du chantier de l'aménagement hydraulique du côté du bief aval contre la submersion pendant des crues et contre les eaux souterraines.

- **Crête du batardeau aval**

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

Cote crête = côte de la sortie de la dérivation + h_n + a

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0,40 et 0,60 m).

$h_n = 2.65\text{m}$

Cote crête = 501.5m NGA

La cote de l'oued à l'axe du batardeau est de 498.4 m NGA

Donc la hauteur du batardeau est de 3.1m

On prend une largeur de 4m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

- **Les talus du batardeau aval**

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau D'après le tableau V-2 qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Parement amont $m_1 = 1.5$ Parement aval $m_2 = 1.5$

- **Protection des talus du batardeau aval**

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

∑ **Talus amont**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

∑ **Talus aval**

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement aval du batardeau. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

- **Le drain du batardeau aval**

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât

a. Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b = 43m$)

On trouve $L_d = 11m$

b. Dimensionnement de prisme

∑ **Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 3.1m$)

$$h_p = 0.65m$$

∑ **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \text{ on prend } B_{dr} = 0.77m$$

∑ **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 1.5$$

$m_2 = (1.15 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 1.5$

III.3 vidange de fond

III.3.1 But de l'étude

Cette note a pour objet de dimensionner la vidange de fond du barrage de **Djedra**. Sachant que l'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage

III.3.2 Destination de la vidange de fond

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- l'évacuation de dépôts de sédiments, -l'alimentation du cours d'eau aval en cas d'exceptionnels.

III.3.3 Type d'ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

- **Conduite de vidange en charge**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

- **Conduites à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.
- L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de

battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

- **Ouvrages de vidange à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

III.3.4 Choix de type de vidange

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en remblai), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien. On a opté pour La conduite en charge.

III.3.5 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements. Dès que $H^2V^{0.5} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

III.3.5.1 Recommandations modulées (dispositif minimum)

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.9 type de vidange de fond en fonction de $H^2V^{0.5}$

$H^2 \cdot V^{1/2}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

H : Hauteur du barrage en [m]. V : Volume d'eau stocké en [M m³].

On a H= 46.7m

V= 11.001Mm³

Donc $H^2 V^{0.5} > 1500$

III.3.6 Calcul de la vidange de fond

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, en béton armé(tuyau posé dans la galerie de visite)a la côte 499.2 m NGA

III.3.6.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (III.42)$$

V_u : volume utile en [m³].on $V_u=6.792 \text{ Mm}^3$

T : Temps de vidange ($10 < T < 21$), on prend T= 10 jours;

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{6.792 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{15.25 \cdot 10^6}{31536000} = 8.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.3.6.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (III.43)$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}.$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et le niveau aval en (m)

$H=35.2m$

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$$S = \frac{8.34}{0,8 \cdot \sqrt{19.62 \cdot 35.2}} = 0.397 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.397}{3.14}} = 0.712 m$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 800 mm$

• Correction du coefficient de débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \hat{A} \xi_I}} \dots\dots\dots (III.44)$$

$\hat{A} \times_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Σ Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D} \quad \lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}}$$

l : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,0141 m^3/s$];

D : Diamètre de la conduite [$D = 800mm$];

L : longueur de la conduite de vidange (272m) $l = 0,027 ; X_{lin}=9.18$

Σ Coefficient de pertes des charges singulières

On a :

$\xi_{Entrée} = 0.5$, $\xi_{sortie} = 1$, $\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$, $\xi_{grille} = 0.24$

Donc: $\Sigma \xi_s = 1,94$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (9.18 + 1,94)}} = 0.287 ;$$

$$S = \frac{8.34}{0,287 \times \sqrt{19.62 \times 35.2}} = 1.1 \text{ m}^2.$$

D'où:

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \times 1.1}{p}} = 1.18 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 1200 \text{ mm}$

La conduite étant de diamètre 1200mm.

III.3.6.3 Calcul du temps réel de la vidange du barrage

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 2m de hauteur d'eau

Données de base

CNNR = 541.2 m

CNVM = 528.8 m

CNEA = 498.5 m.

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{V} \dots \dots \dots (III.45)$$

T : Temps de vidange en jours ;

V : Volume d'eau dans la cuvette à évacué en m^3 ;

Q : débit en (m^3/s)

dans cette formule simplifiée, on tient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation.

$$Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2} \dots \dots \dots (III.46)$$

μ = coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation

Z = pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m). .

W ; Surface de la section transversale de la conduite en m^2 ; $W = \frac{\pi d^2}{4}$

d : Diamètre de la conduite en m ;

En faisant : $K = \mu * W * (2g)^{1/2}$

$$K = 0.287 * \frac{\pi * 1.2^2}{4} * (2g)^{1/2} = 1.25$$

la formule précédente devient :

$$Q = K * (Z)^{1/2} \dots\dots\dots(III.47)$$

Le procédé de calcul est montré dans le tableau suivant :

Tableau III.10 l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange

N°	Côte d'eau (m)	Côte Moyenne (m)	$Z (m)$	$Z^{1/2}$	$Q(m^3/s)$	$V(Mm^3)$	$V=V_i - V_{i-1} (Mm^3)$	$T(s)$
1	541.2	—	—	—	—	11.001	-	—
2	539	540,1	41,6	6,45	8,06	9,9	1,101	136562,243
3	537	538	39,5	6,28	7,86	8,4	1,5	190933,748
4	535	536	37,5	6,12	7,65	7,25	1,15	150235,371
5	533	534	35,5	5,96	7,45	6,2	1,05	140982,468
6	531	532	33,5	5,79	7,23	5,2	1	138218,948
7	539	530	31,5	5,61	7,02	4,4	0,8	114031,463
8	528.8	528,9	30,4	5,51	6,89	4.209	0,191	27713,1928
Temps de vidange total								898677,434

$$T_v = 898677,434s = 10.4 \text{ jours} = 10 \text{ jour et } 9 \text{ heures}$$

III.3.6.4 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = H/T_v$$

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

T_v et le temps de vidange

$$V = 12.4/10.4 = 1.19m/j$$

$$V = 1.19m/j$$

III.4 prise d'eau

III.4.1 Généralité

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

III.4.2 Types des prises d'eau à but agricole

La prise d'eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale. Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Σ Le siphon
- Σ La conduite enterrée

a) Le siphon

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai. Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risque d'infiltration privilégiées. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

Enfin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages.

b) La conduite enterrée

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont verticale cependant

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement $5(l/s/ha)$. Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d'eau comme dans le cas de conduite de vidange.

III.4.3 Choix de type de prise

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, ils ne sont pas économiques. Les conditions pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspersion soit limitée à 7 ou 8m au maximum.

La conduite de prise enterrée sa peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Tous ces problèmes nous ont conduits à une solution simple et facile à réaliser.

On a opté pour une conduite en acier posé avec la vidange de fond dans la galerie de visite.

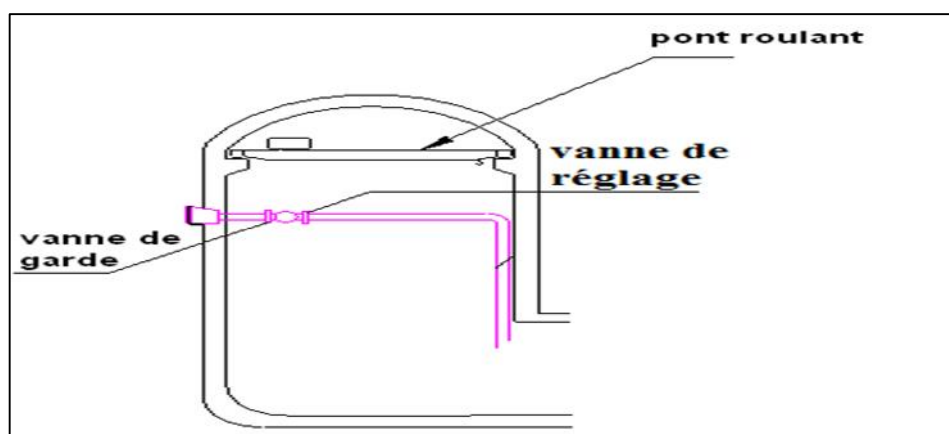


Figure III.10 Schéma explicative d'une prise d'eau

III.4.4 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées l'aval de la retenue.

III.4.4.1 La distribution mensuelle de la demande

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau III.11 La distribution mensuelle de la demande

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aut	annuel
Besoin(Mm ³)	1.42	1.38	1.07	1.03	1.56	1.73	1.86	1.68	1.58	1.62	1.64	1.57	18,41

Source : (ANBT)

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval. D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de $V_{\max} = 1,86 \text{ Mm}^3$

III.4.4.2 Calcul du débit maximum

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (III.48)$$

T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'où : $Q_{\max} = 1,39 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (III.49)$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$

S : section de la conduite en m^2 .

H= 35,2 m

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S = 0,18 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$d = 0,479 \text{ m} = 479 \text{ mm}$

On prend un diamètre normalisé : $D = 600 \text{ mm}$

III.4.4.3 Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots (III.50)$$

 $\sum$ Perte de charge singulière

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

 $\sum$ pertes de charge linéaires

$$\sum x = 1,15 \cdot \frac{l \cdot L}{D} \qquad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

l : Coefficient de perte de charge;.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,017m^{1/3}.s$];

L : longueur de la conduite de prise d'eau en [m] ($l = 190m$).

$$l = 0,043 \quad \times \quad L_{in} = 21.21$$

$$\sum x = 24.4 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (24.4)}} = 0.2$$

$$S = \frac{1.39}{0.2 \times \sqrt{19.62 \times 35.2}} = 0.26 m^2.$$

$$D'_{ou}: D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \times 0.26}{\rho}} = 0.575 m$$

La conduite étant en acier de diamètre 600 mm.

III.4.4.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

On a: $V = Q/S$

$$V = 5.35 m/s.$$

Chapitre IV :
Etude des équipements
hydromécaniques

Introduction

Les équipements hydromécaniques sont des dispositifs indispensables à l'exploitation des barrages ils comprennent les vannes hydrauliques, les vannes hydrotechnique, les grilles de protection,.....etc.

IV.1 Les vannes

Une vanne est un organe mobile permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau amont à un niveau désiré ainsi que de régler le débit. Une vanne sépare donc deux tronçons bien distincts, c'est à dire les tronçons amont et aval. Les forces agissant sur une vanne sont transmises sur des piliers et les parois adjacentes à la vanne. L'impulsion nécessaire pour le mouvement d'une vanne peut être soit fixe, soit variable en position.

On distingue principalement deux types d'organes mobiles selon qu'ils sont prévus pour les aménagements hydraulique (vanne de déversoir, vanne de prise, vanne de fond, vanne turbine, etc.)

IV.1.1 Vibration des vannes

Si l'on considère un écoulement par-dessous une vanne de fond comme un système hydro-élastique, il faut distinguer la masse de la vanne, son ressort (suspension de la vanne) et son amortissement (forces de frottement dans ses étanchéités et ses paliers). La composante hydrodynamique de système contient la masse hydrodynamique, la force de rétablissement, l'amortissement et l'excitation hydrodynamique.

IV.1.2 Les causes de vibration d'une vanne

Les causes principales qui peuvent entrainer la vibration de la vanne sont :

- la séparation de l'écoulement de la vanne,
- un apport insuffisant d'air dans les zones de sous-pression.

