

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

OPTION : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

ETUDE DE L'AVANT PROJET DETAILLE
DE L'EVACUATEUR DE CRUES
DU BARRAGE DE TAGHARIST (W. KHENCHELA)

Présenté par :

M^r : CHIKHOUNE Nacim

Promoteur :

M^r: A.HEBBOUCHE

Devant le jury composé de :

Président: M^r ; M.K.MIHOUBI

Examineurs : M^{me} : N.HADJ SADOK
M^r : M.BACHIR CHERIF
M^r : A.AMMARI
M^r : M.D.BENSALAH

Novembre 2011

Dédicace



Je dédie ce modeste travail en guise de respect et de reconnaissance :



À mes très chers parents, sans eux je n'aurais jamais pu être instruit.

À ma mère qui est un être cher et qui ma bercé d'un amour sincère

À mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance

À ma sœur et mon frère, ma richesse sur cette terre

À mes cousins et mes cousines

À mon oncle et mes tentes

À tous mes amis et toutes mes amies.

En un mot, à toute ma famille (CHIKHOUNE), mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation



Nacim

2011

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr HEBOUCHE.A (mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je le remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transferts qui m'ont fourni les données de la région d'étude en particulier, Mr BAKHTA, Mme OUCHAR, Mme RAHOUI qui n'ont pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire.

Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Mes sincères remerciements et reconnaissances à mes deux compagnons de parcours qui ont été là pour moi durant tous les moments difficiles que j'ai eu à affronter durant ce travail.

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas les personnes qui ont eu à supporter tous mes caprices et mes crises de nervosité tout au long de ce travail. Qu'elles trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe à ce travail mes parents ainsi que toute ma famille. Je pense surtout à ma mère sans qui je n'aurais pas pu traverser ces cinq années.

Nacim
2011

ملخص:

الهدف من بناء سد تغريست في واد تغريست بولاية خنشلة هو سقي الأراضي الفلاحيّة المجاورة . هذا الأخير عبارة عن حاجز ذو نواة طينية مزود بجهاز إغاء الفيضانات الموضوع بالجانب الأيمن من السد بسعة استيعاب تقدر بحوالي 648 م³/ثا، يبلغ ارتفاع السد 36 م .

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إغاء الفيضانات لسد تغريست حيث أن دراسة الجذوة من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات إيطالي (جيو تكنا بروجيتي)

Résumé :

Le barrage de Tagharist sur l'Oued Tagharist dans la willaya de Khenchela est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre avec un noyau central en argile et un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral permettant d'évacuer un débit de crues de 648 m³/s. Le barrage a une hauteur de 36 m.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'avant projet détaillé (APD) de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude Italien Geotecna projectti.

Abstract:

The dam of Tagharist on Oued Tagharist in willaya of Khenchela is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam with a central nucleus of clay, and a spale wase of raw lateral allow evacuating a sale of raw equal to 648 m³/s. The dam has a height of 36m.

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the Italian consulting firm Geotecna projectti.

Sommaire

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

Chapitre I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction	2
I.1.Généralités	2
I.1.1.Objectif du barrage.....	2
I.1.2. Localisation de l'ouvrage	3
I.1.3.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité.....	3
I.1.3.1.La digue	3
I.1.3.2. L'évacuateur de crue	4
I.1.3.3. La dérivation provisoire	4
I.1.3.4.la vidange de fond	4
I.1.3.5. la prise d'eau	4
I.2.Synthèse des études préliminaires	5
I.2.1.Généralités	6
I.2.2.Etudes topographiques	6
I.2.3.Etudes géologique et géotechnique	9
I.2.3.1. Géologie régionale	10
a)-Tectonique	10
b)-Geologie du site du barrage	10
c)-Geologie de la cuvette	10
I.2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques.....	11
a) Etude des eaux souterraines	13
b) Essais de perméabilité	14
c) interprétation des résultats des essais de perméabilité	14
I.2.3.3.Sismicité	14
I.2.3.4.Reconnaisances in situ	14
a)Travaux de reconnaissance exécutés	14
b) Les sondages	24
c) les puits	24
I.2.3.5.Essais de laboratoire	15
a) Essai Granulométrique	15
b) Essai de compression simple	16
c)Essai Limites d'Atterberg	16
d) Compaction (Proctor normal)	16
e) Qualité des eaux	16
I.2.3.6.Matériaux de construction	16
I.2.4. L'étude hydrologique	17
I.2.4.1 Généralités	17
I.2.4.2 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude	17
I.2.4.3 Précipitations	

I.2.4.4. Etudes des crues	17
I.2.4.5 caractéristiques générales du bassin versant	17
I.3. Recommandations de l'étude d'impact	18
I.4. Synthèse de l'analyse des variantes	18
Conclusion	19
Recommandations	19

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction	20
II.1. Le bassin versant.....	20
II.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant	20
II.1.1.1. Caractéristiques géométriques	22
a) Surface du bassin versant	22
b) Périmètre du bassin versant	22
c) Longueur du talweg principal	22
II.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques	22
a) Indice de forme	23
b) Coefficient d'allongement	23
c) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius	27
II.1.1.3. Hypsométrie du bassin versant.....	27
a) Le relief.....	27
b) Répartition et courbe hypsométrique	28
c) Détermination des altitudes	29
d) Les indices	31
II.1.1.4. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	31
a) Densité de drainage	31
b) Densité du thalweg élémentaire	31
c) Coefficient de torrentialité	32
d) La longueur moyenne des versants	33
e) La pente moyenne de cours d'eau principal	34
f) Temps de concentration du bassin versant t_c	35
g) Vitesse de ruissellement	36
h) Profil en long de l'Oued	37
II.1.1.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant	38
a) Température	40
b) Evaporation	43
c) Humidité relative.....	45
d) Vitesse du vent	45
e) Pluviométrie	45
II.2. Etude des précipitations	46
II.2.1. Homogénéisation des données	46
II.2.1.1. Test de la médiane ou test de Mood	46

II.2.2. Les précipitations maximales journalières	46
II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement	46
II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS	46
II.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	48
II.2.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)	49
II.2.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	49
II.3. Etude des apports	65
II.3.1. L'apport moyen interannuel (A_0)	49
II.3.2. Caractéristiques de l'écoulement	52
II.3.2.1. Module de l'écoulement	54
II.3.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique	55
II.3.2.3. Lamme d'eau écoulée	55
II.3.2.4. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement	55
II.3.3. Les apports fréquents	56
II.3.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de Galton (log-normale)	56
II.3.3.2. Ajustement de la série des apports à la loi de distribution Pearson III	56
II.3.3.3. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	57
II.3.4. Apport solide et Estimation de volume mort	57
II.3.4.1. Estimation de l'apport solide	60
a) Formule de Tixeront	60
b) Formule de Fournier	62
c) Formule de Grivilovitch	62
II.3.4.2. Calcul du volume mort	66
a) Méthode liée à l'érosion spécifique	66
b) Formule de Tixeront	76
c) Formule de Grivilovitch	78
II.4. Etude des crues	82
II.4.1. Déterminations des crues	85
II.4.2. Hydrogramme de crue	86
II.4.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski ..	86
II.4.3. Estimation de la crue de projet	87
II.4.4. Choix de la crue de chantier	87
II.5. Régularisation	90
II.5.1. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	90
II.5.2. Répartition mensuelle de la demande	92
II.5.3. Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »	92
II.5.4. Calcul du volume utile	92
II.5.4.1. Détermination de la période à bonne hydraulicité	95
II.5.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	96
II.5.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	96
A - Pertes par évaporation	97
B - Pertes par infiltration	
C- Estimation de l'erreur	
II.5.4.4. Régularisation Interannuelle	
a) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel	

b) Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaidzé.....	
Conclusion	99

Chapitre III : Etude de laminage des crues

Introduction	100
III.1. Méthode de Kotcherine	100
III.1.1. Estimation du débit de crue laminée	101
III.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir	106
III.3. Etude d'optimisation	106
III.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue	106
III.3.1.1. Calcul de la revanche	111
a) Formule de Stevenson	112
b) Formule de Molitor	112
c) Formule de Mallet-paquant	112
III.3.1.2. calcul de largeur en crête	112
a) Formule de KNAPEN	113
b) Formule de F-PREECE	113
c) Formule simplifiée	113
III.3.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversées	113
III.3.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	114
III.3.2.1. Coût du déversoir	114
III.3.2.2. Coût du canal d'approche	115
III.3.2.3. Coût du coursier	117
III.4. laminage pour un déversoir de largeur $b=30m$	118
Conclusion	

Chapitre IV : Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crues

Introduction	119
IV.1. Généralités	119
IV.2. Choix du type de l'évacuateur de crues	120
IV.3. Choix de la rive favorable	120
IV.4. Evacuateur latéral à entonnement latéral.....	121
IV.4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	122
a. Canal d'approche	122
b. Le déversoir	125
c. Chenal d'écoulement.....	127
d. Calcul du convergent	129
e. Le Coursier	131
f. Dissipateur d'énergie	135
g. Canal de restitution	136
IV.4.1.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	

a. Chenal d'écoulement	136
b. Le coursier	136
c. Le bassin de dissipation	137
IV.4.1.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	137
a. Vérification de l'apparition des vagues roulantes	137
b. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel.....	138
IV.5.Evacuateur latéral à entonnement latéral	138
IV.5.1.Dimensionnement et calcul hydraulique	138
IV.5.1.1. Canal d'amenée	139
IV.5.1.2. Calcul de déversoir.....	139
a. Calcul de la géométrie du déversoir.....	146
b. Calcul hydraulique du déversoir	146
IV.5.1.3. Dissipateur d'énergie.....	146
a. Choix de l'ouvrage de restitution	147
b. Type de l'écoulement	149
c. Dimensionnement du dissipateur	151
IV.5.1.4. Canal de restitution	151
IV.5.1.5. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	151
a. Chenal d'écoulement	152
b. Le coursier	152
c. Le bassin de dissipation	153
IV.5.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	153
IV.5.2.1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes	
IV.5.2.2.Le phénomène d'entraînement de l'air naturel	
IV.6.Choix de la variante la plus favorable	
Conclusion	

Chapitre V : Etude de stabilité et génie civil

Introduction	154
V.1. Principes du calcul de génie civil	154
V.1.1.Calcul de stabilité.....	154
V.1.1.1. premier cas ; déversoir en fonction	155
a. Les forces verticales	155
b. Les forces horizontales	156
c. Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir.....	158
d. Stabilité au renversement du mur de soutènement.....	158
e. Stabilité au glissement.....	159
V.1.1.2. deuxième cas ; déversoir vide	159
a. Stabilité au renversement.....	160
b. Stabilité au glissement	160
c. Stabilité des murs bajoyers	161
d. Stabilité au renversement des murs bajoyers	161
e. Stabilité au glissement des murs bajoyers	
V.1.2. Etude du ferrailage	

. V.1.2.1.Ferraillage du rideau.....	161
a. Le moment d'encastrement à la base du rideau	161
b .Le moment d'encastrement à h/2 du rideau	162
c. calcul des aciers	162
V.1.2.2.Ferraillage de la semelle	163
a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans Ps)	163
b. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle	163
c. Contraintes de réaction du sol	164
d. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	164
e. Etude de la partie CA	167
V.1.2.3. Ferraillage du déversoir	170
a. Ferraillage de la semelle de déversoir	170
V.2. Revêtement du fond du coursier	170
V.3. Joints	
Conclusion	

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	171
V.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	171
V.1.1. Maître de l'ouvrage	171
V.1.2. Maître d'œuvre	172
V.1.3. L'entrepreneur	172
V.2. Installations du chantier	172
V.2.1. Installations destinées au personnel	172
V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	174
V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	175
V.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	175
V.3. Ordre d'exécution des travaux.....	175
V.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier.....	175
V.3.1.1. Exécution des voies d'accès	175
V.3.1.2. Exécution des plates formes.....	177
a) Les engins nécessaires.....	177
V.3.2. Dérivation provisoire	177
V.3.2.1. Exécution du batardeau principal	178
V.3.2.2. Opération d'exécution du batardeau principal.....	178
a) Exécution du massif du batardeau	179
b) Exécution du remblai des massifs	179
c) Extraction des terres dans la carrière	179
V.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation	179
a) Quantité des travaux	180
b) Les engins nécessaires	
V.3.3. Percement du puits vertical (La prise d'eau)	
V.3.3.1. Matériel mis en place	
V.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert	

V.1.2.1.Ferraillage du rideau.....	161
a. Le moment d'encastrement à la base du rideau	161
b .Le moment d'encastrement à h/2 du rideau	162
c. calcul des aciers	162
V.1.2.2.Ferraillage de la semelle	163
a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans Ps)	163
b. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle	163
c. Contraintes de réaction du sol	164
d. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	164
e. Etude de la partie CA	167
V.1.2.3. Ferraillage du déversoir	170
a. Ferraillage de la semelle de déversoir	170
V.2. Revêtement du fond du coursier	170
V.3. Joints	
Conclusion	

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	171
V.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	171
V.1.1. Maître de l'ouvrage	171
V.1.2. Maître d'œuvre	172
V.1.3. L'entrepreneur	172
V.2. Installations du chantier	172
V.2.1. Installations destinées au personnel	172
V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	174
V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	175
V.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	175
V.3. Ordre d'exécution des travaux.....	175
V.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier.....	175
V.3.1.1. Exécution des voies d'accès	175
V.3.1.2. Exécution des plates formes.....	177
a) Les engins nécessaires.....	177
V.3.2. Dérivation provisoire	177
V.3.2.1. Exécution du batardeau principal	178
V.3.2.2. Opération d'exécution du batardeau principal.....	178
a) Exécution du massif du batardeau	179
b) Exécution du remblai des massifs	179
c) Extraction des terres dans la carrière	179
V.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation	179
a) Quantité des travaux	180
b) Les engins nécessaires	
V.3.3. Percement du puits vertical (La prise d'eau)	
V.3.3.1. Matériel mis en place	
V.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert	

V.3.4.1. fouille de l'évacuateur de crue	180
V.3.4.2. fouille de l'assise du barrage	180
V.3.4.3. Les engins nécessaires	180
V.3.5. Exécution de la digue	180
V.3.5.1. Les engins nécessaires	181
V.3.5.2. Exécution du remblai de la digue	181
a) Mise en place des terres dans le corps de la digue	181
b) Technologie d'exécution des différentes opérations	181
V.3.5.3. Exécution des travaux des filtres et drains	181
a) Les engins nécessaires	182
b) Mise en place des filtres et drains	182
V.3.5.4. Enrochements de protection	182
V.3.6. Exécution des travaux de bétonnage	182
V.3.6.1. Composition du béton	183
V.3.6.2. Intensité de bétonnage	183
V.3.6.3. Les engins nécessaires.....	183
V.3.6.4. Bétonnage de la galerie de dérivation	184
a) Ordre des opérations.....	184
b) Matériels nécessaires.....	184
V.3.6.5. Bétonnage de puits vertical (tour de prise)	184
a) Ordre des opérations	184
b) Matériels nécessaires	185
V.3.6.6. Bétonnage de l'évacuateur de crue	185
a) Exécution des coffrages	185
b) Matériels nécessaires	186
c) Mise en place du personnel	186
V.4. Planification	186
V.4.1. Définition	186
V.4.2. procédures de travail de planification	187
V.4.3. Techniques de la planification	187
V.4.3.1. méthodes basées sur le réseau.....	187
a) Définition du réseau	187
b) Construction du réseau	187
c) Différentes méthodes basées sur le réseau.....	188
V.4.3.2. Méthodes basées sur le graphique	188
a) Méthode linéaire (ligne of balance technic)	188
b) Méthode à barres	188
V.4.4. Choix de la méthode de calcul	189
V.4.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	189
V.4.5.1. Chemin critique (C.C)	
V.4.5.2. Attribution des durées de chaque opération.....	
V.4.5.3. Les plannings	
a) Plan de travail au plus tôt	
b) Plan de travail au plus tard	
c) Plan de travail intermédiaire	
V.4.6. Délai de construction et programme des travaux	

V.4.7. Les compositions du projet	189
V.4.8. Détermination des chemins critiques.....	190
V.4.8.1. Méthode de réseau à nœuds	190
V.4.8.2. Méthode des figures (réseau à flèches).....	190
V.4.8.3. Méthode du tableau	194
V.5. Matériel et personnel nécessaires.....	194
V.5.1. Matériels nécessaires	194
V.5.2. Personnel nécessaire	195
V.6. Le coût d'un barrage	195
V.6.1. Le coût des études.....	195
V.6.2. Les coûts induits par la création du barrage.....	195
V.6.3. Le coût des travaux de construction du barrage	196
V.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance	196
V.6.4.1. Les opérations courantes.....	196
V.6.4.2. Les opérations spécialisées.....	196
V.6.4.3. Les opérations de maintenance exceptionnelles.....	196
Conclusion	

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	197
VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail	197
VI.2. Comité de sécurité	197
VI.3. Instructions structurelles sur la sécurité.....	197
VI.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	198
VI.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe	198
VI.4. Contrôle et entretien du matériel	200
VI.5. Principales fonctions du service de sécurité	200
VI.5.1. Etudes	200
VI.5.2. Exécution	200
VI.5.3. Contrôle	200
VI.5.4. Animation	200
VI.5.5. fonctions humaines.....	200
a) Sociale.....	201
b) Physiologique.....	201
c) Psychologique.....	201
VI.6. Causes des accidents de travail.....	201
VI.6.1. Causes humaines.....	202
VI.6.2. Causes techniques	202
VI.7. Causes des maladies professionnelles	202
VI.7.1. Les poussières	202
VI.7.2. Le bruit.....	203
VI.8. Actions dangereuses.....	203
VI.8.1. Méthode et moyens de prévention.....	
VI.9. Conditions dangereuses dans le chantier	
VI.9.1. Méthode et moyens de prévention	
VI.10. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail	

VI.11. le coût des accidents de travail	205
VI.12. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation	206
VI.12.1. Ordonnance 66-183.....	206
VI.12.2. Calculer le débit d'air « Q » par le taux de ventilation « K »	206
VI.12.3. Détermination de Q par l'alimentation minimum Am.....	207
VI.12.4. Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur	207
VI.12.5. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	207
VI.12.5.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation.....	208
VI.12.5.2. Calcul du diamètre des canalisations.....	208
Conclusion.....	209
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	5
Tableau I.02 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe.....	11
Tableau I.03: Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.....	12
Tableau I.04 Caractéristiques des séismes de projet.....	16
Tableau I.05 : : Coefficients d'accélération du séisme	17
Tableau I.06 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.....	
Tableau I.07 : Etude de conception d'investigation de faisabilité.....	18
Résumé des indications des sondages	19
Tableau I.08 : Résumé des information des puits d'essaiss	21
Tableau I.09 : Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 1	23
Tableau I.10 : résultats des essais de compression simple	23
Tableau I.11 : résultats des essais de compression simple	24
Tableau I.12: récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	26
Tableau I.13 : volumes minimum des matériaux disponibles	27
Tableau I.14 :Résumé des données climatiques mensuelles mesurées à la station de Médéa..	27
Tableau I.15: Distribution moyenne mensuelle des précipitations bassin versant du barrage..	
Tableau I.16 : précipitation journalière maximale adoptée	28
Tableau I.17 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée	28
Tableau I.18 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes (m ³ /s)	28
Tableau I.19 : Débits de pointe de crue recommandés	29
Tableau I.20 :les caractéristiques du bassin versant	37
Tableau I.21 : Choix du type de barrage	38
Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	38
Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne	39
Tableau II.03 : Récapitulatif des altitudes	40
Tableau II.04 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	41
Tableau II.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux	46
Tableau II.06: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	47
Tableau II.07 : classification des cours d'eau	
Tableau II.08 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude	
Tableau II.09 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	
Tableau II.10 : températures moyennes mensuelles	

Tableau II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation	48
Tableau II.12 : répartition mensuelle de l'humidité relative	48
Tableau II.13 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	49
Tableau II.14 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude	49
Tableau II.15: Répartition mensuelle de la pluie annuelle	50
Tableau II.16 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans	52
Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gauss	53
Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	54
Tableau II.18 : Ajustement à la loi de Gumbel	56
Tableau II.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	57
Tableau II.20 : Ajustement à la loi de Galton	58
Tableau II.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	59
Tableau II.22: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	62
Tableau II.23 : récapitulatif des apports observés à la station de Beni-Slimane	65
Tableau II.24 : Ajustement à la loi de Galton	67
Tableau II.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	68
Tableau II.26 : Ajustement à la loi de Pearson III	69
Tableau II.27 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%	70
Tableau II.28 : valeur de α en fonction de la perméabilité	71
Tableau II.29 : récapitulatif des résultats du volume mort	75
Tableau II.30 : Ajustement à la loi de Gumbel	76
Tableau II.31 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	77
Tableau II.32 : débits fréquentiels calculés	78
Tableau II.33: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ)	83
Tableau II.34 : débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue	83
Tableau II.35 : Catégories des dommages résultant des crues	84
Tableau II.36 : Crues de projet recommandées	87
Tableau II.37 : Choix de la crue de projet	87
Tableau II.38 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%	88
Tableau II.39 :répartition mensuelle des besoins	90
Tableau II.40 : Surfaces submergées et les volumes d'eau	91
Tableau II.41 : détermination de la période à bonne hydraulicité	94
Tableau II.42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	94
Tableau II.43 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	94
Tableau II.44 : Les volumes des pertes dans la retenue	94

Liste des figures

Figure I.01-a : L'emplacement du site de Tagharist et les limites du réservoir	3
Figure I.01-b : Localisation du barrage	3
Figure I.02 : Topographie des bassins versants	6
Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude	8
Figure I.04-a : Sismicité et encadrement sismotectonique	15
Figure I.04-b : Carte de micro zonage sismique du territoire national	16
Figure II.01 : Rectangle équivalent	33
Figure II.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant	35
Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique	36
Figure II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant	42
Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal	45
Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures	47
Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation	48
Figure II.08 : Répartition mensuelle de l'humidité	49
Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	50
Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations	55
Figure II.11 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss	57
Figure II.12 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	60
Figure II.13 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	63
Figure II.14 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)	64
Figure II.15 : Pluies de Courtes durées	65
Figure II.16 : Intensité –Durée –Fréquence	68
Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel	69
Figure II.18 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	70
Figure II.19 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III	77
Figure II.20 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)	81
Figure II.21 : représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	85
Figure II.22 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	86
Figure II.23 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)	89
Figure II.24 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100 ans	93
Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans	104
Figure II.26 : courbes « Hauteurs-Capacité-Surface	105
Figure II.27 : courbe volumétrique ($S=f(V)$)	116
Figure III.28 : Courbes $H=f(Q,q)$	118
Figure III.29 : courbes $Vd=f(Q, q)$	121
Figure III.30 : courbe d'optimisation	122
Figure III.31 : courbe des débits déversants	127
Figure IV.01 : Profil en long du barrage	129
Figure IV.02 : Profil en long de l'évacuateur de crues	131
Figure IV.03 : Formes du seuil en plan	132
Figure IV.04 : Schéma d'un convergent	
Figure IV.05 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier	
Figure IV.06 : la ligne d'eau dans le coursier	
Figure IV.07 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski	

Figure. IV.08 : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1	133
Figure. IV.09 : Dent du dissipateur à auge.....	133
Figure. IV.10 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.....	134
Figure. IV.11 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.....	138
Figure. IV.12: Définition du système des coordonnées.....	139
Figure. IV.13: Détail du quadrant amont (toutes les dimensions par rapport à $H=1$ m).....	140
Figure. IV.14 : Déversoir standard à parement surplombant.....	141
Figure. IV.15: Profil de quadrant aval.....	142
Figure. IV.16 : Représentation des tranchées.....	144
Figure IV.17: coupe longitudinale du déversoir.....	144
Figure. IV.17: coupe longitudinale du déversoir.....	155
Figure. IV.18 : schéma explicatif du déversoir et du coursier.....	156
Figure. V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.....	161
Figure. V.02 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.....	164
Figure V.03 : schéma de calcul des murs bajoyers.....	165
Figure. V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.....	166
Figure. V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.....	168
Figure. V.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.....	191
Figure. V.06 : diagramme des contraintes.....	192
Figure. V.07 : diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.....	193
Figure. VI.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.....	193
Figure. VI.02: calcul du chemin critique par la méthode des figures	
Figure .VI.03: Diagramme de Gantt	
Figure .VII.01 : Organigramme de la prévention	

Liste des planches

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

Planche N°02 : profil en long de la 1ere variante.

Planche N°03 : coupe en travers de la deuxième variante.

Planche N°04 : coupe en travers et détails de la variante choisie

Planche N°05 : détails de ferrailage

Introduction générale :

A travers toutes les civilisations qu'a connu l'humanité l'eau a été d'une importance capitale que se soit pour la construction, le développement ou la vie quotidienne .on l'homme a toujours cherché les moyens les plus intelligents et les plus avantageux de mobiliser cette richesse sans pour autant porter atteinte a l'équilibre écologique.

Aujourd'hui encore l'importance qu'accorde l'homme a cette ressource ne cesse d'accroître comme on témoigne les immenses projets et les millions de dollars dépensés dans la recherche scientifique et la réalisation de ses projets et pour cause l'augmentation de la population mondiale nous a entraîné vers une croissance exponentielle de la demande en eau que se soit pour l'alimentation en eau potable ,l'irrigation ou l'industrie ,ces trois secteurs doivent être alimentés d'une manière continue et satisfaisante .a cet effet on a recours a la mobilisation des eaux de surface par l'édification d'ouvrages hydrauliques obstruant les cours d'eau et les oueds .

Dans cette optique et comme notre pays n'échappe pas a ce phénomène il s'est vu lancer dans un programme de mobilisation du maximum possible des eaux de surface par la construction de grands barrages et de retenues collinaires. Dans ce cadre la wilaya de Khenchela a bénéficié d'un projet de construction d'un barrage dans la localité de yabous sur l'oued Tagharist.

La construction d'un barrage de telle importance nous oblige a le munir d'un évacuateur de crues qui assurera sa sécurité contre des crues susceptibles d'apparaître pendant son exploitation .notre travail consistera a étudier cet ouvrage et de le traiter de plusieurs aspect a savoir l'hydrologie, la geologie,la géotechnique ainsi que l'aspect économique sans oublier le génie civil qui va être déterminante quand à la stabilité de l'édifice, et pour faire nous avons procédé comme suit : on a fait Une synthèse de l'étude de faisabilité faite par un bureau d'étude, refaire l'étude hydrologique avec une série pluviométrique plus longue, après une étude de laminage pour déterminer la largeur du deversoir ensuite on a étudié deux variantes d'évacuateur et on a choisi la plus optimale ,une étude génie civil s'impose pour assurer la stabilité de l'ouvrage et on a terminé par l'organisation de chantier et protection et sécurité de l'ouvrage .

CHAPITRE I

Mémoire de synthèse De l'étude de faisabilité

Introduction

Le présent chapitre est le mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité du barrage de Tagharist. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé descriptif et justificatif de la solution adoptée. Ce qui nous permettra de faire l'étude d'avant projet détaillé de ce barrage en se basant et en complétant les études faites au stade de faisabilité.

I.1.Généralités

Le barrage de Tagharist se situant sur l'Oued du même nom, dans la wilaya de Khenchela, est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'études italien **Geotecna Progetti**.

I.1.1.Objectif du barrage

Le barrage de Tagharist fait partie des 12 barrages que l'Agence Nationale des Barrages et de Transferts (ANBT) envisage de construire dans la région Centre -Est de l'Algérie. Le but de ce projet est la régularisation interannuelle des débits du cours d'eau afin de protéger la zone aval, et ultérieurement l'utilisation de cet apport pour irriguer les plaines de Yabous - Ouled Fadhel - Timgad.

L'Oued Tagharist, l'un des cours d'eau de la wilaya de Khenchela est identifié comme étant une ressource potentielle sur lequel sera créée, par la construction d'un barrage, une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau. La majorité des terres agricoles à l'aval du site du barrage sont cultivables, parmi les cultures agricoles pratiquées les céréales (blé dure, farine, etc.), le type de culture qui prédomine est plutôt le saisonnier où chaque saison est caractérisée par une culture différente.

I.1.2. Localisation de l'ouvrage

Le site barrage de Tagharist sur l'oued du même nom est situé dans la commune de Yabous dans la Wilaya de Khenchela à 360 km d'Alger à vol d'oiseau dans la direction Sud-est et à environ 40 km du chef lieu de la Wilaya. On y accède en prenant la route nationale reliant les villes de Batna et Khenchela, puis le CW 45 au niveau de Touffana jusqu'à Yabous. Ensuite le CW 45 continue le long de l'oued Tagharist jusqu'au site du barrage.

Le site du barrage se situe juste à l'amont du point où l'Oued traverse un escarpement de grès qui forme la limite Nord des massifs des Aurès. Cette gorge (1180 m NGA environ au lit d'oued) se trouve à 2 Km environ au Sud - Est du chef - lieu de la commune de Yabous et à 11 Km au Sud - Sud - Est de la commune d'Ouled Fadhel (Touffana).

Le site est localisé sur la carte topographique au 1/50000^e (ancienne édition) « Touffana » (Feuille 202 - Edition 2 - IGNF - Février 1958).

Les coordonnées UTM du site sont les suivantes :

$$X = 286.303 \text{ km}$$

$$Y = 3\,918.672 \text{ km}$$

$$Z = 1216.50 \text{ m NGA}$$



Figure I.01 : L'emplacement du site de Tagharist.

Source : Google

I.1.3. Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité

I.1.3.1. Digue

Le barrage de Tagharist est en remblai avec un noyau central étanche, composé par des sols des dépôts de terrasse de nature argiles limoneuses.

La digue aura une hauteur dépassant les 30 m (au dessus des fondations), une longueur d'environ 350 m, avec des bermes en amont et aval. et nous noterons :

- Etanchéité de la fondation en voile imperméable d'injection
- alluvions perméables sélectionné pour la recharge (barrage et batardeau)
- sables et gravier de concassage pour les filtres et pour la couche drainant à l'aval
- enrochement pour la protection du parement amont, le socle aval et pour les zones de rip-rap.

I.1.3.2. Evacuateur de crue

Un déversoir, implanté sur la rive droite, assurera l'évacuation des eaux pendant les crues. Le déversoir est dimensionné pour une période de retour de 1000 ans (485 m³/s). Dans le cadre de l'APD, il est prévu de vérifier l'évacuateur pour une crue de période de retour de

10000 ans (770 m³/s). Un chenal ou coursier assure l'écoulement de la crue jusqu'au bassin de dissipation de l'énergie hydraulique avant le rejet au cour d'eau ou au milieu naturel.

I.1.3.3. Dérivation provisoire

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen d'un batardeau amont et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté à environ 62 m à l'amont de l'axe du barrage. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 14 m au-dessus du lit de la rivière. la galerie, doit évacuer la crue de chantier estimée à 270 m³/s ce qui représente une période de retour de 50 ans, et sera implantée sur le flanc gauche.

Cette dernière sera par la suite transformée en ouvrage permanent qui devra abriter la vidange de fond et la tour de prise.

I.1.3.4. Vidange de fond et Prise d'eau

La prise d'eau et la vidange de fond (se rattachant au tunnel de dérivation) seront placés dans un puits (en rive gauche selon l'étude de faisabilité) avec une salle de commande des vannes en partie basse ; le débit de vidange de fond va permettre de vider le barrage entre 3 et 4 jours. En outre, cette tour renferme aussi la conduite d'adduction (tuyau en acier).

I.2.Synthèse des études préliminaires

I.2.1.Généralités

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

I.2.2.Etudes topographiques

Le site du projet de barrage de Tagharist est localisé dans la Wilaya de Khenchela, au pied nord du Djebel Chélia et en amont immédiat du village de Yabous. L'ouvrage de 33 m de hauteur est projeté sur l'oued Tagharist dont la superficie du bassin versant est de 77 km².

La gorge de Tagharist constitue le site proposé pour l'implantation du futur barrage, elle matérialise la limite Nord des massifs des Aurès. Elle est représentée par l'intersection de deux pistes situées des deux rives de l'Oued, avec la route CW 45. Le long de ces deux pistes, quelques maisons, une ligne haute tension, ainsi que des champs de pommiers situés à la cote 1190 m NGA, sont présents. En outre, sur la rive droite, on remarque un cimetière et une mosquée à partir de la cote 1230 m NGA.

L'Oued Tagharist est un grand torrent de montagne qui prendrait ses origines des flancs Nord Est des Aurès (Dj. Chelia 2326m, Dj Tkhizranat 1795 m).

Le premier torrent affluent dans l'Oued Tagharist est l'Oued Talha, qui prend ses ressources (neige, pluie) à partir du sommet d'Oum Keltoume (2326m), le plus haut sommet d'Algérie.

Après avoir coulé au N- Ouest, le cours d'eaux prend le sens N-NEst, traversant la vallée entre Dj. Chelia et Dj Tkhizranat en parallèle à la route W45. Ce tronçon d'Oued Tagharist est caractérisé par une forte pente, un lit stable d'une largeur de 60 à 80 m avec un écoulement permanent, malgré un débit faible pendant la saison sèche. Le régime d'écoulement est torrentiel voire violent au début de ce tronçon surtout pendant les crues.

A 1Km avant le site du barrage, l'Oued Tagharist reçoit d'autres affluents: du côté Est oued Touchent prenant sa source de Dj Ifersane (1580 m); du côté Ouest Chaabet Khaled, c'est un torrent venant du flanc Nord de Djbel Tkhisranat.

Après la gorge de Tagharist, l'Oued traverse la plaine de Yabous ; une haute plaine disséquée par un chevelu hydrographique très dense, en direction Nord- Est. Il a la forme d'une plaine inondable (cône de déjection de plus de 250 m de large) ; dans cette zone la largeur du lit majeur dépasse plusieurs fois le lit d'étiage, le cour d'eau est marqué par une forme sinueuse claire, ainsi délimitée sur la rive gauche et son lit mineur est divisé par de multiples chenaux.

Le bassin versant de l'oued Tagharist constitue une zone de transition orographique entre le massif élevé du Chélia au sud (2326m), à relief escarpé, et le bassin de Touffana, au nord, à relief plus adouci, de type collinaire (900 à 1200m). Cette morphologie prévaut sur plus de 100km dans la direction Est-Ouest, entre Batna et Khenchela, où le réseau hydrographique débouche dans le bassin néogène de Timgad, par des gorges très entaillées franchissant les formations atlasiques anciennes (Foum Toub, Foum Tagharist, Foum El Gueiss).

Tableau I.01 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.[Source : A.N.B.T.]

paramètres	unité	Tagharist
superficie du bassin	Km ²	77
altitude moyenne	M	1583
altitude maximale	M	2311
altitude minimale	M	1180
pente moyenne bassin	M/Km	26%
longueur du Thalweg principal	Km	13,5
Indice de compacité de Gravelius		1,61

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

- 2 Cartes topographique Ech 1 :25 000 ;
- Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000 ;

I.2.3.Etudes géologiques et géotechniques

Les objectifs principaux des investigations étaient d'obtenir les informations sur:

- Le bassin de rétention d'eau et la zone aval.
- La situation du site, afin de comprendre et expliquer les effets de terrassement et de construction par rapport à la stabilité des pentes, les eaux souterraines et la perméabilité du bassin réservoir.
- Les conditions de fondation, la distribution et les propriétés des différents matériaux de fondation, la perméabilité, la solidité et le terrassement des différentes classes de matériaux, la convenance des matériaux de terrassement comme matériaux de construction, et des caractéristiques des discontinuités géologiques qui pourraient influencer la fondation.
- A partir des investigations, une carte géologique à l'échelle 1:1000 du site de barrage a été préparée. La carte comprend les zones adjacentes qui couvrent les ouvrages auxiliaires principaux comme l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange. Les coupes géologiques ont

été préparées pour mettre en évidence les aspects qui affecteront l'axe du barrage et les ouvrages auxiliaires comme l'évacuateur de crues et l'ouvrage de vidange.

- En plus une carte géologique du bassin de rétention à l'échelle 1:5000 a été préparée. Cette carte permettra d'identifier les formations rocheuses et les aspects qui pourraient affecter la perméabilité du bassin.

I.2.3.1. Géologie régionale

a)-Stratigraphie

La série stratigraphique du site du barrage et de sa cuvette est rendue relativement aisée à identifier, par suite d'une structure d'ensemble monoclinale assez redressée et d'une végétation clairsemée. Cette série est représentée par des formations superficielles récentes, quaternaires, et des formations plus anciennes d'âge miocène supérieur et créacé.

a)-1. Les formations superficielles

- Les alluvions actuelles du lit mineur : Elles sont représentées par des blocs roulés de 10 à 20cm de diamètre, des galets et graviers et du sable grossier en faible proportion. Ces alluvions sont de nature calcaire prédominante et gréseuse. Au droit des variantes de digue, leur épaisseur est de 3 à 4m. Elles conservent la même épaisseur plus en amont, au lieu-dit Diar El Gaïd, d'après les coupes de puits réalisés lors de l'étude de faisabilité.

- Les terrasses alluviales récentes (photo 3) : Elles sont limoneuses en surface et deviennent plus grossières à partir de 0,5m de profondeur. Leur épaisseur moyenne (d'après les coupes des puits PE3 à PE8, de l'étude de faisabilité) est de l'ordre de 2 à 3m. Elles sont très étroites, parfois inexistantes, et ne dépassent pas la largeur de 100m de part et d'autre de l'oued Tagharist.

- Les terrasses alluviales anciennes : A l'affleurement, la présence de terrasses alluviales anciennes n'est témoignée que par un lambeau accroché en rive gauche de l'oued Tagharist à une altitude de 5m environ au dessus de la côte du lit mineur (Zkakat). Cette terrasse de 2 à 3m d'épaisseur, est formée par des alluvions grossières (galets et blocs calcaires et gréseux) dans une matrice limoneuse en faible proportion. L'examen des coupes des puits réalisés, lors de l'étude de faisabilité, dans la recherche des zones d'emprunt, révèle l'existence de ces terrasses anciennes. En effet, sous les colluvions argileuses de Diar el Gaïd, les puits P2, P3, P8 et PE1 de la zone d'emprunt 1, ont traversé des alluvions grossières de 2 à 3m d'épaisseur, à des altitudes suffisamment élevées pour ne pas les confondre avec les terrasses alluviales récentes qui elles, jalonnent l'oued Tagharist.

- Les colluvions : Elles sont distribuées sur les surfaces de faible déclivité (5 à 15% de pente) et jalonnent les berges du réseau hydrographique principal (l'oued Tagharist et ses affluents). Malgré leur hétérogénéité et leur variation d'épaisseur, on peut distinguer des colluvions fines, argilo-limoneuses, et des colluvions grossières à blocs et galets enrobés dans une matrice argileuse.

Les colluvions fines, de couleur brune, sont localisées pour l'essentiel :

- en aval du barrage, à l'entrée sud du village de Yabous,
- dans la cuvette, au lieu-dit Diar El Gaïd . C'est dans ces colluvions qu'ont été définies les 4 zones d'emprunt de matériaux fins lors de l'étude de faisabilité. Les nombreux puits

creusés (30) dans ces colluvions révèlent une épaisseur moyenne de 3 à 6m d'argile renfermant souvent une proportion non négligeable de galets et graviers.

a)-2. Les formations anciennes

Le Tortonien

Il est représenté par une alternance de bancs gréseux massifs dont on peut dénombrer 5 barres, et d'argiles grises, qui forment le premier relief au sud de Yabous. Les barres gréseuses, qui peuvent atteindre 10m d'épaisseur vers le sommet de la série, sont blanchâtres, grossiers et localement conglomératiques (dragées de quartz pilulaire). Les argiles sont souvent silteuses et renferment elles-mêmes des bancs gréseux d'échelle métrique. Elles forment des combes recouvertes par des éboulis. Le passage des argiles aux grès est souligné par une transition d'argiles sableuses verdâtres puis de bancs décimétriques gréseux.

Au-dessus de la première barre gréseuse de la série, est intercalé un banc de calcaire métrique dur, organogène (débris d'huîtres) que l'on observe bien au cimetière de Bouhazra. Ce banc calcaire, concordant dans la série de base argilo - gréseuse, correspond au faciès carbonate fossilifère du Langhien-Serravalien (terme ml de S. Guellal, 1973).

La série tortonienne atteint 400m d'épaisseur. Sa base est située en aval immédiat des 3 variantes de digue du barrage. Elle est discordante sur les formations crétacées. La lacune stratigraphique de tout le Paléogène jusqu'au Miocène inférieur s'observe sur toute la bordure nord-orientale des Aurès. Plus en aval du site, dans la plaine de Yabous, se développent des argiles rouges du Tortonien supérieur, occupant de grandes étendues.

Le Campanien

Il est représenté par une série épaisse de marnes grises, assez homogènes. La stratification est soulignée par des bancs fins marno - calcaires, de couleur plus claire. Elles sont très pauvres en macro - fossiles, contrairement aux séries marneuses plus anciennes. Ces marnes sont assez ravinées en surface par suite de leur décompression et altération. Elles forment par ailleurs l'horizon de fondation des 3 variantes de digues, dans la mesure où elles sont épaisses. Les nombreux sondages qui ont été réalisés dans cette formation montrent qu'elles deviennent de plus en plus denses en profondeur, de couleur plus sombre, et admettent quelques rares passées franchement calcaires. L'observation des carottes de sondages récents montre que ces marnes sont finement diaclasées et fracturées par endroits. Les fractures d'ouverture demi - centimétrique sont souvent recristallisées en calcite blanche. Elles sont par contre très sensibles à la décompression et se débitent alors, quelle que soit leur consistance, en fragments centimétriques anguleux. L'épaisseur de cette formation est de 500m environ.

Le Santonien

Les marnes campaniennes passent progressivement à des marnes plus claires, à cassure terreuse et fossilifères (fragments d'Inocéram, Echinodermes, Huîtres, Strombes). Celles-ci renferment des bancs marno-calcaires noduleux, d'épaisseur décimétrique, fossilifères. Elles sont ravinées et recouvertes par une mince pellicule d'éboulis (nodules marno-calcaires) en surface. La végétation arborée qui recouvre cette formation la protège efficacement contre

l'érosion. Son épaisseur est de 150 à 200m. La limite stratigraphique présumée entre le Santonien et le Coniacien correspond à un banc de calcaire dolomitique, fossilifère de 2m, bien visible de part et d'autre de l'oued Tagharist, au lieu-dit Diar el Gaïd.

Le Coniacien

Au-dessous du banc calcaire - dolomitique que nous avons attribué au Santonien, se développe une sédimentation à dominante marno - calcaire et pélitique, en bancs centimétriques à décimétriques, très fossilifères (huîtres). Le sommet de la formation renferme des niveaux calcaires noduleux, comparables à ceux du Santonien, tandis que sa base est caractérisée par la présence de bancs fins et durs de couleur sombre. Cette formation est largement visible au fond du thalweg qui remonte, en rive droite de l'oued Tagharist, vers le village de Touchent. Dans son ensemble, elle est plus robuste que la formation précédente et donc plus résistante à l'érosion. Son épaisseur est de 300 à 350m.

Le Turonien

On a distingué sur le plan lithologique et cartographique deux formations turoniennes et on a adopté comme limite supérieure les trois bancs calcaires métriques à minces joints marneux, qui affleurent sur toute la largeur de l'oued Tagharist, à Diar El Gaïd, en formant des seuils naturels de déversement des eaux de crues. Ces bancs calcaires, qui appartiennent à la formation supérieure, sont de couleur blanchâtre, fins, et renferment des débris de fossiles. Puis, succède une alternance de marnes grises épaisses renfermant des bancs calcaires demi-métriques qui apparaissent bien en rive droite de l'oued Tagharist, entre les combes marneuses. Son épaisseur est de 500 à 600m.

La formation inférieure est assez comparable à la supérieure mais plus carbonatée. Elle débute par une série de 4 bancs calcaires massifs de 10m d'épaisseur qui forment une arête topographique bien visible sur les deux versants de l'oued Tagharist, à la hauteur de Zkakat. Elle se poursuit à Tibelardjine par une alternance de marnes verdâtres fossilifères (Huîtres) renfermant, en plus grand nombre, des bancs calcaires à patine jaunâtre. Son épaisseur est de 400 à 500m.

Le Turonien basai

La formation turonienne se poursuit vers la base, par une alternance de bancs calcaires d'épaisseur métrique et de marnes pélitiques verdâtres. Les bancs calcaires, fortement redressés et bien dégagés en rive droite de l'oued Tagharist, sont fins, de couleur grise à la cassure et à patine ocre. Ils renferment des débris de fossiles. Les marnes sont à cassure terreuse et renferment de grosses huîtres. Cette formation d'âge probable turonien inférieur, a une épaisseur de 300 à 400m.

Le Cénomaniën supérieur

Il est représenté par des marnes grises à verdâtres, épaisses, renfermant des bancs marno-calcaires d'épaisseur demi-métrique et des lumachelles Huîtres. Le sommet de cette formation est très fossilifère avec une nette prédominance de petites huîtres.

Cette formation occupe la partie amont de la cuvette du barrage et est recouverte en grande partie par les colluvions grossières des bas piedmonts du Chélia (Cantina, Ras el

Hanchir). Son épaisseur est supérieure à 600m. Elle repose sur une série de consistances plus rocheuse, de même âge, qui affleure vers l'extrémité sud-ouest de la cuvette (Cantina). Il s'agit de bancs calcaires durs et massifs, d'épaisseur plurimétrique, alternant avec des passées plus tendres, marneuses. Cette série qui affleure largement plus au sud de la cuvette, forme les premiers contreforts du massif du Chéla.

b)-Tectonique

Les montagnes de l'Atlas représentent un nouvel ensemble plissé contemporain des Alpes d'Europe. Depuis le début de la période Cénozoïque, l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien ont tous deux été plissés et failles par compression dans la direction NNO-SSE, produisant des structures tectoniques correspondant et des failles inverses de direction E-O à NE-SO. Cette compression NNO est le résultat du mouvement du déplacement du Plateau Africain vers le Nord, vers le plateau Eurasien, à une vitesse diversement estimée de 3 à 6 mm/année et jusqu'à 7,6 mm/année. Cette même déformation compressive s'est poursuivie pendant le Quaternaire et a affecté les dépôts quaternaires jeunes. La plupart des activités tectoniques et sismiques ont été associées avec l'Atlas Tellien. La zone à l'intérieur du Haut Plateau apparaît être moins active sismiquement. La zone de l'Atlas Saharien a produit dans le passé quelques activités sismiques éparpillées.

Une structure en pli reign sur le Djebel Chéla, de direction atlasique (NE-SO). Cette structure d'échelle plurikilométrique, concerne aussi bien les terrains crétacés, les plus anciens, que le Miocène moyen (Serravalien à Tortonien). Les accidents majeurs, d'âge néogène (post-Tortonien), sont orientés N-S à NO-SE.

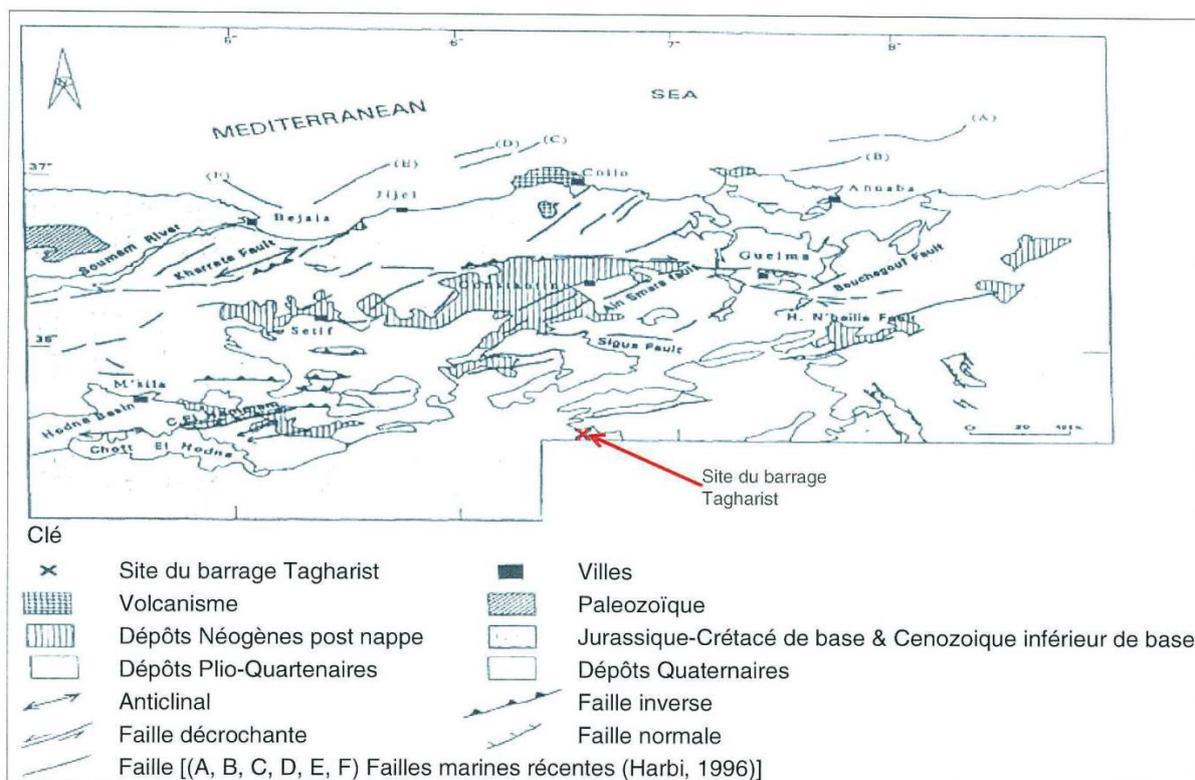


Figure I.02 : la tectonique de la région du site. [Source : A.N.B.T.]

c)-Geologie du site du barrage

Le site du barrage intéresse la zone de transition entre deux domaines géologiques qui influencent les aspects géomorphologiques: celui des pélites et des marnes du Sénonien sup. (Campanien), qui se rapporte à la partie à l'amont de l'embouchure de la gorge de Tagharist, et celui des grès du Tortonien, qui affleurent dans la gorge. D'une part (zone des pélites), la vallée est ouverte, à profil symétrique, avec pentes douces (6° à 10° d'inclinaison) et relativement uniformes, produites par une couche de couverture colluviale; de l'autre (zone des grès), la vallée se resserre et présente un profil dissymétrique, très accidenté, avec talus relativement raides, où à côtes parallèles de grès s'alternent de dépressions recouvertes d'éboulis.

d)-Geologie de la cuvette

Dans la zone de la cuvette, quatre ensembles de côtes, chacun correspondant à une formation géologique différente, sont coupés transversalement par l'oued Tagharist: le premier se trouve à l'aval du deuxième affluent (859 000/237 560) et intéresse la série du Turonien; le deuxième, situé à l'amont des affluents de coordonnées 858 600/238 950 et 858 775/239 020 (en zone de confluence), est formé de sédiments du Sénonien inf.; le troisième, placé à l'aval des affluents susdits, comprend la série du Sénonien moyen et le dernier c'est celui du Dj. Bou Tjeza, constitué de grès du Tortonien.

I.2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques

a) Etude des eaux souterraines

Outre les terrasses alluviales étroites et peu épaisses de Toued Tagharist, qui renferment des eaux souterraines assez localisées, les formations susceptibles d'être aquifères correspondent aux colluvions quaternaires, aux grès tortoniens et probablement aux horizons décomprimés et altérés des terrains créacés. Dans la cuvette, la prédominance des termes marneux alternant avec des bancs calcaires non quarstifiés, de même que la structure monoclinale d'ensemble, forment des conditions défavorables à l'accumulation des eaux souterraines.

Au niveau du site des trois variantes de digue, les sondages équipés en piézomètres donnent les résultats suivants :

Tableau I.02 : forages de reconnaissances.[Source :A.N.B.T]

N° forage	Profondeur du niveau statique (en mètres)	Dates de mesures	Observations
S1	1.83	Mai 1997	Mesure en fin De forage
S2	4.10	Mai 1997	Mesure en fin De forage
S3	0.70	Mai 1997	Sondage au Fond d'oued

Commentaires

- Les eaux sont contenues dans les alluvions de l'oued Tagharist, les colluvions argileuses à blocs et galets et les argiles jaunâtres recouvrant les marnes campaniennes.
- La profondeur des eaux varie en moyenne entre 4 et 8m. Elle peut être plus profonde, au toit des marnes grises, où elle se situe à 14-15m, à la base des colluvions.
- Ces eaux souterraines sont drainées, comme il est attendu, par l'oued Tagharist, et ne forment pas d'aquifère épais, au dessus du substratum marneux imperméable.

I.2.3.3.Sismicité

La pratique courante pour l'analyse sismique des barrages, basée sur les indications données dans (étude d'avant projet détaillée), est d'établir la sécurité du barrage pour deux tremblements de terre d'étude représentatifs qui sont les suivants

- SBE - Le Séisme de Base d'Exploitation (OBE en anglais) ;
- SMD - Le Séisme Maximal de Dimensionnement (MCE en anglais).

-SBE : ou « Séisme de Base d'Exploitation » est le tremblement de terre qui aura probablement lieu au plus une fois pendant la durée de vie attendue de la structure (pas moins de 100 ans). Typiquement, le SBE est choisi comme ayant une période de retour de non moins de 1 tous les 200 ans et l'accélération de pointe du sol (peak ground acceleration = PGA) associée avec un SBE est déterminée en utilisant une Evaluation Probabiliste de Risque Sismique (Probabilistic Seismic Hazard Assessment PHSA).

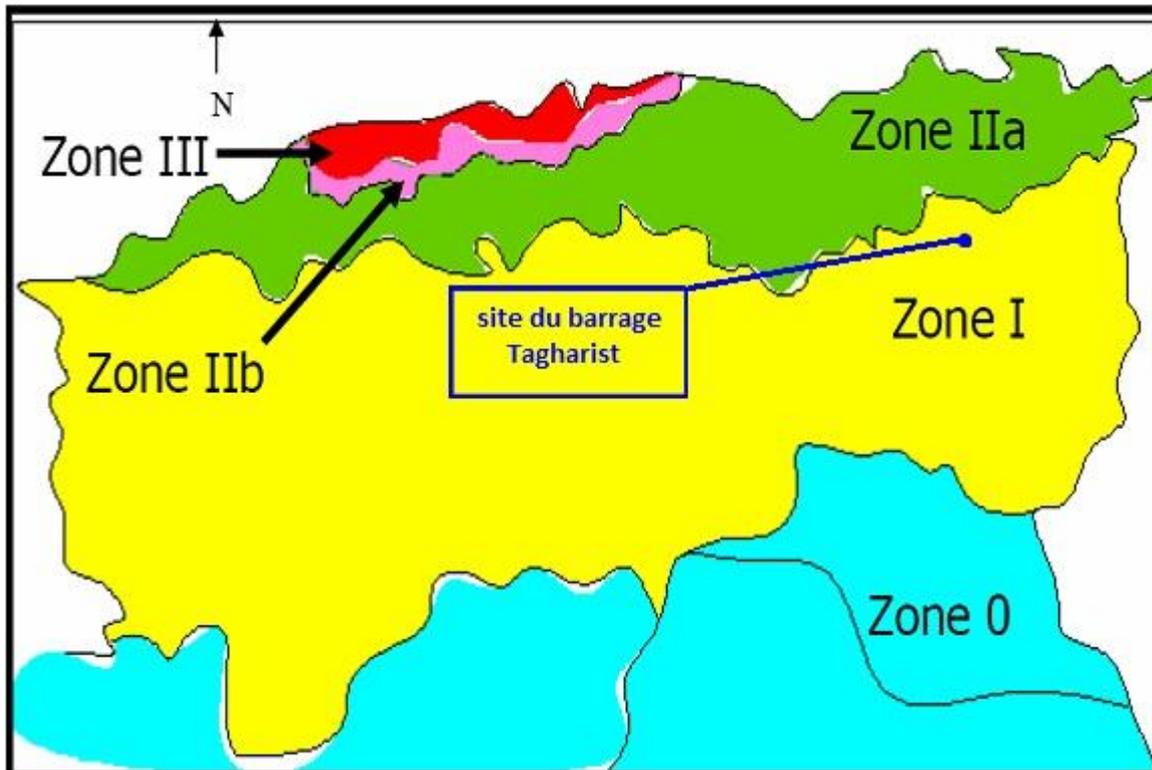
-SMD : ou « Séisme Maximal de Dimensionnement » est le tremblement de terre qui produira le niveau le plus sévère de mouvement du sol pour lequel la sécurité du barrage contre une rupture catastrophique doit être assurée. Une Evaluation Déterministe du Risque Sismique (Deterministic Seismic Hazard Assessment DSHA) est appliquée pour obtenir une accélération de pointe du sol associée avec un SMD.

Les études sismiques effectuées pour le nord d'Algérie indiquent qu'une séismicité modérée à faible est associée à cette zone. les méthodes d'Evaluation Probabiliste de Risque Sismique et d'Evaluation Déterministe du Risque Sismique ont été appliquées pour évaluer le Séisme de Base d'Exploitation (SBE) et le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) respectivement. De même, le code sismique algérien (RPA) et les données existantes des séismes de la région ont été utilisés.

Des études sismiques sont effectuées pour le Nord de l'Algérie, basées sur des données historiques et instrumentées pour la période 1357-1996, ont indiqué qu'il y avait une séismicité active associée avec l'Atlas Tellien et avec l'Atlas Saharien, mais la séismicité était modérée à basse. Une carte de la séismicité du Nord-Est de l'Algérie indique les épicentres des tremblements de terre historiques et enregistrés au moyen d'instruments. Ces épicentres ont tendance à se concentrer dans les zones des failles principales excepté aux alentours de Batna, où des tremblements de terre ont eu lieu dans le passé mais où, à ce jour, des failles n'ont pas été relevées.

Les calculs permettent d'adopter les paramètres suivants :

- Accélération horizontale de pointe du sol pour un séisme de base d'exploitation = 0,08g. Une période de retour de plus de 200 ans correspond à cette accélération, déterminée à partir du code sismique algérien.
- Accélération horizontale de pointe du sol pour une séisme maximal de dimensionnement = 0,15g. Cette accélération est déterminée par l'approche déterministe et est basée sur un tremblement de terre d'intensité égale à 6,5 situé à 20 Km sur le nord du site.



Fig

ure I.03: .Carte de micro zonage sismique du territoire national.[Source :R.P.A (99)]

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones sismiques:

Tableau I.03 : Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 3 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage de grande importance), notre digue est implantée dans la wilaya de Khenchela classe zone I selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

µI.2.3.4.Reconnaisances in situ

Pour réaliser l'étude de faisabilité, cinq forages carottés d'une profondeur variant de 30 à 40 m ont été réalisés en juin 1997 sur le site de la digue par la société SERSID d'Oran. Tous les sondages sont verticaux sauf le S2 qui est incliné de 30°, l'emplacement des sondages varie entre la rive droite (S1, S4) et la rive gauche (S2, S5) ainsi que le fond de Oued S3. Pendant l'avancement des forages 17 essais d'eau ont été exécutés. La lithologie est la suivante est donnée dans le tableau qui suit :

Tableau I.04 : Résumé des indications des sondages.[Source : A.N.B.T]

Emplacement	Sondage	Profondeur (m)	Lithologie de sondage
Rive droite	S 1	0.00 - 9.00	colluvions argileuses, passant en profondeur à marne altérée
		9.00 - 12.00	marne peu altérée gris-foncé (Sénonien sup.)
12.00-31.50		marne compacte, peu altérée, gris-foncé (Sénonien sup.)	
Rive Gauche	S4	3.00	blocs de grès
		3.20-9.00	grès blanc sain (Miocène inf - Tortonien)
		9.00- 12.00	grès fracturé avec remplissage de marne (Transition)
		12.0-30.00	marne gris-foncé, schisteuse
Rive Gauche	S2 (Incliné 30°)	0.00 - 6.67	colluvions argileuses emballant blocs de grès
		6.67-13.50	marne altérée grise (Sénonien sup.)
		13.50-13.85	niveau gréseux
		13.85-15.60	marne altérée grise
		15.60-39.0	marne saine grise
Rive Gauche	S5	1.50	couverture éluviale
		1.50-4.80	grès blanc à gris, altéré, fissuré (Miocène inf - Tortonien)
		4.80 - 6.50	blocs de grès et sable
		6.50-15.50	grès blanc, jaunâtre, parfois oxydé (Miocène inf-Tortonien)
		15.50-15.80	passage broyé (Surface d'érosion)
Fond d'Oued	S3	15.80-22.50	marne gréseuse (Transition)
		00-3.20	alluvions grossières
		3.20-9.00	marne calcaire fracturée, grise (Sénonien sup.)
		9.00 - 12.00	marne calcaire saine, grise
Fond d'Oued	S3	12.0-30.00	marne calcaire saine, grise

I.2.3.5.Essais de laboratoire

Plusieurs essais géotechniques ont été effectués dans le but de déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol de la zone d'emprunt, de la cuvette et le long de l'axe du barrage.

a) Essai Granulométrique

Pour déterminer la taille des grains du sol, un essai d'identification important appelé granulométrie a été effectué sur les échantillons prélevés afin de pouvoir obtenir la représentation des grains suivant leur dimension. Il a consisté au passage du sol grenu dans une série de tamis et le procédé basé sur la loi de STOKES pour les sols fins. L'étude statistique de la granulométrie est contenue dans l'annexe I

b) Essai de compression simple

les échantillons ont été prélevés dans les sondages situés sur le site de l'axe de la digue, bassin de dissipation et des ouvrages de prise et de vidange proposés. Les résultats des essais de résistance à la compression simple sont donnés dans l'annexe I.

c) Essai Limites d'Atterberg:

Les matériaux fin devant être utilisés comme noyau argileux ont un indice de plasticité compris entre 23 et 28. La limite de liquidité est comprise entre 50 et 59. Voir l'annexe I.

d) Compaction (Proctor normal) :

Le test de Proctor normal définit la teneur en eau à laquelle la densité optimale est atteinte. En général, la teneur en eau optimale d'un sol est en rapport étroit avec l'indice de plasticité.

Pour les matériaux devant être utilisés comme noyau argileux, une teneur en eau optimale entre 15.2 et 19.2%, et une densité sèche maximale de 1,59 à 1,81 g/cm³ devraient être considérées si l'on tient compte des résultats des tests de Proctor. (Voir l'annexe I).

Source :A.N.B.T.

e) Qualité des eaux :

Durant l'investigation géotechnique, des analyses physico-chimiques ont été effectuées par le laboratoire régional de l'Agence National des Ressources Hydrauliques sur trois échantillons d'eau. Les analyses ont données les résultats suivants :

* Un PH moyen de 7,7 . La teneur en chlorures varie entre 20 et 30 mg/I, avec une moyenne de 25 mg/I. Celle de sulfates varie entre 124 et 178 mg/I, et possède une moyenne de 145 mg/I.

*Les teneurs en chlorures et sulfates sont faible, et non agressives contre le béton et l'acier.

f) Essais de Consolidation à l'Œdomètre

Durant l'investigation, des essais de consolidation à l'oedomètre ont été effectués sur deux échantillons de colluvions argileuses . De plus, 8 autres essais (2 sur des échantillons de marne et 6 sur des colluvions) ont été effectués sur des échantillons des puits creusés dans la cuvette du barrage, durant l'investigation géotechnique de la seconde phase.

Les valeurs des contraintes effectives P_c obtenues pour les deux échantillons de marnes correspondent à des sols surconsolidés (le degré de surconsolidation est de l'ordre de 4-6). Pour les colluvions, les valeurs des contraintes effectives P_c obtenues sont variables et correspondent à des échantillons normalement consolidés à surconsolidés (le degré de surconsolidation varie de 1-2 jusqu'à atteindre 30-40 pour certains échantillons). En ce qui concerne l'indice de compression C_{cr} des valeurs variant entre 0,09 et 0,26 et de 0,20-0,22 sont obtenues pour les colluvions et les marnes respectivement, correspondant à des matériaux de faible à moyenne compressibilité.(voir annexe I).

g) Paramètres de Résistance au Cisaillement de la Fondation

Des essais de cisaillements directs à la boîte de Casagrande, CU alterné, UU, et CD, ont été réalisés sur 25 échantillons allant de la marne grise à l'argile jaune. Les valeurs tabulées donnent l'angle de frottement et la cohésion pour les mouvements de cisaillement initiaux et les mouvements répétés à un taux de 1 mm/min. Ceux-ci correspondent aux résistances de pointe et résiduelle.(voir annexe I).

I.2.3.6. Matériaux de construction

a) Matériaux pour le noyau argileux

L'acceptabilité des matériaux argileux à utiliser dans le noyau du barrage est en fonction de plusieurs critères.

Du point de vue plasticité, des matériaux de faible plasticité sont préférables pour le noyau étanche car ils offrent un meilleur contrôle des travaux de compactage. convenablement sous-zonés, mais non aléatoirement mélangés à l'intérieur du noyau d'un barrage.. Des argiles organiques ou très plastiques occasionnelles devraient être exclues pour assurer une uniformité des propriétés du noyau. Un pourcentage de gravier limité pourrait être toléré mais des blocs plus larges que la moitié de l'épaisseur de la couche compactée devraient être enlevés à la main en mettant en place l'argile.

Vu sa fonction principale d'imperméabilisation, une faible perméabilité, généralement inférieure à 10^{-7} m/s est recommandée pour le noyau.

Une quantité de 0,3 Mm³ a été estimée comme disponible à partir d'une zone connue comme Diar El Gaid, localisée entre 0,5 et 1,5 km en amont du site du barrage, le long d'une route existante. Le gîte inclut les cônes de déjection de colluvions fins, qui sont bien développés au pied des pentes le long de la vallée principale et des vallées secondaires. Le plan des gîtes d'emprunt représente la zone investiguée comme s'étendant sur la zone indiquée d'affluents de rive gauche, le long de la vallée principale de Tagharist et le long d'un affluent similaire de rive droite de l'oued Touchente. La zone investiguée a été divisée en quatre parties ; zone 1 correspondant à Diar El Gaid sur la rive gauche, zones 2 et 3 sur la rive droite opposée, et zone 4 le long de l'affluent de rive droite.

Tableau I.05 : volumes minimum des matériaux disponibles.[Source : A.N.B.T]

Zone	Superficie de la zone	Epaisseur moyenne d'argile	Quantité d'argile
1	140 000 m ²	3,3 m	231 000 m ³
2	23 000 m ²	2,6 m	29 900 m ³
3	124 000 m ²	2,3 m	142 600 m ³
4	25 000 m ²	2,6 m	32 500 m ³

b) Matériaux pour les Recharges

Les matériaux de recharge peuvent être constitués d'alluvions ou de colluvions.Des dépôts alluviaux le long du cours de l'oued Tagharist ont été identifiés dans l'étude de faisabilité précédente comme une zone d'emprunts adéquate pour remblais en gravier grossier. Celle-ci forme une terrasse de niveau inférieur combinée avec une plaine d'inondation étroite. La quantité de matériaux disponibles a été estimée à 1,0 Mm³ pour une longueur de rivière de 1,5 km et une profondeur moyenne de 2,6 m d'alluvions graveleuses.

La largeur supposée de la couche de gravier durant l'étude de faisabilité est 270 m en moyenne, et s'étend sous la zone d'emprunt d'argile tel que confirmé seulement dans une minorité de puits de reconnaissance. La séquence de déposition implique l'extraction de l'argile marron en premier lieu.

c) Matériaux pour Enrochement et Agrégats

Ces matériaux ont été examinés pendant la récente Inspection géologique du site (Etude géologique, Mars 2005, section 7.3) pour établir la disponibilité de bons agrégats pour béton, du matériau pour le rip-rap, et des matériaux pour enrochement. Les deux affleurements de roche dure les plus favorables à l'intérieur du bassin de rétention ont été identifiés comme :

- Une série de 4 bancs calcaires à structure micrique, du Turonien Inférieur, et d'épaisseur de 10 m. Cette zone est située à Zkakat, sur les deux rives de l'Oued Tagharist.
- Une série de bancs calcaires demi-métriques à métriques alternant avec des marnes. Cette zone est située à Cantina, à l'extrémité sud-ouest de la cuvette.

I.2.4. Etude hydrologique

I.2.4.1 Généralités

Dans cette présente partie, nous fait un résumé de l'étude hydrologique du site du barrage de Tagharist, faite lors de l'étude de faisabilité.

Par la suite on présente les caractéristiques générales du bassin versant du Oued Tagharist au site du barrage.

I.2.4.2 Caractéristiques climatiques de la zone d'étude

Le tableau suivant montre la variation des températures pendant l'année et dans le même mois. Le climat de la commune de Yabous et de la région en général est de type continental avec des températures faibles en hiver et fortes en été, et donc un rythme opposant hiver humide à été sec.

Tableau I.06 : Température enregistrée à la station de Bouhmama (1991-1997)[Source : A.N.B.T]

T°	Sept	Oct.	Nov.	Dec.	Jan	Fev.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Moyenne Annuelle
Min	13.04	8.24	3.8	2.86	0.69	0.14	1.28	4.91	9.24	13.13	15.65	16.66	7.35
Max	26.66	20.41	15.61	10.52	9.38	9.01	13.02	16.55	23.73	29.49	31.1	32.07	19.79

I.2.4.3. Précipitations

D'après la carte pluviométrique à l'échelle 1/500 000 établie par l'ANRH, la zone du barrage est située entre les isohyètes 350 - 400 mm. Le graphe P(mm) de la station de Yabous, montre que la région a deux périodes pluviales, la première va du mois de septembre à novembre, la deuxième de janvier à mai, c'est dans cette période qu'on observe un maximum pendant le mois de mai, soit plus de 50 mm.

Il faut préciser que les pluies enregistrées dans cette période, surtout celles de mois de juillet sont à caractère orageux : à titre d'exemple il avait plu 54.5 mm au mois de juillet (été 1986-1987) et 77.7 mm en mois d'août (été 1989-1990).

I.2.4.4. Etudes des crues

Les crues nécessaires au dimensionnement des ouvrages ont été obtenues - pour les débits de 50 et 100 ans - par moyenne entre la méthode SCS (pondérée aussi par le modèle de Nash) et l'analyse fréquentielle des maxima annuels, et par moyenne entre la méthode SCS, la méthode du

Gradex et l'analyse fréquentielle des maxima annuels pour les débits de 1000 et 10000 ans. Les caractéristiques des crues principales sont données dans le Tableau ci-après :

Tableau I.07 : Valeurs Adoptées pour Différentes Périodes de Retour[Source : A.N.B.T]

Période de Retour (ans)	Débit de pointe (m/s)	Volume (Million de m)
10000	770	10,4
1000	485	6,6
100	209	3,0
50	153	2,3
20	118	1,8

I.2.4.5. Caractéristiques générales du bassin versant

Les différentes caractéristiques du bassin versant de Tagharist sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau I.08 :les caractéristiques du bassin versant.[Source : A.N.B.T]

Paramètres	unité	Tagharist (barrage)
Nom de l'oued	-	Tagharist
Superficie du bassin	Km ²	77
Périmètre du bassin	Km	50
Altitude moyenne	m	1564
Altitude maximale	m	2326
Altitude minimale	m	1180
Pente moyenne bassin	m/Km	26%
Temps de concentration	h	1h40min
Longueur de l'oued principal	km	13.5
Pente moyenne de l'oued principal	m/Km	26
Indice de compacité de Gravelius	-	1,61

I.3. Recommandations de l'étude d'impact

La mise en œuvre d'aménagement comportant des ouvrages importants comme les barrages, ne se fait pas sans interactions notables avec les milieux naturel et humain. Leur construction modifie localement l'environnement et change les habitudes de vie parfois séculaires des riverains.

Le but de l'étude d'impact est de :

- Connaître l'état initial du milieu et situer le projet dans ce contexte ;
- Analyser les conséquences ;
- Prévoir des mesures compensatoires et les intégrer à la conception et au financement du projet ;
 - Débattre de la pertinence du projet au regard des différentes contraintes ou alternatives et énoncer des recommandations afin d'assurer le suivi du projet et en contrôler l'évolution.

Les effets du barrage et des aménagements qu'il commande devront être recherchés non seulement sur le court terme, mais aussi à plus longue échéance. Les conséquences immédiates du

projet sont souvent plus faciles à cerner, sans oublier les problèmes qui peuvent survenir parfois plusieurs années après la fin du chantier.

La réalisation du barrage et la création de la retenue de Tagharist auront comme effet la submersion des terres cultivables à l'amont du barrage.

A cet effet une étude très approfondie d'impact lors de l'étude de l'avant projet détaillé (APD) s'impose.

I.4. Synthèse de l'analyse des variantes

Tagharist, est considéré comme une vallée étroite. Pour ce genre de forme de vallée, un barrage-poids en béton ou un barrage en remblai seraient économiquement faisable. La sélection initiale des types de barrages considérés lors de cette étude est résumée dans le tableau suivant :

Tableau I.09 : Choix du type de barrage. [Source : A.N.B.T]

Type de barrage	commentaires
En terre avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux adéquats (argile)
Enrochement avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement • Dépend de la disponibilité d'argile adéquate
Enrochement avec noyau de béton bitumineux	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement
Enrochement avec masque amont en béton	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement
Barrage-poids	<ul style="list-style-type: none"> • Sera investigué bien qu'un site adéquat a été trouvé pour l'évacuateur de crue et ce type de barrage pourrait être plus onéreux qu'un remblai. • Dépend de la disponibilité des matériaux pour les granulats.

De manière à établir la sélection initiale du type de barrage préféré, les quantités principales des quatre premiers types de barrage donnés dans le Tableau I.9. Ont été calculées.

Les quantités principales furent multipliées par leur taux respectif pour fournir les coûts comparatifs. Puisque l'évacuateur de crue et la dérivation de la rivière sont inclus dans le barrage-poids en béton, ces deux éléments seront également inclus dans le prix de revient des quatre autres types de barrage.

L'analyse a révélé qu'un barrage en terre à noyau d'argile serait le choix le plus économique du site, quel que soit le volume de retenue. La disponibilité du matériau de remblai, l'argile pour le noyau y inclus, à une distance raisonnable du site en est la raison principale.

Conclusion

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'étude de faisabilité telle que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued de Tagharist, alors que les crues ont été évaluées par plusieurs méthodes afin d'avoir des résultats plus précis.

Pour le choix de la variante du barrage, cinq variantes ont été proposées, après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage en remblai avec noyau d'argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : un évacuateur de crues latéral à seuil libre composé d'un canal évacuateur rectangulaire et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type III USBR).

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Cette dernière sera transformée en galerie de conduite de vidange de fond et conduites de prise d'eau.

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 à 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. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

II.1.Le bassin versant :

II.1.1. Caractéristiques générales du 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 poursuivre 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.

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

La Figure II.01 présente la délimitation du bassin versant au droit du barrage Tagharist. Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne des vitesses de ruissellement relativement élevées. Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure .II.02.



Figure .II. 01 : Délimitation du bassin versant

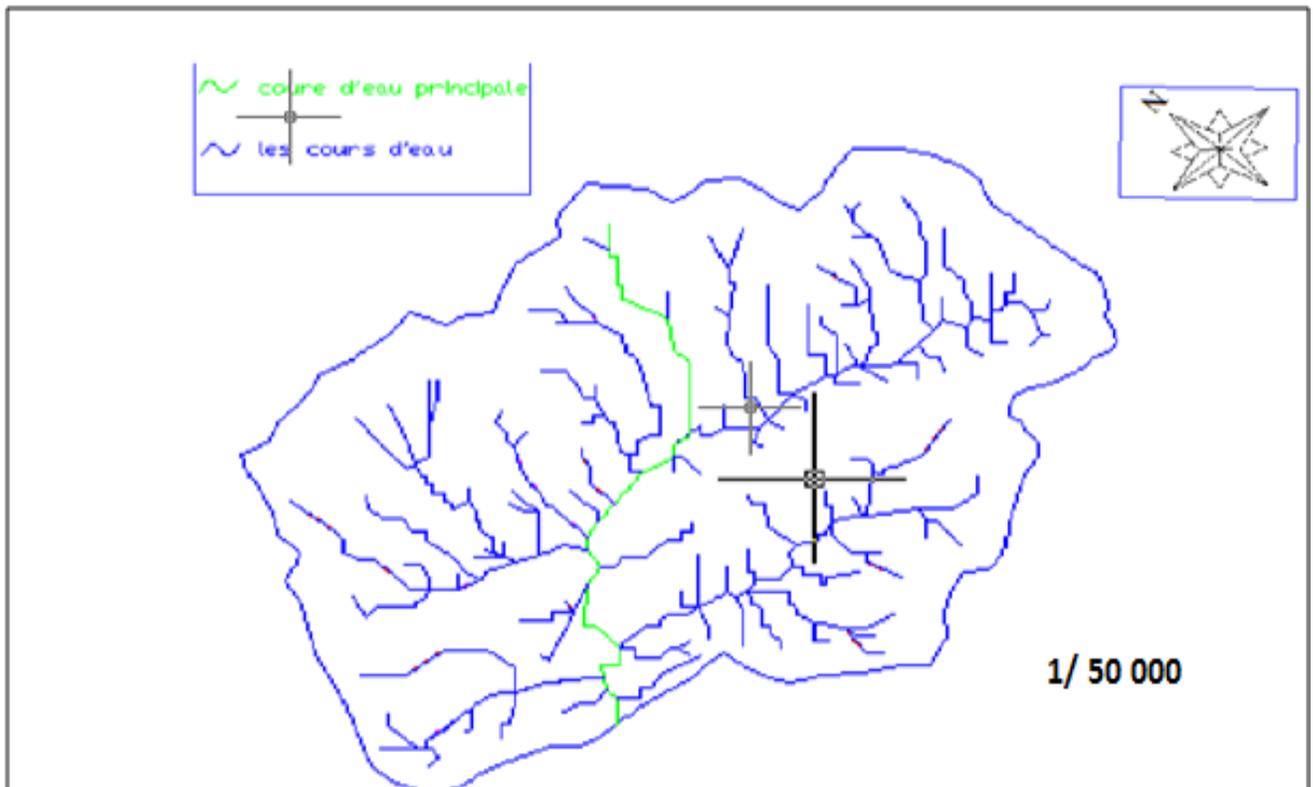


Figure. II.02: Le réseau hydrographique du bassin versant.

II.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique « Touffana » à l'échelle 1/150 000 aux coordonnées UTM où x 286 303 et y = 3 918 672. Le plan de situation générale est sur la Figure .II.03

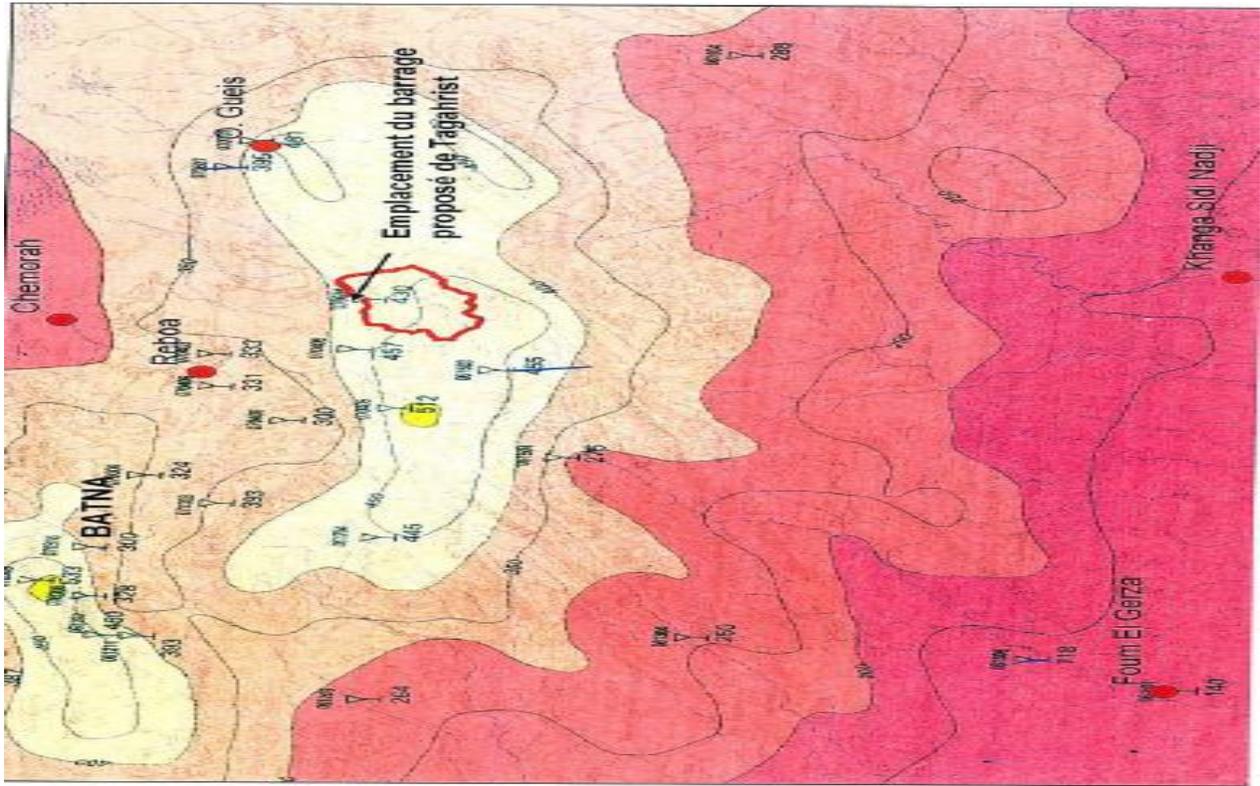


Figure .II.03: Plan de situation générale du bassin versant du barrage de Taghariste.