Les zones de séparation de l'écoulement sont la conséquence d'une mauvaise configuration de la géométrie de la vanne de fond. Il en résulte un jet sortant de la vanne alternativement séparé et attaché à cette dernière. Un ressaut hydraulique dont le pied se trouve proche de la vanne peut encore amplifier ce phénomène.

Les zones de sous-pression peuvent fortement influencer les vibrations de la vanne et la cavitation à l'aval. Il est donc impératif de les réduire par une aération suffisante de jet sortant de la vanne.

IV.1.3 Choix de types des vannes

A. Vannes pour la vidange de fond

1. Vanne batardeau

La vanne batardeau amont est un organe qui joue un très grand rôle dans la bonne exploitation du barrage, les vannes du barrage travaillent dans des conditions difficiles. Les étanchéités des vannes, les systèmes de protection contre la corrosion, doivent être fréquemment entretenus, de même, les radiers du barrage sont soumis à une usure plus ou moins intense. Dans certaines limites la présence de batardeaux commandes à mettre en place permet d'utiliser des systèmes moins onéreux, qui impliquent en contre partie un entretien plus attentif. Le bilan n'est positif que si ces opérations sont faciles, et n'impliquent bien entendu pas d'arrêt d'exploitation. Pour cette raison et en particulier, le radier du barrage est parfois encore renforcé à l'amont de la vanne batardeau car dans cette zone il ne peut évidemment être mis à sec pour entretien.

On prévoit donc pratiquement une vanne batardeau à l'amont,

Pour notre cas la vanne batardeau sera une vanne à glissière dimensionnée pour la pression hydrostatique maximum. Elle sera en tôles et profils d'acier soudés, alors que les surfaces glissantes seront en acier inoxydable, Du côté aval, l'étanchéité sera réalisée en caoutchouc profilé. La section libre de la vanne batardeau sera de 1.5m de hauteur et 1m de largeur.

2. Vanne de garde

La vanne de garde c'est une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN1000 mm, cette vanne est toujours ouverte.

3. Vanne de service

Les vannes service doivent être bien conçues et fabriquées. Des sables et limons arrivent toujours à se déposer sur les surfaces frottantes, ou bien celle-ci rouillent, tous aspects qui augmentent nettement l'effort de levage ou même risquent de bloquer les vannes. Par ailleurs, elles s'usent beaucoup en des endroits bien localisées, où on doit prévoir des pièces d'usure faciles à changer. Elles doivent aussi être relativement étanches, notamment dans le cas où elles contrôlent un orifice de purge, lequel doit être

pratiquement toujours fermé lorsque l'eau est claire : l'eau de fuite représente alors une perte, éventuellement importante.

Pour notre cas la vanne service sera une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN 1000 mm

B .Vannes pour la prise d'eau

La prise d'eau se fait par piquage à partir de la conduite de vidange de fond, donc on met qu'une seule vanne qui est la vanne de service .Cette vanne servira à fermer ou à ouvrir la conduite de prise. Ce sera une vanne papillon à vérin et contrepoids de diamètre DN 400mm

Comparée à d'autres vannes la vanne papillon présente des avantages particuliers notamment :

- Une construction simple et résistante
- Un besoin d'espace minimale
- Une disposition claire d'engrenage
- Une perte de charge faible en position complètement ouverte.

IV.1.4 Etanchéité des vannes

L'exigence principale pour toutes les vannes est l'étanchéité en position de fermeture complète. En outre, une vanne doit être capable de résister, dans chaque position, aux forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester sans vibrer dans la position exigée.

En général, les dispositifs d'étanchéité ne soulèvent pas tellement de problèmes. Les fuites sont souvent très limitées dans la partie courante des vannes, et ce sont surtout, en fait les points singuliers, dont les angles, qui fuient. Du côté aval, l'étanchéité sera réalisée en caoutchouc profilé.

De toute façon, les systèmes d'étanchéité s'usent, et ils sont à changer périodiquement. D'où l'importance, là surtout, d'une bonne accessibilité de ces pièces. On n'utilisera que des écrous et boulons en métal inoxydable pour fixer les ferrures correspondantes, sinon l'opération de démontage avec des boulons ordinaires toujours très rouille devient vite très longue et fastidieuse.

IV.1.5 Entretien et réparation des usures

Les opérations d'entretien sont parfois fastidieuses, et elles ne seront exécutées avec la fréquence désirable que si toutes les précautions ont été prises pour les rendre commodes. Les endroits à graisser devront être facilement accessibles, à moins qu'on ne centralise les opérations, par exemple, dans une centrale de graissage

IV.1.6 Protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion mérite une attention particulière. On peut l'obtenir par application de peintures spéciales, mais on tend de plus en plus à utiliser la technique de la métallisation par projection d'une ou plusieurs couches de métal (zinc en général). Apparemment plus onéreux que la peinture, ce procédé s'avère souvent, plus efficace et moins cher dans le temps.

La première opération et la plus importante consiste à bien nettoyer la pièce. La brosse métallique n'est absolument pas suffisante, et seul le sablage présente les garanties convenables. Ensuite on peut passer :

- soit une couche de métallisation puis deux couches de peinture;
- soit une couche de peinture antioxydant, puis deux couches de peinture de protection.

La protection contre la corrosion est spécialement délicate dans le cas du matériel placé en souterrain, où règne une humidité permanente. La protection mise en atelier est souvent détériorée au cours du transport et du montage (spécialement, bien entendu, au voisinage de soudures réalisées sur place) et la condensation de l'eau empêche l'application dans de bonnes conditions d'un enduit complémentaire sur place.

IV.1.7 Commande et automatisation**1. Commande sur place et à distance**

Quel que soit le type de vannes, elles doivent pouvoir être commandées à partir d'un point où le mouvement de la vanne est visible, ceci en cas d'incident, de surcharge. D'où la nécessité de commandes locales.

Mais l'exploitant apprécie de plus en plus la solution qui consiste à prévoir un poste central d'où toutes les vannes puissent être commandées. La position de chacune d'elles doit alors être télé indiquée, pour permettre de repérer l'exécution des manœuvres, à moins qu'il ne soit possible de trouver un endroit d'où on puisse voir tous les pertuis, ce qui est

assez rare. Bien entendu, un système de verrouillage empêchera de commander simultanément les vannes à partir du voisinage des vannes, et à partir du poste central. Cette solution devient la règle, pour les ouvrages même modestes, et, très vraisemblablement, elle s'imposera de plus en plus.

IV.2 Les grilles de protection

IV.2.1 Définition

Les grilles sont des éléments essentiels pour protéger la vidange de fond et les prises d'eau contre les corps solides, leurs fonction consiste à :

- Essentiellement arrêter les corps flottants, ou les corps de densité voisine de celle de l'eau transportés, surtout les bois ou les feuilles.
- Accessoirement éviter l'entrée des cailloux dans les prises d'eau mais au risque de se boucher et d'empêcher également l'eau de passer.

IV.2 .2 Espacement et constitution des barreaux

Le paramètre fondamental des grilles est constitué par leur espacement, cet espacement est défini :

- Soit par le service de pêche, qui impose dans certains pays un espacement maximum, interdisant aux poissons de dimensions supérieures à une valeur donnée de pénétrer dans la dérivation ;
- Soit pour les ouvrages hydroélectriques, par les caractéristiques des turbines en liaison avec les dimensions maximum des matériaux pouvant passer à travers celles-ci.

Donc l'espacement doit nettement inférieure à ces dimensions.

Le barrage Djedra destiné pour l'irrigation, dans ce cas le problème est moins précis que si la prise d'eau alimente des turbines, des réseaux d'eau potable. On utilise très souvent à l'aval des prise d'eau, dans les réseaux eux-mêmes des pièges à graviers des ouvrages de régulation, de répartition des débits, des pompes qui ne s'accommodent pas beaucoup mieux que les turbines de la présence des nombreux corps flottants. C'est bien sûr encore plus vrai s'il s'agit de réseaux par aspersion ou surtout de réseaux type goutte à goutte.

Pour les dérivations qui n'alimentent pas directement des installations comprenant des turbines ou des siphons très sensibles à l'obstruction par les matériaux entraînés par l'eau, on prévoit la plupart du temps des grilles à large espacement.

On va opter pour un espacement de $a = 1/4D = 30 \text{ cm}$.

La grille, dans son ensemble est constituée par des panneaux rectangulaires, contenus dans une structure définie par des traverses et des longrines et appuyée sur le béton ou la maçonnerie de la prise. Les barreaux de la grille reposent sur les traverses de la grille et sur des appuis intermédiaires (voir figure IV.01) afin d'éviter tous phénomènes de vibration.

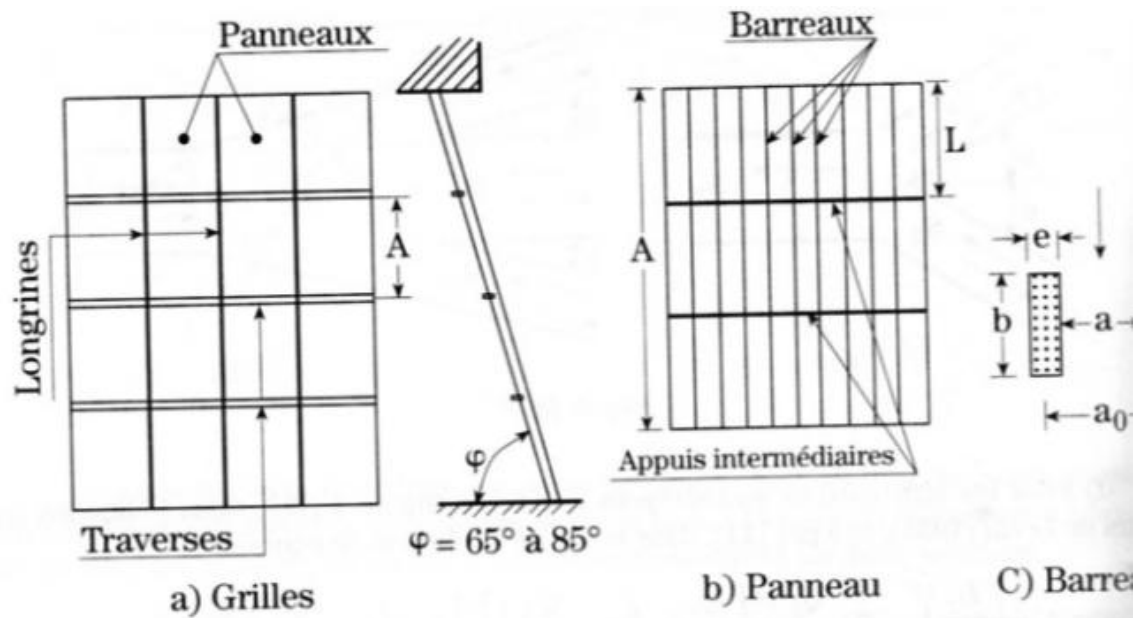


Figure IV.1 grille, panneau, barreaux

IV.2.3 Pertes de charge

Du point de vue perte de charge, la grille est définie par l'écartement (a) entre les barreaux, par leur dimension (b) dans le sens de l'écoulement, par leur épaisseur maximale (e) et par la forme de leur section transversale, la perte de charge dans les grilles est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H = K \cdot U^2 / 2g$$

U : vitesse dans la section de la grille sans grille = 7.37 m/s ($Q = 8.34 \text{ m}^3/\text{s}$; $D = 1.2 \text{ m}$)

K : est donné en fonction de K_d et K_f . $K = K_d \cdot K_f \cdot p^{1.6} \cdot f\left(\frac{b}{a}\right) \cdot \sin(\varphi) \dots \dots \dots (V.1)$

K_d : coefficient de dépôt sur la grille varie de 1.1 à 1.2 pour dégriller automatique,

1.5 Pour dégrillé ancien

On prend $K_d = 1.5$

K_f : coefficient de forme du barreau varie de 0.51 à 0.32 selon la section.