II.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A- les caractéristiques géométriques :

1-Par L'utilisation du logiciel AUTO-CAD sur les deux cartes d'état major de kenchela l'échelle 1/15.0000, la surface du bassin est:

$$S = 75.834 \text{ km}^2.$$

2-La longueur du thalweg principal est mesurée a partir du profil de l'oued, soit :
L = 13.55 km.

3-a l'aide d'un curvimètre on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à
P = 36.922 km.

B- Caractéristiques hydro morphologiques :[01]

1-Indice de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'Hydrogramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui sont plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, et auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_C , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1,128 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit :

$K_C = 1,187$

Si $K_C = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_C > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme ramassé.

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_P = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.3)$

Soit : **$K_P = 2.4207$**

3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

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 points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots (II.4)$$

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

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots (II.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions $L_r; l_r$:

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 12.2909 \text{ km}$ et $l_r = 7.3222 \text{ km}$

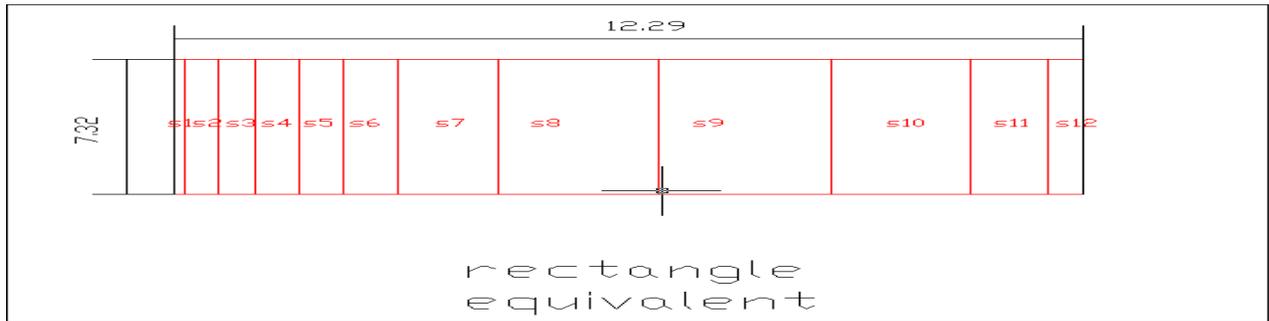


Figure .II.04: Rectangle équivalent.

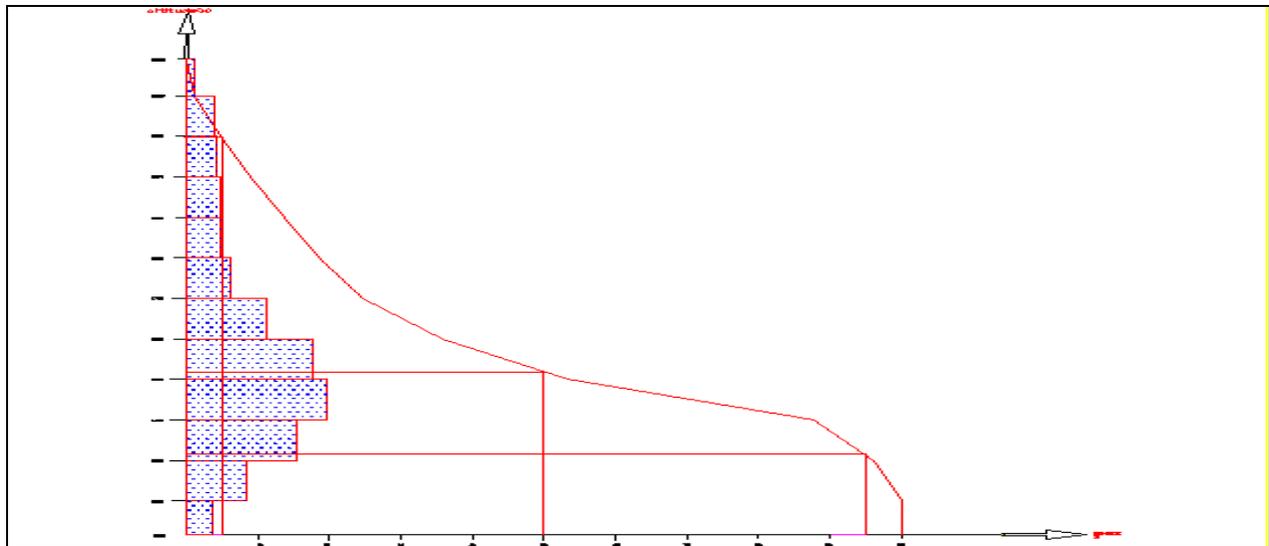


Figure .II.05 : Courbe hypsométrique.

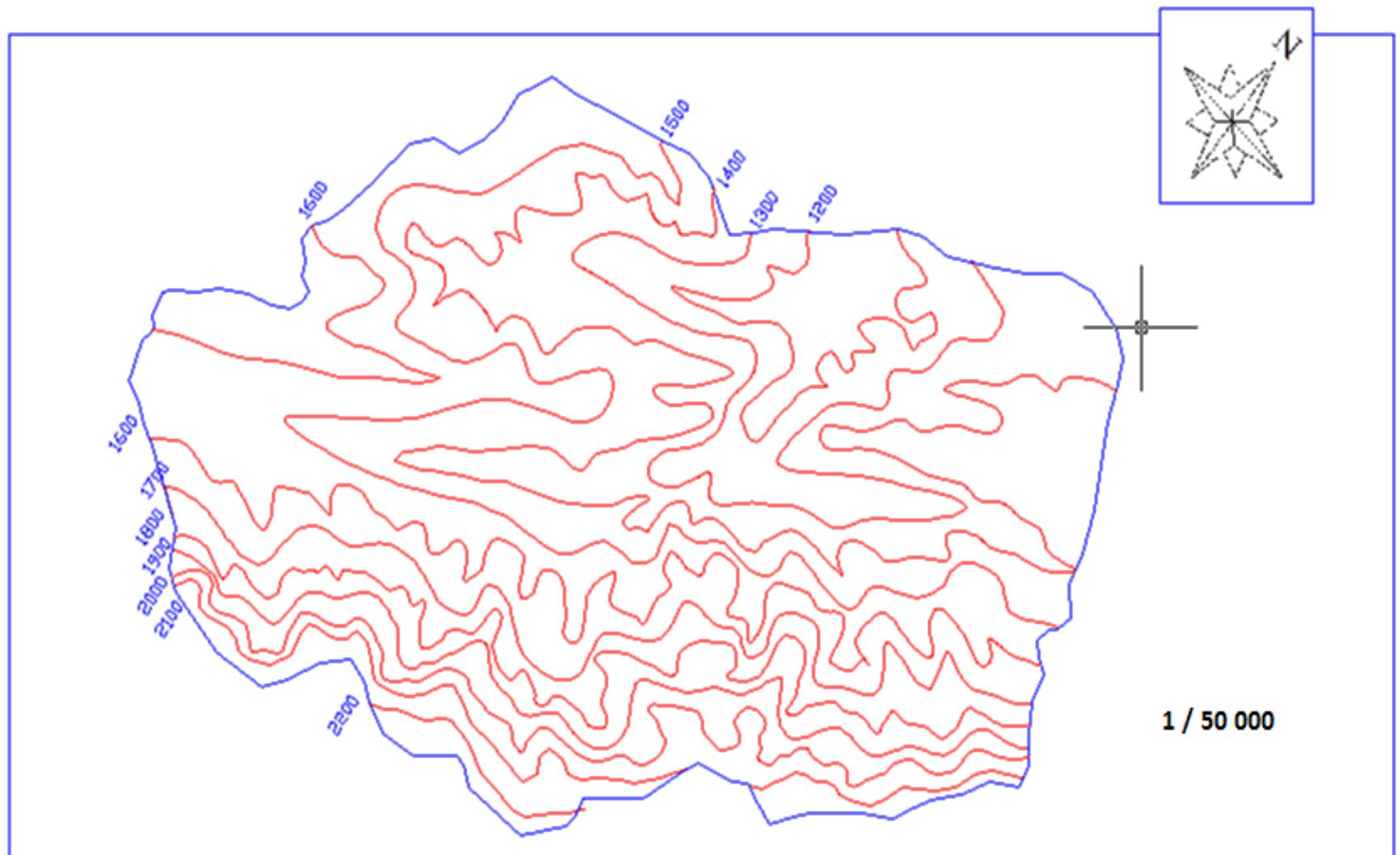


Figure. II.06 : Plan altimétrique du bassin versant.

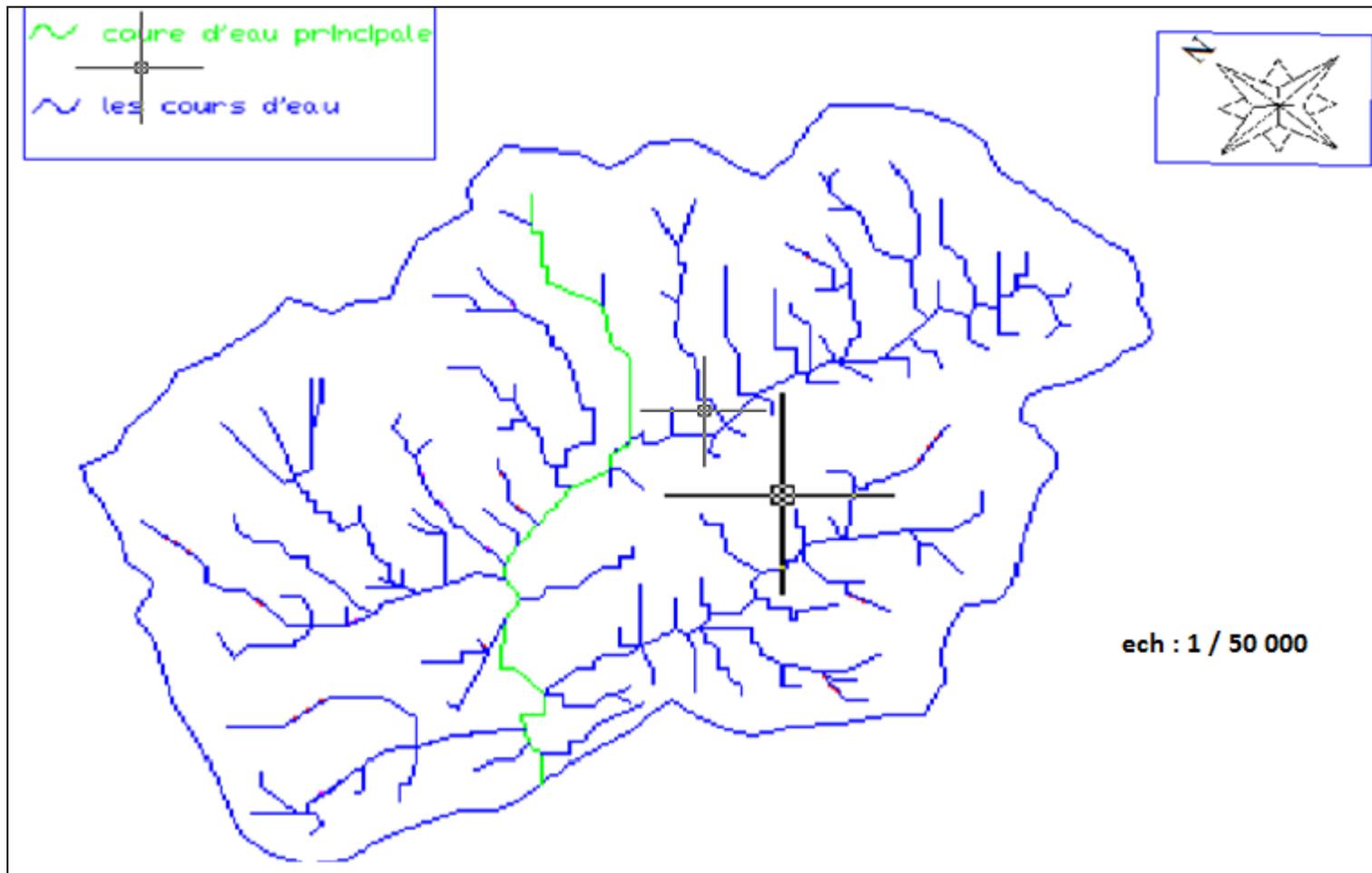


Figure .II.07 : Classification du cours d'eau principal.

C. Caractéristiques hydrographiques :[01]

1- Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m
- Densité de drainage D_g .

2- Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe 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. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II.01 : Calcul des surfaces cumulées.

Altitude (H)	Altitude	Surfaces	Surfaces	Surfaces	Surfaces
	moyen	partielles	partielles	cumulées	cumulées
	$H_i - H_{i-1}$	(S)	(S)		
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
2290-2200	90	0,777	1,025	0,777	1,0246
2200-2100	100	2,929	3,862	3,706	4,887
2100-2000	100	3,1713	4,182	6,877	9,069
2000-1900	100	3,563	4,698	10,44	13,767
1900-1800	100	3,702	4,882	14,142	18,648
1800-1700	100	4,599	6,065	18,741	24,713
1700-1600	100	8,4	11,077	27,141	35,79
1600-1500	100	13,326	17,573	40,467	53,363
1500-1400	100	14,432	19,031	54,899	72,394
1400-1300	100	11,669	15,387	66,568	87,781
1300-1200	100	6,457	8,515	73,025	96,296
1200-1185	15	2,809	3,704	75,834	100

3- Détermination des altitudes

*L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 2290\text{m NGA} \qquad H_{\min} = 1185\text{m NGA}$$

*L'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 :

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

Avec :

- 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] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .m)
2290-2200	2245	0,777	1744,365
2200-2100	2150	2,929	6297,35
2100-2000	2050	3,1713	6501,165
2000-1900	1950	3,563	6947,85
1900-1800	1850	3,702	6848,7
1800-1700	1750	4,599	8048,25
1700-1600	1650	8,4	13860
1600-1500	1550	13,326	20655,3
1500-1400	1450	14,432	20926,4
1400-1300	1350	11,669	15753,15
1300-1200	1250	6,457	8071,25
1200-1185	1192,5	2,809	3349,7325

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{119003.513}{75.834} = 1569,26 \text{ m NGA}$$

***Altitude médiane :**

L'altitude médiane correspond à celle 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, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{\text{méd}} = 1587.72 \text{ m NGA.}$$

Tableau II.03 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H _{moyen}	1596.26
H _{médiane}	1578.72
H ₉₅	1383.84
H ₅	2165
H _{max}	2290
H _{min}	1185

4- les indices :

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

***Indices de pente :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1}.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(\text{II.08})$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau II.04 : Détermination de la pente M. Roche I_p

Hi _ Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Si (Km2)	Ai=Si/S (%)	$\sqrt{A_i \cdot D_i}$
2290-2200	90	0,777	1,025	9,603
2200-2100	100	2,929	3,862	13,897
2100-2000	100	3,1713	4,182	14,46
2000-1900	100	3,563	4,698	15,327
1900-1800	100	3,702	4,882	15,623
1800-1700	100	4,599	6,065	17,413
1700-1600	100	8,4	11,077	23,534
1600-1500	100	13,326	17,573	29,642
1500-1400	100	14,432	19,031	30,847
1400-1300	100	11,669	15,386	27,738
1300-1200	100	6,457	8,515	20,633
1200-1185	15	2,809	3,704	13,609
Somme		75,8343	100	271,056211

AN :

$I_p=0.7 \%$

* **Indice de pente globale I_g** : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (II.09)$$

Ou $D =$ Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tq : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$ avec :

Et $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

On a donc $D = 2165 - 1383.84 = 781.16$ m

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 63.56m/km \Rightarrow I_g = 6.35 \%$

* **Indice de pente moyenne I_{pm}**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.10)$$

$\Rightarrow I_{pm} = 8.98 \%$.

Conclusion

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

D. Caractéristiques physiographiques [01]

1-Densité de drainage Dd

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 114.99 Km.

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

Soit : $Dd = 1.516 km/km^2$

2- Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.12)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=239$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 3.151 thalweg/km^2$

3- Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d.F_1 \dots\dots\dots (II.13)$$

AN: $C_t = 4.778 Km^{-3}$

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

4- Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km^2) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

$L_{cp} = 13.55 \text{ Km}$.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : $t_c = 3.52$ heures

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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.15)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 3.85 \text{ Km/h}$

Tableau II.05 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant .

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	km ²	75.834
Périmètre	P	km	39.763

Longueur du thalweg principal		L	km	13.55
Indice de compacité		K_C		1.187
Coefficient d'allongement		K_P		2.421
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	12.291
	largeur	l_r	Km	7.322
Altitudes	maximale	H_{max}	m	2290
	moyenne	H_{moy}	m	1569.26
	médiane	H_{med}	m	1587.72
	minimale	H_{min}	m	1185
Indice de pente de Roche		I_P	m/Km	
Indice de pente globale		I_g	m/Km	63.5
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	89.8
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	1.516
Coefficient de torrentialité		C_t	Km ⁻³	4.778
Temps de concentration		T_c	h	3.52
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.85

III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

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

Pour notre zone d'étude, la station plus représentative et celle qui dispose le plus d'enregistrements est la station de yabous (code 07.06.04) [Figure II.08]

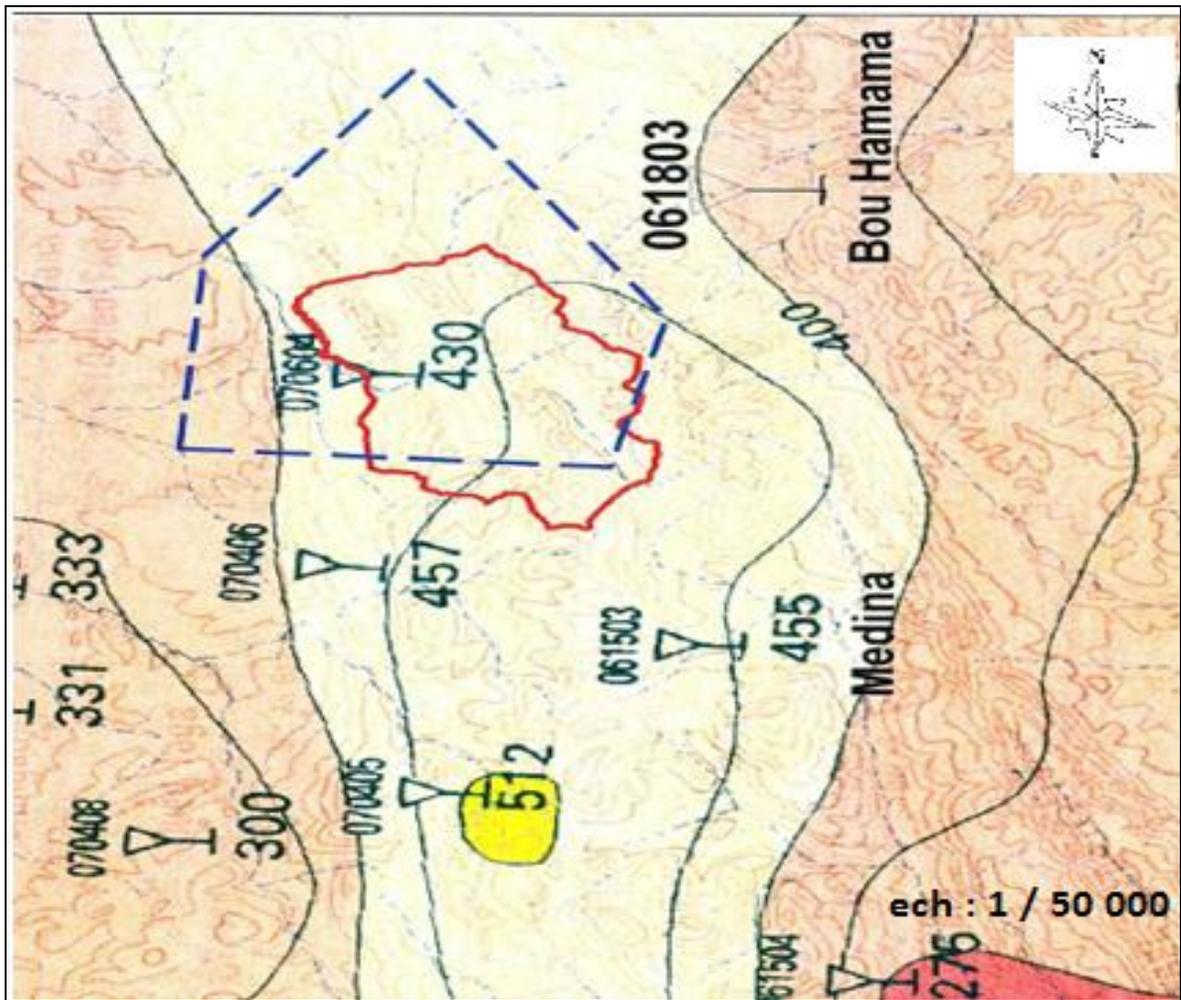


Figure. II.08 : Stations pluviométriques dans la zone de projet

II.1.3.1. Température :

La température moyenne mensuelle est de 14,80°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 10°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 10 ans est illustrée par la Figure II.08 .

La température est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.06 : la température du site

Mois	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUI	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
TEMPERATURE (°C)	5	6.5	8.5	12.5	17.3	23	26.5	25.4	21.2	15.5	10.6	7.2

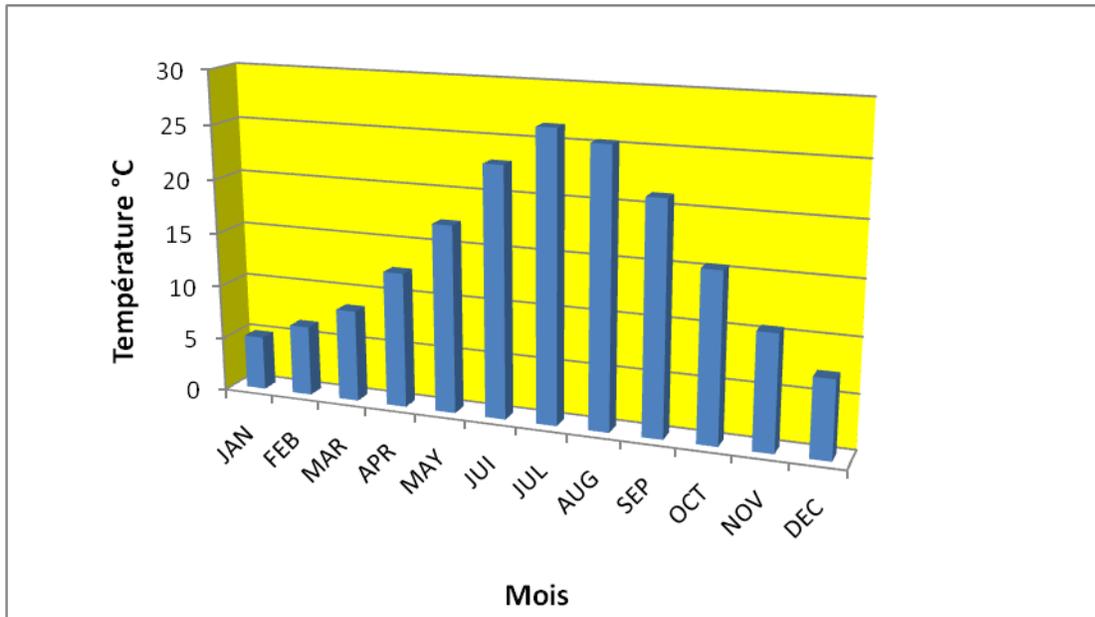


Figure II.09 : Répartition mensuelle de la température

II.1.3.2.répartition mensuelle du vent :

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction O - NO entre le mois d'octobre et le mois de mai, et E - SE de juin à septembre. Pour le dimensionnement de la crête, le vent maximal sera considéré dans la direction la plus critique, soit perpendiculaire à l'axe du barrage. la répartition mensuelle du vent est représentée dans la figure II.07

Tableau II.07 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
V (km/h)	2.3	2.0	1.9	2.1	2.3	2.3	1.9	2.2	2.2	2.2	2.7	1.4

Source : O.N.M

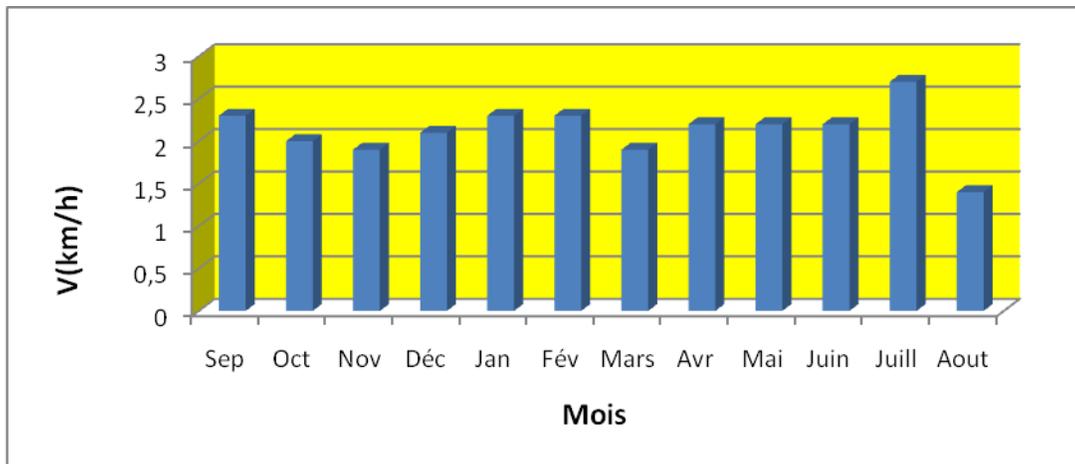


Figure II.10 : Répartition mensuelle du vent

II.1.3.3L'évaporation

L'évaporation mensuelle varie de 105 à 240 min entre avril et septembre. Sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'avril à juillet. La période d'octobre à mars totalise 26 % de la moyenne annuelle. L'évaporation moyenne annuelle varie entre 1300 et 1400 mm. La répartition de l'évaporation mensuelle moyenne est illustrée par la Figure III.12

Tableau II.08 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Jan	Feb	Ma	Avr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Déc
Evaporation (%)	3.1	4	5.5	7.5	10.1	14	17	14.9	10.3	6.2	4	3

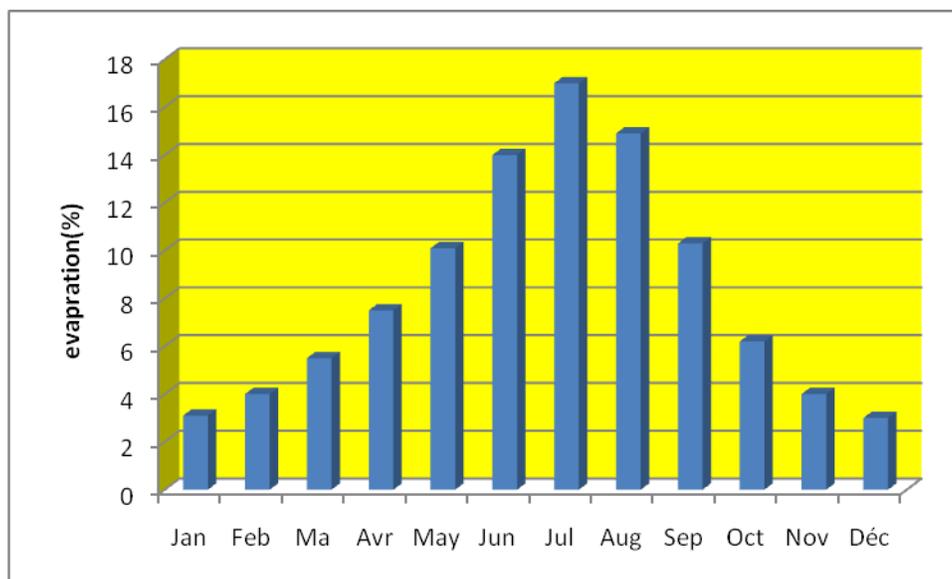


Figure.II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation.

II.1.3.4 la pluviométrie:[01]

➤ **Données disponibles :**

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de l'oued Taghariste.

La station disponible au voisinage du bassin et la plus proches du site est présentée dans le tableau suivant

Tableau II.09 : Station pluviométrique.[Source : A.N.R.H]

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
YABOUS	07.06.04	A.N.R.H	858.45	3239.65	1200	1969-2010	40

La station de Yabous est la plus proche de site avec une période d'observation de 1970-2010 soit 40 ans.

Le tableau II.10 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	40,08	10,15
Octobre	30,16	7,63
Novembre	36,77	9,31
Décembre	34,55	8,75
janvier	33,25	8,42
février	28,84	7,3
Mars	43,99	11,14
Avril	41,36	10,47
Mai	43,88	11,11
Juin	21,76	5,51
Juillet	9,97	2,52
Août	30,2	7,65
<i>Total</i>	394,85	100

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de Octobre à Avril sont en moyenne de même ordre de grandeur et représente environs 87% du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en Décembre.

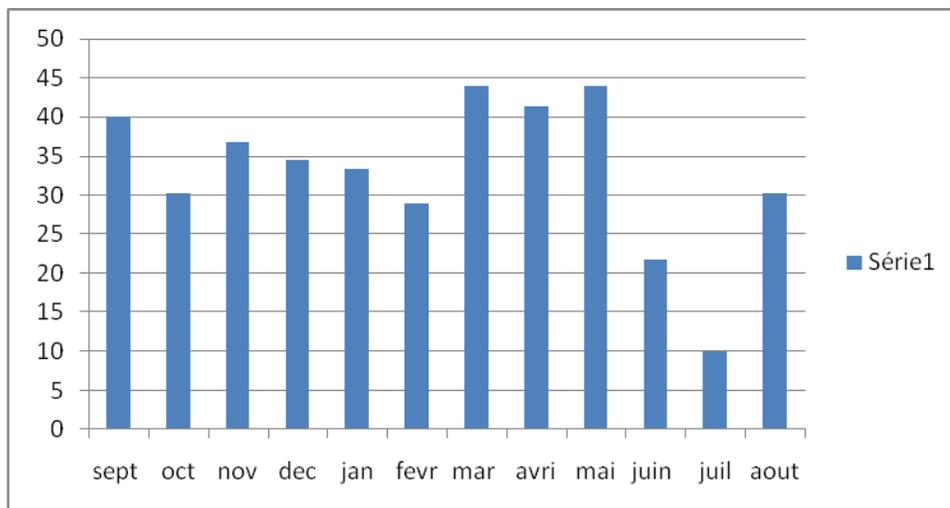


Figure. II.12 : répartition mensuelle de la précipitation

II.2. Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;

- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Tableau.II.11 : Caractéristiques de la série avec N=40ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} X_i$	1667.2mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} X_i}{n}$	41.7mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38} (x_i - \bar{x})^2}{38}} \right]$	18.3mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,438
L'exposant climatique :	$b=0.33$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région (b=0.33) est donné par l'ARNH d'ALGER.

II.2.1 Choix de la loi d'ajustement:

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, 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. Toute fois, 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 (B. Touabia, 2001).

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GUMBEL
- 2)-la loi de GALTON (log-normal2).

II.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMBEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(37)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (- \ln (F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

***Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec :

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

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

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 40

Paramètres

U = 33.4617

$\alpha = 14.2379$

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Tableau. II.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	131	16.3	98.9-163

200	0.9950	108	12.6	83.5-133
100	0.9900	98.4	11.1	76.7-120
50	0.9800	88.6	9.50	70.0-107
20	0.9500	75.5	7.43	60.9-90.1
10	0.9000	65.4	5.89	53.8-76.9
5	0.8000	54.8	4.36	46.3-63.3

Station Yabous: code / (070604)

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.2
Maximum	Aucun	115
Moyenne	41.8	41.8
Ecart-type	18.1	18.1
Médiane	38.8	37.4
Coefficient de variation (Cv)	0.432	0.432
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.92
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	7.51

II.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure (III- 10)

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(II.20)$$

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

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

$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p \%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(II.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (II.12).

Nombre d'observations : 38

Paramètres

$\mu = 3.6527$

$\sigma = 0,388965$

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau II.13 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	128	18.6	91.0-164
200	0.9950	105	13.2	78.7-130
100	0.9900	95.0	11.1	73.2-117
50	0.9800	85.5	9.15	67.6-103
20	0.9500	73.1	6.79	59.8-86.4
10	0.9000	63.5	5.19	53.4-73.7
5	0.8000	53.6	3.77	46.2-61.0

Station de YABOUS (070604) :

Test d'homogénéité

Test d'adéquation

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi carré en a les résultats suivant :

p- value SW = 0.99

Degrés de liberté : p = 0.9400

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	15.2

Maximum	Aucun	115
Moyenne	41.8	41.8
Ecart-type	16.7	18.1
Médiane	38.8	37.4
Coefficient de variation (Cv)	0.400	0.432
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.26	1.92
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.97	7.51

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale (GALTON) parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme les montrent les graphes suivants :

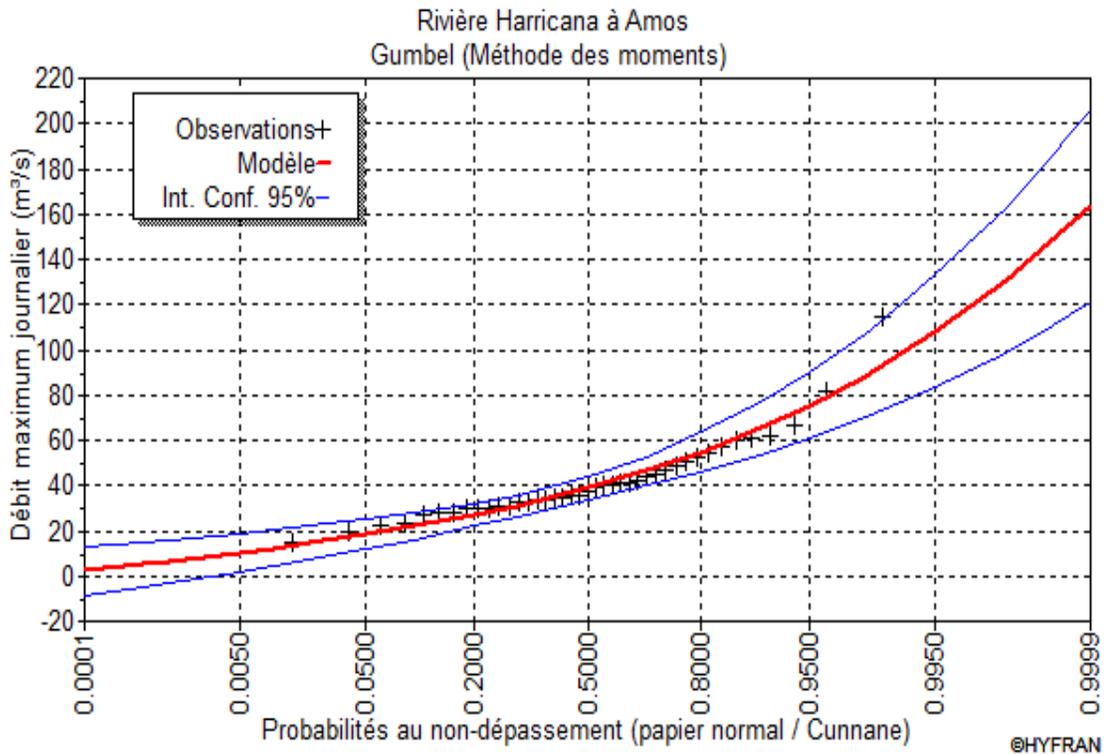


Figure II.13 : l'ajustement avec loi de Gumbel

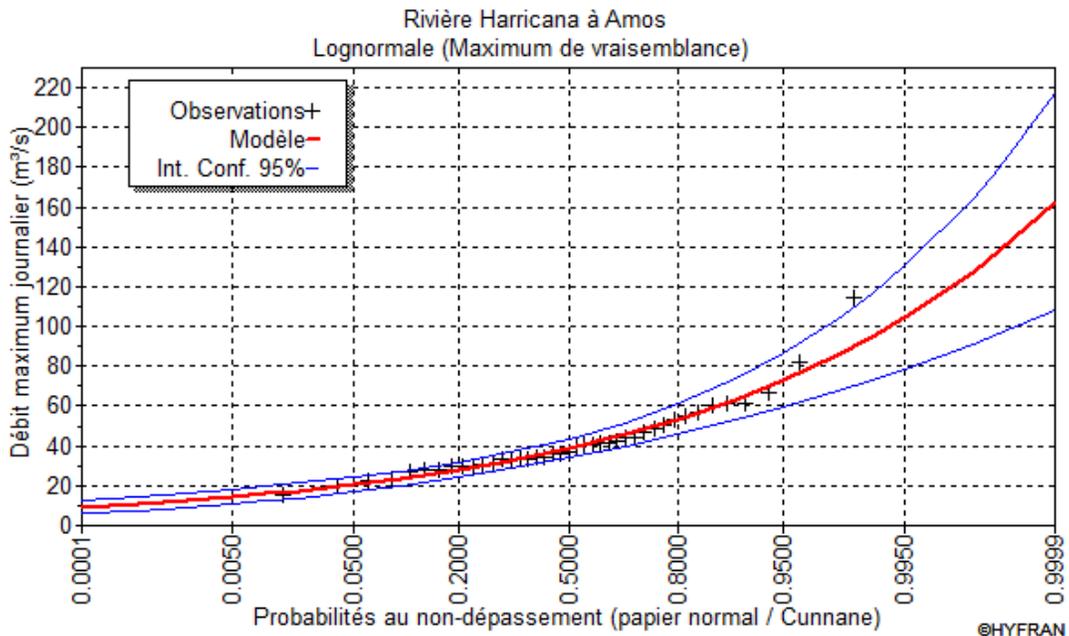


Figure. II.14 : l'ajustement avec loi de Galton

Conclusion :

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Figure. II.16, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

II.2.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.22)$$

t = Tc = 3.52 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,33)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau II.14 :

Tableau II.14: Intensité pour les différentes fréquences.

Période	10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		5		2		1		0,1	
$P_{\max,j,p}(\%)$ (mm)	63,5		73,1		85,5		95		128	
T(h)	$P_{\max,j,p}(\%)$ (mm)	I_0 (mm/h)								
0.2	13,08	65,40	15,05	75,29	17,61	88,07	19,57	97,85	26,37	131,84
0.5	17,69	35,39	20,36	40,75	23,83	47,66	26,48	52,96	35,68	71,36
0.6	18,79	31,32	21,64	36,06	25,31	42,18	28,12	46,87	37,89	63,15
0.8	20,66	25,83	23,79	29,74	27,83	34,79	30,92	38,65	41,66	52,08
1	22,24	22,24	25,61	25,61	29,96	29,97	33,29	33,29	44,85	44,85
4	31,97	10,66	36,80	12,26	43,05	14,35	47,83	15,94	64,45	21,48
$T_c=4,55$	33,70	9,57	38,79	11,02	45,37	12,89	50,42	14,32	67,94	19,29
8	35,15	8,79	40,46	10,12	47,33	11,83	52,59	13,15	70,86	17,72
12	44,18	5,52	50,87	6,36	59,49	7,44	66,11	8,26	89,08	11,13
16	50,51	4,21	58,15	4,85	68,02	5,66	75,56	6,29	101,82	8,49
20	55,55	3,47	63,95	3,99	74,79	4,67	83,10	5,19	111,97	6,99
24	59,79	2,98	68,83	3,44	80,51	4,03	89,45	4,47	120,53	6,03

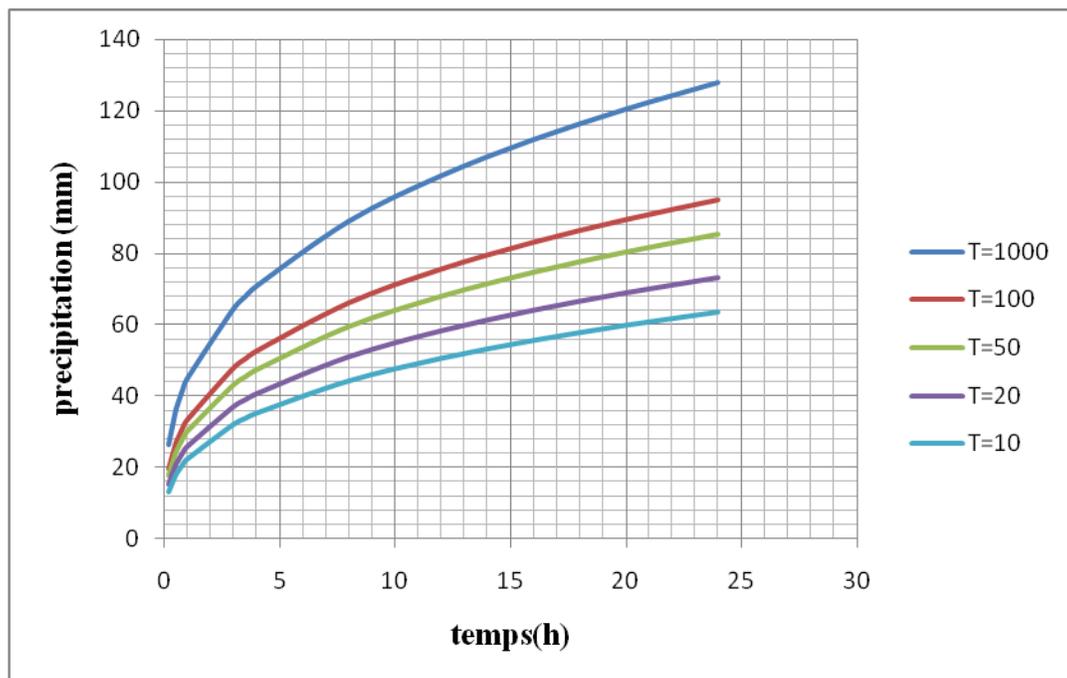


Figure II.15 : pluie de courte durée.