Pour une section rectangulaire allongée $K_f = 0.51$

P : rapport des pleins sur la surface totale. Le rapport compris entre 6%, 16%.

b : dimension de la section des barreaux dans la direction normale à l'écoulement

(épaisseur). $b=15\text{cm}$

a : distance entre les barreaux. $a=30\text{cm}$

φ : L'angle de la grille avec l'horizontale $\varphi = 85^\circ$.

$$f\left(\frac{b}{a}\right) = 3 + 2.3\left(\frac{b}{a}\right) + 2.4\left(\frac{a}{b}\right) = 13,95$$

AN:

$$K = 0.26$$

Donc

$$\Delta H = 0.72\text{m}$$

IV.2.4 Calcul de Stabilité des barreaux

Au moment de passage de l'eau à travers la grille, l'écoulement provoque des tourbillons successifs, il faut donc savoir la fréquence, afin que la fréquence propre des barreaux f_b soit loin des fréquences des tourbillons f_t .

Pour garantir des conditions de stabilité, il faut que $f_b \gg f_t$

1. Fréquences des tourbillons alternées

La fréquence des tourbillons est donnée par : $f_t = S_t(U/e)$

U : la vitesse d'amenée, $U=7.37\text{m/s}$

e : épaisseur des barreaux, $e=10\text{cm}$

S_t : nombre de *Strouhal*, qui est fonction des barreaux et leur densité de répartition $(a+e)/e$, pour une section rectangulaire l'abaque (stabilité des grilles) (ANNEXES IV.01) donne la valeur de nombre de *Strouhal*.

$S_t=0,240$ (voir ANNEXES IV.01)

$(a+e)/e=4$, le facteur de majoration sera, d'après l'abaque $c=1,05$

On aura $S_t=(1,05).(0,240)=0,25$.

La fréquence de tourbillons sera alors $f_t = S_t\left(\frac{U}{e}\right) = \frac{(0,25).(7,37)}{0,1} = 18,42\text{Hz}$

2. Fréquence propre des barreaux

La fréquence propre des barreaux plongés dans l'eau est donné par :

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi}} \dots\dots\dots (V.2)$$

M : facteur de fixation avec les valeurs suivants :

Extrémités encastrées : $M = k/2\pi$

Avec $k=22,4$ pour l'harmonique fondamentale

Extrémités articulées $M = k'\pi/2$ avec $k'=1$ pour l'harmonique fondamental

Les barreaux étant soudés sur les appuis, ils seront considérés comme encastrées :

$$\text{D'où } M = \frac{k}{2\pi} = \frac{22,4}{2\pi} = 3,6$$

K : rayon de giration de la section transversale du barreau par rapport à un axe parallèle à la vitesse du courant.

Pour une section rectangulaire $K^2 = e^2/12 = 8,3 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$ (voir tableau position du centre de gravité aire et carré du rayon de giration K^2 (ANNEXES IV.02))

$K=0,03\text{m}$

L : distance entre les appuis des barreaux. $L=0,3\text{m}$

E_b et ϖ_b = module d'élasticité et poids spécifique du matériau des barreaux.

On propose que les barreaux sont en acier ($E_b=2,1 \cdot 10^{11} \text{N/m}^2$; $\varpi_b=78000 \text{N/m}^3$)

ϖ : Poids spécifique du fluide (eau), $\varpi=10000 \text{N/m}^3$

$$\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi = 78000 + \frac{0,3}{0,1} \cdot 10000 = 108000 \text{N/m}^2$$

AN:

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi}} = \frac{3,6 \cdot 0,03}{0,3^2} \cdot \sqrt{\frac{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^{11}}{108000}} = 5241 \text{Hz}$$

Avec ces conditions $f_b \gg f_{ice}$ qui garantir la stabilité des barreaux.

Conclusion

La grille de protection sera une grille en acier constitué des barreaux avec un espacement de 30cm, l'épaisseur d'un barreau est de 10cm

Chapitre V :

Organisation de chantier

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser les travaux au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

V.1 les différentes phases du chantier

On peut distinguer quatre phases principales

V.1.1 Installation de chantier et travaux préparatoires

Cette phase comporte

- réalisation des accès provisoires
- les installations de chantier
- les essais d'injection

V.1.2 travaux hors crue (période estivale)

Des travaux préparatoires en fond de vallée consistent à :

- creuser les galeries
- réaliser les injections de consolidation
- la réalisation Du canal de dérivation
- le bétonnage du canal
- la construction des batardeaux amont et aval
- enfin la dérivation de l'oued

V.1.3 Construction des ouvrages

La construction des ouvrages comprend trois grandes parties :

- la construction du barrage
- la construction de l'évacuateur
- les travaux d'injection et de drainage depuis les galeries
- la construction de la tour de prise

V.1.4 Fermeture de la vidange et mise en eau

L'équipement de la partie basse de la tour, c'est à dire le génie civil de première phase des pertuis, la mise en place des vannes et le génie civil de deuxième phase.

Après réalisation des travaux de mise en place des équipements de la vidange, la mise en eau du barrage peut commencer. Dans la mesure du possible. Parallèlement à la mise en eau, les travaux de finition et de remise en état des lieux seront réalisés.

V.2 Planification des travaux

V.2.1 les données préparatoires

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- 1) Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, le prix des matériaux, et la grille des salaires.
- 2) La décomposition du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ferrailage, ... etc.).
- 3) Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique :

Exemple :

- on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
- on ne peut pas réaliser les murs bajoyers avant la semelle.

- Relation référentielle :

Exemple :

- on a deux murs à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des deux murs au même temps si on peut disposer de deux équipes.

- 4) Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{n * R} \dots\dots\dots (VI - 1)$$

T : Temps de travail

Q : Quantité de travail

n : normes de travail

R : Ressource.

- 5) Conception du réseau.

Pour trouver la durée de réalisation de notre aménagement, donc il existe plusieurs méthodes de planification, notre travail est basé sur trois méthodes qui sont :

- a) Méthode basée sur le réseau à nœud ou méthode C.P.M .

- b) Méthode basée sur le tableau
- c) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

V.2.2 Délai de construction et programme des travaux

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- 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.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans pénaliser leur bonne réalisation.

V.2.3 Symboles et durées des différentes opérations

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui compose le projet ainsi que leur temps de réalisation

Tableau V.1 Symboles et durées des opérations

Opération	Désignation	Temps de réalisation (mois)
Installations et accès	A	8
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	3
Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	4
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	2
Excavations Galerie souterraines	E	3
Bétonnage Galerie souterraines	F	3
Pré-batardeau	G	1
Canal de dérivation	H	5
Batardeau amont	I	3
Batardeau aval	J	2
Construction de la digue	K	10
Construction du Bassin de dissipation	L	3
Construction du déversoir et le coursier	M	3
Prise d'eau	N	2
Vidange de fond	O	2
Injections et drainage	P	1
L'équipement hydromécanique	Q	1
Travaux divers et de finition	R	1

V.2.4 Planification avec réseau à nœuds

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau V.02 Les paramètres du réseau à nœuds

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

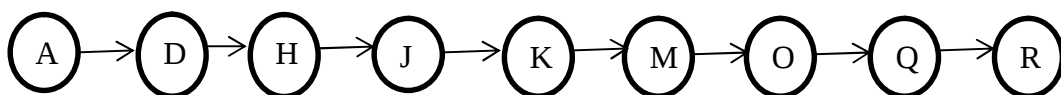
MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$



$$DTR = \sum TR = 8 + 2 + 5 + 2 + 10 + 3 + 2 + 1 + 1 = 34 \text{ mois}$$

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **34 mois**.

V.2.5 Planification avec la méthode de tableau

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donné dans le tableau ci-après :

Tableau V.03 détermination du chemin critique par la méthode du tableau

Opération		TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
			D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	A	8	0	8	0	8	0
2-3	B	3	8	11	17	20	9
2-4	C	4	8	12	9	13	1
2-5	D	2	8	10	8	10	0
3-6	E	3	11	14	20	23	9
4-7	G	1	12	13	13	14	1
5-8	H	5	10	15	10	15	0
6-9	F	3	14	17	23	26	9
7-10	I	3	13	16	14	17	1
8-10	J	2	15	17	15	17	0
9-11	L	3	17	20	26	29	9
10-12	K	10	17	27	17	27	0
11-13	N	2	20	22	29	31	9
12-14	M	3	27	30	27	30	0
13-15	P	1	22	23	31	32	9
14-15	O	2	30	32	30	32	0
15-16	Q	1	32	33	32	33	0
16-17	R	1	33	34	33	34	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **34 mois**.

V.2.6 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Note : le réseaux a nœud et le diagramme de Gant sont représentés dans la planche planning des travaux.

V.3 Matériel et personnel nécessaires

V.3.1 Matériel nécessaires

Les différents engins nécessaires pour le projet du barrage Koudiat rosfa sont les suivants :

- ✓ Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- ✓ Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- ✓ Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- ✓ Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- ✓ Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- ✓ Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- ✓ Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- ✓ Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- ✓ Camion malaxeur : pour la préparation de béton et en meme temps son transport.

V.3.2 Personnel nécessaire

Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est comme suit :

- ✓ Conducteurs des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers.
- ✓ Contre maître : en cas d'accidents de travail.
- ✓ Chauffeurs pour les engins et les camions.
- ✓ Ouvriers.
- ✓ Ferrailleurs.
- ✓ Soudeurs.
- ✓ Coffreurs.
- ✓ Topographes.

V.4 Le devis estimatif et quantitatif des ouvrages annexes

Le devis estimatif des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage, le batardeau et la dérivation provisoire les résultats sont donnés sous forme des tableaux.

V.4.1 Calcul du volume du batardeau

Ce volume est déterminé en utilisant le profil en long du batardeau. Nous choisissons des coupes en travers. Dans chaque coupe, la hauteur du batardeau H_i est: $H_i = \nabla_c - \nabla_{pi}$

Où ∇_c : Côte de crête du batardeau;

∇_{pi} : Côte du pied du batardeau dans la coupe i.

L'aire de la section transversale du batardeau S_i dans la coupe i est:

$$S_i = \frac{b + B_{pi}}{2} \cdot H_i ; (m^2)$$

Où :

b: Largeur en crête du batardeau;

B_{pi} : Largeur au pied du batardeau; $B_{pi} = (m_1 + m_2) H_i + b$ (m)

m_1 et m_2 sont les fruits des talus amont et aval et qui sont pris égaux à 2 et 1.5 respectivement.

Le volume du batardeau entre deux coupes successives est:

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L ; [m^3]$$

L: Distance entre deux coupes.

Le volume total du corps du batardeau est:

$$V_B = \sum_{i=1}^3 V_i ; [m^3]$$

Le volume du noyau et des recharges est respectivement :

- **Recharge**

Tableau V.04 Volume des recharges (enrochement).

N°	S _i (m²)	S _{moy} (m²)	d _i (m)	Volume (m³)
0	0	95.42	66	6297.72
1	190.84			
		297.94	67	19961.98
2	405.04			
		312.99	66	20657.34
3	220.95			
		110.47	66	7291.02
4	0			
Volume Total				54208.06

▪ le Noyau

Tableau V.05 Volume du Noyau (argile).