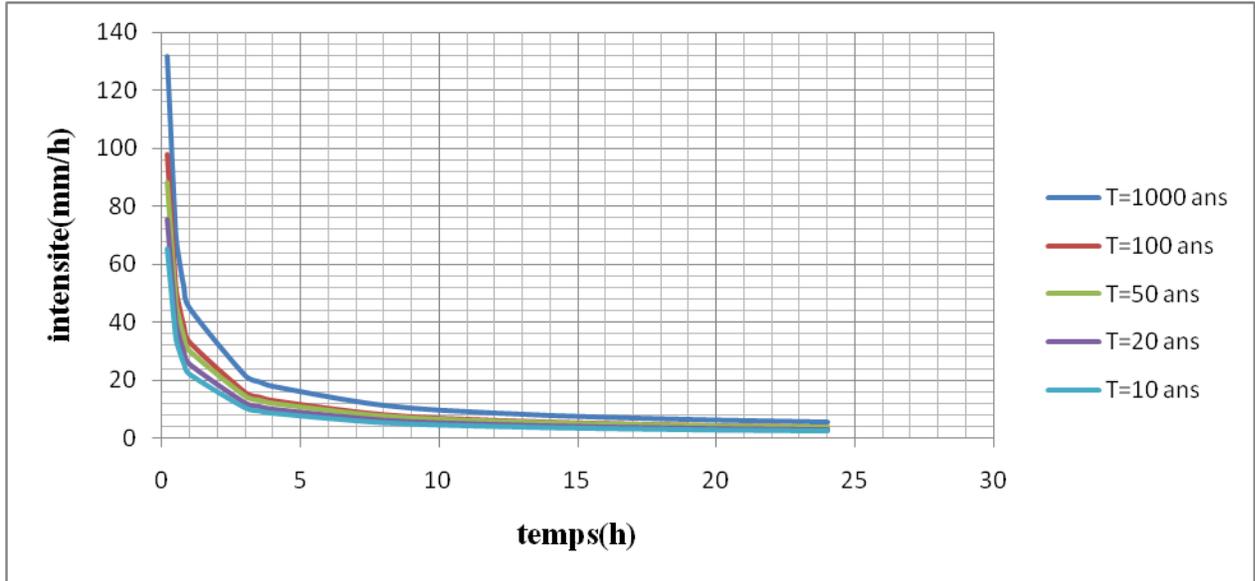


Figure II.16: Intensité –Durée –Fréquence.

II.3 Etudes des apports :[02]

II.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

II.3.1.1 La Station Hydrométrique : station de Yabous .

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe(I)

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 7.52 Mm^3

Tableau.II.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	jun	juil	aou	Total
A (Mm^3)	0,23	0,31	0,44	0,29	0,53	0,87	1,98	1,56	0,82	0,27	0,11	0,2	7.52
Apport (%)	2,96	3,98	5,72	3,74	6,97	11,52	26,27	20,64	10,77	3,5	1,39	2,57	100

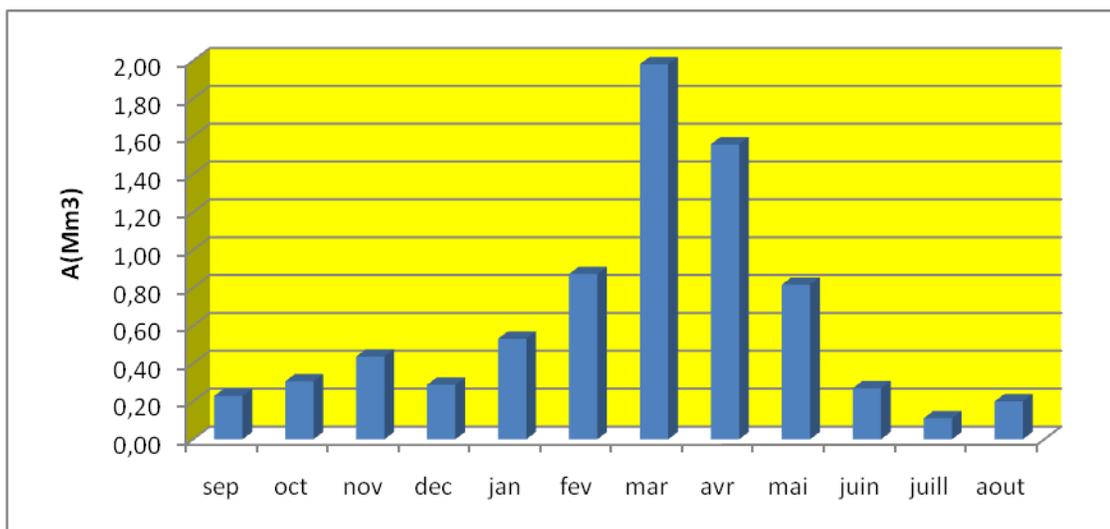


Figure.II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (II.30)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

Soit :

Me=238.458 l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$ (II.31)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit : $M_0=3.144$ l/s/Km²

c) lame d'eau écoulée :

$Le = A_0/S_{BV}$ (II.32)

Soit :

Le=99.982mm

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (II.33)

Soit : $Ce= 0,332$

e) Coefficient de variation :

$Cv=0.594$

II.3.2 Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion rationnelles de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution Gumbel

Les résultats de calculs sont les suivants :

Tableau II.16 : résultat de l'ajustement a la loin de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart Type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	29.6	4.88	20-39.2
200	0.9950	24.0	3.79	16.6-31.4
100	0.9900	21.6	3.32	15.1-28.1
50	0.9800	19.1	2.85	13.5-24.7
20	0.9500	15.9	2.23	11.5-20.2
10	0.9000	13.4	1.76	9.9-16.8
5	0.8000	10.7	1.31	8.18-13.3

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0.640
Maximum	Aucun	18.4
Moyenne	7.53	7.53
Ecart-type	4.47	4.47
Médiane	6.79	7.14
Coefficient de variation (Cv)	0.594	0.594
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.650
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.61

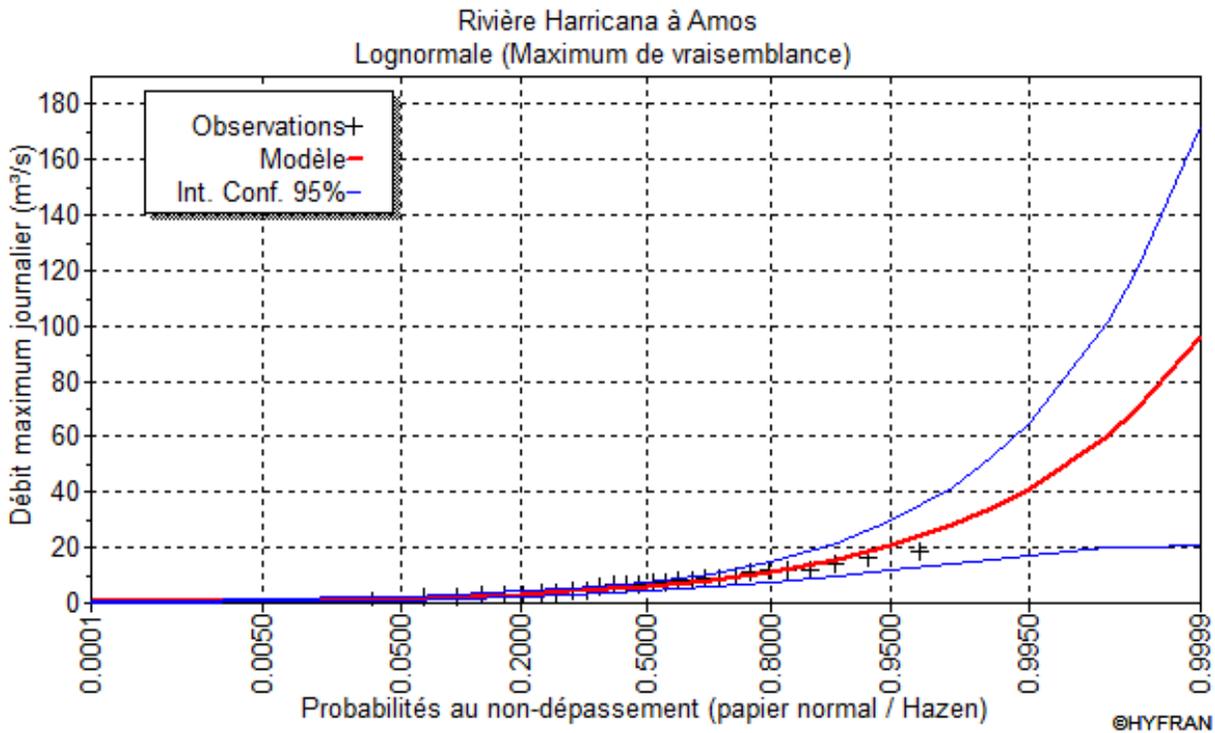


Figure II.18 : représentation graphique de la loi log-normale

Dance d'après l'ajustement a la loi de Guembel : $A_{80\%}=10.7Mm^3$

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% est représentée dans le tableau II.17

Tableau II.17: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	aout	total
$A_{80\%}(\%)$	2,96	3,98	5,72	3,74	6,97	11,52	26,27	20,64	10,77	3,5	1,39	2,57	100
$A_{80\%}$	0,31	0,42	0,61	0,4	0,74	1,23	2,81	2,208	1,152	0,375	0,149	0,275	10.7

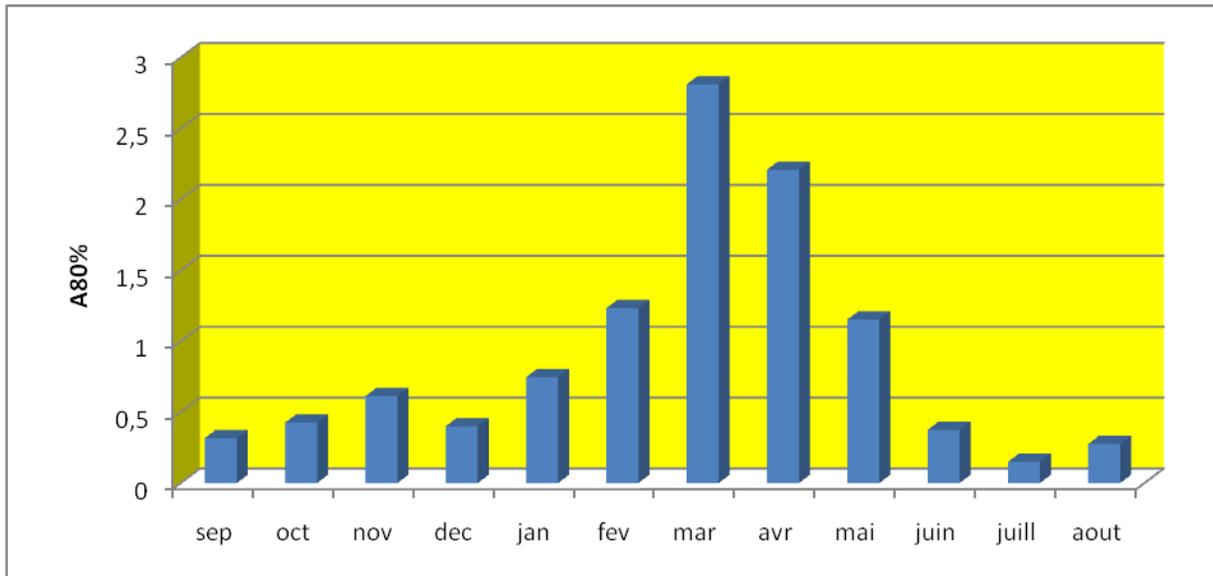


Figure II.19: Répartition mensuelle des apports 80%

II.5. Etude des crues:[01]

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

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

Les paramètres définissant une crue sont:

- 1- Le débit maximum (débit de pointe).
- 2- Le volume.
- 3- Le temps.
- 4- La forme (Hydrogramme de crues)

Pour la détermination du débit de pointe probable de la caste des différentes périodes de retour. on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi log normal.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

Le tableau 1.23 : donne les débits probables calculés.

Tableau II.18 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour(ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Q (m ³ /s)	63.9	91.1	136	177	371	684

II.5.1. Hydrogramme de crue :

***Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :**

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ❖ Le volume.
- ❖ La durée.
- ❖ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{II.44})$$

T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (\text{II.45})$$

Avec: T_d = δ T_m (Sokolovski)

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 ,on prend δ= 3.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10.20; 50; 100; 1000.10000) dans, sont donnés dans le tableau II.26

Tableau II.19: débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue (Phase de la montée) :

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	0	0	0	0	0	0
0,5	1,289	1,838	2,744	3,571	7,485	13,801
1	5,157	7,352	10,976	14,285	29,942	55,204
1,5	11,603	16,543	24,696	32,141	67,37	124,209
2	20,628	29,409	43,904	57,141	119,77	220,816
2,5	32,232	45,952	68,601	89,282	187,14	345,025
3	46,414	66,172	98,786	128,567	269,482	496,836
3,5	63,175	90,067	134,458	174,994	366,796	676,249
3,52	63,9	91,1	136	177	371	684

Tableau II.20 : débits fréquentielles pour la construction l'hydrogrammes de crue
(Phase de la décrue):

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	63,9	91,1	136	177	371	684
0,5	55,246	78,762	117,582	153,029	320,756	591,368
1	47,411	67,592	100,906	131,327	275,268	507,502
1,5	40,354	57,532	85,887	111,78	234,297	431,965
2	34,035	48,523	72,438	94,276	197,607	364,322
2,5	28,412	40,507	60,471	78,702	164,963	304,131
3	23,446	33,426	49,901	64,945	136,128	250,974
3,5	19,095	27,223	40,64	52,892	110,865	204,398
4	15,318	21,839	32,603	42,431	88,939	163,974
4,5	12,076	17,216	25,701	33,45	70,113	129,265
5	9,326	13,296	19,85	25,834	54,151	99,836
5,5	7,03	10,022	14,962	19,473	40,816	75,251
6	5,145	7,335	10,95	14,252	29,872	55,075
6,5	3,631	5,177	7,729	10,059	21,084	38,872
7	2,448	3,49	5,21	6,781	14,214	26,206
7,5	1,554	2,216	3,309	4,306	9,027	16,642
8	0,91	1,297	1,937	2,521	5,285	9,745
8,5	0,474	0,676	1,009	1,313	2,754	5,077
9	0,206	0,293	0,438	0,57	1,196	2,205
9,5	0,064	0,092	0,137	0,179	0,375	0,691
10	0,009	0,013	0,02	0,026	0,055	0,102
10,56	0	0	0	0	0	0

La figure II.17 représente les hydrogrammes de crue pour les déférentes périodes de retour (10000, 1000, 100, 50,20,10)

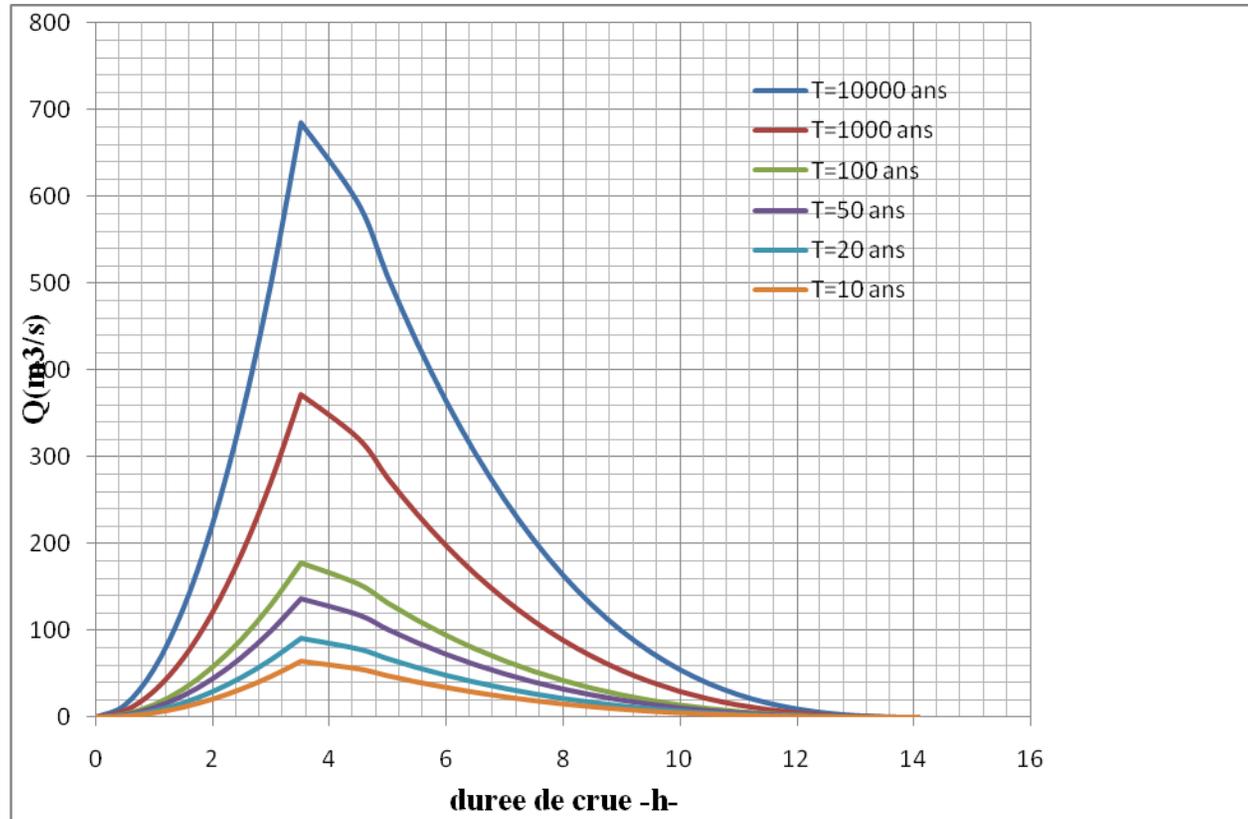


Figure II.20 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

II.5.2. Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture. Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.21 : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau II.22 : Crues de projet recommandé.

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

Pour notre cas, et selon les recommandation de le comite national australien, on peut considérer que la crue de projet est acceptable pour une crue decamilléniale (dommage peut provoqué est dans la catégorie des dommages importants .

D'où $Q_{0,01\%} = 684 \text{ m}^3/\text{s}$

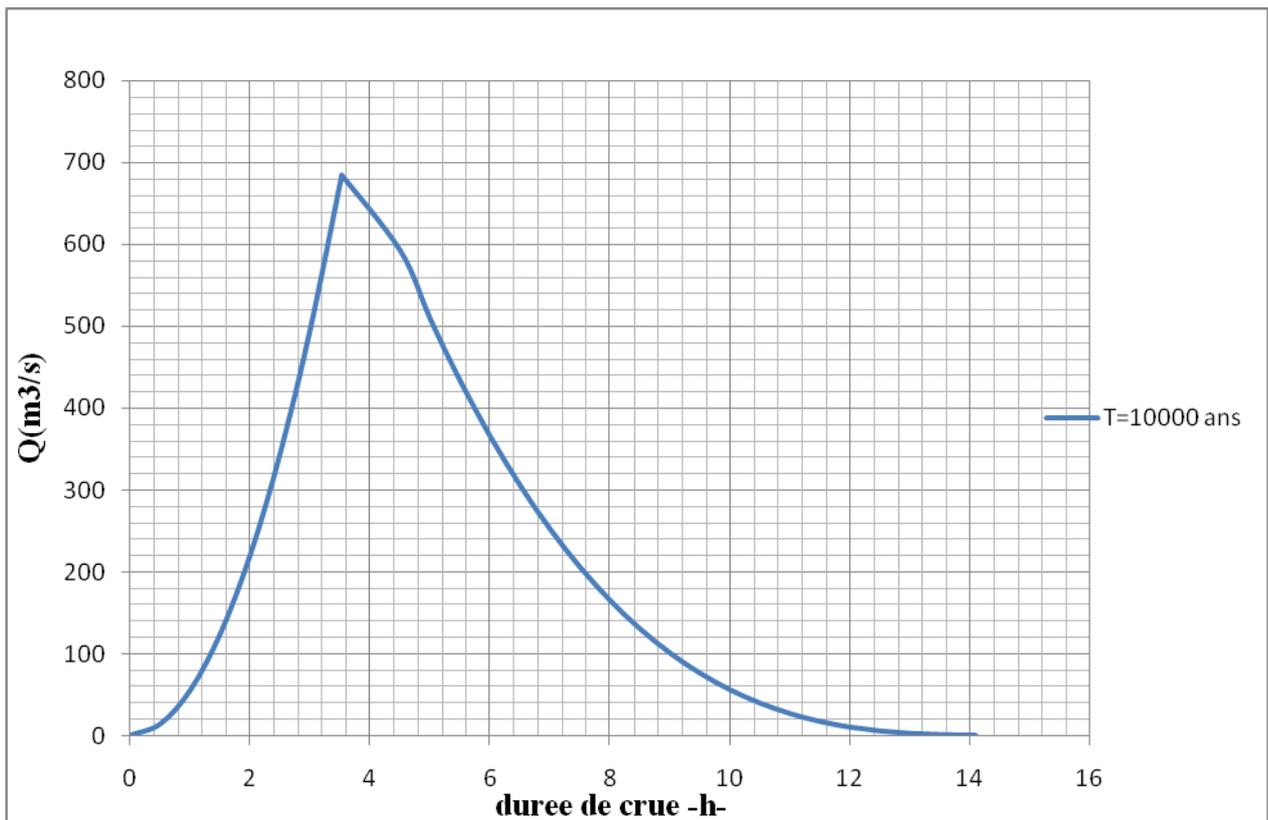


Fig II.21 : hydrogramme de la crue de projet (10000ans)

II.5.3 Choix de la crue de chantier :[04]

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de 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, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribue à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. 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 en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantinales ou même centennale, 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 la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement
Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

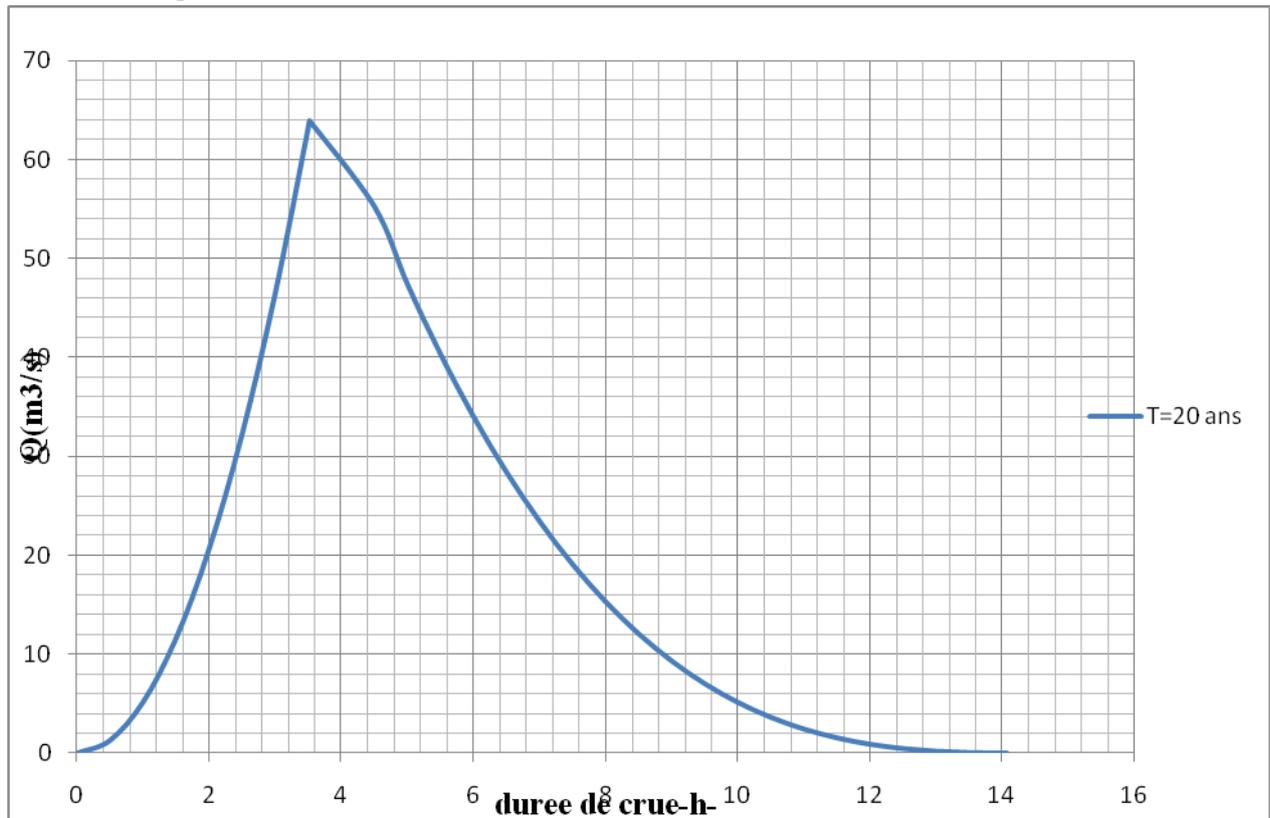


Figure II.22 : hydrogramme de la crue de chantier (20 ans)

II.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort:[03]

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement 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.5.5 Formules empiriques :

a) Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II.46)$$

Avec :

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

L₀ : la lame écoulee en (mm).

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

Soit :

$$Ts = 698.323 (t/Km^2/an).$$

b) Formule de Fournier :

$$Ta = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.47)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

P_m = 43.99 mm;

P_A: Pluie moyenne annuelle = 394.85 mm;

h= 45% (H_{max} - H_{min}) [m];

H_{max} : Altitude maximale = 2290m;

H_{min} : Altitude minimale = 1185m;

S : Surface du bassin versant = 75.843 Km².

AN:

$h=497.25\text{m}$

D'où $T_a=77.449 \text{ t/Km}^2\text{an}$

II.5.6.Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

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 :

$$V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.48)$$

AN:

T : Durée de vie du barrage (50 ans);

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

S : Surface du bassin versant 75.843Km²

D'où : $V_m=1.835\text{m}^3/\text{s}$

2. Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (II.49)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1,2 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 5873,9645 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 2.61\text{Mm}^3$$

On prend le volume mort celle calcule par la formule la pus simple $V_m=1.83 \text{ Mm}$

II.5.Régularisation :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Stita afin de satisfaire les besoins en eau d'AEP et d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.

- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- *La répartition mensuelle de la demande en eau.
- * La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Hm^3).
- *La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- *Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.5.1.Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au tableau III.22

Tableau II.23 : Répartition mensuelle des besoins [Source : A.N.B.T]

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	aout
$U_{80\%}$ (Hm^3)	0,81	0,57	0,35	0,35	0,31	0,38	0,63	0,97	1,3	1,28	1,5	1,3

II.5.2.Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3) :

L'apport $A_{80\%}$ est déjà calculé (voir tableau.III.18) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%). La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau .III.23

Tableau II.24 : répartition mensuelle des apports

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	aout	total e
$W_{80\%}$ Hm^3	0,317	0,426	0,612	0,4	0,746	1,233	2,81	2,208	1,152	0,375	0,149	0,275	10.7

II.5.3.Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 65.00m et la maximale de 110.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.50)$$

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.

Tableau II.25 : Courbes topographiques et volumétrique

Cotes m	S (Km ²)	S _{moy}	ΔH	V _{unit} 10 ⁶ m ³	Vol _{cum} Vcum 10 ⁶ m ³
1185	0		1		0
1186	0,0022			0,0014	0,001
		0,0066	2	0,013	
1188	0,011			0,033	0,014
		0,01645	2		
1190	0,0219			0,058	0,047
		0,02895	2		
1192	0,036			0,09	0,105
		0,0451	2		
1194	0,0542			0,131	0,195
		0,0653	2		
1196	0,0764			0,176	0,326
		0,08805	2		
1198	0,0997			0,229	0,502
		0,11475	2		
1200	0,1298			0,29	0,731
		0,14515	2		
1202	0,1605			0,359	1,022
		0,17955	2		
1204	0,1986			0,439	1,381
		0,2197	2		
1206	0,2408			0,527	1,82
		0,2633	2		
1208	0,2858			0,617	2,347
		0,3087	2		
1210	0,3316			0,668	2,964
		0,33405	2		
1212	0,3365			0,787	3,632
		0,3933	2		
1214	0,4501			0,967	4,419
		0,48325	2		
1216	0,5164			1,103	5,385
		0,55145	2		
1218	0,5865			1,248	6,488
		0,62405	2		
1220	0,6616			1,399	7,7367
		0,6998	2		
1222	0,738			1,556	9,136
		0,7775	2		
1224	0,817			1,714	10,691
		0,85685	2		
1226	0,8967			1,879	12,405
		0,93995	2		
1228	0,9832				14,285

Remarque

$$\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H = 2/3 \cdot 0,350 \cdot 5 = 1,167 \text{ M m}^3$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure II.23.

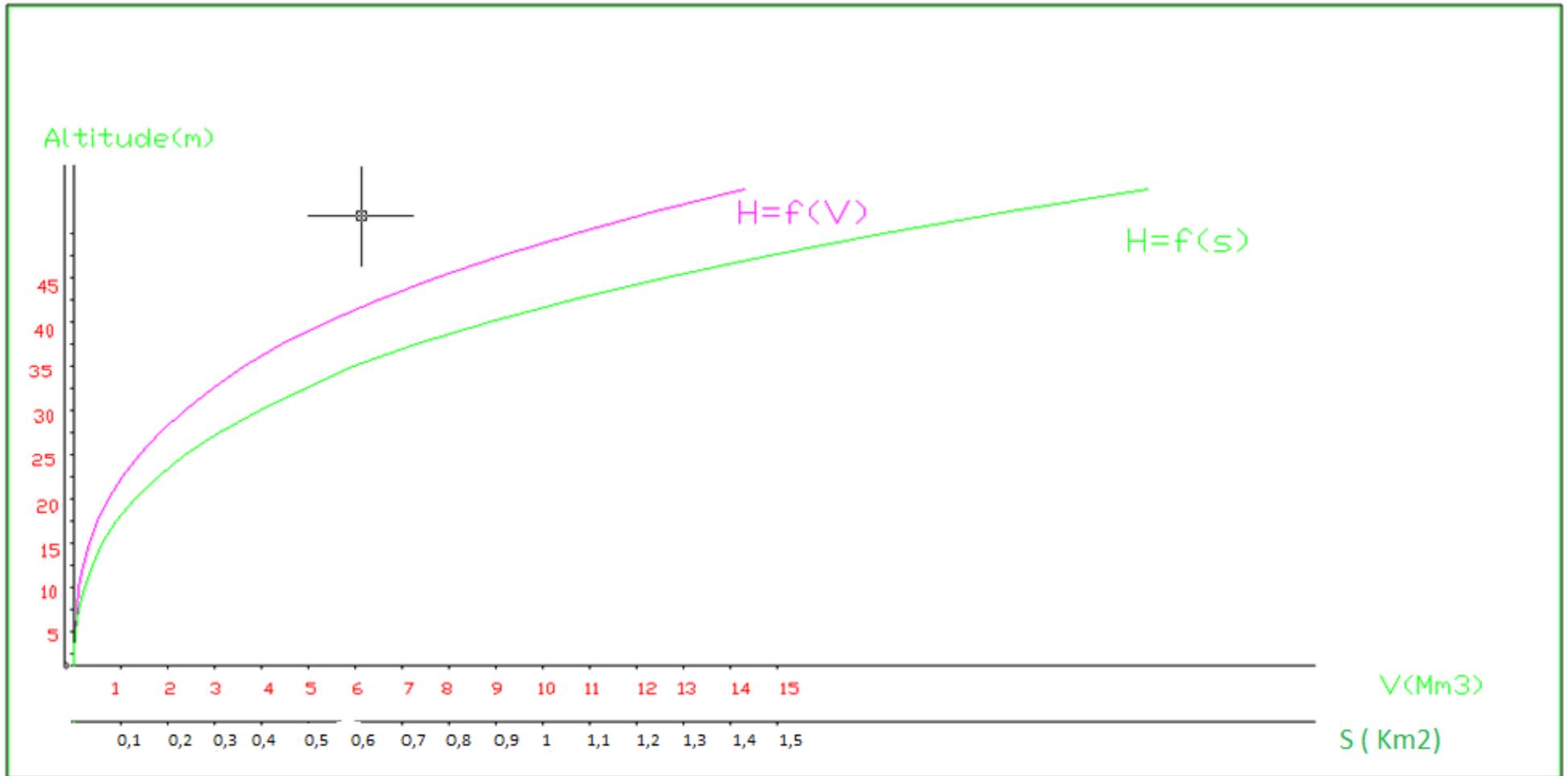


Figure II.23 : Courbes Capacité- -Hauteur

II.5.4. Calcul du 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".

➤ **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 "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'avril.

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.5.4.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:[05]

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

Du tableau (II.31) on a :

$$V_s = 5.289 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 4.066 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ **D'ou** : $V_u = V_d$ **Alors** :

$$V_u = 4.066 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(II.51)$$

D'où : $V_{NNR} = 5.896 \text{ Mm}^3$

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 normale de la retenue NNR

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

• **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM

• **2^{ème} Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Tableau II.26 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
Novembre	0,612	0,35	0,262		1,83			1,83	0,953
Décembre	0,4	0,35	0,05	2,092	2,092		0,877	0,877	
Janvier	0,746	0,31	0,436	2,142	2,142		1,139	1,139	
Fevrier	1,233	0,38	0,853	2,578	2,578		1,189	1,189	
Mars	2,81	0,63	2,45	3,431	0,431		1,625	1,625	
Avril	2,208	0,97	1,238	5,611	5,611		2,478	2,478	
Mai	1,152	1,3	-0,148	6,849	5,896	0,953	4,658	4,658	
Juin	0,375	1,28	-0,905	5,748	5,748		5,896	5,896	
Juillet	0,149	1,5	-1,351	4,843	4,843		5,748	5,748	
Août	0,275	1,3	-1,025	3,492	3,492		4,843	4,843	
Septembre	0,317	0,81	-0,493	2,467	2,467		3,492	3,492	
Octobre	0,426	0,57	-0,144	1,974	1,974		2,467	2,467	
				1,83	1,83		1,974	1,974	
							1,83	1,83	0,935

II.5.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II.52).$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen
$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right].$$

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II.53)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

V_{moy} : volume moyen
$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right].$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$:les volumes de la retenue de deux mois successive

Tableau II.27 : 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 perméable 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

$\delta=0,75$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau II.35 suivant :

Tableau II.28 : Les volumes des pertes dans la retenue : 1^{ère} approximation

Mois	V _{moy} [Mm ³]	S _{moy} [km ²]	Es [mm]	Vep [m ³]	Vinf [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Novembre	1,96	1,105	91	100,555	0,0147	0,0148
Décembre	2,117	1,192	55	65,56	0,0158775	0,0159
Janvier	2,36	1323	42	55566	0,0177	0,073
Février	3,0045	1,648	44	72,512	0,0225338	0,0226
Mars	4,521	2,489	56	139,384	0,0339075	0,034
Avril	5,7535	3,147	75	236,025	0,0431513	0,0433
Mai	5,864	3,205	104	333,32	0,04398	0,0443
Juin	5,2955	2,881	143	411,983	0,0397163	0,0401
Juillet	4,1675	2,291	197	451,327	0,0312563	0,0317
Août	2,9795	1,0656	237	252,5472	0,0223463	0,0225
Septembre	2,2205	1,248	208	259,584	0,0166538	0,0169
Octobre	1,9002	1,07	147	157,29	0,0142515	0,0144

Tableau II.29 : Les volumes des pertes dans la retenue : 2^{ème} approximation

Mois	V _{moy} [Mm ³]	S _{moy} [km ²]	Es [mm]	Vep [m ³]	Vinf [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Novembre	1,953	1,103	91	100,373	0,0146475	0,147
Décembre	2,094	1,179	55	64,845	0,015705	0,0157
Janvier	2,292	1,287	42	54,054	0,01719	0,0172
Février	2,92	1,646	44	72,424	0,0219	0,0219
Mars	4,444	2,448	56	137,088	0,03333	0,033
Avril	5,7905	3,166	75	237,45	0,0434288	0,043
Mai	5,9685	3,262	104	339,248	0,0447638	0,045
Juin	5,4005	2,951	143	421,993	0,0405038	0,04
Juillet	4,2365	2,331	197	459,207	0,0317738	0,032
Août	3,021	1,677	237	397,449	0,0226575	0,023
Septembre	2,2425	1,26	208	262,08	0,0168188	0,017
Octobre	1,909	1,08	147	158,76	0,0143175	0,0144

Tableau II.30 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) : 1^{ère} approximation

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2 ^{ème} Consigne d'exploitation		
					Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Novembre	0,612	0,35	0,0148	0,2472		1,83		1,83	1,83	0,6475
Décembre	0,4	0,35	0,0159	0,0341	2,077	2,077		1,4297	1,4297	
Janvier	0,746	0,31	0,073	0,363	2,111	2,111		1,4638	1,4638	
Février	1,233	0,38	0,0226	0,897	2,474	2,474		1,8268	1,8268	
Mars	2,81	0,63	0,034	2,146	3,371	3,371		2,7238	2,7238	
Avril	2,208	0,97	0,0433	1,1947	5,517	5,517		4,8698	4,8698	
Mai	1,152	1,3	0,0443	-0,1913	6,712	6,064	0,6475	6,0645	6,0645	
					5,873	5,873		5,8732	5,8732	
Juin	0,375	1,28	0,0401	-0,9451						
Juillet	0,149	1,5	0,0317	-1,3827	4,928	4,928		4,9281	4,9281	
Août	0,275	1,3	0,0225	-1,0475	3,545	3,545		3,5454	3,5454	
Septembre	0,317	0,81	0,0165	-0,5095	2,497	2,497		2,4979	2,4979	
					1,988	1,988		1,9884	1,9884	
Octobre	0,426	0,57	0,0144	-0,1584	1,83	1,83		1,83	1,83	

Tableau II.31 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :2^{ème} approximation

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Novembre	0,612	0,35	0,0147	0,2473		1,83		1,83	1,83	0,6356
					2,077	2,077		1,442	1,442	
Décembre	0,4	0,35	0,0157	0,0343	2,111	2,111		1,475	1,475	
Janvier	0,746	0,31	0,0172	0,4188	2,53	2,53		1,8943	1,8943	
Fevrier	1,233	0,38	0,0219	0,8311	3,361	3,361		2,7254	2,7254	
Mars	2,81	0,63	0,033	2,147	5,508	5,508		4,872	4,872	
Avril	2,208	0,97	0,043	1,195	6,703	6,0674		6,0674	6,0674	
Mai	1,152	1,3	0,045	-0,193			0,6356			
Jun	0,375	1,28	0,04	-0,945	5,874	5,874		5,874	5,874	
Juillet	0,149	1,5	0,032	-1,383	4,929	4,929		4,929	4,929	
Août	0,275	1,3	0,023	-1,048	3,546	3,546		3,5464	3,5464	
Septembre	0,317	0,81	0,017	-0,51	2,498	2,498		2,498	2,498	
					1,988	1,988		1,988	1,988	
Octobre	0,426	0,57	0,0144	-0,1584	1,83	1,83		1,83	1,83	

C) Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

D'après le tableau IV.33 on a :

$$V_s = 4.882 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V'_u = V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

Donc en fait des itérations : la

Deuxième approximation: (Tableau II.36)

$$V_s = 4.882 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

$$V''_u = V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$\zeta = 2,9 \quad \zeta < 5\%$$

$$\text{En prend } V_u = 4.23 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U$

$$V_{NNR} = 6.067 \text{ Mm}^3$$

II.5.4.3 La Régularisation Interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

1- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:

2- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaidzé:

Calcul du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaidzé:

Pour une valeur de α (coefficient de régularisation)

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{plur}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{plur} W_o \quad \dots\dots\dots (II.57)$$

avec:

- β_s : composante saisonnière
- β_{plur} : composante interannuel
- W_o : l'apport moyen interannuel

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes) $V_u = \beta_s W_0 = 4.23 \text{Mm}^3$, pour la composante interannuelle $\beta_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} (\text{max})$ tiré du tableau [Vu-inter-anal],

- La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaidzé, cette composante β_{plur} est fonction de : $(P\%, \alpha, C_v, C_s, r)$
- α : Coefficient de régularisation.
- $P\%$: Probabilité de garantie
- C_s : Coefficient d'asymétrie
- C_v : Coefficient de variation de la série des débits annuels.
- r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch donné si après :

Module spécifique (l/s.km ²)	20	20-10	10-4	4-1	< 1
R	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour $M_0 = 3.144 \text{ l/s.km}^2$ d'après le Tableau $\rightarrow r = 0.4$

$P = 80\%$

$\alpha = 0.9$

$C_v = 0.59$

$C_s = 2C_v = 1.18$

On utilise les graphiques de Miloslovski pour la détermination de β_{plur}

$\beta_{\text{plur}} = 0.628$

$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_0 = 0.628 \cdot 0.4$

$W_0 = 0.4 \text{Mm}^3$

$V_{\text{plur}} = 0.2512 \text{ Mm}^3$.