N°	Si (m²)	S _{moy} (m²)	li (m)	Volume (m³)
0	0	68.35	66	4511
1	136.71			
2	186.26	161.48	67	10819.16
3	140.21			
4	0	163.23	66	10773.18
		70.1	66	4626.6
Volume Total				30729.9

Tableau V.06 Cout Total pour le batardeau

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Matériaux argileux, y compris extraction, chargement, transport jusqu'à 1,5 km, déchargement, réglage et compactage.	m ³	30729.9	400.92	12320247.54
2	Sable	m ³	684.25	1000	684250
3	Gravier	m ³	684.25	1200	821100
4	Remblais en enrochement, y compris extraction à la carrière, reprise, chargement transport jusqu'à 1,5km et mise en place.	m ³	54208.06	839,58	45512003.01
5	Excavation pour le batardeau	m ³	31467.48	100	3146700
Cout Total pour le batardeau					62484300.6

V.4.2 Calcul du coût des excavations

Le volume à excaver est donné par l'expression

$$V=S.L$$

Où : S : Section excavée;

L : Longueur de la galerie 246m.

$$S = \frac{B_f + B_h}{2} . h_{tot}$$

Où : B_f : Largeur de fond de la tranchée;

B_h : Largeur en haut de la tranchée;

h_{tot} : Hauteur totale de la tranchée.

V.4.3 Calcul du volume du béton et son coût

Le volume du béton nécessaire pour la construction de la galerie est donnée par l'expression suivante:

$$V=S.L$$

Où:
$$S = \pi \frac{(D + e)^2}{4} - \frac{\pi D^2}{4}$$

S : Section bétonnée (m²);

D : Diamètre de la galerie (m);

e : Epaisseur du béton (m);

L : Longueur de la galerie (m).

Tableau V.07 : Cout Total Terrassements généraux

GALERIE DE DERIVATION, ET BASSIN D'AMORTISSEMENT				
Désignation des travaux	unité	quant	Prix unitaire	total
Terrassements généraux				
portique d'entrée de la galerie de dérivation, y compris le chargement, le transport et la mise en dépôt des matériaux	m ³	3327	186.81	621516.87
Fouille pour la galerie de dérivation excavations en galerie, y compris le chargement, le transport et la mise en dépôt des matériaux excavés.	m ³	4827.75	1391.88	6719648.67
fondations du bassin d'amortissement, y compris le chargement, le transport et la mise en dépôt des matériaux	m ³	3989.00	186.81	745185.09
Chambre des vannes	m ³	6076	663.15	402999.4
Total Terrassements généraux :				8086350.63

Tableau V.08 Cout Total Travaux de béton et de béton armé

Travaux de béton et de béton armé (inclus le ferrailage, coffrage etc...)				
Désignation des travaux	unité	quant	Prix unitaire	total
Portique d'entrée de la galerie de dérivation. Coffrage lisse, mixte et en courbe avec traitement soigneux de la surface sur les parties du tronçon de transition.	m ³	84	30000	1344000
Galerie de dérivation	m ³	1738	9705.84	16868749
Bétonnage de galerie de la vidange de fond	m ³	319	30000	6699000
Portique de sortie de la galerie de dérivation avec tronçon de transition.	m ³	932	30000	19572000
Bassin d'amortissement	m ³	1437	30000	30177000
Chambre des vannes	m ³	1980	30000	41583742.2
Total Travaux de béton				74660749.00

Tableau V.09 résultat de devis estimatif.

DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
01	Total Travaux de béton	/	/	/	74660749
02	Total Terrassements généraux	/	/	/	8066350.63
03	Isolation hydrofuge des Conduites	ml	300	100	30000
04	Vanne de service à commande hydraulique pour la vidange de fond	u	2	824000	70000
05	Vanne pour les lâchures agricoles	u	1	383000	383000
06	Grille	u	1	3000	3000
07	Isolation hydrofuge pour béton	m ²	60	100	6000
18	Moteur électrique pour la commande de la vanne de service de 4.2 KW de puissance	/	2	/	355571
19	Moteur électrique pour la commande de la vanne plate de la vidange pour les lâchures agricoles de puissance de 1.0KW	/	1	/	95886
Cout Total pour le batardeau					62484300.6DA
Montant totale :101092507DA					

V.4.4 Calcul du cout total des ouvrages annexes et le batardeau

les coûts de construction (batardeau + ouvrages annexes) auxquels ont été ajoutés un montant de 10% des travaux pour prendre en compte les installations de chantier et les travaux préparatoires. Les frais administratifs sont estimés globalement à 4% du total des coûts de construction. Les frais d'ingénierie constituent un surplus de 10% du montant total de construction. Les coûts d'expropriation ne sont pas pris en compte à ce stade de l'étude.

Le tableau V 10 présente le prix total des ouvrages annexes et de batardeau

Tableau V.10 coûts total des ouvrages annexes+batardeau.

Désignation	Prix (DA)
Montant totale	101092507
Travaux préparatoires et installation (10% du coût de sous construction)	10109250.7
Frais administratifs (4% du coût de construction)	4043700.28
Frais d'ingénierie (10% du coût de sous construction)	10109250.7
Coût Total de total des ouvrages annexes +batardeau	125354708

Conclusion

D'après la planification qu'on a effectuée, le barrage se terminera dans un délai de 34 mois.

Pour respecter ce délai, les conditions suivantes doivent répondre :

- disponibilité des matériaux de construction.
- le bon rendement des ouvriers.
- le bon rendement des engins.
- aucune contrainte n'affectera le chantier.

A partir de ces devis on trouve que le coût total des ouvrages annexe (dérivation provisoire, prise d'eau est vidange de fond+ batardeau) est estimé à : **125354708DA**

Chapitre VI :
Protection et Sécurité
De travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VI.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VI.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

VI.1.2 Causes techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

Le manque d'éclairage.

VI.2 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VI.3 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.4 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'A.P.D du barrage Djedra sur l'oued Djedra ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction des ouvrages annexes du barrage Djedra sur l'oued Djedra n'implique aucune difficulté technique particulière.
- Le barrage Djedra peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures
- La réalisation de barrage Djedra offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

Le projet du barrage de Djedra est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques

- (1) A.N.B.T** : Rapports de l'étude de faisabilité du Barrage Djedra W.Souk Ahras
- (2) TOUAIBIA, B**: Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida , 2004
- (3) TOUAIBIA, B. BENLAOUKLI, B** :introduction au dimensionnement des Retenues collinaires, ENSH Blida ,2004
- (4) CIGB**: Choix de la crue de projet, méthodes actuelles. Bulletin 82, 1984
- (5) VOLKOV** «Guide de la thèse de fin d'étude »Blida1986
- (6) YAZDANDOOST, F.ATTARI, J**: Hydraulics of dams and river, Tehran, Iran, 2004
- (7) MIHOUBI, M. K** :Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir. ENSH Blida
- (8) SELMI, S. NASRI, S**: les lacs et retenues collinaires en Tunisie, Tunis, 1997
- (9) PROCEDUREES METHODOLOGIQUES** pour l'exécution des études de retenues collinaires est petites barrages

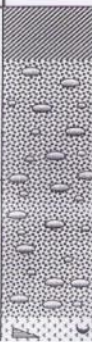
ANNEXES

Annexes

Annexe N^O1.1 : les fiches techniques des sondages de reconnaissance

Direction: inclinée Déviation de la verticale: 45° vers l'ouest du coté du versant Début 5 août 1998 Fin 24 août 1998					Coordonnées X = 407 821,22 Y = 4 018 007,49 Cote absolue de la tête du sondage: Z = 502,14																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
Ø SONDAGE (mm) NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %									TAUX			COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q, l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K _f , m/j																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
					10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE				DE FISSURATION																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
113 ▼ 2,58 #####	5,0		q ³ _{al}	Galet et gravier avec remplissage limoneux, à la base argile sableuse																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										

SONDAGE SD-2A

DIRECTION : VERTICALE DEVIATION DE LA VERTICALE : 0° DEBUT : 24 juillet 2001 FIN : 03 août 2001					COORDONNEES : X = Y = COTE ABSOLUE DE LA TETE DE FORAGE : Z = 514,0						
Ø SONDAGE (mm) NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %		TAUX		COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE l/min DEBIT REDUIT q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K _r , m/s
					10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE	DE FISSURATION			
140 ▼ 4,80 mesure	5,0		q _{3 st}	Dépôts argileux et limoneux à consistance semi-solide					512,5		
				Graviers-galets-cailloux avec un remplissage sableux							
			t	Débris de marnes cimentés par					505,0		
SVE 8											

SVE 8

NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	ρ (om.m)	DESCRIPTION
			Ag-Af	32/13	Limon avec pierres cassées et galets
	5,0		C ^{4b-5a}	15	Marne fissurée
	10,0				
	15,0		t	40	Complexe de Trias (brèche avec inclusions du gypse cristallin)
	20,0				
	25,0				
	30,0				
	35,0		C ^{4b-5a}	4	Marne argileuse, fort fissurée, peu résistante, de l'humidité élevée
	40,0				
	45,0				
	50,0				
	55,0				
	60,0				
	65,0				

SVE 7

NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	ρ (om.m)	DESCRIPTION
	5,0		Ag	18	Limon avec pierres cassées et galets
				70	Calcaire altéré

SVE 6					
NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	ρ (cm.m)	DESCRIPTION
	5,0		Af	13	Limon avec galets et sable au-dessous du niveau des eaux souterraines
	10,0			8	Limon avec galets et sable au-dessous du niveau des eaux souterraines
	15,0		C ^{4b-5a}	32	Marne résistante, calcique
	20,0			9	Marne argileuse
	25,0				
	30,0				
	35,0				
	40,0				
	45,0			2	Marne argileuse, fort fissurée, peu résistante, de l'humidité élevée
	50,0				
	55,0				
60,0					
65,0					

DIRECTION : VERTICALE DEVIATION DE LA VERTICALE : 0° DEBUT : 15 février 2001 FIN : 8 mars 2001						COORDONNEES : X = 5 082,80 Y = 3 051,00 COTE ABSOLUE DE LA TETE DE FORAGE : Z = 563,53																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
Ø SONDAGE (mm)	NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %										TAUX			COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q, l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION Kf, m/j																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
						10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE	DE FISSURATION																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
140		5,0		q ³ _{sp}	Formations déuvio-proluvium - limon brun jaunâtre																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							</

COORDONNEES :
X = 5 320,20
Y = 3 187,78
COTE ABSOLUE DE LA TETE DE FORAGE : Z = 527,76

[illegible]

SONDAGE EST TERMINE A LA PROFONDEUR DE 50,0 m

Annexe N°I.02 : : les courbes granulométriques.