Remarque :

Les graphiques de Pléchkov ne sont valables que si : $C_s = 2C_v$ et $r = 0 - 0.5$

Le graphique de Pléchkov dans l'ANNEXE -02-

Donc : $V_{u_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{int}} = 4.234 + 0.2512$

$V_{u_{\text{int}}} = 4.486 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_m + V_U$

$V_{\text{NNR}} = 6.286 \text{ Mm}^3$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normal de la retenue.

Ces résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.32 : tableau récapitulatif de l'étude hydrologique

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	1.83
Volume utile saisonnier	Mm ³	4.23
Volume utile interannuel	Mm ³	4.486
Volume au NNR	Mm ³	6.286
Cote du fond	m NGA	1185
Cote NVM	m NGA	1206
Cote NNR	m NGA	1217.28

Ces résultats nous aideront pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul de laminage des crues. Le calcul de laminage de crues se fait après le choix de la crue de projet.

Ces résultats nous aideront pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul de laminage des crues. Le calcul de laminage de crues se fait après le choix de la crue de projet.

CHAPITRE III

Etude De Laminage

Des Crues

Introduction

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations : déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve de cette crue, en effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer le débit de pointe de la crue correspond à un surdimensionnement, notable la plupart du temps.

L'objectif du laminage est de réduire de manière significative la longueur de l'évacuateur de crue, ce qui, bien évidemment, se traduira par un abaissement de leur prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

III.1. description et principe de l'effet de laminage

La surface de la retenue étant relativement importante, une crue fait monter le plan d'eau depuis le NNR, au maximum jusqu'au PHE, constituant ainsi un volume tampon. On dit alors que la retenue lamine la crue. Le laminage sera d'autant plus important que la retenue sera étendue.

Autrement dit, pendant la crue de débit Q_c , si l'évacuateur permet l'écoulement d'un débit $Q_e < Q_c$, la différence $Q_c - Q_e$ sert à élever le niveau du plan d'eau, la baisse de ce plan s'effectuant après le passage de la crue. Ainsi un déversoir de capacité plus faible que le débit de pointe de la crue peut suffire à protéger le barrage de la surverse.

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III.01)$$

Avec : Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \dots\dots\dots (III.02)$$

Avec : Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, pas à pas et d'autres méthodes nous retenons la méthode qui est plus simple, maniable et donne des résultats précis à savoir méthode de Kotcherine.

III.1.1.Méthode de KOTCHERINE

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

- ✓ l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.1.1.1. Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (III.03)$$

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

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

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

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots(III.04)$$

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

III.1.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.05)$$

Avec : m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur = $9,81m^2/s$.

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi : $q = S \cdot V_{moy}$ et $S = L \cdot (H + P)$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.06)$$

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.07)$$

Avec : H_0 : la charge globale. $2g$

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$: La charge dynamique liée a 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 calcule pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b " (tableau III.02)

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.

Tableau III.01 : données initiales pour la méthode de Kotcherine.

g	$9,81 m^2/s$
α	1
$Q_{0,1\%}$	$684 m^3/s$
$V_{crue 0,1\%}$	$34.675 Mm^3$
m	0,49

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q=f(h)$ et $q=f(v)$ comme le montre les Figure III.01

Tableau III.02 caractéristique de largeur de déversoir

Largeur de seuil b(m)	Hauteur d'eau H(m)	Débit laminé q (m ³ /s)	Cote PHE (m)
60	2.9	645	1220.53
65	2.75	648	1220.38
70	2.63	651	1220.26
75	2.52	654	1220.16
80	2.42	659	1220.05

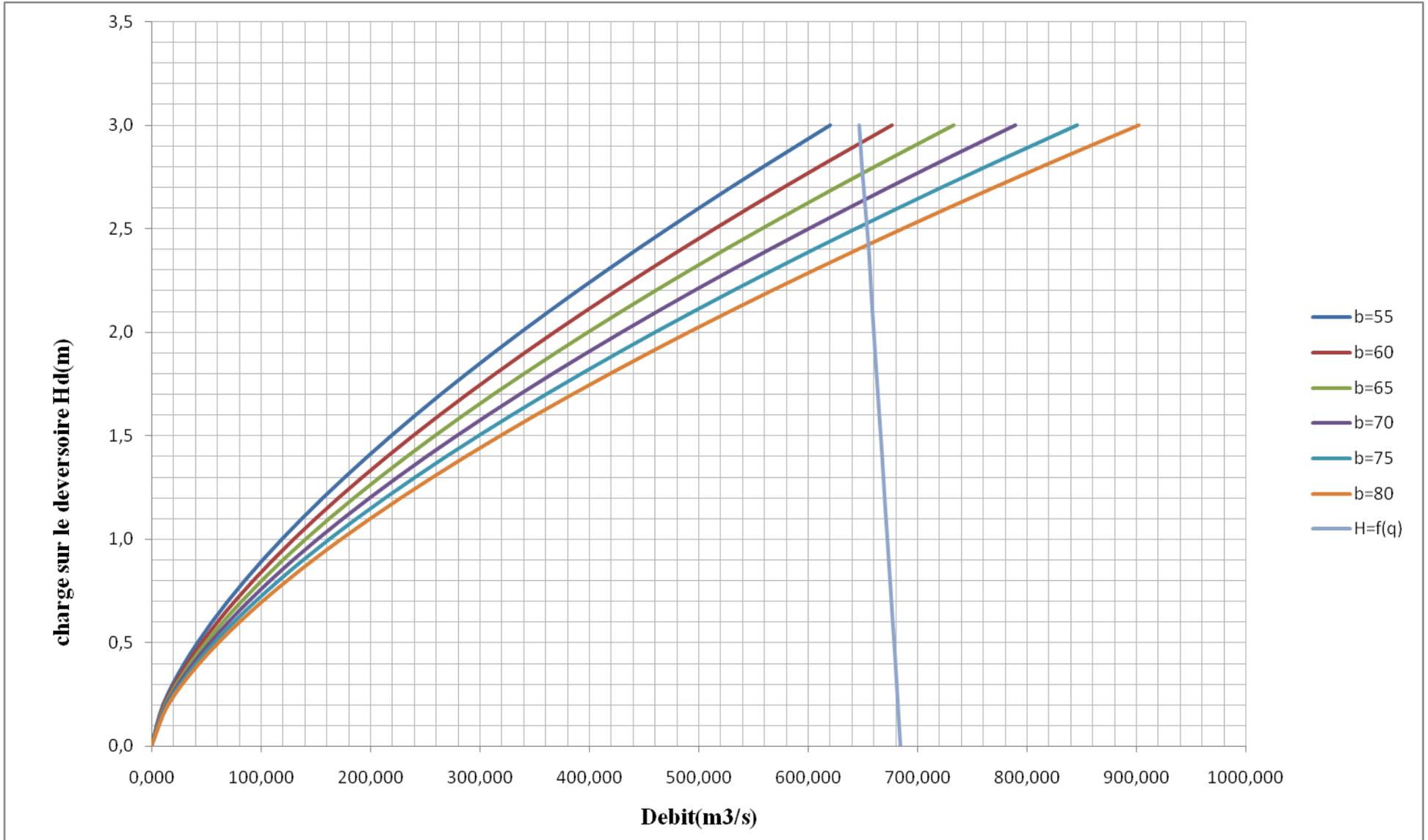


Figure III.01 : Courbes H=f (Q,q).

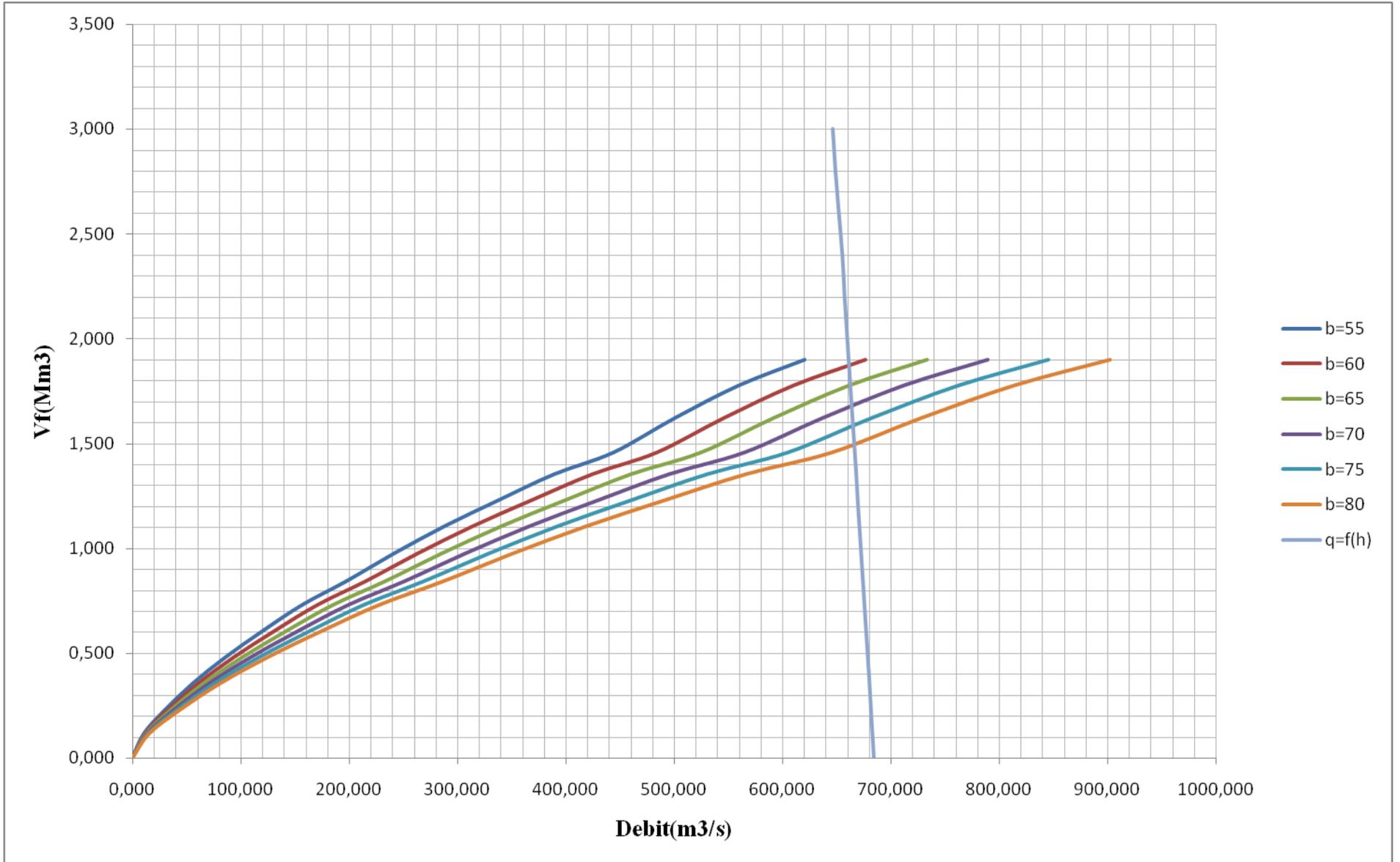


Figure III.02 : Courbes $V=f(Q,q)$.

III.2. 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.

III.2.1 Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i : \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right].$$

$$B_i : \text{Largeur de base } [B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

$$H_i : \text{Hauteur de la tranche au point } i [H_i = \text{NNR-Cf} + R + h_{\text{dév}} + t].$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.2.1.1. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.08)$$

$$\text{Avec : } H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.09)$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F=1.2$ km].

A.N : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1.2} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1.2} = 0.85 \text{ m}$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0.85 = 3,20 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 0.83 + \frac{3,16^2}{2 \cdot 9,81} = 1,15 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.10)$$

$$\text{Avec : } H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.11)$$

A.N : $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1.2} = 0,86 \text{ m}$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,86 = 3,22 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,86 + \frac{3,22^2}{2 \cdot 9,81} = 1,17\text{m}$

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

A.N : $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,2} = 1,32 \text{ m}$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m

Conclusion : On prend une valeur la plus proche au à la moyenne donc : 1.25.

III.2.1.2. Largeur en crête

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

On opte pour une hauteur de barrage moyen ($H_b=36.17\text{m}$) pour calculer la largeur à la crête

a) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

b) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{III.14})$$

c) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

d) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a : $H_b = \text{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t$

On admet une valeur de $t = 0,5\text{m}$ pour le tassement du barrage, le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.03 : Différents hauteurs du barrage pour différentes largeurs du déversoir.

b [m]	q [m³/s]	h [m]	H_b [m]
60	645	2.9	35.18
65	648	2.75	35.03
70	651	2.63	34.91
75	654	2.52	34.81
80	659	2.42	34.71

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.04 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.

Formule	b_{cr} -m-
KNAPPEN	9.92
PREECE	7.62
SIMPLIFIEE	8.90

PRATIQUE	10.02
Moyenne	9.11

On opte pour une largeur de crête égale à $b_{cr} = 9m$

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre.

III.2.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.05 : volume de la digue N°01 (pour b = 60 m).

Digue N°01 (b=60m) $H_b = 36.93m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	393.79	100	39379.42
2	10.93	69.12	787.58			
3	22.93	135.12	2472.02	1629.81	100	162980.72
				1780.57		
4	35.93	206.62	1089.12	579.46	100	57943.90
				34.87		
5	7.7	51.63	69.75	34.87	26	906.75
6	0,00	9,00	0,000			
Total						439268.50

Tableau III.06 : volume de la digue N°02 (pour b = 65 m).

Digue N°02 (b=65m) $H_b = 36.78m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	373.65	100	37356.18
2	10.86	68.73	747.30			
3	21.75	125.63	2311.31	1529.31	100	152931.09
				1622.49		
4	35.37	206.54	1053.67	560.85	100	56085.61
				34.02		
5	7.56	50.58	68.04	34.02	25.6	870.91
6	0,00	9,00	0,000			
Total						415502.33

Tableau III.07 : volume de la digue N°03 (pour b = 70 m).

Digue N°03 (b=70m) H _b = 36.66m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	343.39	100	34339.55
2	10.23	65.26	686.79			
3	21.14	125.27	2231.96	1459.37	100	145937.61
				1622.67		
4	35.12	202.16	1013.38	539.18	100	53918.38
				32.49		
5	7.22	48.71	64.98	32.49	25.3	821.99
6	0,00	9,00	0,000			
Total						397284.98

Tableau III.08 : volume de la digue N°04 (pour b = 75 m).

Digue N°04 (b=75m) H _b = 36.56m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	336.25	100	33625.42
2	10.1	64.55	672.50			
3	20.94	124.17	2202.20	1437.35	100	143735.79
				1597.94		
4	34.97	201.33	993.67	528.60	100	52860.62
				31.60		
5	7.06	47.83	63.54	31.60	25	794.25
6	0,00	9,00	0,000			
Total						390810.1

Tableau III.09 : volume de la digue N°05 (pour b = 80 m).

Digue N°05 (b=80m) H _b = 36.46m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	329.07	100	32907.13

2	9.95	63.725	658.14			
				1417.19	100	141719.01
3	20.78	123.29	2176.23			
				1578.85	100	157885.27
4	34.81	200.45	981.46			
				522.14	100	52214.39
5	6.98	47.39	62.82			
				31.41	24.7	775.22
6	0,00	9,00	0,000			
Total						385501.64

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau III.10 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

Digue	b [m]	h _{dév} [m]	V [m ³]	Coûts [Million de DA]
1	60	2.9	439268.50	175.70
2	65	2.75	415502.33	166.20
3	70	2.63	397284.98	158.91
4	75	2.52	390810.1	156.32
5	80	2.42	385501.64	154.20

III.2.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

Suite à l'étude des variantes, la variante la plus intéressante du point de vue économique est celle de la Tulipe combinée avec le tunnel de dérivation et comportant un bassin de dissipation d'énergie à l'aval.

III.2.2.1. Coût de la tulipe

Remarque

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 220000DA.

(Source : D.H.W khenchela)

Tableau III.11 : Résultats de calculs du coût de la tulipe pour les différentes largeurs déversantes.

Profil N°	b (m)	D1(m)	h _{dév} (m)	D2(m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	60	19.10	2.9	6.31	128.41	4145.07	9.11.
2	65	20.70	2.75	6.33	162.10	5232.58	11.51.
3	70	22.29	2.63	6.34	199.70	6446.316	14.18
4	75	23.88	2.52	6.35	241.23	7786.90	17.13
5	80	25.47	2.42	6.37	286.37	9244.02	20.33

III.7.4.2. 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 » est une hauteur de pelle égale à 5 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = P + H + R$

Avec P : hauteur de pelle [m];

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 50

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

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V = S.e = L.H_{ca}.e$

Tableau III.12 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.

N°	b [m]	h [m]	H_{ca} [m]	S [m ²]	V [m ³]	Coûts [Million de DA]
1	60	2.9	9.15	457.5	228.75	5.03
2	65	2.75	9.00	450	225	4.95
3	70	2.63	8.88	444	222	4.88
4	75	2.52	8.77	438.5	219.25	4.8
5	80	2.42	8.67	433.5	216.75	4.7

Tableau III.13: Tableau récapitulatif des prix totaux.

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts [Millions de DA]			
			Digue	Tulipe	Canal d'approche	Global
1	60	1221.93	175.70	3.19	5.03	183.92
2	65	1221.78	166.20	4.505	4.95	175,65
3	70	1221.66	158.91	6.05	4.88	169,84
4	75	1221.56	156.32	7.82	4.8	168,94
5	80	1221.46	154.20	9.81	4.7	168,71

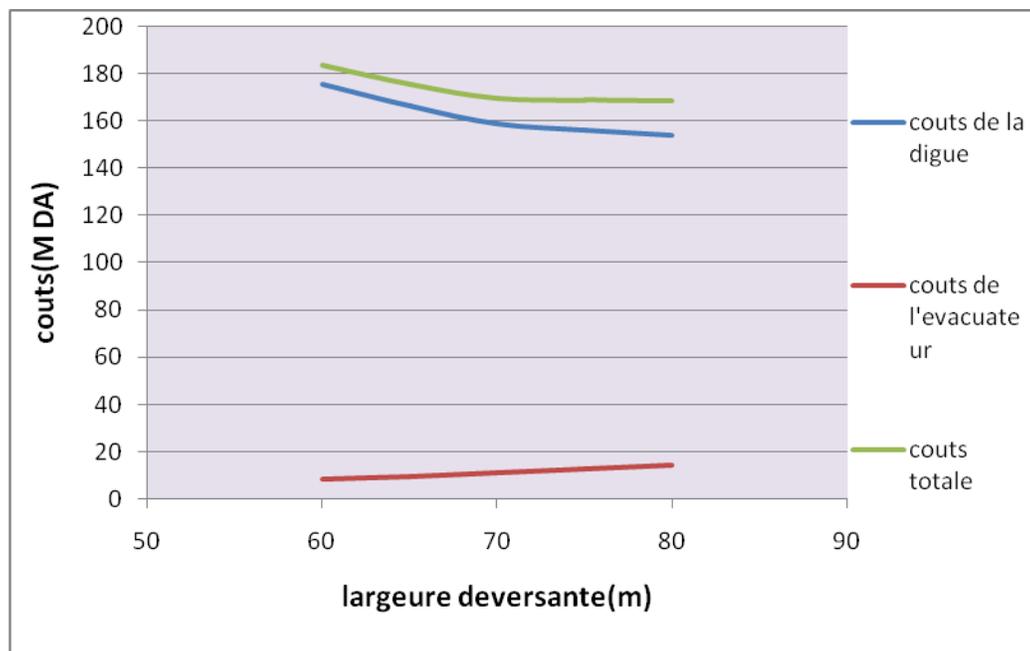


Figure III.03. Courbe d'optimisation.

Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total moyen.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b=70m » et une cote en crête optimale de la digue égale à 1221.66m NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : tableau récapitulatif de l'étude de laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NPHE	m NGA	1219.91
Cote en crête	m NGA	1221.66
Largeur du déversoir	M	70
Charge déversant	M	2,63
Débit lamine	[m ³ /s]	648
Largeur en crête	M	9

CHAPITRE IV

Choix et

Dimensionnement

De l'Evacuateur

De Crues

Généralités [06]

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface
 - Evacuateur en charge :
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral :
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

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

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

IV.1. Choix du type de l'évacuateur de crues [08]

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.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues.

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement sont des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables, la prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface.

Dans notre cas,

- **on ne peut pas avoir un évacuateur de crues posé sur la digue à cause de**

-Déformation et déplacement dû aux tassements.

-L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de **36 m** est un ouvrage instable (risque de déplacement), nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;

-Un ouvrage couteux, n'est pas économique.

- **Le type d'entonnement frontal**

Sur les rives il est possible de point de vue Topographique et technique, parce qu'il s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant est très importante de **70m**.

La première solution d'évacuateur qui vient à l'idée consiste à réaliser un évacuateur de surface (latéral) suivi d'un coursier, sur l'une des rives du site, pour autant que la topographie et les conditions géotechniques s'y prêtent.

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

- mieux adapté au barrage en enrochement
- Facile à réaliser en coté de digue

- Moins coûteux qu'un barrage déversoir en béton ou évacuateur frontal
- L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement, ($q_{\max} = 648 \text{ m}^3/\text{s}$).

La solution d'évacuateurs de crue en puits a été étudiée, par le bureau d'étude Algérien DARELHANDASSAH puisque la fondation est rocheuse, ouvrages à l'avantage d'être relativement compacte et pouvoir être combinés avec la dérivation provisoire.

Cette solution classique est implantée sur les terrasses de rive gauche bordant l'oued, ce qui permet d'éviter une masse colluviale, épaisse de 15 à 20 m, formée de blocs rocheux de Grès quartzeux et de quartzites disséminés en surface ou noyés dans les argiles litées avec une base de graviers quartzeux, et de fonder la corolle sur les roches de bonnes qualités où les conditions d'excavation et de fondations sont favorables.

Le milieu favorable aux fondations du barrage et des ouvrages annexes sera situé dans le rocher à une profondeur de **25 m**.

IV.2. Choix de la rive favorable

IV.2. 1. Rive droite

Le pendage de la rive droite varie ; en fond de la vallée le pendage est d'environ 40-45° (m^l Argiles et poudingues rouges (Oligocène)) et il est plus raide atteignant 200 - 250 (probablement les débris résiduels des Alluvions).

En rive droite, la zone superficielle d'environ 5 m d'épaisseur est constituée de gros blocs de grès quartzeux, déplacés tant en processus de diagenèse qu'en processus récent colluvial qui a eu lieu sur les pentes abruptes.

IV.2. 2. Rive gauche

La rive gauche à pendage variable: ce pendage est abrupt dans les marnes et atteint 25°-30° (m^l Argiles et poudingues rouges (Oligocène)); puis un pendage de 15° (probablement les débris résiduels des Alluvions anciennes (*niveau inférieur*))

La rive gauche présente des caractéristiques semblables, mais dans les parties plus hautes, on observe un matériau épais de 5 à 10 m, formé par un mélange d'ancienne terrasse alluviale (graviers et limons) et d'éboulis argileux de pente.

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude :

1. évacuateur de crue en puits à la rive gauche où les conditions d'excavation et de fondations sont favorables.
2. évacuateur latéral sur la rive droite puisque vallée étroite à versant abrupt et rocheux

IV.3. Étude de la 1^{ère} variante Évacuateur latéral à entonnement latéral [06]

IV.3. 1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues

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 a besoin des données représentées sur la figure suivante.

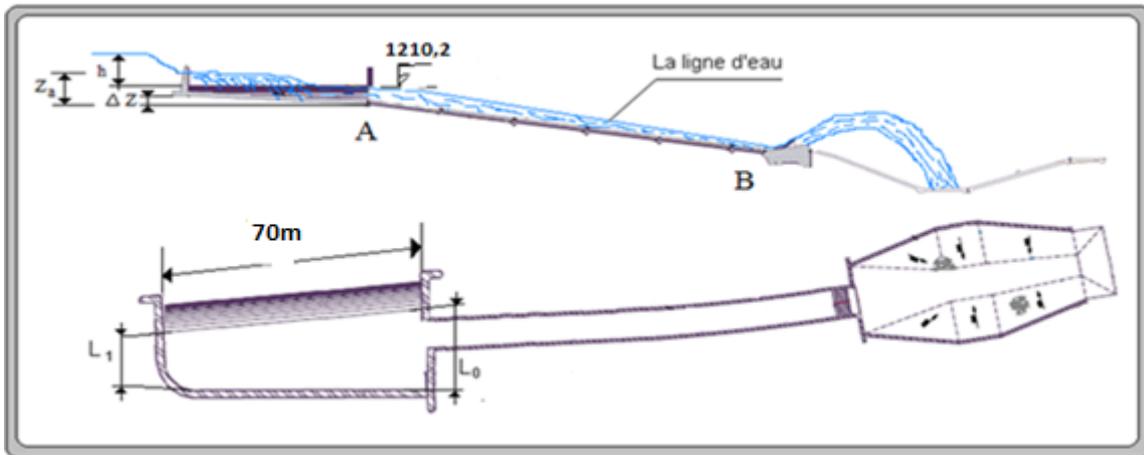


Figure IV.01 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

h_c : est la profondeur critique, c'est là où nous avons un changement de pente. (Ou point A)

Données de départ

- Longueur déversant : $L = 70$ m.
- Débit évacué : $Q_{dév} = 648$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 2,63$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 1217,28$ m

IV. 3.1.1. Canal d'amenée :

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (IV.01)$$

Avec : Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : Section du canal (m²) = H x b

H : Charge d'eau (m) = H + P

P : Hauteur de pelle (1,31 m).

H : Lamme déversant (2,63 m).

$$V = \frac{648}{(2,63+1,31) \times 70} = 2,35 \text{ m/S.}$$

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

IV.3.1.2. Calcul de déversoir

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

a) .Calcul de la géométrie du déversoir

La proposition du USCE (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaires au quadrant amont ($x < 0$) (figure IV.02), et de la fonction de puissance pour le quadrant aval :

$H - Z = \frac{1}{2} X^{1,85}$ (IV.02)

Les origines des arcs circulaires et les rayons correspondant sont indiqués au tableau IV.01.

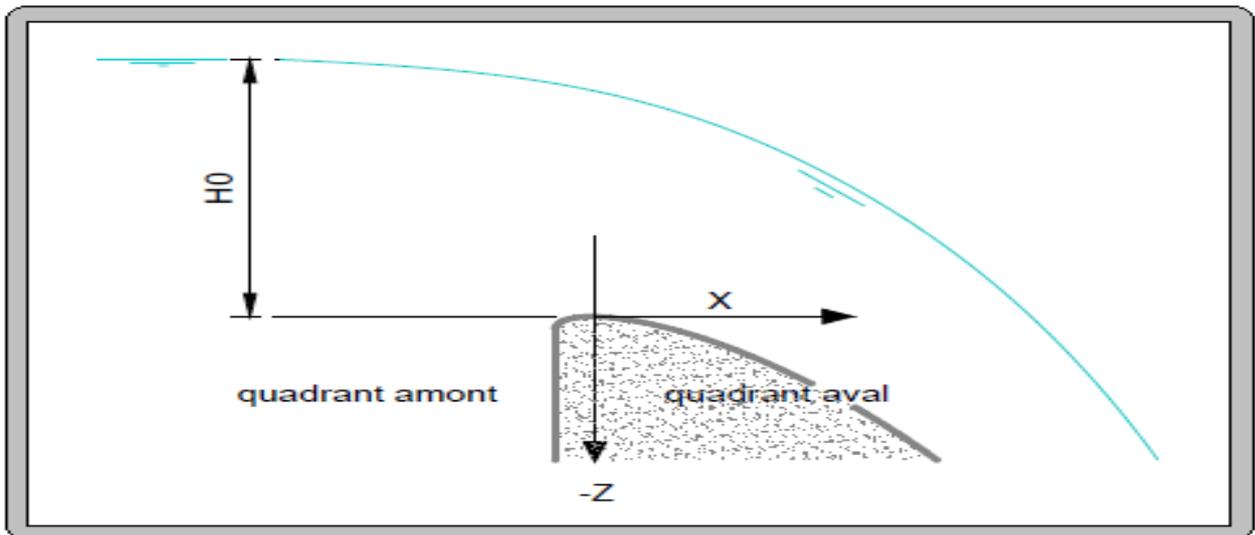


Figure IV.02: Définition du système des coordonnées.

• **Calcul du quadrant amont**

Les dimensions de profil type USCE est représenté dans la figure IV.03.

Tableau IV.01: Calcul des différents paramètres pour la construction du quadrant amont.

Oi/Ri	Ri/Ho
(-0,2418/-0,1360)	0,04
(-0,1050/-0,2190)	0,2
(0/-0,50)	0,5
Ho=2,63 m	
(-0,64/-0,36)	0,11

(-0,28/-0,58)	0,53
(0/-1,32)	1,32

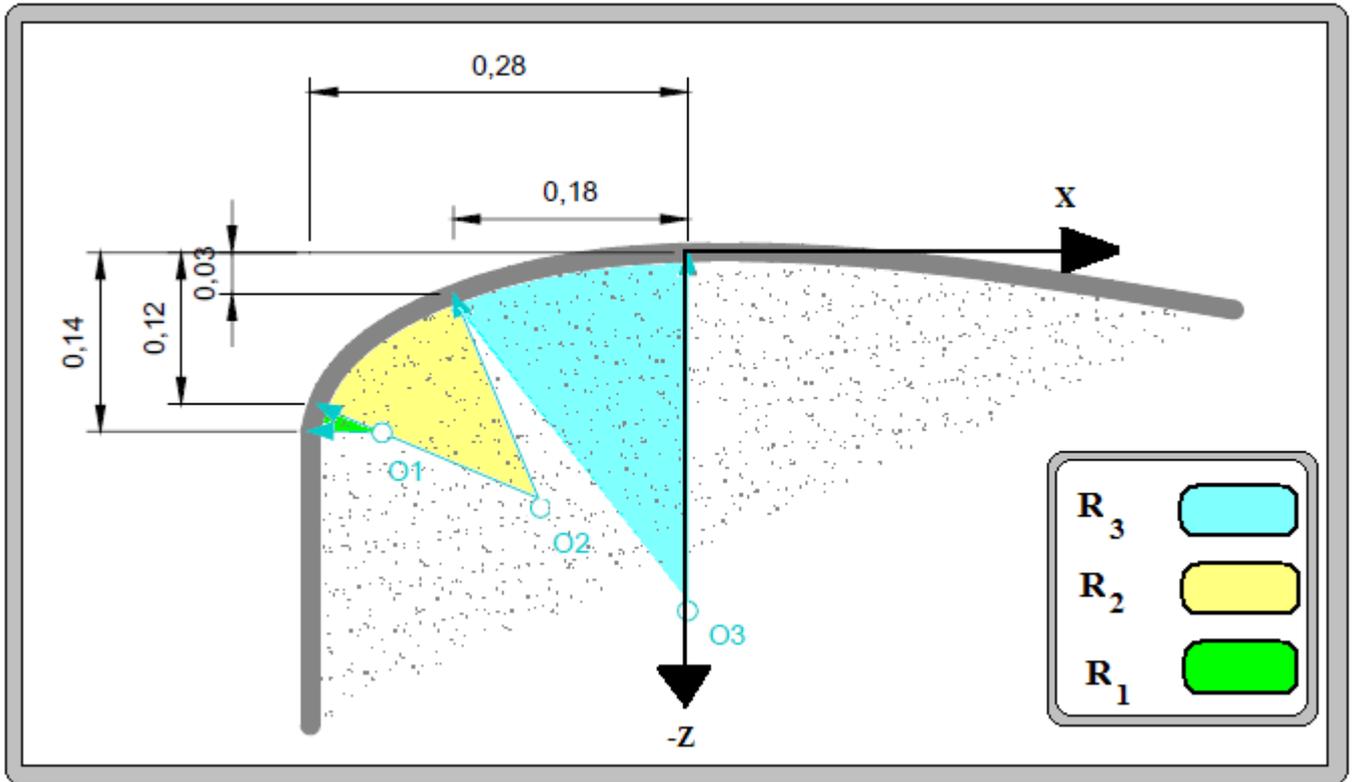


Figure IV.03: Détail du quadrant amont (toutes les dimensions par rapport à $H=1$ m).

Pour rendre la construction d'un déversoir standard plus économique, le parement amont peut être modifié en ménageant une saillie. Ainsi, une masse importante de béton peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Selon l'USCE, l'effet de $N/H_0 > 0$ sur l'écoulement n'est pas significatif sauf pour de très petites valeurs de M/H_0 . Il est recommandé de choisir le rapport M/N plus grand que $\frac{1}{2}$ et $M/H_0 > 0,6$ pour encore pouvoir utiliser la géométrie de la crête donnée dans la figure précédente.

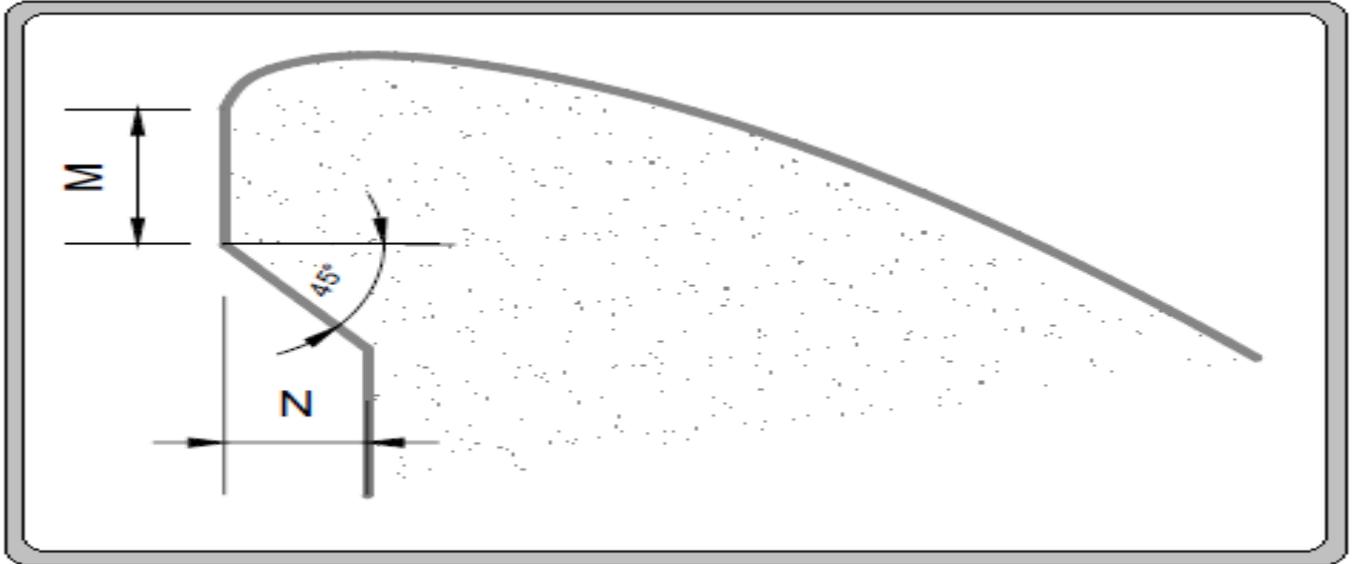


Figure IV.04 : Déversoir standard à parement surplombant.

On a :
$$\left. \begin{array}{l} N/H_0 > 0 \\ M/N > 1/2 \\ M/H_0 > 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow M = 0,5 \text{ m}, N = 1$$

• Calcul du quadrant aval

Les résultats dans le tableau sont obtenus en appliquant la formule IV.02

Tableau IV.02: Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.

X	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	2,75	3,00
Z	0,00	-0,10	-0,50	-1,10	-1,80	-2,70	-3,25	-3,80

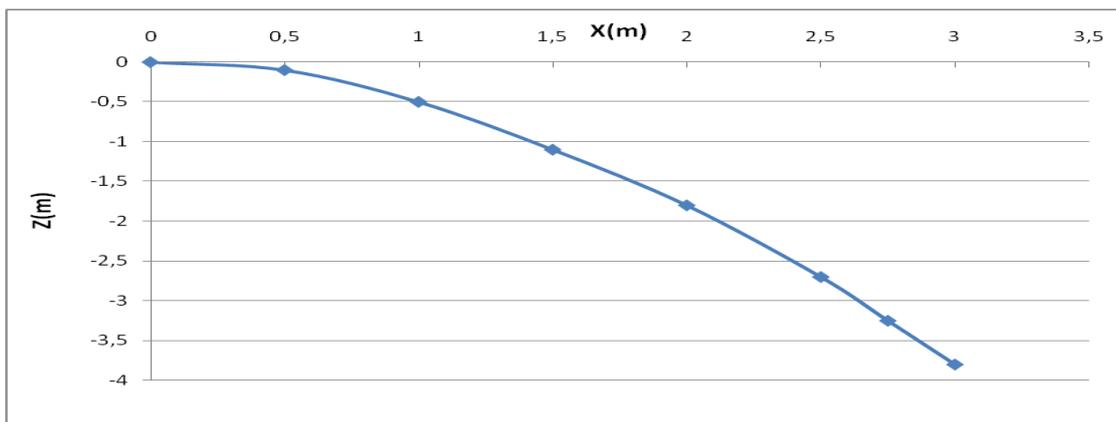


Figure IV.05: Profil de quadrant aval.

• Calcul du rayon de raccordement du déversoir :

Nous devons déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera recalculée ultérieurement. Le rayon est donnée par le tableau suivant.

Tableau IV.03: différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H.

P(m)	Charge H= ΔPHE - ΔNNR								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	12.2	13.3	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.2	14.5	16.5	18.0	19.2	20.3	21.3
60	4.9	8.9	13.0	15.5	18	20.0	21.2	22.2	23.2

Dans le cas de $P < 10$ m on prendre $R = 0.5 P$

On à : $P = 1,31$ m < 10 m D'où : $R = 0.5 \times 1,31 = 0,65$ m. **R = 0,65 m**

qui donne :

b) .Calcul hydraulique du déversoir :

• **1^{ere} Méthode :**

Le calcul hydraulique du déversoir ce fait par plusieurs étapes :

a/ On divise la largeur déversant en 7 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site x_i .