AVANT-PROJET DETAILLE
DU BARRAGE DJEDRA

ZARUBEZHVDSTROY

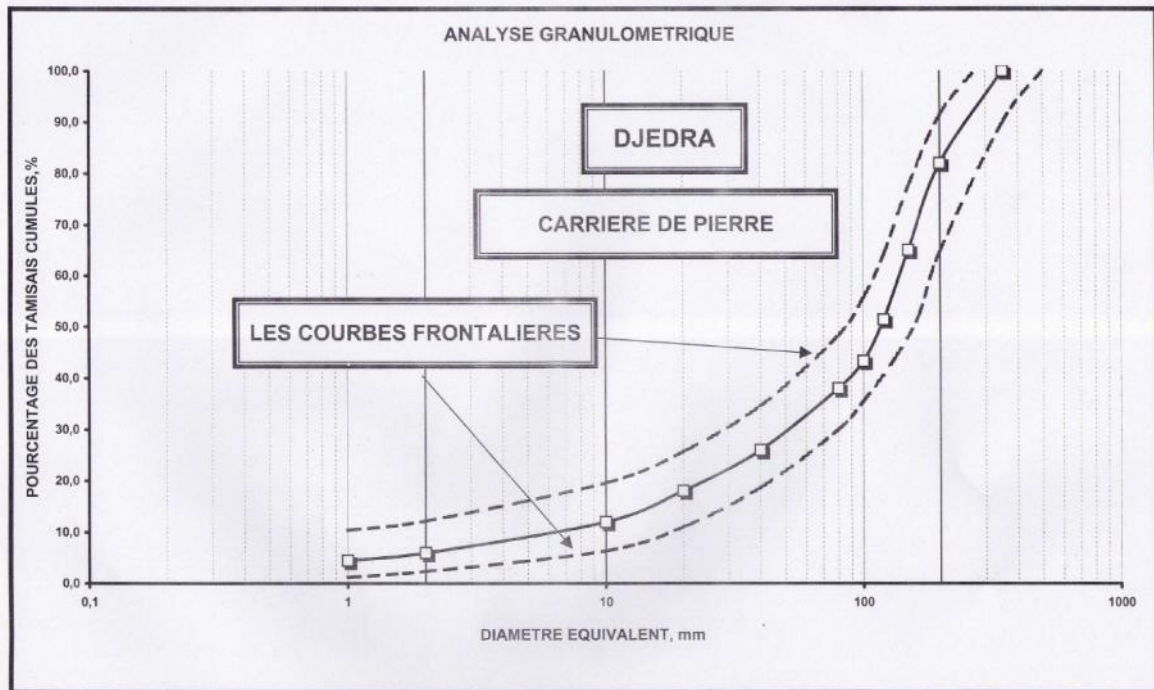


Fig 6.1.

6-2

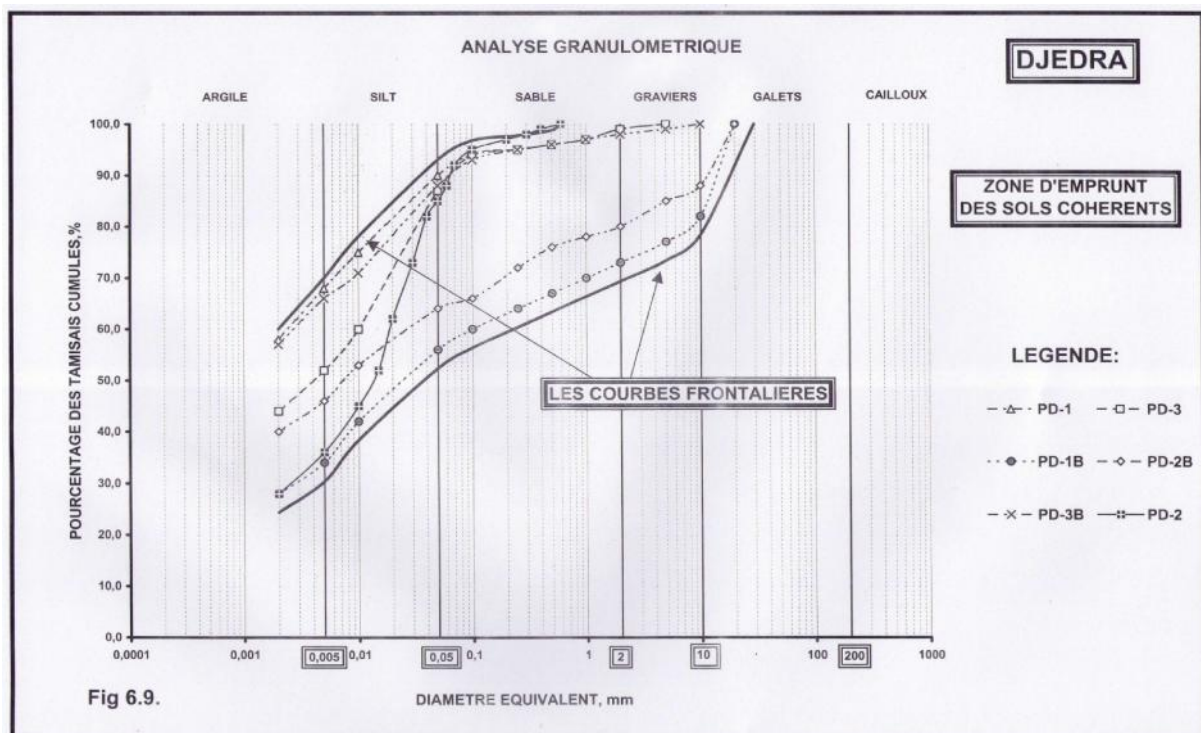
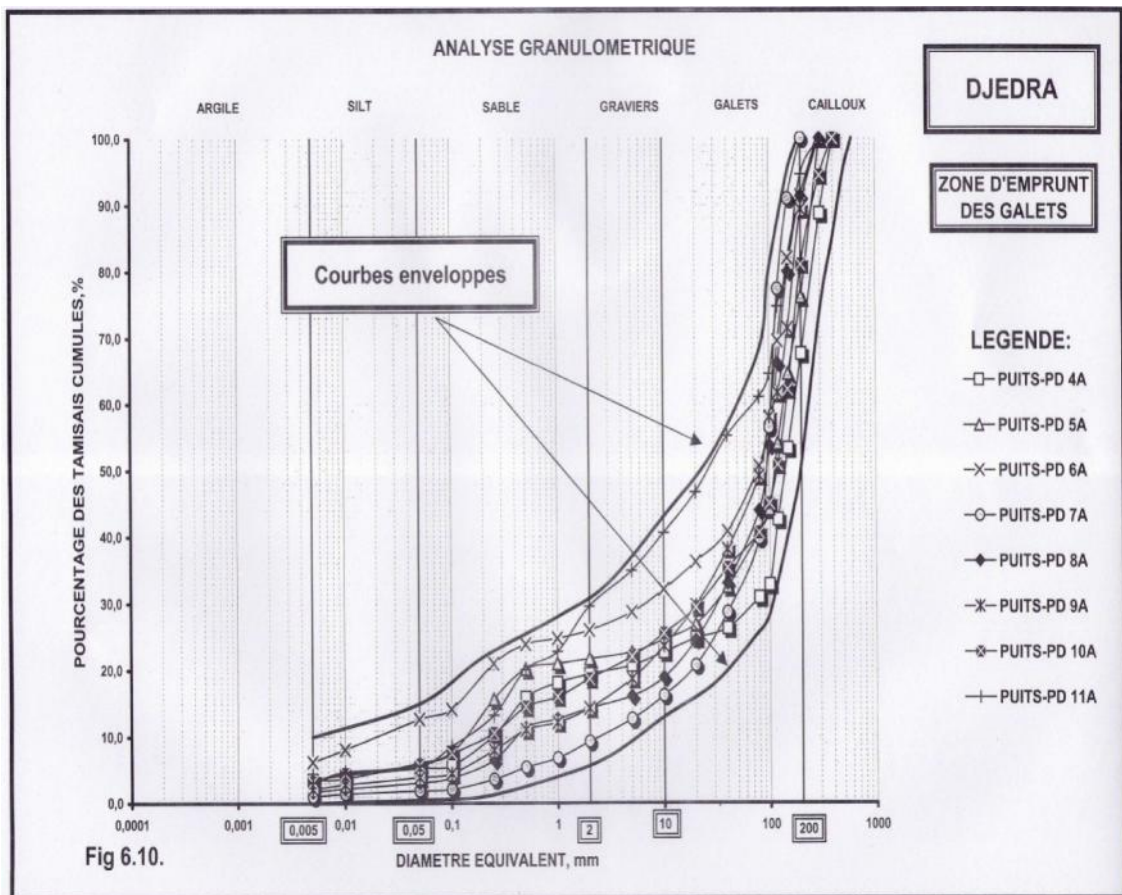
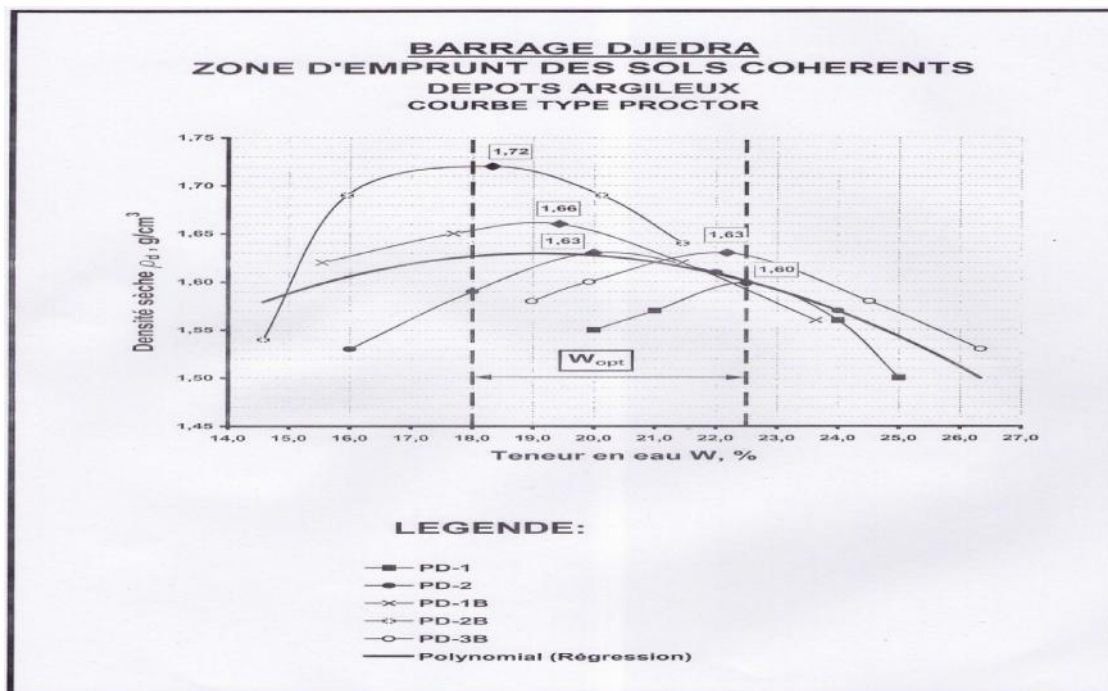


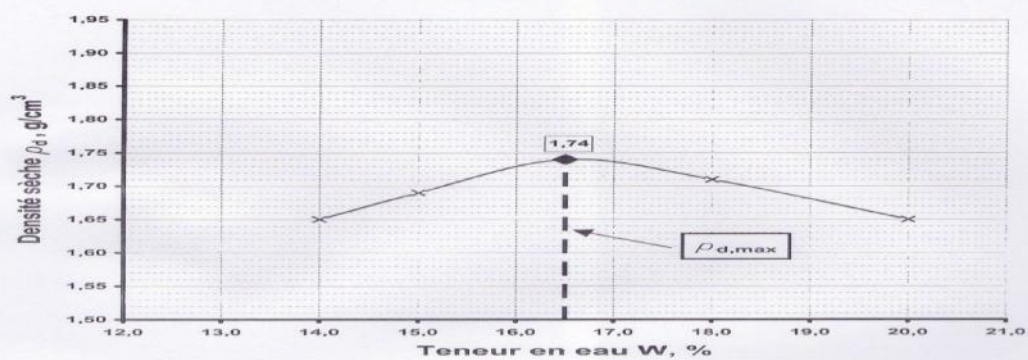
Fig 6.9.