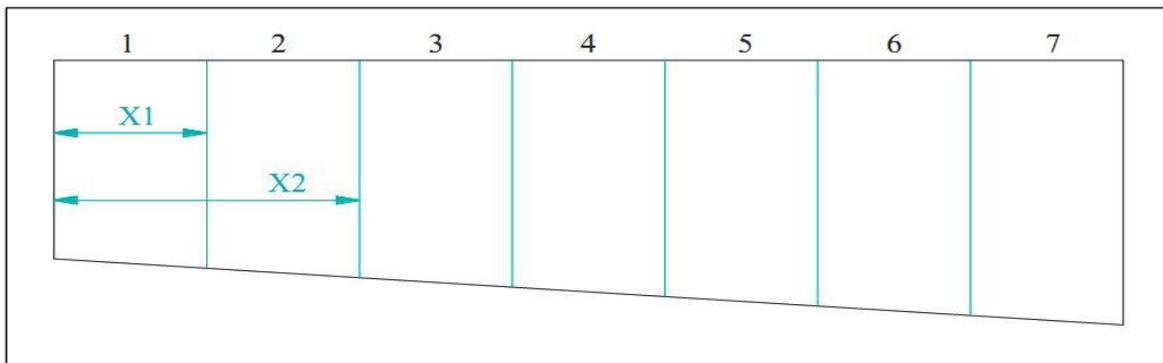


Figure IV.06 : Représentation des tranchées.

Le débit spécifique est donné par :

$$q = \frac{Q}{L} \dots\dots\dots (IV.03)$$

Donc : $q = \frac{Q}{L} = \frac{648}{70} = 9,26 \text{ m}^3/\text{s} / \text{m} .$

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

On a : $Q_i = q \cdot X_i \dots\dots\dots (IV.04)$

b/ En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranché ($l = 8$ m) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$V_i = V_{in} + a(X_i - 1) \dots\dots\dots (IV.05)$$

$$a = \frac{V_f - V_{in}}{\dots\dots\dots} (IV.06)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

Nous pennons:

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_{in} = 3,5 \text{ m/s.}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

$$V_f = 8, 5 \text{ m/s.}$$

D'où : $a = \frac{8,5-3,5}{70-1} = 0,07$.

c/ Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$W_i = Q_i / V_i$ (m²)..... (IV.07)

d/ Calcul de la largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par :

$b_i = L_1 + X_i(L_0 - L_1) / L$

On calcul les différent largeur :

$L_c = Q_{dev}^{0,4}$ donc $L_c = 13,32$ m

On prend directement en fonction de la topographie: **$L_c = 20$ m**

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres

suivants :

$L_0 = 20$ m

$L_1 = 15$ m

$L_c = 20$ m

Et on calcul les $\frac{L_0}{L_c} =$ rapports : $\frac{L_1}{L_0} = 1$ et $0,75$

e/ calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

$h_i = (- b_i + \sqrt{b_i^2 + 4}) / 2m$ (IV.08)

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

f/ calcule de la pente de fond pour chaque sites :

Cette pente est donnée par :

$I_i = V_i^2 / C_i^2 \cdot R_i$ (IV.09)

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

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par :

$C_i = 1/n \times R_i^{\frac{1}{2}}$ (IV.10)

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

Le tableau représenté en annexe. IV nous donne quelques valeurs de « n » en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013$ s/m^{0.5} (béton).

$h_i = I_i \cdot \Delta x_i$ (m) (IV.11)

$$X_i = X_i - X_{i-1} \text{ (m) (IV.12)}$$

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les cotes de la surface libre et les cotes du fond de la tranchée. Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux (IV.04) et (IV.05).

Tableau IV.04 : hauteurs d'eau et pertes de charge.

N tranche	X_i (m)	Q_i (m³/s)	V_i (m²)	W_i (m)	b_i (m)	h_i (m)	R_i	C_i	I_i	Δh
1	10	92,571	4,225	21,912	15,714	1,355	0,601	73,009	0,002	0,020
2	20	185,143	4,949	37,408	16,429	2,181	0,907	76,172	0,004	0,038
3	30	277,714	5,674	48,946	17,143	2,712	1,089	77,578	0,006	0,058
4	40	370,286	6,399	57,870	17,857	3,065	1,208	78,376	0,008	0,081
5	50	462,857	7,123	64,979	18,571	3,303	1,290	78,884	0,011	0,105
6	60	555,429	7,848	70,775	19,286	3,463	1,349	79,229	0,013	0,132
7	70	648,000	8,572	75,591	20,000	3,567	1,393	79,472	0,016	0,162

Tableau IV.05 : cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.

N	Δh	H_i (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0,00	1217,28	1217,28
1	0,020	1,36	1217,26	1215,92
2	0,038	2,18	1217,24	1215,10
3	0,058	2,71	1217,22	1214,57
4	0,081	3,07	1217,20	1214,21
5	0,105	3,30	1217,17	1213,98
6	0,132	3,46	1217,15	1213,82
7	0,162	3,57	1217,12	1213,71

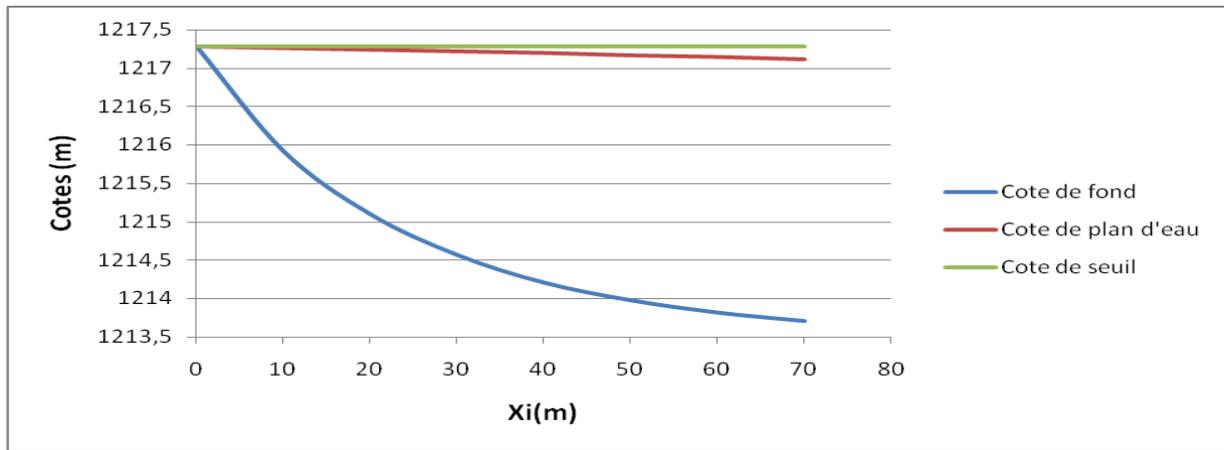


Figure .IV.07 : cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

• **Calcul de la ligne d'eau**

Le calcul a été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.06 et le graphique de la ligne d'eau représente dans Figure IV.08.

Tableau IV.06 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Descriptif de la ligne d'eau												
no	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	I	Yc	H
	m	m	m	m/s	m/m	m	m			m/m	m	m
1	0.00	1178	3.6	9	0.004	1185.72	7.73	1.51	tor	0.150	4.75	7.
2	86.80	1164.98	1.75	18.474	0.034	1184.12	19.14	4.45	tor	0.150	4.75	7.
3	173.60	1151.96	1.42	22.759	0.065	1179.78	27.82	6.09	tor	0.150	4.75	7.
4	199.64	1148.05	1.369	23.663	0.074	1177.96	29.90	6.45	tor	0.150	4.75	7.
5	203.98	1147.40	1.361	23.800	0.075	1177.63	30.23	6.51	tor	0.150	4.75	7.
6	208.32	1146.75	1.354	23.935	0.077	1177.30	30.55	6.56	tor	0.150	4.75	7.
7	212.66	1146.10	1.346	24.066	0.078	1176.96	30.86	6.62	tor	0.150	4.75	7.
8	217.00	1145.45	1.339	24.195	0.079	1176.62	31.17	6.67	tor	0.150	4.75	7.

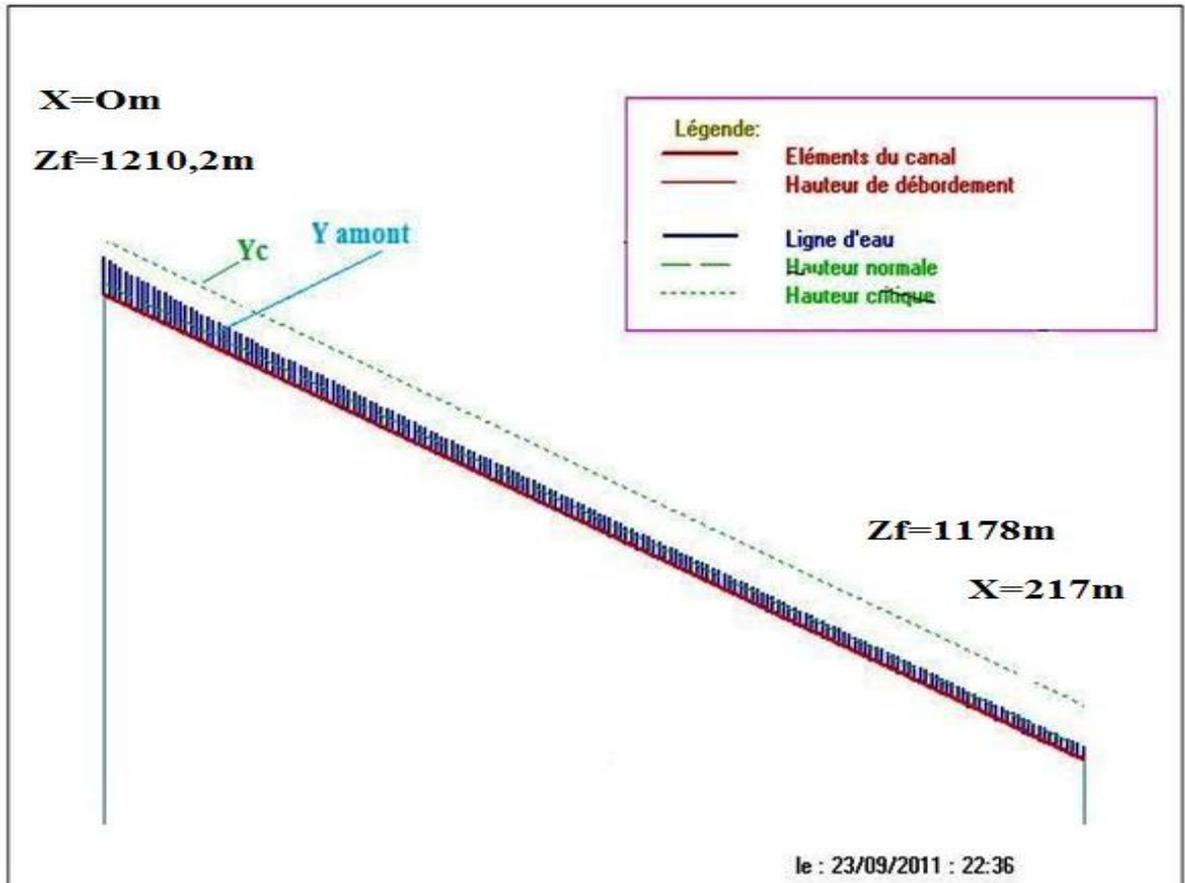


Figure IV.08 : graphique de la ligne d'eau.

- 2^{ème} Méthode :

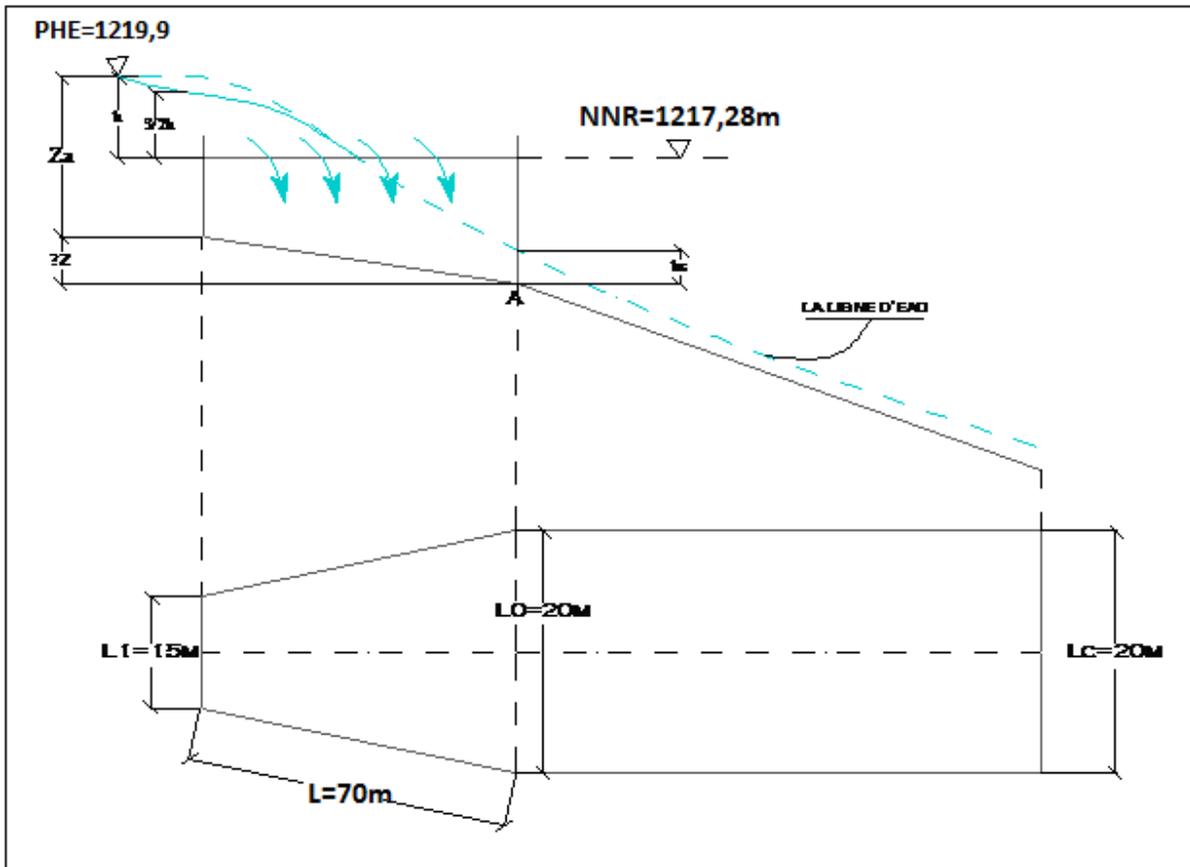


Figure IV.09 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

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

$$L_1 = 15\text{m}$$

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

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

Et on calcule les rapports :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{L_1}{L_0} = \frac{15}{20} = 0,75$$

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

On a : $y_A = y_c$

Avec ; y_c : est la profondeur critique, c'est là où on a un changement de pente.

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

$$F_r^2 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot S^3} = 1 \quad \dots \dots \dots \text{(IV.13)}$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{L_0}\right)^2} \quad \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

D'où :

$$Y_A = 4,75\text{m}$$



Calcul la charge spécifique

au point A

$$H_{s,c} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.15)$$

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

$$H_{s,c} = 4,75 + \frac{648^2}{19,62(4,75 \cdot 20)^2} = 7,12 \text{ m}$$



Calcul les paramètres

y'_c et L'_c

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{s,c} = \frac{2}{3} * 7,12 = 4,75 \text{ m}$$

$$L'_c = \frac{0,59 Q}{H_{s,c}^{3/2}} = \frac{0,59 * 648}{7,12^{3/2}} = 20,12 \text{ m}$$

➤ Calcul de U

$$U = \frac{m \cdot y'_c}{L'_c} = \frac{0 \cdot 4,75}{20,12} = 0 \quad (\text{Section rectangulaire})$$

➤ 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.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3}h - C_A = 1217,28 + \frac{2}{3} * 2,63 - 1210,2 = 8,83 \text{ m}$$

On prend : $Z_a = 8,6 \text{ m}$ (raison de sécurité).

➤ Calcul de ΔZ

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_a}{y_c} = \frac{8,6}{4,75} = 1,81 \\ \text{rapport: } \frac{\Delta Z}{y_c} = 0,29 \\ U = 0. \\ \frac{L_1}{L_0} = 0,75 \\ \frac{L_0}{L_c} = 1 \end{array} \right\}$$

⇒ À partir de l'abaque (annexe IV.07) on tire le

$$\Rightarrow \Delta Z = 0,29 * 4,75 = 1,38 \text{ m}$$

➤ **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 :

$$H_s(B) = 0,8[H_s(A) + Z_A - Z_B] \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$H_s(B) = 0,8[7,12 + 1210,2 - 1178] = 31,46 \text{ m}$$

$$H_s(B) = 31,46 \text{ m}$$

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_s^{3/2}} = 0,041$$

$$\eta = \frac{m \times H_s}{l} = 0 \xrightarrow{\text{Abaque (annexe VI.4)}} \frac{y_B}{H_s} = 0,041 \text{ m}$$

D'où : **$Y_B = 1,29 \text{ m}$**

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 :

$$V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B \cdot L_c} = \frac{648}{1,29 \cdot 20} = 25,12 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_2}} = \frac{25,12}{\sqrt{9,81 \cdot 1,29}} = 7,06$$

IV. 3.1.3. Dissipateur d'énergie [07]

Les bassins d'amortissement sont des structures chargées d'alléger l'importante énergie que l'eau acquiert dans sa chute.

a) . Choix de l'ouvrage de restitution

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique.

Le type d'ouvrage qui adapte pour évacuateur latéral c'est Bassin à ressaut.

On a : $\left\{ \begin{array}{l} F = 7,06 > 4,5 \\ V = 25,12 \text{ m/s} > 15 \text{ m/s} \end{array} \right.$ D'après les tests réalisés par *The Bureau of Reclamation (USBR)* on choisi un bassin de type **III.**

b). Conception d'un dissipateur de Type III ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 > 15 \text{ m/s}$)

➤ **On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau T_a**

à partir de l'équation suivante :

$$T_a = Y_1(1.469F_{r1} - 0.318) \dots\dots\dots (IV.18) \quad \mathbf{T_a = 12,97 \text{ m}}$$

➤ **On calcule la hauteur conjugué (Y_2) :**

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \dots\dots\dots (IV.19)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,5 \Rightarrow Y_2 = Y_1 * 9,5 = 1,29 * 9,5 = 12,25 \text{ m}$$

$$Y_2 = 12,25 \text{ m}$$

➤ **On détermine Longueur de bassin de dissipation**

$$\frac{L}{Y_2} = 4,18 \quad \text{D'où :} \quad L = 12,25 \times 4,18 = 51,2 \text{ m}$$

$$\text{On prend} \quad L_{\text{Bassin}} = 51,2 \text{ m}$$

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**

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1,29 \text{ m}$$

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 successifs.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20}{1,29+1,29} = 7,75 \text{ blocs}$$

Le nombre des blocs de chute : 8 blocs

➤ **Dimensionnement du seuil denté**

- Hauteur du seuil denté (h_2) :

$$h_2 = 0,2 y_2 = 0,2 * 12,25 = 2,45 \text{ m}$$

- Epaisseur du seuil denté (a_2) :

$$a_2 = 0,15 y_2 = 0,15 * 12,25 \approx 1,84 \text{ m}$$

- L'espacement entre deux seuils dentés successifs (e_2) :

$$e_2 = 0,15 y_2 = 0,15 * 12,25 \approx 1,84 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des seuils dentés} \quad n = \frac{b}{2Y_1} = \frac{20}{1,84+1,84} = 5,43 \text{ seuils dentés}$$

Le nombre des seuils dentés : $n = 6$ seuils dentés

IV. 3.1.4. 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**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots (IV.20)$$

$$\text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots (IV.21) \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots (IV.22) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\begin{cases} K = \sqrt[3]{\frac{648^2}{9,81 \times 20^2}} = 4,75 \\ \sigma = \frac{4,75 \times 1}{20} = 0,24 \end{cases}$$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0,24}{3} + 0,015 \times 0,24^2\right) \times 4,75 = 4,36m$

➤ **Pente critique**

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

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

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

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

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

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 \times 4,36^2 + 20 \times 4,36 = 106,21m^2$$

$$P_{cr} = 20 + 4,36 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 32,33m$$

$$R_{cr} = \frac{106,21}{32,33} = 3,28 m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,023} \times 3,28^{1/6} = 53m$$

D'où : $I_{cr} = \frac{648^2}{106,21^2 \times 53^2 \times 3,28} = 0,004 m/m$

$I_{cr} = 0,004 m/m$

➤ **La profondeur normale**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

➤ **Vitesse dans le canal**

$h_n = 3,6 m$

$V = 8,57 m/s$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{648}{1 \times 3,6^2 + 20 \times 3,6} = 8,57 m/s .$$

Remarque

Le sol du canal est constitué de marne.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est :

$$V_{adm} = (2,1 \div 3,1) m/s.$$

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

Tableau IV.07: Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	4,36 m
La Pente critique	0.004 m/m

La profondeur normale	3,6 m
Vitesse dans le canal	8,57m/s

IV.3. 2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

➤ Chenal d'écoulement

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : $.NNR=1217,28\text{ m}$

Le niveau des plus hautes eaux : $NPHE=1219,91\text{m}$

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 1,15\text{m}$

On aura : $H = NPHE - NNR + R = 1219,91 - 1217,28 + 1,15 = 3,78\text{ m}$.

H = 3,78m

➤ Le coursier

Du point de vue hydraulique, la hauteur des parois latérales est déterminée de la manière suivante:

$$h_m = h + BL \dots\dots\dots (IV.24)$$

Où: BL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m).

h : Le tirant d'eau.

1) Hauteur du mur au début du coursier h_m

$$h_m = 4,75 + 0,5 = 5,25\text{ m}$$

$h_m =$

5,25 m.

2) Hauteur du mur à la fin du coursier

AN : $h_m = 1,29 + 0,5 = 1,8\text{ m}$

On prend **$h_m = 2\text{m}$**

➤ Le bassin de dissipation

$$H_m = Y_2 + HL \dots\dots\dots (IV.25)$$

HL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m)

On prend : HL = 0,5m

$$H_m = 12,25 + 0,5 = 12,75\text{m}$$

$H_m = 12.75\text{ m}$

VI.3. 3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

➤ Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12) \text{ et } F^2 < 40$$

Avec : b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{20}{1,16} = 17,24 > 10 \\ F^2 = 6,88^2 = 47,33 > 40 \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle. Le tableau suivant donne les résultats trouvés par le calcul hydraulique.

Tableau IV.08 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		Les dimensions
Déversoir		
	Largeur du seuil déversant	70 m
	Charge déversant	2.63 m
Chenal d'écoulement		
	Largeur	Varie de 15 à 20 m
	Longueur	70 m
Coursier		
	Largeur	20 m
	Longueur	217 m

Bassin de dissipation		
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III
	Longueur	51 m
	Largeur	20 m
Murs bajoyers		
	Chenal d'écoulement	3,4 m
	Coursier	5,25 m au début
		2m à la fin
	Bassin de dissipation	12,75 m

IV.4. Étude De La 2^{ème} Variante Évacuateur De Crues En Puits Vertical

IV.4.1. Description des ouvrages

La tulipe est implantée en rive gauche et se raccorde au tunnel de dérivation provisoire .Le fonctionnement de la tulipe comporte deux phases distinctes :

• Régime dénoyé

L'écoulement est à surface libre dans tout l'ouvrage. L'écoulement est contrôlé au niveau de la crête du seuil de la tulipe. La loi de débit est en $H^{3/2}$, il en résulte une débitance assez importante.

• Régime noyé

A partir d'un certain seuil, un engorgement apparaît au niveau du puit. Ceci fait que le débit évacué est contrôlé par le tunnel. Le débit s'en trouve réduit et suit une loi en $H^{1/2}$.

Les conditions géomorphologiques du barrage TAGHARIST limitent en faveur d'une implantation de l'évacuateur tulipe en rive gauche. La crête du seuil circulaire de la tulipe est calée au niveau de normale de la retenue (1217,28 mNGA).

Afin d'être du côté de la sécurité, la variante tulipe est dimensionnée de telle manière à éviter l'engorgement du puits jusqu'à une crue de fréquence 1/10000.

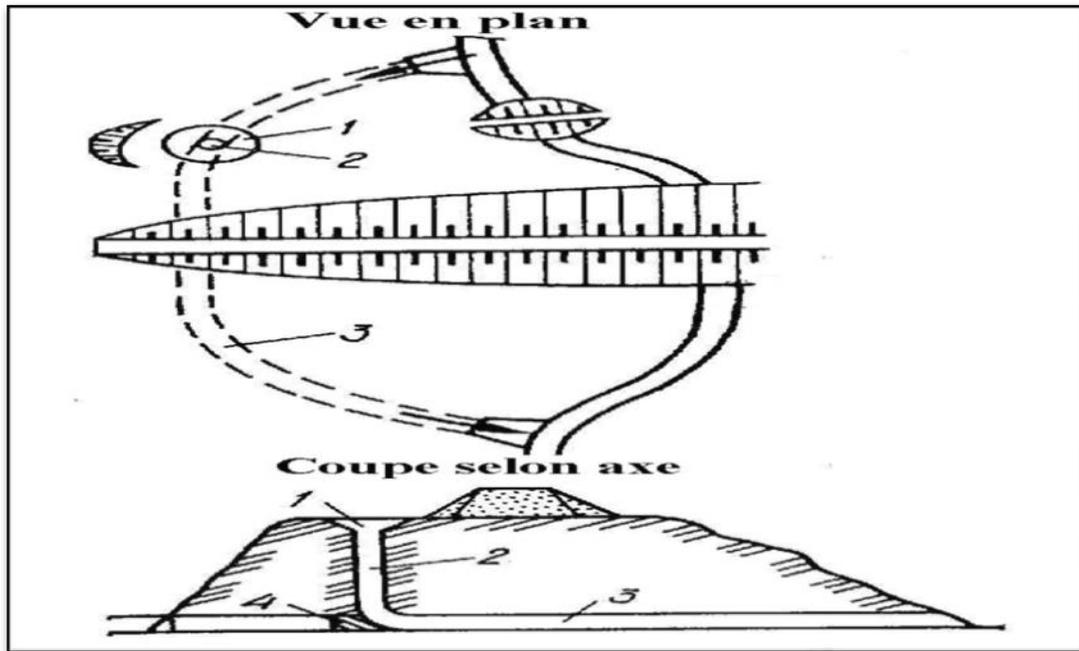


Figure IV.10 : Évacuateur en puits.

1-Déversoir tulipe ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- Bouchon de béton

Le déversoir en tulipe peut être avec un tronçon conique (Figure IV.11-a) ou sans tronçon conique (Figure IV.11-b).

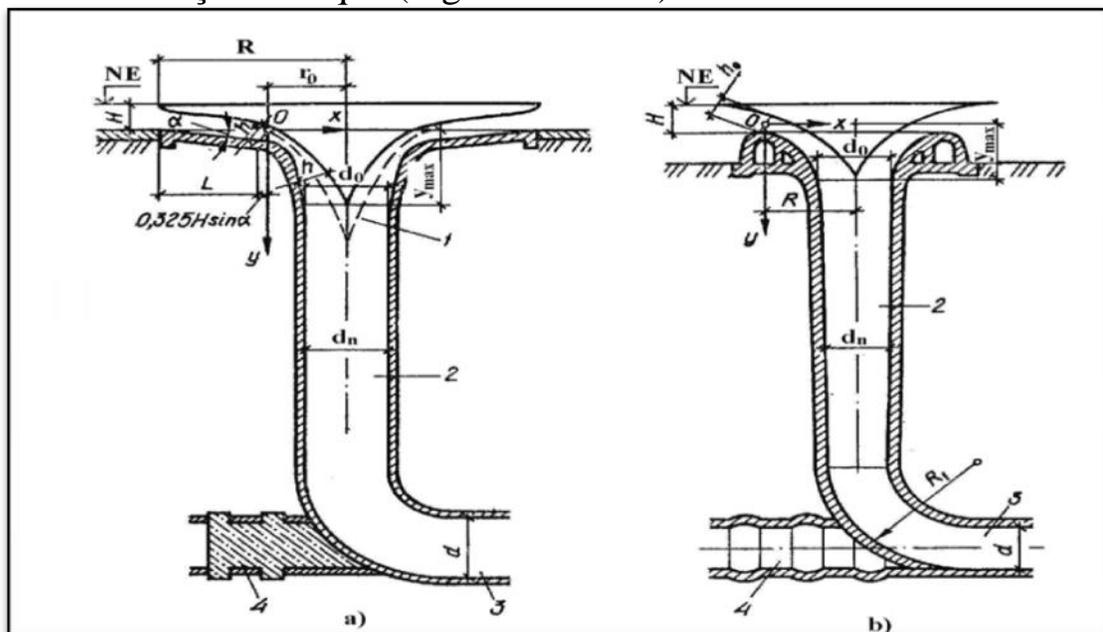


Figure IV.11: Déversoir en tulipe de l'évacuateur en puits

a-avec tronçon conique ; b- sans tronçon conique ; 1- axe de la veine déversante ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- bouchon en béton.

a-avec tronçon conique ; b- sans tronçon conique ; 1- axe de la veine déversante ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- bouchon en béton.

Dans notre cas on fait un dimensionnement de l'évacuateur en puits sans tronçon conique.

IV.4.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues

Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est une courbe fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle.

Au niveau inférieur, le puits de la tulipe vient se connecter par un coude à la galerie de dérivation provisoire.

IV.4.2.1) Calcul du déversoir en tulipe sans tronçon conique

Le seuil circulaire en plan sont principalement utilisés dans le déversoir en puits. dans ce type l'alimentation est radiale.

La forme générale du profil du seuil est considérée comme coïncidant avec la face inférieure de la nappe liquide, déchargée par un déversoir à mince paroi, cylindrique, de directrice circulaire.

Le débit d'un déversoir circulaire est assimilé à celui d'un déversoir de surface.

$$q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots (IV.26).$$

Avec : q : Le débit maximal à évacuer $q_{0,01\%} = 648 \text{ m}^3/\text{s}$.

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0,46$

r : Rayon du déversoir circulaire ;

H : Charge d'eau sur le déversoir ; **$H = 2.63 \text{ m}$**

$$r = \frac{q}{2 \cdot \mu \cdot \pi \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}} = \frac{648}{27,83 \cdot 0,46 \cdot 2,63^{3/2}} = 12 \text{ m}$$

Donc : **$D = 24 \text{ m}$**

Les coordonnées des points de l'axe de la veine pour le tronçon parabolique du déversoir en tulipe se déterminent par l'équation :

$$Y = \frac{gx^2}{2v_0^2} \dots\dots\dots (IV.27)$$

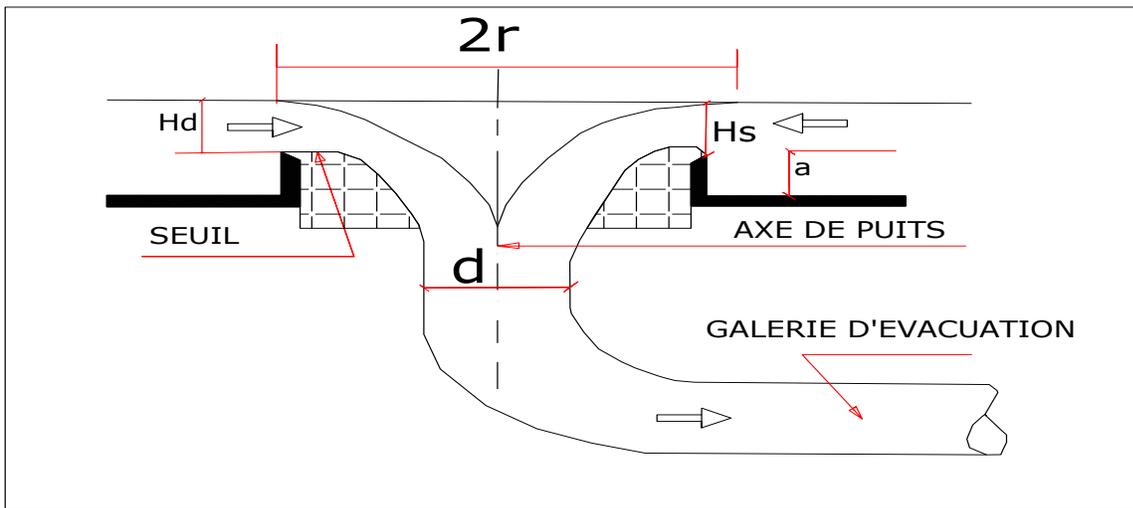
La vitesse moyenne sur la crête du déversoir en tulipe est :

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi R h_0} \dots\dots\dots (IV.28).$$

La profondeur d'eau sur le tronçon conique est prise égale à $h_0 = 0,75H$

AN: **$h_0 = 1,97 \text{ m}$** et **$V_0 = 4,36 \text{ m/s}$**

L'équation parabolique de l'axe de la veine est : **$y = 0,27x^2$**



Figure

IV.12 : Évacuateur de crue en puits verticale.

Pour éviter le passage en charge du cas d'un bis nous conseillons :

$$Y = 5 \cdot \left(\frac{D}{h^2} - h \right); \dots\dots\dots (IV.29)$$

Y est la hauteur pour la quelle nous passons de D à d ; d reste constant ensuite jusqu'au passage à surface libre.

AN : **Y=21,1m**

IV.4.2.2) Galerie de l'évacuateur en puits

Admettant le passage en charge à cette distance Y de la crête on peut dimensionner **d** :

$$d = 0,6 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{Y}}} \dots\dots\dots (IV.30) \quad \quad \quad \mathbf{d=7,13m}$$

Le diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits est déterminé en supposant que l'écoulement dans la galerie soit à surface libre.

$$R = 0,3 Q^{0,4} \dots\dots\dots (IV.31) \quad \quad \quad \mathbf{R=4 m}$$

$2R = 8m > d = 7.13m$ donc la condition est vérifiée **R=4 m**

➤ **calcul du rayon de courbure du coude**

Le raccordement du puits avec la galerie de fuite s'effectue par un coude de rayon R.

AN: $R_1 \leq (2,5 : 4)d \dots\dots\dots (IV.32)$

$R_1 = 2,8 * 7,13 = 20m$ **R₁=20m**

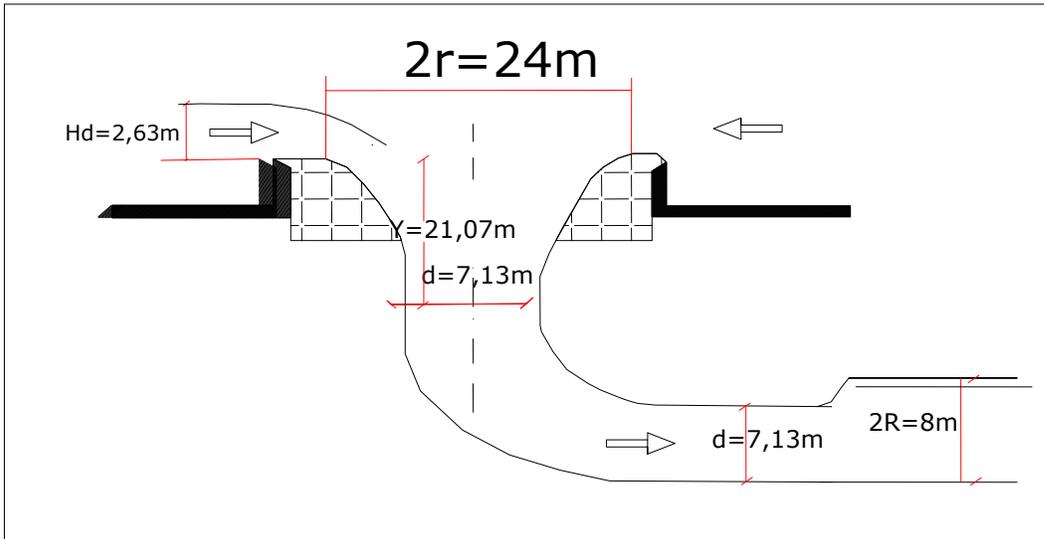


Figure IV.13 : Évacuateur de crue en puits du barrage Tagharist.

➤ **Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie**

Lors des calculs des paramètres de l'écoulement dans les ouvrages évacuateurs de type en galerie ce sont la profondeur critique Y_{cr} et la profondeur normale Y_n qui sont les caractéristiques de critère pour l'analyse des formes de la surface libre de l'écoulement.

1/ calcul La profondeur de l'écoulement uniforme eY_n dans la conduit à surface libre

La profondeur de l'écoulement uniforme est déterminée à l'aide de la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i} \dots\dots\dots (IV.33)$$

Avec : S : aire de la section de l'écoulement en régime uniforme ;

$$C = \frac{R^y}{n} - \text{coefficient de Chézy} \dots\dots\dots (IV.34).$$

Avec : coefficient de Chézy = 1/6

i ; la pente i est de 0,01838.

n – coefficient de rugosité du lit.

On adopte en général l'indice de la puissance y égal à 1/6 d'après Manning, à 1/5 d'après Forhgueymer, soit d'après Pavlovsky qui donne la grandeur de y entre 1/6 et 1/5.

Puisque la différence des profondeurs définies avec l'utilisation des formules de Manning et de Pavlovsky se trouve dans la limite de l'exactitude de la mesure de cette profondeur dans l'ouvrage en vraie grandeur, on utilise

d'habitude, dans les calculs des écoulements dont le régime est uniforme, la formule de Manning comme plus simple.

Pour le béton avec la qualité moyenne de l'état de la surface, on peut prendre $n = 0,014$.

$$\theta = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{d}{R}\right) \dots\dots\dots \text{(IV.35)}.$$

A.N : $\theta = 283^\circ$

Calcul la largeur de miroir « B » :

$$B = \left(\sin \frac{\theta}{2}\right) \times D \dots\dots\dots \text{(IV.36)}$$

B = 5 m

Surface mouillée :

$$S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \text{Sin}(\theta/2)) \dots\dots\dots \text{(IV.37)}$$

S = 34,53 m²

Périmètre mouillé : $P = R \cdot \theta_{rad} \dots\dots\dots \text{(IV.38)}$

P = 19,76 m

Rayon hydraulique $R_H = \frac{S}{P} = \frac{R}{2} \left(1 - \frac{\text{Sin} \theta}{\theta_{rad}}\right) \dots\dots\dots \text{(IV.39)}.$

R_H = 1,75 m

Alors pour la galerie de l'évacuateur de crue de l'aménagement hydraulique de Tahgarist, on aura :

La profondeur de l'écoulement uniforme **Y_n = 3,6 m**

2/ Profondeur critique(Yc)

La profondeur critique pour le lit dont la section transversale est circulaire, est déterminée par itération à l'aide de la formule:

$$\frac{Q^2 \cdot B \cdot (Y_c)}{g \cdot S^3 \cdot (Y_c)} = 1 \dots\dots\dots \text{(IV.40)}$$

Avec: $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – accélération de la pesanteur.

$$\theta(\text{rad}) = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{Y}{R}\right) \dots\dots\dots \text{(IV.41)}$$

S:Section mouillée

$$S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \text{Sin}(\theta/2)) \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{(IV.42)}.$$

$$Y = R \left(1 - \text{Cos} \frac{\theta}{2}\right) \text{ m} \dots\dots\dots \text{(IV.43)}.$$

B: largeur de miroir de la surface libre

$$B=2R \sin \frac{\theta}{2} \dots\dots\dots (IV.44).$$

La profondeur pour la quelle l'équation (1) est vérifiée est la profondeur critique les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.09: calcul de la hauteur critique.

Y_c	$\theta(rad)$	$\frac{\theta}{2}(rad)$	$S (m^2)$	$B(m)$	$Q^2.L/g.s^3$
3	2,636	1,318	13,344	7,744	139,5
3,5	2,891	1,445	15,192	7,936	96,88
3,6	2,941	1,470	15,568	7,960	90,3
3,65	2,966	1,483	15,760	7,968	87,129
4	3,141	1,570	17,128	8	68,148
4,5	3,392	1,696	19,200	7,936	48
5,5	3,910	1,955	23,864	7,416	23,357
6	4,189	2,094	26,584	6,928	15,784
6,8	4,692	2,346	31,824	5,712	7,586
7,5	5,272	2,636	38,304	3,873	2,95
7,9	5,835	2,917	44,904	1,776	1

La hauteur critique est donc $Y_c=7,9m$

$Y_n=3,6m < (Y_c=7,9)$; donc l'écoulement est à surface libre ne posera aucun problème.

Donc nous sommes assurés du passage en régime torrentiel pour l'écoulement à surface libre, le tirant d'eau amont étant $d=7,13m$
L'énergie à la sortie de la conduite en charge sera donc :

$$H_1 = d + \frac{V^2}{2g} = d + \frac{Q^2}{2g(R^2(\alpha_{rad} - \sin\alpha \cdot \cos\alpha))^2} \dots\dots\dots (IV.45).$$

Avec $\alpha = \arccos(1 - \frac{d}{R}) \dots\dots\dots (IV.46).$

$\alpha = 2,47 rad$

Donc :

$H_1=14,12m$

$H_1 > 2 \cdot R$ donc l'écoulement à la sortie de la galerie est en charge

Le calcul le type de l'écoulement en charge donne :

$$Z_2 = Z_1 + H_1 + \left(\eta_c + \frac{\eta_l}{d} + \eta_s - 1 \right) \frac{Q^2}{2gS^2} \dots\dots\dots (IV.47).$$

Z_1 : cote de fond au changement de diamètre (passage en charge à surface libre)

η_c : Coefficient de perte de charge de coude

η_s : Coefficient de perte de charge sortie.

η_l : Coefficient de perte de charge linéaire fois la longueur.

Avec : $S = \pi \times \frac{d^2}{4} = 42,66m^2$

$$Z_2 = 1175,5 + 14,12 + \left(1 + \frac{0,2}{7,13} + 0,2 - 1\right) \frac{648^2}{2 \times 9,81 \times 40^2}$$

$$Z_2 = 1192,67m$$

$$Z_2 = 1192,67m < Z_d - Y = 1217,28 - 21,1 = 1196,18m$$

Z_d : cote de déversement de la crête de la tulipe ($Z_d = 1217,28m$)

Donc on est dans écoulement de type 1

Nous pouvons dire que l'écoulement sur le déversoir est entièrement dénoyé. et

$$Z_{\text{plan d'eau}} = Z_2 = 1192,67$$

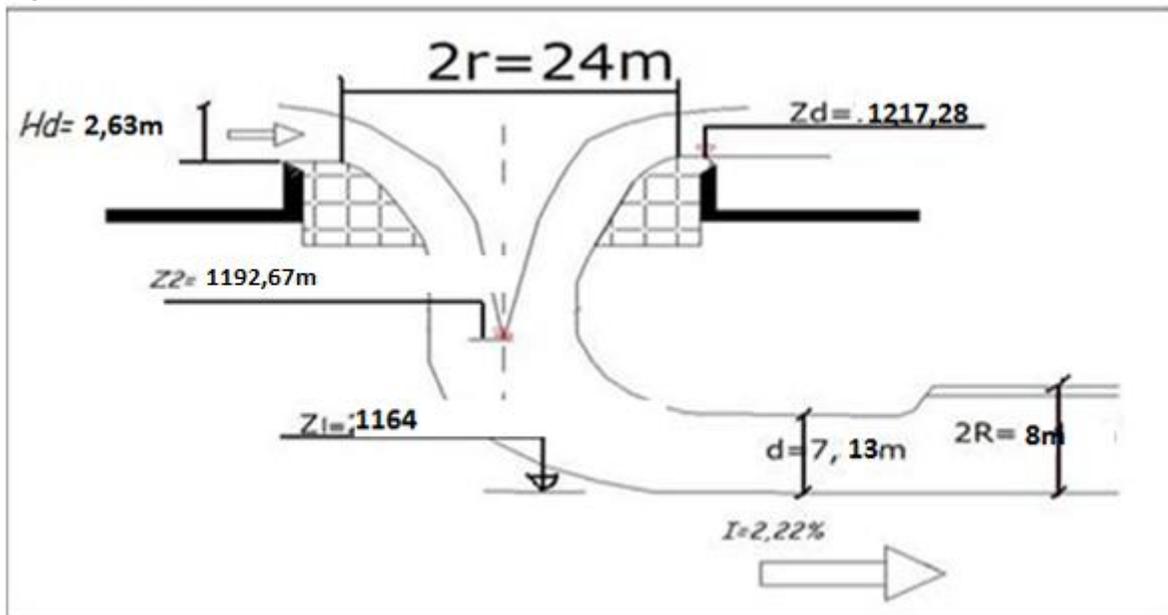


Figure IV.14: l'écoulement entièrement dénoyé sur la crête déversante (type 1).

IV.4.2.3) Évaluation du fonctionnement du bassin d'amortissement

Le bassin d'amortissement est retenu divergent avec une largeur à la sortie.

A ces fins la section de sortie de la galerie doit être raccordée à la section initiale du bassin d'amortissement par un tronçon de transition dont le fond est incliné.

➤ TRANSITIONS

Transition est l'ouvrage intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin de dissipation, Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au bassin de dissipation.

a) Calcul de la largeur initiale (B_t) de la transition

Il faut que B_t soit supérieure au diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits $2R=8m$

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :
 $B_t=10m$

b) Calcul de la largeur finale (b_t) de la transition

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

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46xB_t^2 xY_1^2} \right) - H_0 \dots\dots\dots (IV.48).$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{gP^{*3}}} \dots\dots\dots (IV.49).$$

$$Y_1 = \sqrt{\frac{Qd^2}{88.29B_T^2}} \dots\dots\dots (IV.50).$$

Où: Q_d : débit de projet (m^3/s).

P^* : hauteur des parements des eaux en aval (m).

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

Y_1 : hauteur de l'eau au début de la transition (m).

H_0 =charge d'eau ($H_0=8m$)

$Y_1=6,9m$

$P^* = 11.68-8=3,68m$

$b_t = 20,51m$

c) Calcul de la longueur de l'élargissement (L_t)

$$L_T = 1.60(B_T - b_t) \dots\dots\dots (IV.51).$$

$L_T=16,82m$

d) Calcul du niveau d'eau à la fin de l'élargissement (Y_2)

La section d'écoulement intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin dissipation 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 du fluvial à l'écoulement torrentiel.

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{gb_t^2}} \dots\dots\dots (IV.52).$$

$Y_2 = 4,67m$

e) La vitesse à la sortie d'élargissement

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_2 \cdot b_t} = \frac{648}{4,67 \times 20,51} = 6,76 \text{ m/s} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times Y_2}} = 2,6 \end{array} \right.$$

➤ Choix du bassin de dissipation

On a

$$\left. \begin{array}{l} F = 2,55 < 4,5 \\ V = 6,2 \text{ m/s} < 15 \text{ m/s} \end{array} \right\} \text{ D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » on choisi un bassin de type I}$$

➤ Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < F_{r1} < 4.5$)

- Largeur du bassin : $b_t = 20,51 \text{ m}$

a) Calcul du tirant d'eau aval y_2

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe. IV), le rapport

$$\frac{y_2}{y_1} = 2,2 \Rightarrow y_2 = 2,2 \times y_1 = 2,2 * 4,67 = 10,27 \text{ m} \quad \mathbf{y_2 = 10,27 \text{ m}}$$

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 4.0 \Rightarrow L = 4 \times y_2 = 4 \times 8,62 = 41,1 \text{ m} \quad \mathbf{L = 41,1 \text{ m}}$$

. Dans ce cas la longueur totale du bassin d'amortissement devient $16,82 + 41,1 = 58 \text{ m}$.

b) Calcul des dimensions des blocs de chute

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 4,67 = 9,34 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur} : W = \frac{y_1}{6} = 0,78 \text{ m}$$

$$\text{L'espacement} e = 2,5W = 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20,51}{1,95 + 0,78} = 7,51$$

On prend 8 blocs .

IV.5. Choix de la variante 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 coût et la durée de réalisation.

les conditions topographique et géologique sont favorables pour les deux variantes.

De point de vue technique, entre la 1^{ère} variante, évacuateur de crues en surface à entonnement latérale en rive droite est plus favorable.

Toutefois, prenant en considération les difficultés techniques d'exécution et d'opération pendant l'exploitation du barrage pour un évacuateur en tulipe,

Pour les évacuateurs en puits (tulipes), le colmatage peut conduire à l'obstruction totale si le diamètre du puits est plus faible que la dimension des corps flottants. Ce risque doit être évalué dans une étude particulière.

Du point de vue hydraulique, ce type d'évacuateur en puits présente l'inconvénient de s'engorger; à partir de ce moment, le débit ne croît que faiblement lorsque le plan d'eau monte et la revanche disponible ne peut servir qu'à stocker de l'eau de la crue. En raison des incertitudes sur la valeur des crues de faible fréquence, le point d'engorgement a été fixé assez haut; il n'est pas atteint pour une crue cinq millénaire. Toutefois, il faut remarquer que le point d'engorgement limite le débit passant dans le bassin d'amortissement; il est donc possible de réduire ses dimensions par rapport à une solution de surface.

Dans la zone de passage du tronçon transitoire au puits, une dépression considérable apparaît, et dans la galerie de fuite des régimes transitoires défavorables peuvent avoir lieu. Sur la surface du coude peut apparaître une dépression considérable, et pour sa diminution jusqu'aux limites admissibles, il faut un grand rayon du coude, ce qui aboutit à des solutions non constructives.

Par comparaison à la variante puits, la *variante surface* présente un avantage important du point de vue sécurité hydraulique et Les conditions géologique et géotechnique sont plutôt en faveur de l'évacuateur de surface, pour ce qui est de l'évacuateur en puits, le percement des galeries de 8 m de diamètre dans le flanc gauche, constitué d'un rocher parfois très fracturé, peut poser des problèmes d'exécution importants, conduisant à des augmentations de coût et de durée de travaux(Les conditions d'excavations en galerie sont très difficiles et exigeront que les travaux progressent lentement par courts tronçons y compris les travaux d'étalement parallèles) .

On notera enfin que la dérivation provisoire de la variante SURFACE peut être exécutée a ciel ouvert dans les terrasses de la rive droite.

l' évacuateur de crues latéral à entonnement latéral s'adapte au site du faite que les excavations sont réduites ,mieux adapté au barrage en terre, Facile à réaliser en coté de digue ,moins couteux,Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement.

IV.6. Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crues

D'après l'étude de comparaison entre les deux variantes précédentes, on peut conclure que la variante choisie est l'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral.

CONCLUSION

Le barrage de Tagharist est en terre, qui est protégés en général par un évacuateur de crues latéral.

Dans ce chapitre, nous avons calculé deux types d'évacuateurs de crues possibles sur les deux rives: un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral et un autre en puits vertical.

➤ La première variante est l'évacuateur à entonnement latéral, le déversoir est rectiligne avec une longueur de 70 m. L'eau déversée est dirigée vers le coursier par un canal d'une section variant linéairement dont la largeur à la tête de l'évacuateur est de 15 m et égale à 20 m à l'entrée du coursier. L'écoulement dans le coursier commence avec un tirant d'eau de 4,75m et de 1,29m à la fin. Le mur bajoyer au niveau du coursier est de 5,25m au début et de 2 m pour la fin. L'eau arrive avec une vitesse de 25,12 m/s et un nombre de Froude de 7,06. Le bassin de dissipation de type à ressaut a une longueur de 51,2m et une largeur 20 m , Le mur bajoyer au niveau du bassin de dissipation est de 12,75m.

➤ La deuxième variante est l'évacuateur en puits vertical, Cette solution classique est implantée sur les terrasses de rive gauche bordant l'oued, ce qui permet d'éviter un complexe de blocs rocheux de grès quartzeux et de quartzites disséminés en surface et de fonder la corolle, à la cote 1217,28 m environ, sur les complexe de marnes et de calcaires compacts, qui sont de bonne qualité et disposés en couches horizontales. Par ailleurs, la galerie servant de dérivation provisoire peut être exécutée sans nécessiter une protection importante contre les crues. L'ouvrage, sans vanne, se compose d'une corolle qui se prolonge par un puits cylindrique de 24m de diamètre à la crête, débouchant, La corolle est suivie d'un tronçon cylindrique vertical de 7,13 m de diamètre, puis d'un coude de 90° débouchant dans la galerie à écoulement libre, de 116 m de long environ fonctionnant en nappe libre.

Cette galerie, qui caractérise par une zone de transition d'un diamètre de 7,13 m au diamètre de 8 m pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, sont construites en tranchée réalisée en partie dans le rocher.

L'évacuateur se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I de 58m de long, et une largeur 20,51 m. l'eau arrive avec une vitesse de 6,2 m/s.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes, nous constatons que l'évacuateur latéral à entonnement latéral est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisie, il nous reste le calcul du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

Chapitre V

Etude De Stabilité Et

Génie Civil

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier par contre résiste mal à la compression et bien à la traction mais il est plus cher que le béton.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelés hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable.

Nous aurons besoin dans notre calcul, des dimensions de différentes composantes de l'évacuateur calculées dans le chapitre IV (Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crues).

On a besoin aussi du bilan des charges exercées sur la structure.

➤ étude d'infiltration

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et de déterminer les sous pressions qui agissent sous le radier.

Méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

Dimensionnement : $(H = 1,9 + 1 + \alpha V^2 / 2g = 3,2 \text{ m})$

avant radier : longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 6,4 \text{ m}$

Épaisseur : $tar1 = 0,4 \text{ m}$

$tar2 = 0,5 + 0,05.H = 0,66 \text{ m}$

radier : longueur = $(1,25 \div 2,5) H = 8 \text{ m}$

Épaisseur : $tr1 = (0,25 \div 0,3) H = 1 \text{ m}$

$tr2 = (0,13 \div 0,15) H = 0,5 \text{ m}$

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de BLIGH :

LR > LCD

Avec : LR : longueur réel du radier = 14,4 m

LCD : Longueur du contour déployer = C . H

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : LR = 14,4 m > LCD = 9,6 m

La sous pression $hx = H . (lx / LR) = 3,2 . (lx / 14,4)$

V.1. Principes du calcul de génie civil

Le calcul de génie civil doit passer par le procédé suivant :

V.1.1.Calcul de stabilité

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

V.1.1.1. Stabilité du déversoir

Le principe est de vérifier que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A (voir la figure. V.01) ; sous l'effet des forces horizontales.

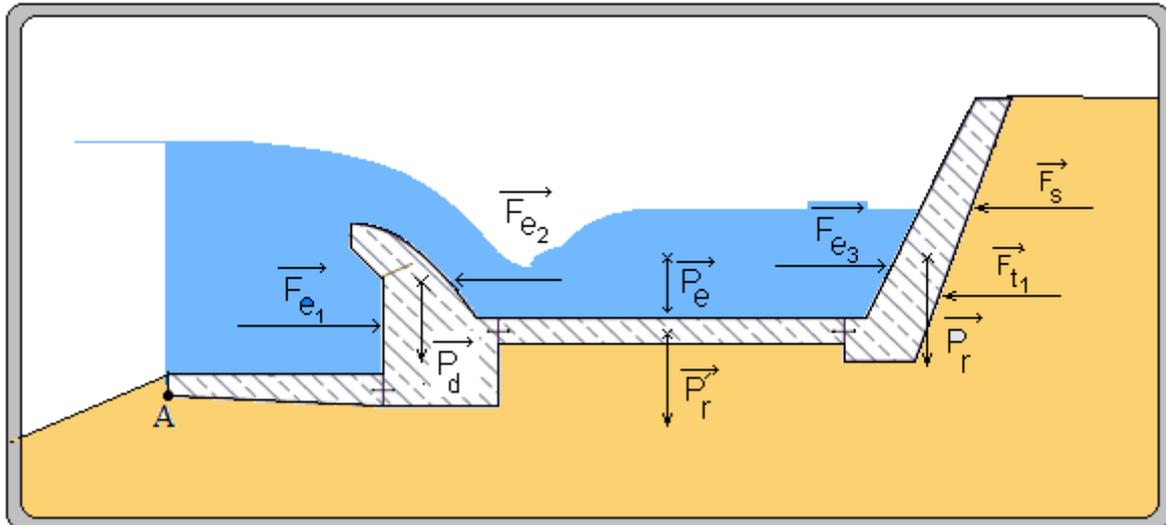


Figure. V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

a. Les forces verticales

- P_e : Poids de l'eau sur le radier.
- P_d : Poids propre du seuil déversant.
- P_r : Poids propre du rideau.
- P'_r : Poids propre du radier.

b. Les forces horizontales

Le Poussée de l'eau qui se trouve derrière le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. Si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exerce sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotées) ont une résultante dirigées vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrice. D'où l'ouvrage subit d'un risque de renversement s'il n'y a pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

- F_{e1} et F_{e2} : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.
- F_{e3} : Poussée de l'eau sur le rideau.
- F_{t1} : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions.
- Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.
- F_s : Force due à la sur charge.

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_r} \geq 1,5 \dots\dots\dots(V.01)$$

Avec :

1,5 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

M_s : Moment stabilisateur.

M_r : Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

c. Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

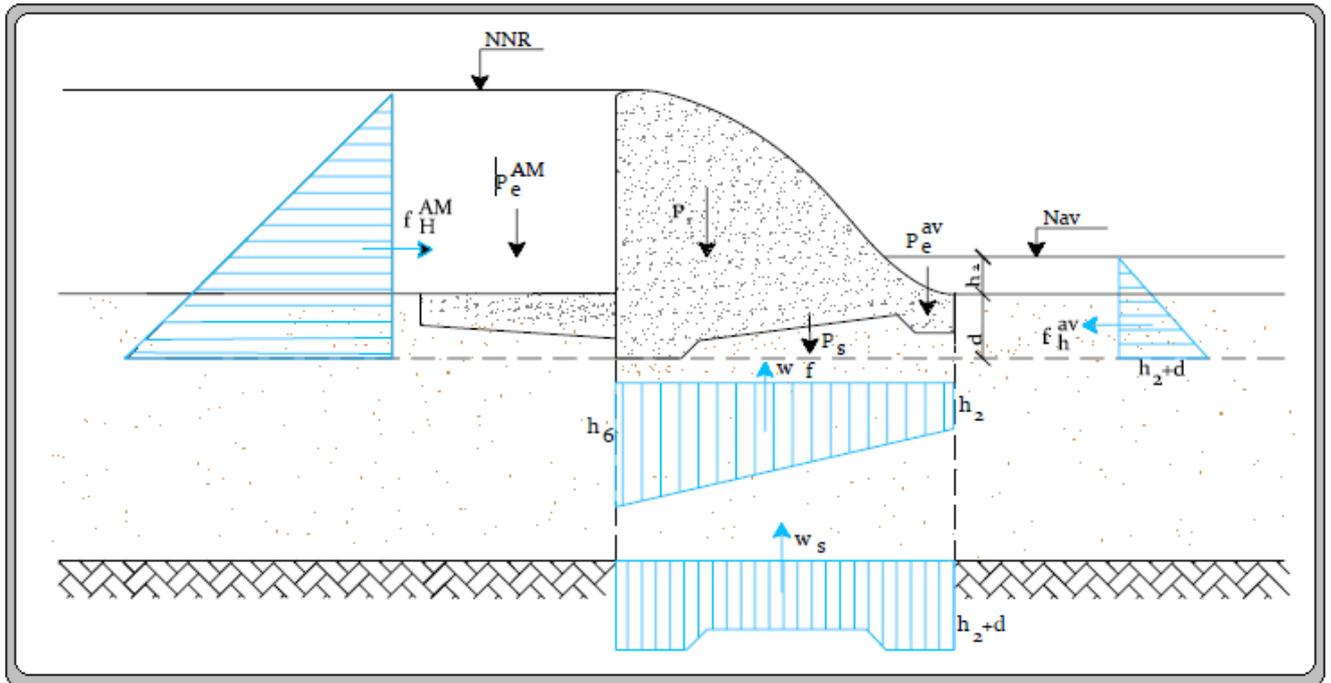


Figure. V.02 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.

• **Poids du rideau**

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot l_s \dots \dots \dots (V.02)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du rideau $S_r = 2,27 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$.

Donc : $P_r = 2,4 \times 2,27 \times 1 = 5,45 \text{ Tf}$.

$P_r = 5,45\text{Tf}$

• **Poids la semelle**

$$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot l_s \dots \dots \dots (V.03)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la semelle $S_s = 6 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$.

Donc : $P_s = 2,4 \times 6 \times 1 = 14,4 \text{ Tf}$.

$P_s = 14,4 \text{ Tf}$

• **Poids de l'eau aval**

$$P_e^{av} = \gamma_w \cdot S_e^{av} \cdot l_s \dots \dots \dots (V.04)$$

Avec : γ_w : Poids volumique du l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

Ss : Section de la colonne d'eau aval : $S_e^{av} = 11,1 \text{ m}^2$

ls = 1 m.

Donc : $P_e^{av} = 1 \times 11,1 \times 1 = 6,24 \text{ Tf}$.

$P_e^{av} = 11,1 \text{ Tf}$

• **Poids de l'eau amont**

$$P_e^{am} = \gamma_w \cdot S_e^{am} \cdot ls \dots\dots\dots (V.05)$$

Avec : γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

Ss : Section de la colonne d'eau amont : $S_e^{am} = 25,22 \text{ m}^2$

ls = 1 m.

Donc : $P_e^{am} = 1 \times 25,22 \times 1 = 13,10 \text{ Tf}$.

$P_e^{am} = 25,22 \text{ Tf}$

• **Force hydrostatique amont**

$$F_h^{am} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot ls \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 3,94 \text{ m}$

ls = 1 m.

Donc : $F_h^{am} = \frac{1}{2} \times 1 \times 3,94^2 \times 1 = 7,76 \text{ Tf}$.

$F_h^{am} = 7,76 \text{ Tf}$

• **Force hydrostatique aval**

$$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot ls \dots\dots\dots (V.07)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 0,74 \text{ m}$

ls = 1 m.

Donc : $F_h^{av} = 0,27 \text{ Tf}$.

• **Force des sous pressions**

$$W_T = W_s + W_F \dots\dots\dots (V.08)$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf)

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot ls$$

Avec : $S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0,5 \cdot 4,25$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 0,60 \text{ m}$.

h_{av} : Hauteur d'eau à l'aval du déversoir, $h_{av} = 0,74 \text{ m}$.

I_{rad} : Longueur du radier ; $I_{rad} = 8 \text{ m}$

AN : $W_s = 1 \times ((0,60 + 0,74) \times 8 - 0,5 \times 4,25) \times 1 = 8,6 \text{ Tf}$.

$W_s = 8,6 \text{ Tf}$

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot ls \dots\dots\dots (V.09)$$

Avec : $S_F = I_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$

$$h_2 = 3,2 \cdot (0,5 / 14,4) = 0,1 \text{ m}$$

$$h_6 = 3,2 \cdot (10,5 / 14,4) = 2,33 \text{ m}$$

$$AN: WF = 1 \times \left(8 \times \frac{(0,1+2,33)}{2} \right) \times 1 = 9,72 Tf$$

$$WF = 9,72 Tf.$$

La force des sous pression est donc : $W_T = 8,6 + 9,72 = 18,32 Tf$

$$WT = 18,32 Tf.$$

d. Stabilité au renversement du mur de soutènement

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} \geq 1,5 \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$M_s = Pr \times A + Ps \times B + P_e^{av} \times C + P_e^{am} \times D + F_h^{am} \times E$$

$$M_s = 5,45 \times 9,07 + 14,4 \times 10,4 + 11,1 \times 14,15 + 23,22 \times 3,2 + 7,76 \times 1,97.$$

$$M_s = 445,85 Tf.m$$

M_r = les Moments des forces destabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F_h^{av} * E + W_s * F + WF * G$$

$$M_r = 0,27 * 0,37 + 8,6 * 10,4 + 9,72 * 10 = 186,74 Tf.m$$

$$Mr = 186,74 Tf.m$$

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{445,85}{186,74} = 2,39 > 1,5$$

La condition de stabilité du déversoir est vérifiée.

e. Stabilité au glissement

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\Sigma F_H}{\Sigma F_V} \leq f = 0,8 \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec : $F_H = F_h^{am} - F_h^{av} = 7,49 Tf$

$$F_H = 7,49 Tf$$

$$F_v = Pr + Ps + P_e^{av} + P_e^{am} - W_t = 5,45 + 14,4 + 25,22 + 11,1 - 18,32$$

$$F_v = 37,85 Tf$$

$$\frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{7,49}{37,85} = 0,20 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

V.1.1.2. Stabilité des murs bajoyers

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la poussée des terres et les pressions interstitielles.

- **Les forces verticales**

- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \cdot V_r$;

Avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m

- Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b \cdot V_s$;

Avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m

- Poids des surcharges : $P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$;

Avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,25 \text{ T/m}^3$

- Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s \cdot V_t$

Avec : V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

- **Les forces horizontales**

- Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$

Avec : $A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2)$; $\phi = 40^\circ$

H : hauteur des terres.

- Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$

Avec : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

a. Stabilité au renversement des murs bajoyers

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au rideau de notre coursier, il y a des sections où le niveau des terres atteindra la hauteur du mur après le remblaiement, on prendra la section la plus haute et si cette dernière est stable au renversement, toutes les autres le sont car le niveau des terres devient inférieur à celle des murs le long du coursier.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$M_s/M_r > 2$$

Avec : M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au point O
 M_r : Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point O

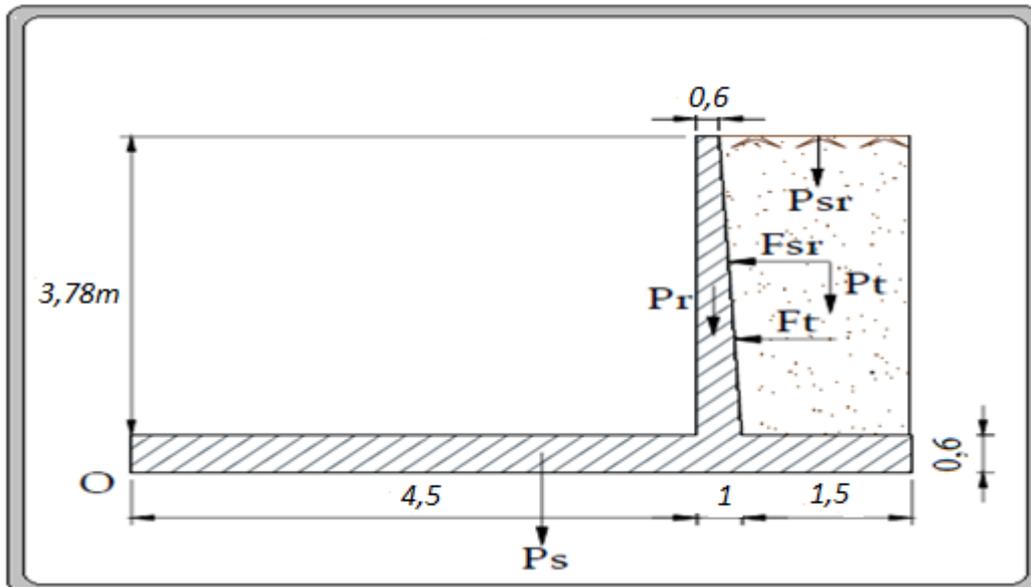


Figure V.03 : schéma de calcul des murs bajoyers.

Donc : $P_r = 5,45 \text{ t}$; $P_s = 14,4 \text{ t}$; $P_{sr} = 1,25 \text{ t}$; $P_t = 7,09 \text{ t}$; $F_t = 1,94 \text{ t}$; $F_{sr} = 0,82 \text{ t}$

$$M_s = P_r * A + P_s * B + P_{sr} * C + P_t * D$$

$$M_s = P_r * 5,5 + P_s * 3,5 + P_{sr} * 5,75 + P_t * 6,5$$

$$M_s = 133,65 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_t * D + F_{sr} * E = F_t * 2,19 + F_{sr} * 2,92$$

$$M_r = 6,64 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 20,13$$

donc le mur est stable au renversement.

b. Stabilité au glissement des murs bajoyers

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$F_H / F_V < f = 0,8$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = F_t + F_{sr} = 1,94 + 0,82 = 2,76 \text{ t}$$

$$F_H = 2,76 \text{ t}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 5,45 + 14,4 + 1,25 + 7,09 = 28,19 \text{ t}$$

$$F_V = 28,19 \text{ t}$$

$$F_H / F_V = 0,1 < f = 0,8$$

donc le mur est stable au glissement

V.1.2. Etude du ferrailage

V.1.2.1. Ferrailage du rideau

Le rideau est calculé comme une console encastree dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

a. Le moment d'encastrement à la base du rideau

$$M_{eh} = 1,35 M_{eh}^{Ft} + 1,5 M_{eh}^{Fst} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

M_{eh}^{Ft} : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{eh}^{Ft} = F_{th} . 1,66 = 3,22 \text{ t.m}$$

M_{eh}^{Fst} : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{eh}^{Fst} = F_{srh} . 2,2 = 1,8 \text{ t.m}$$

$$M_{eh} = 1,35 \times 3,22 + 1,5 \times 1,8 = 7,05 \text{ t.m}$$

$$M_{eh} = 7,05 \text{ t.m}$$

b .Le moment d'encastrement à h/2 du rideau

$$M_{eh/2} = 1,35 M_{eh/2}^{Ft} + 1,5 M_{eh/2}^{Fst}$$

$$M_{eh/2}^{Ft} = F_{th}/2 . 0,57 = 0,97 . 0,57 = 0,55 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2}^{Fst} = \frac{F_{srh}}{2} . 0,7 = 0,41 . 0,7 = 0,29 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 0,29 = 1,18 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = 1,18 \text{ t.m}$$

On Remarque que : $M_{eh/2} \ll M_{eh}$

c. calcul des aciers

On a: $\mu = M_e / (\sigma_{bc} . b . d^2) \dots\dots\dots (V.13)$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

c : l'enrobage = 3 cm

d = 47 cm

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_b$$

Avec : F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

γ_b : Coefficient pour le béton. $\gamma_b = 1,15$ (cas accidentelle)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/m³ ou a $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : $\sigma_{bc} = 0,85 \times 25/1,15 = 18,48 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\mu = 0,017$

On remarque que $\mu < 0,186$:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} \quad ; \alpha = 0,0214 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad ; \beta = 0,991$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bars

$$\sigma_s = 4000 / 1,15 \quad ; \quad \sigma_s = 3478,26 \text{ bars}$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,2 \times b \times d / 100 \quad ; \quad A_{\min} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \quad ; \quad A = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,4 \text{ cm}^2$$

On prendra 7 barres de diamètre 14 mm : **7T14** , espacement=15 cm

V.1.2.2.Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$\sigma = \frac{1,35 \cdot (P_t + P_r) + 1,5 \cdot (P_{sr})}{100 \cdot B} = \frac{1,35 \cdot (7,09 + 5,45) + 1,5 \cdot (1,25)}{100 \cdot 2} \quad \sigma = 0,9 \text{ kg/cm}^2$$

b. Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle

$$\sigma_s = \frac{1,35 \cdot (P_s)}{100 \cdot B} = \frac{1,35 \cdot (14,4)}{100 \cdot 7} \quad \sigma_s = 0,3 \text{ kg/cm}^2$$

c. Contraintes de réaction du sol

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 \times (P_t + P_r + P_s) + 1,5 \times (P_{sr})}{100 \times B} \pm \frac{6 \times M'_G}{100 \times B^2}$$

Avec : M'_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(Avec l'application de coefficient de sécurité)

Donc :

$$M'_G = 1,35(7,09 \cdot 2,76 + 5,45 \cdot 1,71 - 4,4 \cdot 2 - 0,82 \cdot 2) + 1,5 (1,25 \cdot 2,76) \quad M'_G = 30,08 \text{ t.m}$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la Figure. v.04.

Ce qui donne :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 \times (7,09 + 5,45 + 4,4) + 1,5 \times (1,25)}{100 \times 7} \pm \frac{6 \times 30,08}{100 \times 7^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,35 \pm 0,4$$

$\sigma_1 = 0,75 \text{ bars}$

et

$\sigma_2 = -0,05 \text{ bars}$

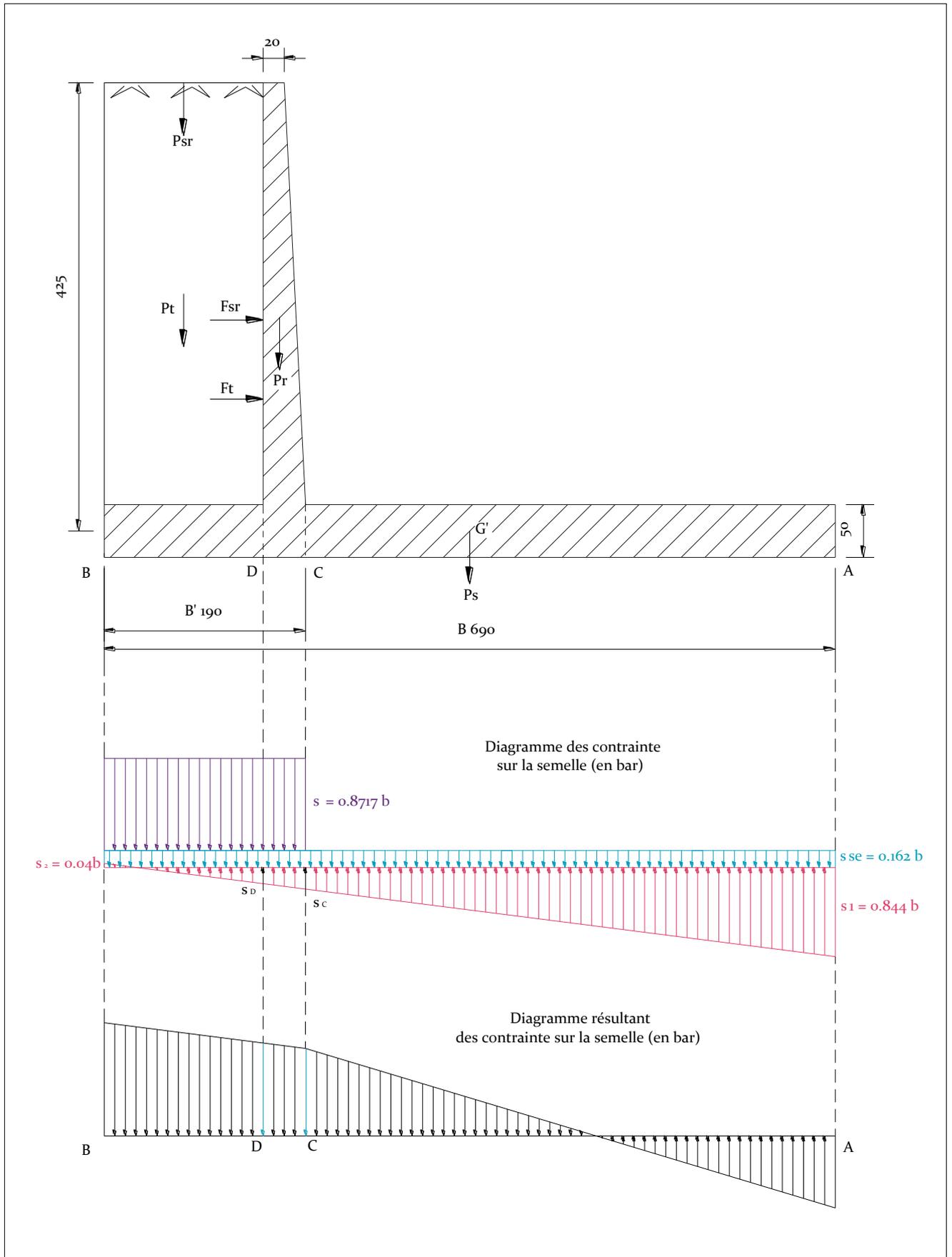


Figure. V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.

d. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement : $\sigma_c = 0,20$ bars et $\sigma_d = 0,15$ bars

e. Etude de la partie CA

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_a \times (250 - a/3) - F_b \times b/3$$

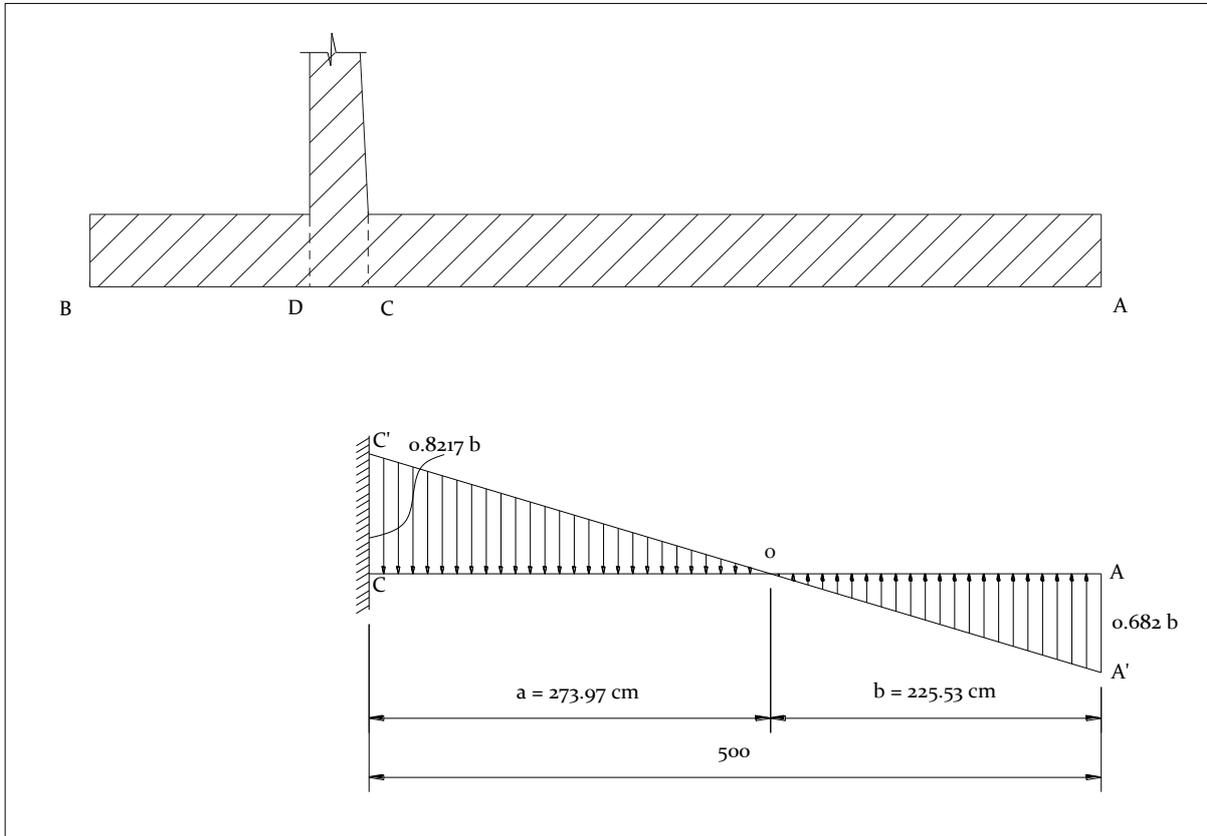


Figure. V.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.

Calcul de a et b :

$$a = 273,97 \text{ cm} \text{ et } b = 225,35 \text{ cm} \text{ (graphiquement)}$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OCC}' = 11256,06 \text{ kg}$.

Dans la partie OA:

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OAA}' = 511,5 \text{ kg}$.

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M_c = 2239654,1 \text{ Kg.cm}$$

$M_c = 22,4 \text{ t.m}$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

➤ **Calcul des aciers de la partie CA**

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton. = 184,8 bars

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,055 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,07 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,97$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,2 \times b \times d / 100 ; A_{\min} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = Me / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{\text{cal}} = 14,12 \text{ cm}^2$$

$$A = 14,12 \text{ cm}^2$$

On prendra 7 barres de diamètre 16 mm : **7 T₁₆** , espacement=15 cm

f. Etude de la partie BD

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement.