Annexe N°I.03 : courbe type Proctor des sols cohérents (zone d'emprunt) .



BARRAGE DJEDRA
ZONE D'EMPRUNT DES SOLS COHERENTS
DEPOTS LIMONEUX
COURBE TYPE PROCTOR



LEGENDE:

—x— PD-3

Annexe N°II.01 : Précipitations max journalière selon la poste météorologique à Souk Ahras
Code 121010

ANNEE	P_J MAX (MM)	ANNEE	P_J MAX (MM)
1969	49,9	1990	51,5
1970	55,9	1991	72
1971	41,4	1992	39,9
1972	35,4	1993	20,5
1973	25,7	1994	16,2
1974	32,7	1995	44
1975	66,5	1996	38,1
1976	64,5	1997	42,5
1977	32,4	1998	45,5
1978	45,1	1999	65,3
1979	52,4	2000	57,2
1980	52,4	2001	48,7
1981	37,7	2002	53,6
1982	32,4	2003	90,5
1983	48,2	2004	56
1984	74,4	2005	60,8
1985	18,6	2006	42
1986	43	2007	29,4
1987	17,9	2008	55,9
1988	39,6	2009	34,2
1989	29,4		

Source : A.N.R.H

Annexe N°II.02 : Série des apports (Mm3) de la station (120101) .

Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	Année
---	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	---
1956	0,04	0,048	0,047	8,90	11,1	6,75	2,23	2,72	1,38	0,218	0,085	0,017	33,5
1957	0,51	3,05	4,06	9,71	16,2	4,71	9,15	5,91	1,42	0,742	0,288	0,050	55,4
1958	0,17	0,477	2,09	16,1	10,7	5,67	23,2	16,7	3,08	0,468	0,182	0,070	79,0
1959	0,05	0,054	8,81	15,8	9,00	5,83	2,92	6,75	2,11	0,317	0,123	0,050	51,8
1960	0,04	0,044	0,043	0,442	8,10	3,08	0,707	0,142	0,540	0,260	0,100	0	13,5
1961	0,03	0,245	0,268	0,359	1,22	6,41	2,50	2,07	0,460	0,245	0,095	0	13,9
1962	0,04	1,98	0,859	4,97	2,09	7,97	7,12	14,6	1,62	0,248	0,097	0,035	41,6
1963	0,17	0,295	0,295	2,84	11,2	2,42	1,42	0,827	0,540	0,390	0,140	0,030	20,6
1964	0,02	0,068	0,305	12,4	14,5	6,50	3,11	2,71	1,14	0,570	0,200	0,040	41,6
1965	0,02	0,065	0,147	4,42	1,65	2,36	6,67	3,24	0,900	0,158	0,062	0	19,7
1966	0,05	0,203	0,889	3,30	2,10	2,35	1,52	1,65	0,550	0,130	0,050	0	12,8
1967	0,04	0,067	0,614	7,64	11,2	8,37	5,58	3,23	1,20	0,606	0,216	0,043	38,8
1968	0,06	0,070	0,102	0,579	3,30	0,903	1,32	2,56	0,340	0,187	0,073	0	9,50
1969	0,21	0,523	0,304	14,1	2,95	1,94	4,28	3,88	1,12	0,261	0,102	0,017	29,7
1970	0,04	0,050	0,064	0,183	3,34	8,80	6,07	5,94	1,05	0,258	0,100	0,012	25,9
1971	0,32	2,18	0,278	0,491	17,8	4,13	3,35	10,0	1,62	0,241	0,094	0,035	40,6
1972	0,17	0,327	0,158	0,654	13,1	7,50	34,6	5,48	1,94	0,245	0,095	0,104	65,4
1973	0,04	0,185	0,163	0,420	0,269	1,90	1,97	2,60	0,170	0,187	0,073	0	7,98
1974	0,03	0,064	0,231	0,684	0,716	10,7	4,34	1,54	0,680	0,210	0,090	0	19,2
1975	0,11	0,162	0,079	0,365	0,568	2,31	7,27	3,38	0,460	0,266	0,104	0	15,1
1976	0,16	2,06	7,79	10,0	4,88	2,34	0,552	2,10	1,42	0,238	0,092	0,025	31,7
1977	0,06	0,071	0,275	0,267	0,427	3,50	1,44	3,30	0,240	0,115	0,045	0	9,75
1978	0,04	0,050	0,145	0,481	0,415	0,855	2,31	11,2	0,680	0,158	0,062	0	16,4
1979	0,10	0,104	0,775	0,261	0,697	0,488	5,87	1,90	0,280	0,165	0,055	0	10,7
1980	0,06	0,128	0,303	3,53	7,93	8,44	2,88	1,17	1,16	0,262	0,095	0,018	26,0

1981	0,07	0,126	0,183	0,615	1,69	4,40	7,13	2,73	0,710	0,173	0,067	0	17,9
1982	0,07	0,137	0,881	4,10	7,29	1,92	2,93	1,67	0,630	0,330	0,115	0,025	20,1
1983	0,02	0,136	1,38	2,63	17,0	21,1	4,45	3,59	1,57	0,820	0,300	0,060	53,0
1984	0,01	0,068	0,480	15,7	10,6	7,34	8,47	4,52	2,10	0,455	0,165	0,030	50,0
1985	0,02	0,066	0,057	0,074	0,663	0,306	2,03	0,578	0,120	0,080	0,000	0	4,00
1986	0,03	0,157	1,13	13,8	11,0	23,8	13,8	12,7	2,83	0,440	0,170	0,054	80,0
1987	0,04	0,020	0,068	0,273	2,59	1,36	1,84	0,545	0,160	0,173	0,067	0	7,15
1988	0,0	0,03	0,12	1,20	0,79	1,54	1,42	1,03	0,14	0,15	0,05	0	6,50
1989	0,01	0,044	0,278	0,250	1,50	0,611	1,00	0,306	0,200	0,216	0,084	0	4,50
1990	0,03	0,077	1,53	11,8	7,11	5,20	15,0	8,20	2,10	0,320	0,125	0,055	51,6
1991	0,02	0,316	0,574	2,18	1,84	8,79	2,41	12,1	0,450	0,252	0,098	0	29,0
1992	1,79	0,631	1,08	2,47	16,0	1,48	2,34	2,88	1,21	0,198	0,072	0,020	30,2
1993	0,09	0,437	0,070	0,596	1,75	7,41	1,50	1,24	0,520	0,345	0,135	0	14,0
1994	0,20	0,238	0,138	0,099	8,07	1,22	4,26	1,07	0,570	0,310	0,120	0	16,3
1995	0,87	0,649	0,340	0,463	0,903	16,7	9,72	2,62	1,35	0,316	0,112	0,022	34,1
1996	0,26	0,381	0,231	0,318	0,709	0,856	0,732	0,311	0,380	0,173	0,067	0	4,40
1997/98	0,56	0,843	2,59	11,4	5,77	3,00	2,93	2,76	1,28	0,286	0,112	0,022	31,6

Annexe N°III.01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(h+p)=0.4	(h+p)=1.0	(h+p)=2.0	(h+p)=3.0	(h+p) >
Sable Tres Fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-
Sable Fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-
Sable Moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-
Sable Gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-
Gravier Fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-
Gravier Moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-
Cailloux Fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-
Cailloux Moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux Gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux Tres Gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-
Petite Pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-
Pierre Moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-
Grosse Pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite Bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne Bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-
Grosse Bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches Sédimentaires, Conglomérats,		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire Poreux Et Conglomérats Compacts,		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès Dolomitiques, Calcaires Compacts Non		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	

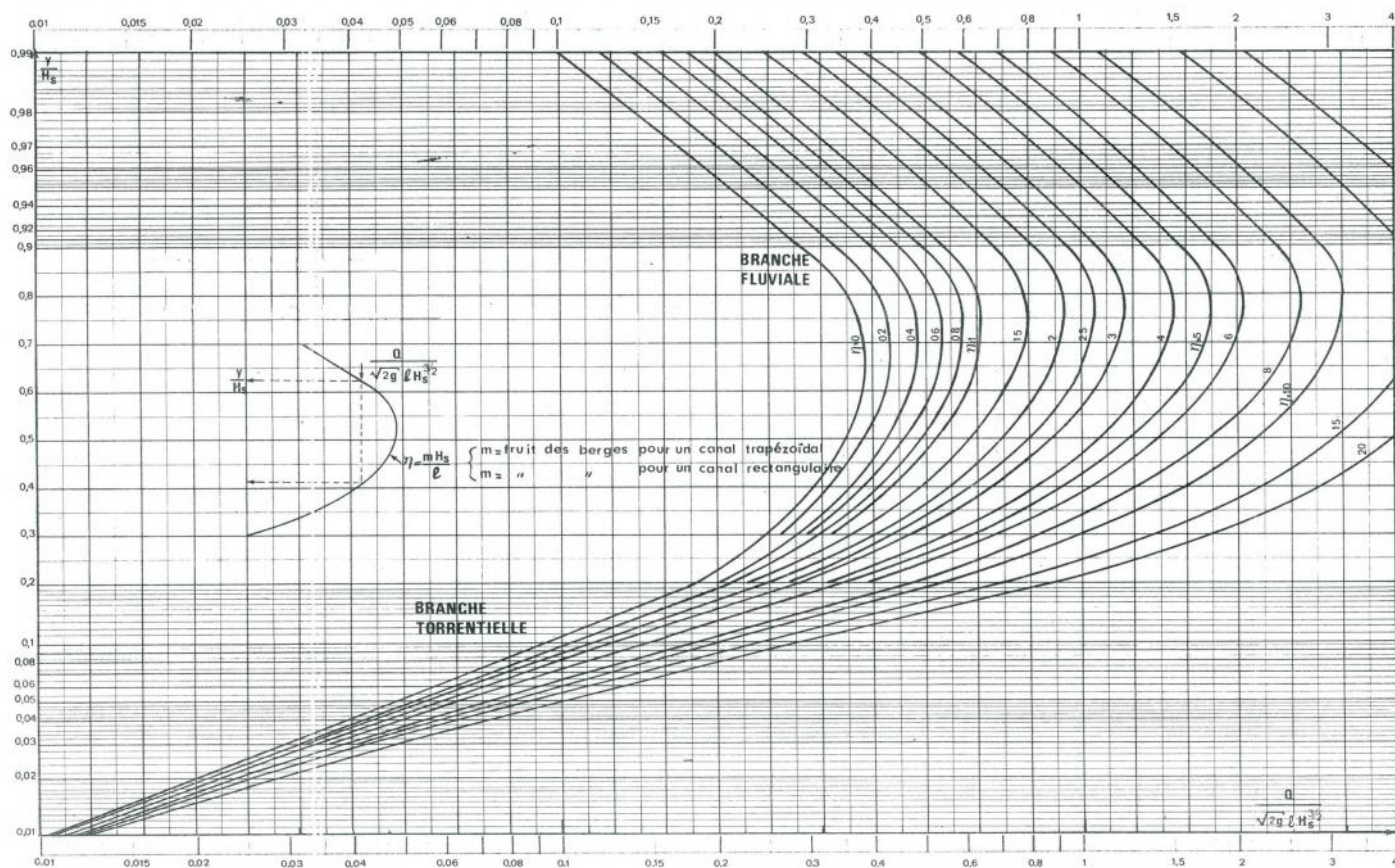
Annexe N°III.02 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

N°	Matériaux	Talus	
		m_1	m_2
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

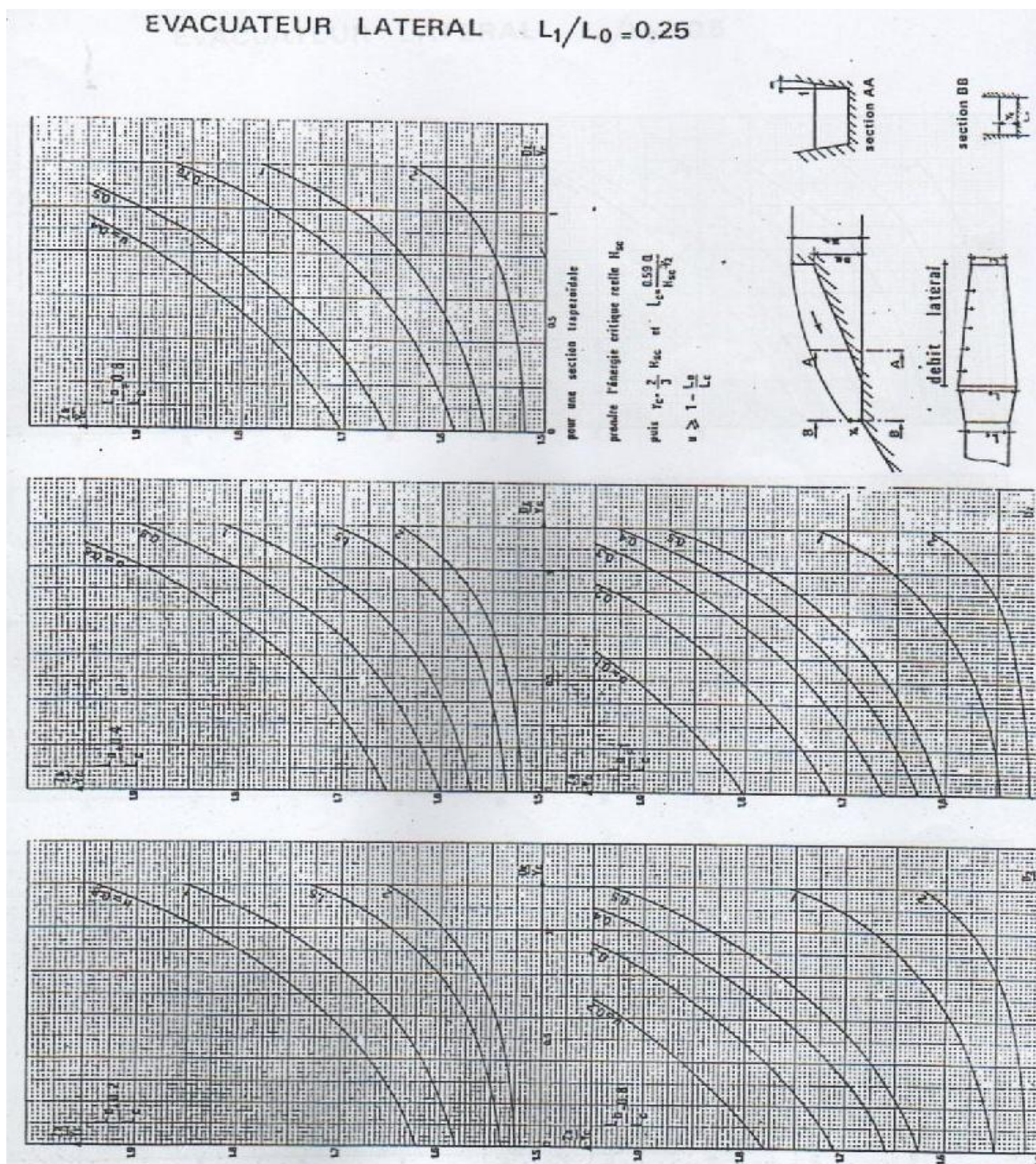
Annexe N°III.03 : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

Annexe N°III.04 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

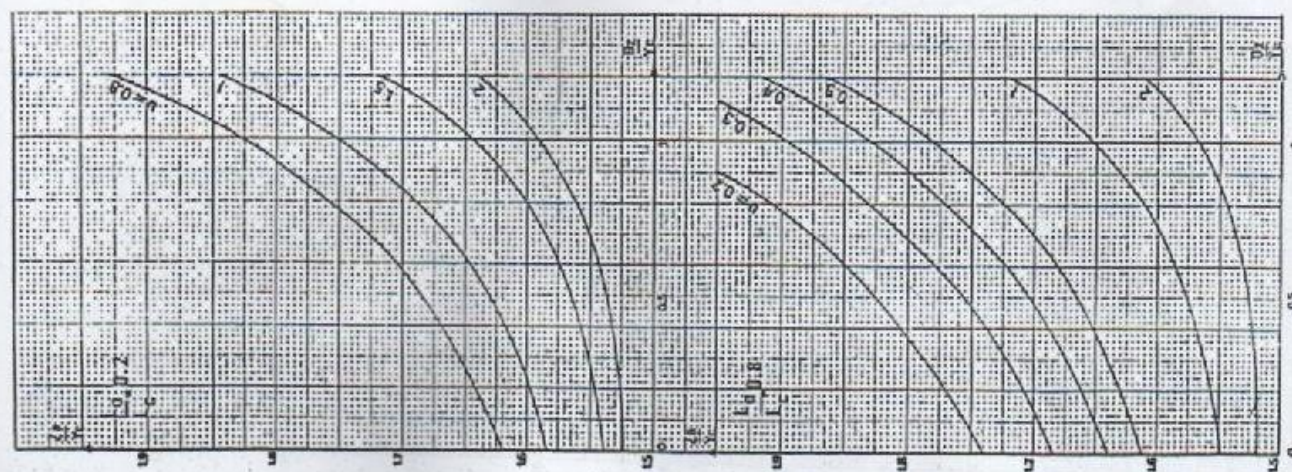
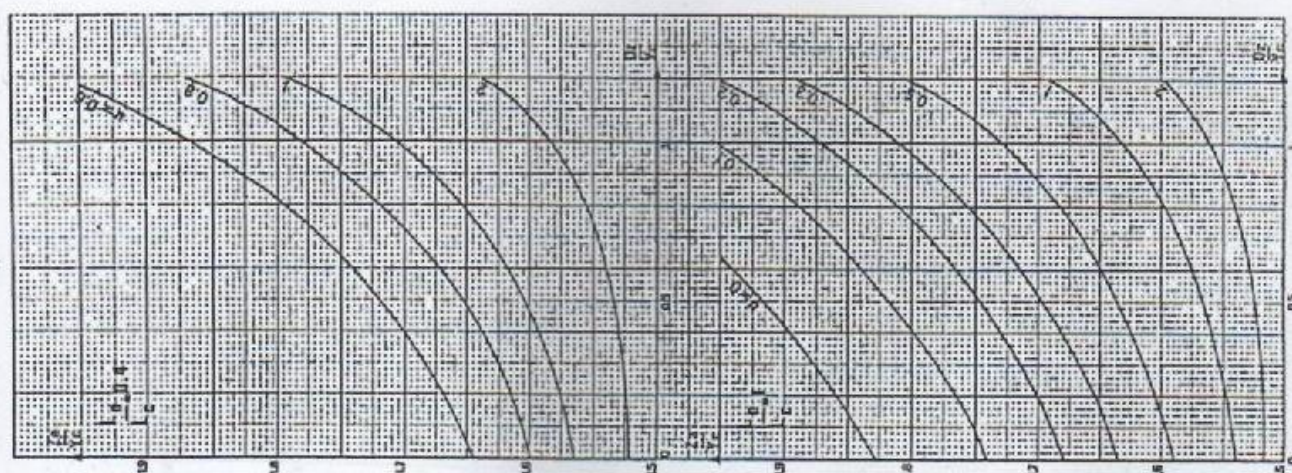
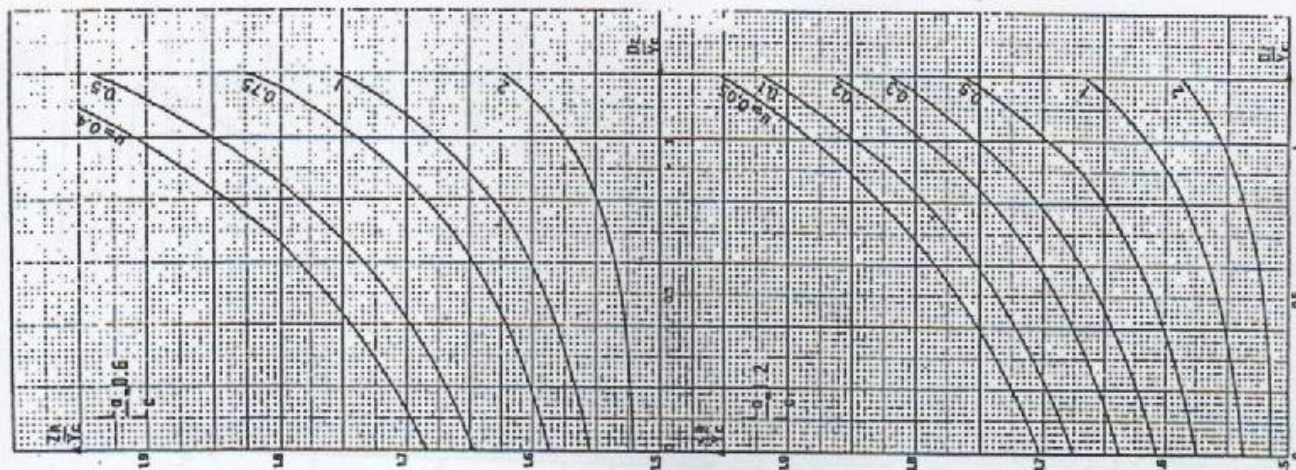


Annexe N°III.05 :Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral($L_1/L_0 = 0.25$).

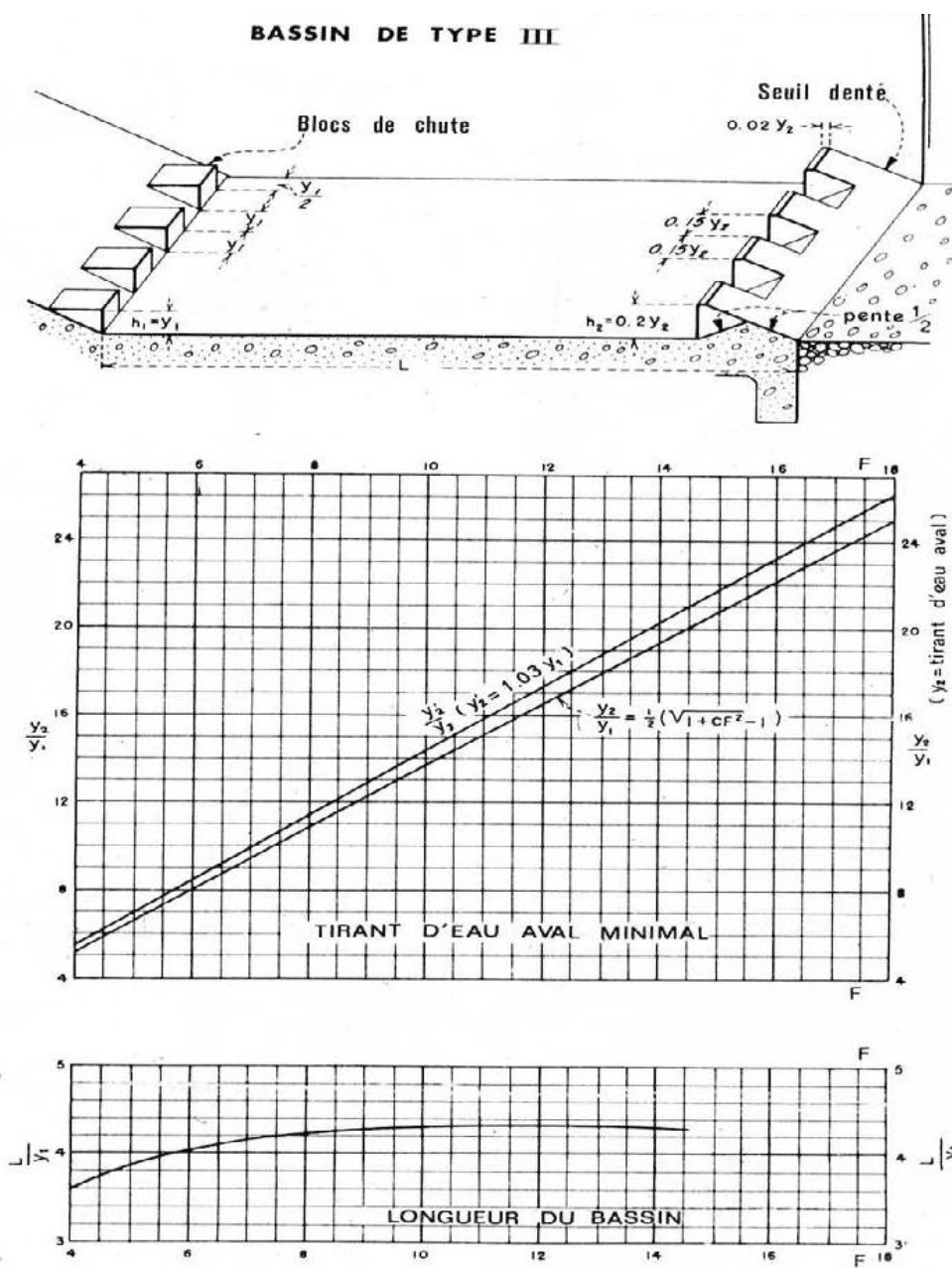


Annexe N°III.06 : Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral. ($L_1/L_0 = 0.5$).

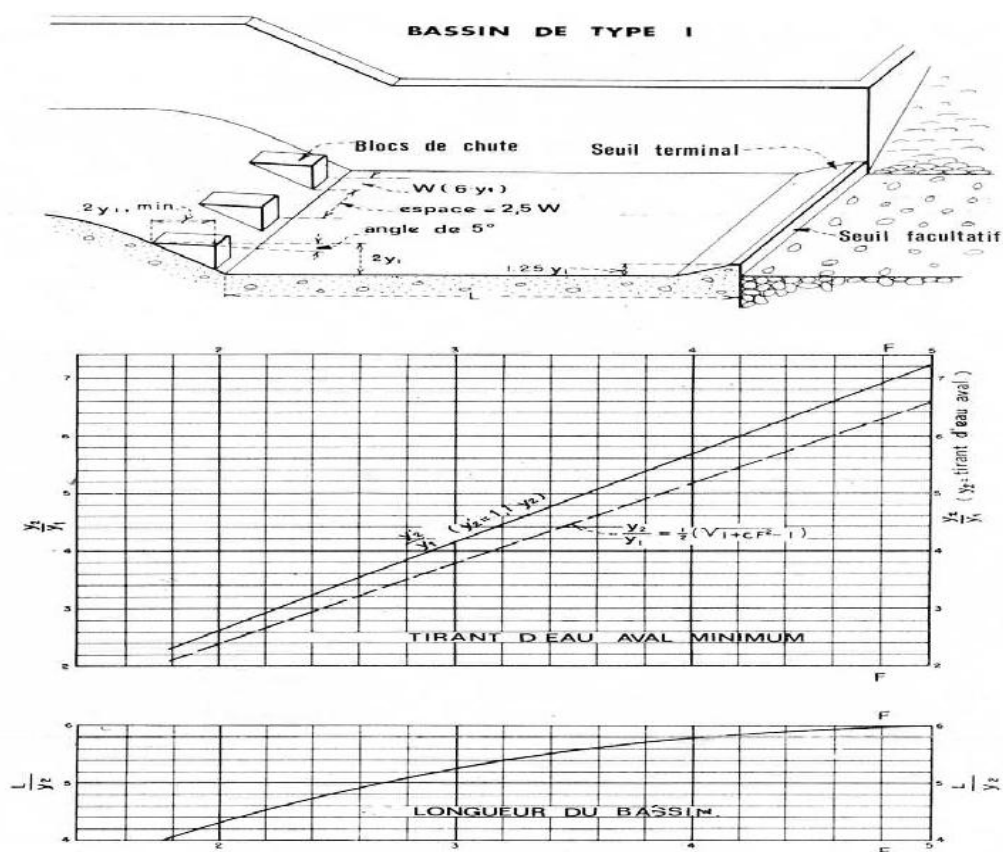
EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.5$



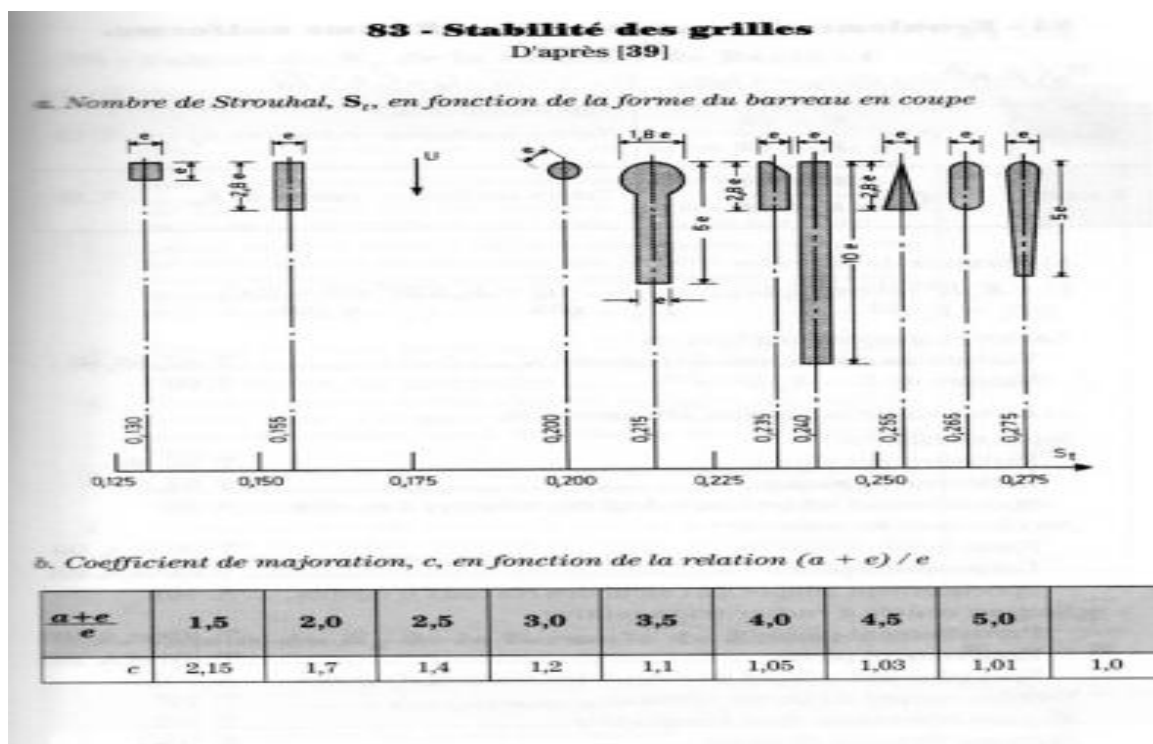
Annexe N°III.07 : Caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR).



Annexe N°III.08 : caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR).

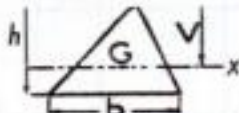
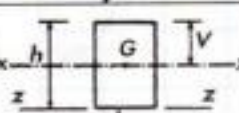
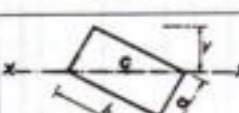
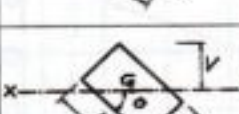
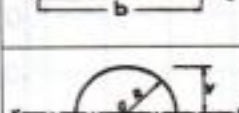
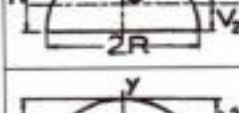


Annexe N°IV.01 : Stabilité des grilles.



Annexe N°IV.02: position du centre de gravité G, aire S et carré du rayon de giration k^2 .

29 - Position du centre de gravité G, aire S et carré du rayon de giration K^2 , pour diverses surfaces planes
Extrait de [32] et [36]

Figure	Position du centre de gravité G	Aire S	Carré du rayon de giration K^2 (1)
	$V = \frac{2}{3} h = 0,6667 h$	$S = \frac{1}{2} b h = 0,5 b h$	$k_x^2 = \frac{h^2}{18} = 0,0556 h^2$
	$V = \frac{a}{\sqrt{2}} = 0,707 a$	$S = a^2$	$K_x^2 = \frac{a^2}{12} = 0,0833 h^2$
	$V = \frac{h}{2} = 0,5 h$	$S = b h$	$K_x^2 = \frac{h^2}{12} = 0,0833 a^2$
	$V = \frac{a b}{\sqrt{a^2 + b^2}}$	$S = a b$	$K_x^2 = \frac{a^2 b^2}{6 (a^2 + b^2)}$
	$V = \frac{a \cos \theta + b \sin \theta}{2}$	$S = a b$	$K_x^2 = \frac{a^2 \cos^2 \theta + b^2 \sin^2 \theta}{12}$
	$V_1 = \frac{h}{3} \cdot \frac{2b+a}{b+a}$ $V_2 = \frac{h}{3} \cdot \frac{b+2a}{b+a}$	$S = h \cdot \frac{b+a}{2}$	$K_x^2 = \frac{h^2}{18} \cdot \frac{a^2 + 4ab + b^2}{(a+b)^2}$
	$V = R$	$S = \pi R^2 = 3,1416 R^2$	$K_x^2 = \frac{R^2}{4} = 0,25 R^2$
	$V_1 = 0,5756 R$ $V_2 = 0,4244 R$	$S = \frac{\pi R^2}{2} = 1,5708 R^2$	$K_x^2 = 0,0699 R^2$ $K_y^2 = \frac{R^2}{4} = 0,25 R^2$
	$V = 0,5756 R$	$S = \frac{\pi R^2}{4} = 0,7854 R^2$	$K_x^2 = 0,0700 R^2$