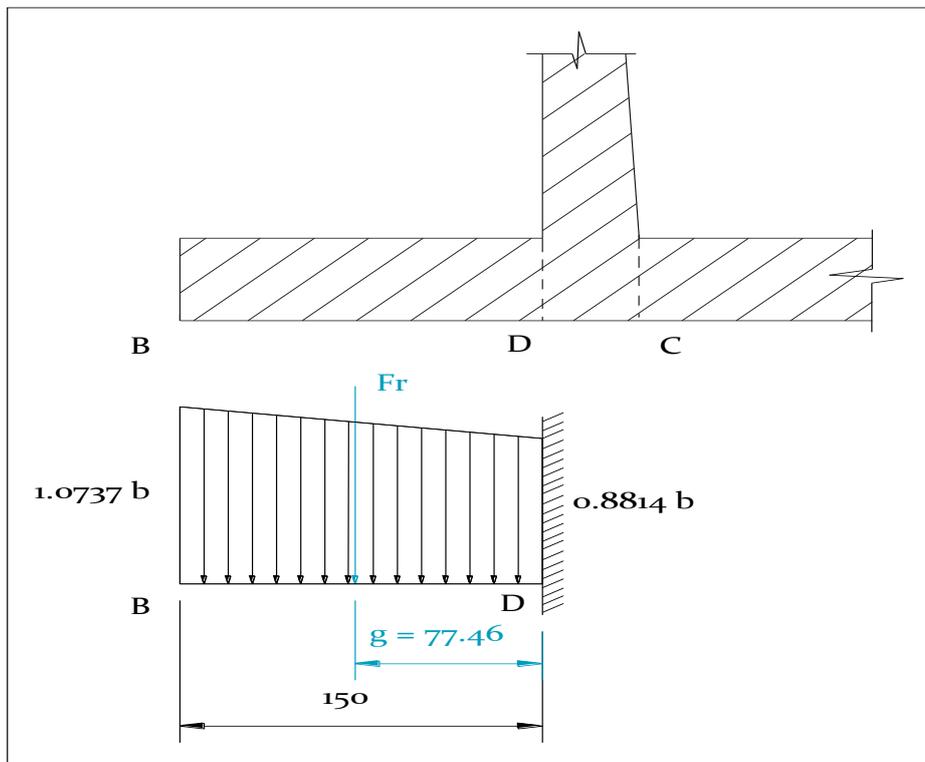


Figure. V.06 : diagramme des contraintes de la partie BD.

$$MD = FR \cdot g$$

Avec : F_r : aire du diagramme des pressions = 14663,25 kg et $g = 77,46$ cm

Donc : $M_D = 11,36t.m$

➤ **Calcul des aciers de la partie BD :**

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \times b \times d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton = 184,8 bars

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,028 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,035 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,99$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,2 * b * d / 100 ; A_{\min} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s * \beta * d) ; A_{\text{cal}} = 7,02 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,4 \text{ cm}^2$$

On prendra 7 barres de diamètre 14 mm : **7T₁₄** espacement= 15 cm

V.1.2.3. Ferrailage du déversoir :

Ce Ferrailage est calculé sur la base du moment d'encastrement exercé à la base, on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement à l'aval du déversoir)

Donc le moment d'encastrement :

$$M_e = F_h . h/3$$

$$F_h = 7,76 \text{ t}$$

$$h = 3,97 \text{ m}$$

$$M_e = 10,27 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} * b * d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton = 184,8 bar.

b : Longueur de la tranche = 1m.

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 47 cm.

c : l'enrobage = 3 cm.

Ce qui donne : $\mu = 0,0035 < 0,186$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,0044 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,998$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,2 * b * d / 100 ; A_{\min} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) \quad ; \quad A_{cal} = 7,47 \text{ cm}^2$$

On prendra 7 barres de diamètre 14 mm : **7T₁₄**, espacement=15 cm

a. Ferrailage de la semelle du déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces) déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \times B} \pm \frac{6 \times M_G}{L \times B^2}$$

Avec : $N = P_r + P_s + P_e^{av} + P_e^{am} - Wt$

$$N = 26,75 \text{ t}$$

MG : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$MG = P_r . A + P_e^{am} \times B + P_e^{av} . C + F_h^{av} . D + F_h^{am} . E + W_s . F + W . F . B$$

$$MG = 7,09 \times 0,58 + 25,22 \times 1,65 - 11,1 \times 1,85 + 0,27 \times 0,56 - 7,76 \times 0,87 + 8,6 \times 0,61 + 9,72 \times 1$$

$$M_G = 33,57 \text{ t.m}$$

Donc : $\sigma_1 = 3,76 \text{ bars}$ et $\sigma_2 = 1,18 \text{ bars}$

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur.

Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(P_r + P_s + P_e^{av} + P_e^{am})}{L \times B} = 0,73 \text{ bars}$$

D'où le diagramme dans la Figure. V.07 suivante :

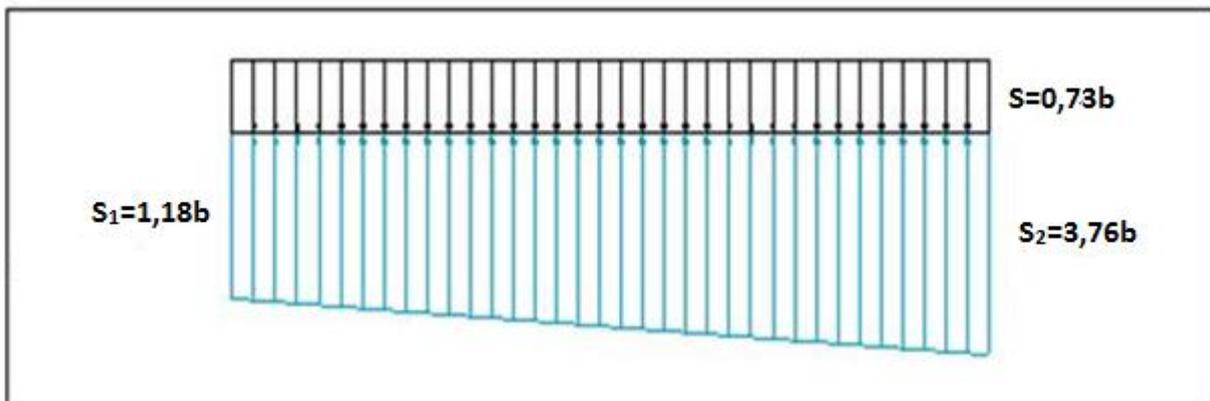


Figure. V.07 : diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.

Le diagramme résultant est le suivant :

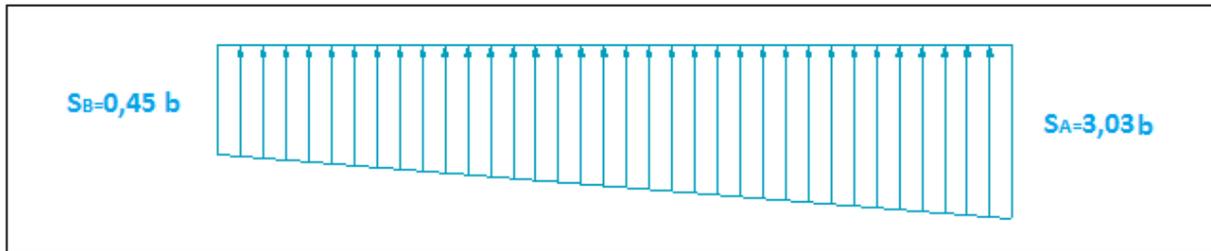


Figure. V.08 : diagramme résultant des contraintes de la semelle du déversoir.

Le moment d'encastrement est :

$$M_A = Fa \times AG$$

$$F = 87,03 \text{ t}$$

$$AG = 3,23 \text{ m}$$

$$M_A = 28,11 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 184 ,8 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne :

$$\mu = 0,069 < 0,186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,089 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,964$$

La section d'acier :

$$A_{cal} = Me / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{cal} = 17,84 \text{ cm}^2$$

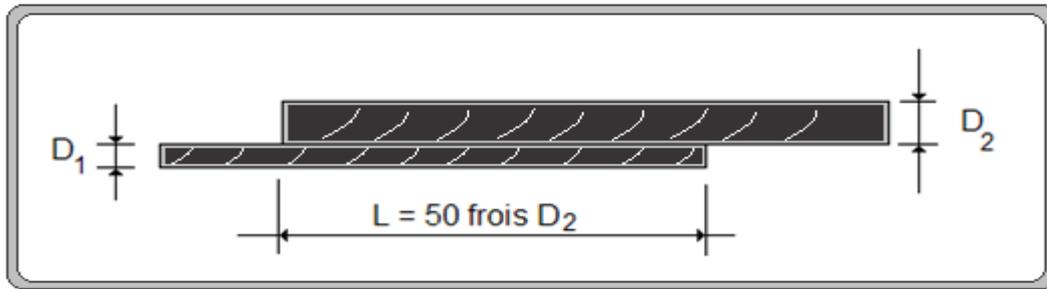
On prendra 9 barres de diamètre 16 mm : **9T_{16e}**.

Remarque :

Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.

L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec une autre barre dont la longueur d'entraînement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différentes).



Tout les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et ils ont une contrainte de rupture importante ($f_e = 4000 \text{ bars}$) par rapport au acier lisse ($f_e = 2350 \text{ bars}$).

La réalisation du coursier se fait par bloc de 14,2 m pour les murs bajoyers, le radier liés entre eux par des joints.

V.2. Revêtement du fond du coursier :

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l' eau, aux forces d'entrainement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont celles des résultats de règles empiriques.

On prévoit des barres d'ancrage section liée dans des trous forés dans chaque élément de canal est ainsi fixé à la fondation et ne peut se déplacer sous l'effet des expansions et des contractions.

De ce fait, ces nombreuses petites fissures se développent, il est donc nécessaire d'armer le béton pour lier l'ensemble, mieux répartir la fissuration et d'éviter leur ouverture trop profond.

La profondeur et l'espacement de l'ancrage dépendent de la nature du rocher et de sa qualité, il est nécessaire pour éviter l'apparition des sous pressions.

V.3. Joints :

Sur terrain rocheux, il suffit de placer un joint transversal. Sa dilatation et son retrait tous les 14,2 m. Certains concepteurs n'en prévoient pas, comptant sur la figuration généralisée, elle même limitée par l'armature pour absorber les variations dimensionnelles.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélevé par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée pas dépression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

Conclusion :

Le présent chapitre nous a permis de vérifier la stabilité de notre ouvrage ainsi que de calculer les armatures nécessaires pour le bon fonctionnement de notre évacuateur de crues dans les conditions les plus défavorables, et d'après les résultats obtenus on peut dire que notre ouvrage est largement stable.

CHAPITRE VI
Organisation de
Chantier

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en oeuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;

- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VI.1.1. Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux Agrégats

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau .VI.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange.

Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

➤ **Le Ciment et les aciers**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire tel que la résistance, le temps de prise, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

➤ **L'eau de gâchage**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes en :

Tableau VI.2 : Tableau des normes

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

➤ **Le Béton**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exacts des différents constituants d'autre part, assuré une fabrication rationnelle et contrôlée.

➤ **Fabrication des granulats**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage situées sur l'oued Makouda dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne

➤ **L'énergie électrique**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ),. Suite au plan de charge de cet organisme, peut être une source pour l'avancement des travaux.

➤ **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

➤ **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.1.5. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour la quelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

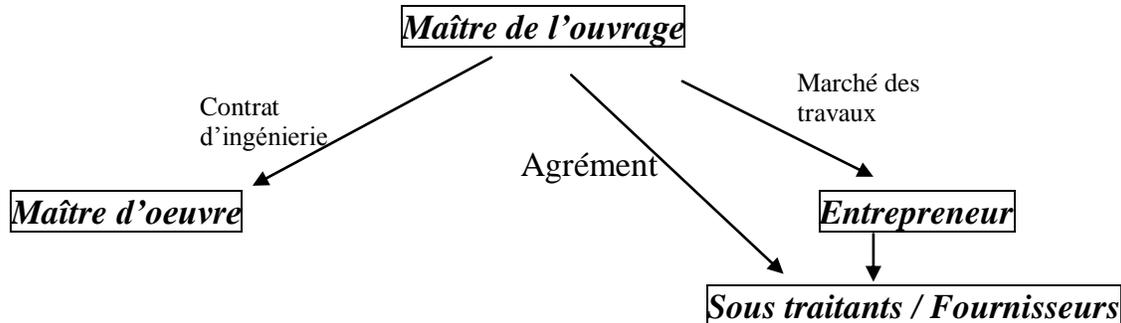
b) Le maître d'oeuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'oeuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c) L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure suivante :



VI.2. Ordre d'exécution des travaux

VI.2.1. Terrassement au niveau des installations de chantier

a)- Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b)- Détermination des engins nécessaires

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

- ✓ G : capacité du godet.
- ✓ K_r : coefficient de remplissage de godet.
- ✓ K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- ✓ T : durée d'un cycle.
- ✓ K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

- ✓ G : capacité de la benne du camion.
- ✓ K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin
- ✓ T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

- ✓ G : capacité de la lame.
- ✓ K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- ✓ T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VI.2. 2. Dérivation provisoire (tunnel de dérivation)

Il est évident qu'il plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

➤ Dérivation en une seule phase

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

➤ Dérivation en deux phases

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

• Première étape

Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

• Deuxième étape

Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent.

La dérivation se fera donc pour un canal de 10m de largeur creusé dans l'appui gauche .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre, le batardeau atteignant dans ce cas 10m.

a) Exécution du batardeau principal

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à quelques 500m à l'amont du barrage.

b) Opération d'exécution du batardeau principale

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche superficielle.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres s dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

c) Exécution du massif du batardeau

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs

- Un bulldozer est capable de procéder au réglage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

- ✓ Ou : W_0 : Humidité optimale demandée.
- ✓ W_n : Humidité naturelle de sol.
- ✓ W_p : Perte d'humidité au cours de transport.
- ✓ γ_n : Densité humide de sol.
- ✓ γ_0 : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : $Q = q \cdot V_m$

Avec :

- ✓ V_m : volume total des massifs.

➤ Un compacteur (rouleau vibrant) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - c) \cdot h_c}{N} \cdot K \quad [m^3/h]$$

Où :

- ✓ V : Vitesse du compacteur en service.
- ✓ B : Largeur du compacteur.
- ✓ C : Epaisseur de la couche à scarifier.
- ✓ h_c : Epaisseur de la couche à compacter.
- ✓ K_t : coefficient d'utilisation du temps.
- ✓ N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) Extraction des terres dans la carrière

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g \cdot n \cdot K_r \cdot K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad [m^3/h]$$

Où :

- ✓ g : capacité du godet de l'excavation.
- ✓ n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$
- ✓ T : durée d'un cycle égale à 30secondes.
- ✓ K_r : coefficient de remplissage du godet.
- ✓ K_t : coefficient d'utilisation du temps.
- ✓ K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VI.2. 3. Exécution de la digue

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables.

Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété, ...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

➤ Définitions des engins nécessaires

- Pelle brute
- Camion benne
- Bulldozer

a- Exécution du remblai de la digue

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

➤ Mise en place des terres dans le corps de la digue

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant de la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

➤ Technologie d'exécution des différentes opérations

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalinge.

2- Régalinge des terres :

Le régalinge sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

➤ **Matériel nécessaire**

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

➤ **Mise en place des filtres et drains**

Elle est également identique au massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

c- Enrochement de protection des paramètres

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VI.2.4. Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon sa l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

Nous nous bornerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

a)- Composition du béton

- Affaissement 7 cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaine humidité sur l'abaque on se place sur la zone comprise entre les zones sèches et humides et l'on trouve :

- Eaux 140 L
- Ciment classe 325-340 kg/m³
- Sable 0-5 mm
- Gravier 5-25 mm
- Cailloux 25-40 mm

b)- Bétonnage de l'évacuateur de crue (tilupe)

L'évacuateur de crue sera construit sur la roche calcaire de la rive gauche.

➤ **Exécution des coffrages**

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de coffrages à savoir :

- coffrage glissant en acier pour mur.
- Coffrage glissant pour radier.
- Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tous autres éléments spéciaux seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

➤ **Mise en place du matériel**

- 1- jeux de coffrage glissant.
- 2- Camion grue.
- 3- Pompe à béton.
- 4- Camion malaxeur.
- 5- Pervibrateur.

➤ **Mise en place du personnel**

- 6- Equipe de coffrage.
- 7- Equipe de ferrailage.
- 8- Equipe de bétonnage.

VI.3. Planification

VI.3.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;

- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VI.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.3.2.1. méthodes basées sur le réseau

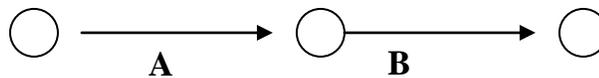
1- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées,

Convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

✿ Réseau à flèches

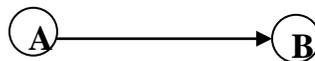
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

✿ Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée

2- Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) opérations suivantes :

◆ Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ Construction des graphes partiels ;
- ◆ Regroupement des graphes partiels ;
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- ◆ Construction du réseau.

3- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

4- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

5- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

6- Méthodes basées sur le graphique

◆ Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

◆ Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail)

VI.3. 3. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

1-collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

2- décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

3- relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.4. les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : **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.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

1-Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (00).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

2- Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec : $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

3- les plannings

Il existe trois types de plan de travail

● plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

● plan de travail au plus tard (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus économique).

● plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.3.5. 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 c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- 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 asservi 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 en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.3.6. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : symboles des opérations

<i>Travaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Duré (mois)</i>
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	12
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement de E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambers des vannes	L	1
Équipements hydromécaniques	M	2
<i>Travaux de finition</i>	<i>N</i>	<i>4</i>

VI.3.7. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0

C	2	6	8	6	8	0
D	3	8	11	8	11	0
E	5	11	16	11	16	0
F	4	16	20	16	20	0
G	12	20	32	20	32	0
H	3	6	9	19	22	13
I	7	9	16	22	29	13
J	3	16	19	29	32	13
K	1	8	9	23	24	15
L	6	9	15	24	30	15
M	2	15	17	30	32	15
N	4	32	36	32	36	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à $2+4+2+3+5+4+12+4=36$ mois.

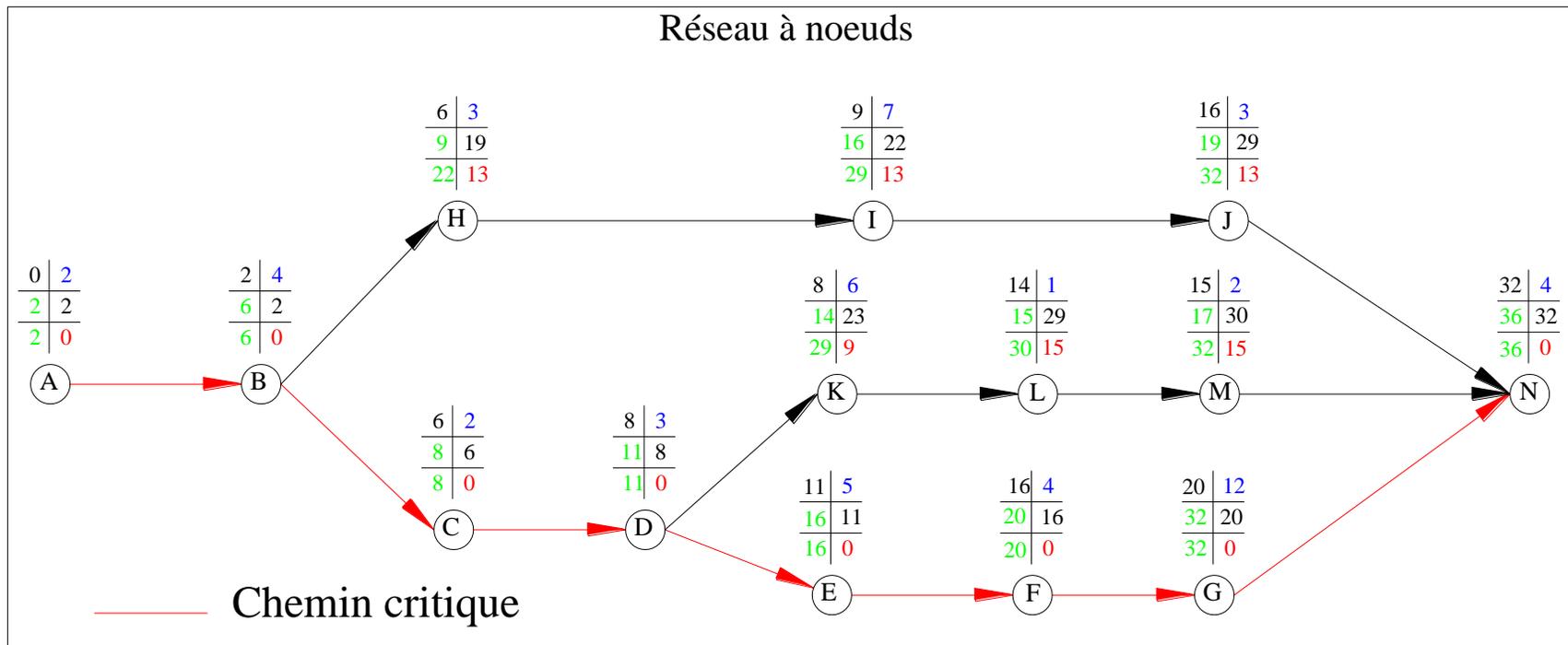


Figure VI.01 : réseau de planification à noeuds

	Désignation des travaux	Première année									Deuxième année									Troisième année						Commentaire												
		1 er Trimestre			2ème Trimestre			3ème Trimestre			4ème Trimestre			5ème Trimestre			6ème Trimestre			7ème Trimestre			8ème Trimestre				9ème Trimestre			10ème Trimestre			11ème Trimestre			12ème Trimestre		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
A	Travaux routiers	[Gantt bar from column 1 to 36]																																				
B	Installations de chantier	[Gantt bar from column 3 to 6]																																				
C	Pré-Batardeau	[Gantt bar from column 7 to 9]																																				
D	Galerie de dérivation	[Gantt bar from column 10 to 12]																																				
E	Batardeau	[Gantt bar from column 13 to 16]																																				
F	Excavations du barrage	[Gantt bar from column 17 to 19]																																				
G	Recharge du barrage	[Gantt bar from column 20 to 31]																																				
H	Excavation de l'évacuateur de crues	[Gantt bar from column 7 to 10]																																				
I	Construction de l'évacuateur de crues	[Gantt bar from column 10 to 17]																																				
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues	[Gantt bar from column 17 to 20]																																				
K	Prise d'eau et conduite	[Gantt bar from column 10 to 15]																																				
L	Chambre des vannes	[Gantt bar from column 16 to 17]																																				
M	Equipements Hydromécaniques	[Gantt bar from column 17 to 18]																																				
N	Travaux de finition	[Gantt bar from column 33 to 35]																																				

Diagramme de GANTT

VI.3.8. Le devis estimatif et quantitatif du barrage

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour le barrage, l'évacuateur de crues, le batardeau et la dérivation provisoire les résultats sont donnés sous forme de tableaux :

Tableau VI.5 : Le devis estimatif et quantitatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (MDA)
Décapage de la terre végétal	m ³	240	10000	2.4
Excavation en terrain meuble clef	m ³	300	322000	9.66
Argiles	m ³	500	81578.75	35.49
recharge	m ³	400	238455.46	122.11
Sable	m ³	600	12501.40	3.37
Gravier	m ³	600	5145.16	11.41
Rip—rap	m ³	1200	8725.42	10.47
Sous Total constrictio			194.91	
Travaux préparatoires et installations (-10% du coût de sous construction)	% /°		19.49	
Total construction			214.401 M DA	

Conclusion

- A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à :
214.401 Million de DA

-L'objet de ce chapitre la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction. Malgré les problèmes auxquels nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Chapitre VII Protection et Sécurité Du Travail

Introduction

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accidents de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "sécurité du travail" .

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui.

VII.1. Causes des accidents de travail

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VII.1.1. facteurs humains

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

VII.1.2. facteurs matériels

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VII.2.Causes des maladies professionnelles

❖ Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons cité la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer. Ces maladies se traduisent par un certain nombre de syro tomes tels que :

- ✓ dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- ✓ l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

❖ Le bruit

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores du à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochéire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VII.3.Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.3.1.Methode et moyens de prévention

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.

- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

VII.4.Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.4.1.Methode et moyens de prévention

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

VII.5. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VII.5.1 .Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

❖ Etude de dimensionnement du réseau de ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites. Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VII.5.2. Calcul du diamètre des canalisations

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

La pénurie de la ressource en eau dans la région de Yabous (W. Khenchela) surtout au cours de ces dernières décennies, a incité les pouvoirs publics à réagir quand à l'ampleur de ce problème. En fait, les solutions envisageables sont très restreintes, à l'exemple des eaux souterraines qui sont impropres et inaptes à l'usage domestique ou agricole sans prétraitement très souvent coûteux.

Notre projet s'inscrit dans ce contexte, il vise à proposer une solution rationnelle et concrétisable. Il s'agit en effet de l'édification d'un barrage en terre permettant le stockage d'une grande quantité d'eau.

Notre travail en question s'occupe d'un volet du projet à savoir, l'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue.

L'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage de Tagharist a tiré comme variante un évacuateur latéral à entonnement latéral avec un bassin de dissipation de type USBR.

Cet ouvrage devra évacuer une crue de $Q_{dév} = 648 \text{ m}^3/\text{s}$, à une hauteur déversant estimée à 2,63 m correspondant à une largeur déversant de 70 m. Ce débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type III, qui relira notre ouvrage à l'aval de l'Oued, dont les dimensions ont été calculées en tenant compte de ce débit.

La stabilité de l'évacuateur de crue ainsi que de la digue a été calculée et vérifiée selon différentes conditions à savoir : normales, exceptionnelles.

Au terme de cette étude, il vient à signaler que l'évacuateur dimensionné est d'une importance majeure vu son aptitude à évacuer des crues exceptionnelles pouvant compromettre le bon fonctionnement du barrage.

Références bibliographiques :

[01]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[03]: G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.

[04]: CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

[05] : B. TOUAIBIA : polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida. Janvier 2001

[06] : M. HASSANE. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. ENSH Blida 1995

Formulaire de calcul des aménagements. ENSH .Blida ; 1998

Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. ENSH Blida 2004.

[07] : M. K. MIHOUBI;1999 Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir, Cas d'une fondation non rocheuse. ENSH. Blida.

[08] : Technique des barrages en aménagement rural

[09] : J. PERCHAT.1993. Béton armé. Règle BAEL .

ANNEXE

I



Photo 04. Colluvions argileuses au lieu-dit Diar El Gaïd



**Photo 05. Marnes grises du Campanien et éboulis de blocs gréseux tortoniens.
Versant rive droite à Bouhazra**

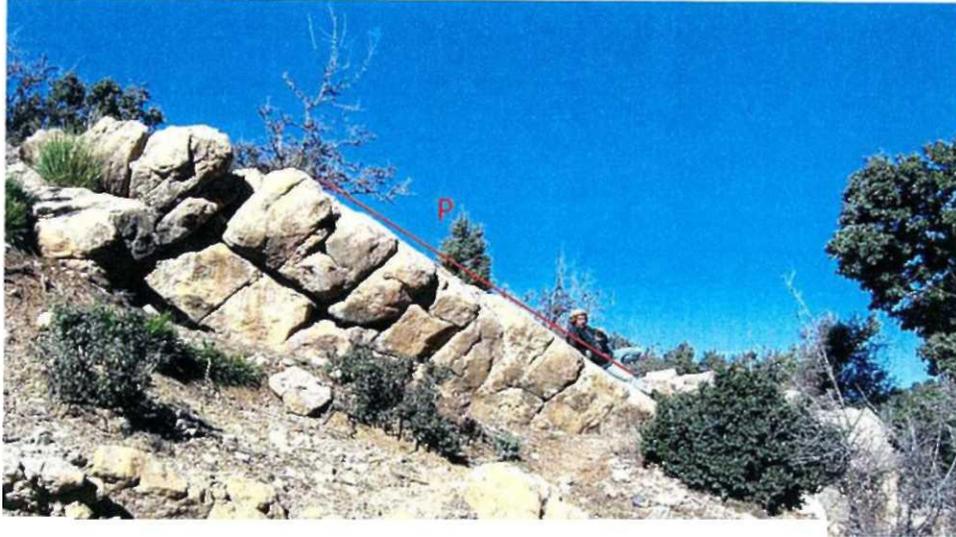


Photo 06. Plan de faille (P) de direction N180° et d'inclinaison 40°E, dans les calcaires turoniens, à Diar El Gaïd, rive gauche



Photo 07. Stries (S) et redans sur le plan de faille (photo 06), montrant le jeu enfaille inverse

Tableau Récapitulatif des Résultats des Essais de Laboratoire sur les Echantillons des Sondages - Falsabilité

Sondage	Profondeur de prélèvement	Classification								Impuretés		Paramètres physiques			Essais mécaniques			Activité = IP/%Argile
		Granulométrie				Atterberg			Classification USCS	Carbonates	Matières Organiques	Poids spécifique, γ_s	Densité, γ	Teneur en eau, w_n	Compression simple, q_s	Cisaillement direct CD		
		Gravier (60 - 2 mm)	Sable (2 - 0,06 mm)	Limon (0,06 - 0,002 mm)	Argile (< 0,002 mm)	Limite liquidité, LL	Indice plasticité, IP	Indice de consistance, Ic								Angle de frottement, ϕ	Cohésion, C	
No.	m	%	%	%	%	%	%	%	%	%	g/cm ³	t/m ³	%	bar	°	bar	%	
COLLUVIONS ARGILEUSES																		
S1	5,49-6,00	0	34	40	26	59,2	28,20		OH&MH	43		2,660	1,862			1,78	20	1,1
S2	5,72-6,00	18	28	33	21	50,2	23,46	1,79	CH	17		2,653	1,720	8,14				1,1
MARNES SENONIENNE (CAMPANIEN)																		
S1	21,80-22,26					39,0	20,31		CL			2,645	2,430					
S2	25,46-25,80					38,2	17,40		CL			2,624						
S2	35,03-35,36					43,1	17,30	2,23	CL			2,660	2,395	4,44	1,956			
S3	7,50-7,76	0	28	63	9	39,6	19,80		CL	43		2,645	2,396					2,2
S3	15,00-15,64					40,2	18,44	2,06	CL	51		2,663	2,380	2,13	1,810			
S3	15,00-15,64									41								

[Source : A .N.B.T]

Tableau Récapitulatif des Résultats des Essais de Laboratoire sur les Matériaux Argileux - Etude de Faisabilité

Puits	Profondeur de prélèvement	CLASSIFICATION									PARAMETRES PHYSIQUES		COMPACTAGE PROCTOR				A LA DENSITE PROCTOR					
		Granulométrie				Atterberg			Activité colloïdale	Classification USCS	Poids spécifique, γ_s	Teneur en eau, w_L	Densité optimale, γ_{opt} (DP)	Teneur en eau optimale, w_{opt}	Degré de saturation, S_r	Compressibilité		Consolidation		Résistance au cisaillement		
		Gravier (60 - 20 mm)	Sable (20 - 0,06 mm)	Limon (0,06 - 0,002 mm)	Argile (< 0,002 mm)	Limite de liquidité, LL	Indice de plasticité, IP	Indice de consistance								Indice de compression C_c	Module de compressibilité, M_g	Coefficient de consolidation, C_v	Coefficient de perméabilité, k	Angle de frottement interne effectif, ϕ_{su}	Cohésion effective, C_u	Résistance à la compression, q_c
No.	m	%	%	%	%	%	%	%		g/cm ³	%	t/m ³	%	%		Bars	cm ² /s	cm/s	°	Bars	Bars	
Zone 1																						
P2	1,0-1,5	2	16	64	18	37,20	19,71	1,71	1,09	CL	2,635	3,40										
P4	1,0-1,8	6	11	64	19	37,50	18,51	1,70	0,97	CL	2,656	6,08	1,776	16,5	88,2				13	0,23		
P6	1,0-3,6	1	13	59	27	58,00	29,13	1,10	1,18	CH	2,700	26,00										
P8	3,0-4,2	6	24	49	21	43,70	21,31	1,27	1,01	CL	2,631	17,10	1,720	18,5	92,9	0,170	277	2,9-6,3x10 ⁻⁴	0,74-3,1x10 ⁻⁹			
P11	1,5-3,2	6	14	64	16	35,20	16,24	1,42	1,01	CL	2,666	12,50										
P13	1,5-3,2	6	17	57	20	39,00	16,28	1,15	0,81	CL	2,649	16,00	1,816	15,2	88,4	0,172	119	4,4-9,9x10 ⁻⁴	1,12-4,7x10 ⁻⁹			
Moyenne		5	16	60	20	41,77	20,20	1,39	1,01		2,656	13,51	1,771	16,7	89,8	0,171	198					
Minimum		1	11	49	16	35,20	16,24	1,10	0,81		2,631	3,40	1,720	15,2	88,2							
Maximum		6	24	64	27	58,00	29,13	1,71	1,18		2,700	26,00	1,816	18,5	92,9							
Ecart-type		2	5	6	4	8,45	4,80	0,27	0,12		0,025	8,17	0,048	1,7	2,7							
Zone 2																						
P15	1,0-2,9	5	13	58	24	57,00	24,03	1,57		OH	2,710	19,40	1,697	18,3	83,2						1,73	
P16	2,5-3,8	12	12	52	24	37,50	13,87	1,59	0,58	CL	2,660	15,50	1,715	18,7	90,3						1,26	
Moyenne		9	13	55	24	47,25	18,95	1,58	0,58		2,685	17,45	1,706	18,5	86,8						1,50	
Minimum		5	12	52	24	37,50	13,87	1,57	0,58		2,660	15,50	1,697	18,3	83,2							
Maximum		12	13	58	24	57,00	24,03	1,59	0,58		2,710	19,40	1,715	18,7	90,3							
Ecart-type		5	1	4	0	13,79	7,18	0,01			0,035	2,76	0,013	0,3	5,0							
Zone 3																						
P19	2,4-2,7	14	19	45	22	55,50	27,95	1,49	1,27	CH	2,702	13,90	1,790	15,6	83,0						2,05	
P22	1,0-2,8	10	20	58	12	53,70	26,09	1,60	2,17	CH	2,685	10,70										
Moyenne		12	20	52	17	54,60	27,02	1,55	1,72		2,694	12,30	1,790	15,6	83,0							
Minimum		10	19	45	12	53,70	26,09	1,49	1,27		2,685	10,70	1,790	15,6	83,0							
Maximum		14	20	58	22	55,50	27,95	1,60	2,17		2,702	13,90	1,790	15,6	83,0							
Ecart-type		3	1	9	7	1,27	1,32	0,08	0,64		0,012	2,26										
Zone 4 (Analyse avec les résultats d'APD)																						
P26	2,5-3,3	4	6	62	28	54,10	25,85	1,48	0,98	CH	2,692	15,80	1,596	19,2	76,5						1,23	
Toutes les zones de faisabilité																						
Moyenne		7	15	57	21	46,22	21,72	1,46	1,11		2,671	14,22	1,730	17,4	86,1	0,171	198				1,57	
Minimum		1	6	45	12	35,20	13,87	1,10	0,58		2,631	3,40	1,596	15,2	76,5						1,23	
Maximum		14	24	64	28	58,00	29,13	1,71	2,17		2,710	26,00	1,816	19,2	92,9						2,05	
Ecart-type		4	5	6	5	9,34	5,21	0,21	0,42		0,028	6,16	0,074	1,6	5,5						0,39	

ANNEXE

II

année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	tot
1983	97,4	24	0,71	0,05	2,8	0,05	0,03	2,23	1,64	0,13	0,06	0,04	97.4
1984	0,02	0,13	0,03	0,1	0,06	0,11	0,51	0,27	0,71	0,24	1,09	15,4	15.4
1985	77,34	95,64	9.98	0,31	0,31	1,48	2,3	7,21	13,3	7,63	0,33	0,54	77.34
1986	49,6	11,77	4,75	0,28	0,65	1,85	5,75	7,37	1,35	1,85	0,05	12,24	49.6
1987	0,24	2.14	0,05	2,95	1,23	0,28	1,23	3,75	0,65	7,14	3,75	0,02	7.14
1988	7,6	0,72	0,04	0,04	0,12	1,23	5,35	2,03	2,75	0,16	0,04	0,24	7.6
1989	0,82	0,04	2,03	0,12	1,6	3.56	2,57	2,95	4,95	13,74	12,24	1,48	13.74
1990	6,68	0,14	6,21	1,35	7,14	0,36	0,2	5,35	2,39	5,15	0,02	0,02	7.14
1991	0,02	0,02	0,28	0,04	0,03	0,04	0,04	0,04	0,02	0,01	0,01	12,01	12.01
1992	0,01	0,92	0,03	0,03	0,04	0,04	0,12	9,46	0,24	0,57	0,28	15,3	15.3
1993	83,63	0,71	0,04	0,04	0,04	0,26	9,23	0,9	0,34	0,26	0,04	0,54	83.63
1994	7,84	1,07	3,75	0,84	0,71	6,21	2,59	0,74	0,38	16,38	0,14	0	16.38
1995	0,18	5,3	72,2	0,56	0,23	0,26	0,26	0,29	0,06	2,09	0,03	1,97	72.2
1996	23	0,2	0,17	0,33	0,24	0,6	1,22	4,35	45	7,3	0,15	0,14	45
1997	0,01	2,73	0,02	0,02	0,17	5,95	10,38	0,4	0,14	0,03	0,19	0,05	10,38
1998	0,05	8,8	3,32	0,12	1,2	2,14	2,7	1,38	2,87	0,42	0,28	0,21	8,8
1999	47.73	1.580	.2580	.2100	.2580	.3060	7.650	6.475	.4800	.5820	.0608	.7300	47.73
2000	2.870	18.00	6.945	.7300	.6160	.6900	1.868	.7700	.2100	.3300	6.475	.6160	18
2001	.1220	.1660	.2340	.2580	.2580	.3300	.2100	.2100	2.156	2.120	.0106	.0000	2.156
2002	1.176	9.180	6.710	.1576	.1024	.9600	.8500	1.580	.5820	1.288	.7540	34.47	34.47
2003	30.90	.0136	.0160	.1200	1.760	1.064	1.064	1.940	2.870	.3330	.0964	.1840	30.9
2004	.0322	.0394	3.065	.4400	.3320	.3680	13.48	2.300	.4220	7.180	.0083	4.020	13.48
2005	.0180	1.530	.0772	.0490	.0772	.3380	4.020	.9140	5.300	.4120	.1336	3.380	5.3
2006	14.00	.0040	.1618	.4120	.1336	2.100	2.740	.6780	.1908	.1000	.0086	28.00	28
2007	.1082	.1520	.0212	.2480	.3440	.4620	.8340	.2880	.1200	.0250	.0200	.0440	0.834
2008	9.435	5.300	2.510	.0250	.4920	.6910	14.79	.1200	.0394	8.670	2.880	4.56	14.79
2009	0,55	11,45	0,05	1,9	13,22	3,06	10,95	1,9	0,92	0,12	0,08	0,06	13.22

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Annuel
1970	6	3,2	0	12	9	40	6,3	0,8	20,7	14,4	0	12	40
1971	25	5	34	13,9	26,6	9,6	12	34,2	9,1	8	3,6	21,1	34,2
1972	42,5	35,1	13	9,3	6	8	16	7,2	0	19	0	15,3	42,5
1973	11,7	6,2	3,7	60	4,2	8,6	16,9	22	11,6	15,6	16,7	1	60
1974	11,8	44,6	14,8	2,8	16,4	38,7	14,5	33	16	2,5	0,1	8,3	44,6
1975	25,8	4,7	48,9	5,7	16,3	9,9	30,7	9,2	13,8	30	9	14	48,9
1976	39,2	8,3	66,3	11,9	7	4	29,2	40,2	40,2	22,2	0	11,6	66,3
1977	0	²	114,5	1,7	2,5	17,3	5,8	4,8	6,7	11,7	0	20,2	114,5
1978	2,2	21,6	2	1,2	5,3	18,8	3	33	7	13,2	3	0	33
1979	2,2	21,6	2	1,2	5,3	18,8	3	33	7	13,2	3	0	33
1980	13	5,2	5,5	8,4	8,2	26,7	41,4	16,2	19,4	5,2	0	0	41,4
1981	12,9	0,8	17,1	22,7	1,9	9,7	17,4	11,6	14	33	0	9	33
1982	35,7	8,7	5,7	7,8	21,1	15	7,2	24,4	34	17,3	0,7	4,6	35,7
1983	17,2	30,5	78	7,2	1,4	9	8,8	4,3	9,4	9,3	0	24	30,5
1984	0,6	35	3,2	12,7	16,2	41,3	20,5	9,4	1,1	0,5	0	0	41,3
1985	0,8	56,8	27,2	33,5	11	10,2	21	15,5	43,3	4,4	1,7	0	56,8
1986	12	14,5	2,6	3,7	5,2	8,1	50,4	30	15,4	2,5	0	0	50,4
1987	19,8	13	23,6	6,5	4	16,5	16,5	2	16,5	8	9	9,8	23,6
1988	9,8	14,8	8	12	9,2	7	9	7,5	21	33,5	0	5,3	33,5
1989	3	5,7	12,2	14	3,1	9,5	13,6	8,8	18,6	12,2	8,2	54,8	54,8
1990	13,8	4,5	10	9	82,1	0	30,7	34	31,8	7,3	2,6	6,5	82,1
1991	4,2	5,2	15,4	14,2	1,7	5,5	37,4	22,5	15	3,3	8,4	10,5	37,4
1992	9,9	15,1	14,6	8	18,6	17,4	10,7	9,6	40,4	3,5	15,3	14,6	40,4
1993	24,5	6,7	34,2	31,8	5,3	10,5	25,5	3,4	6,3	2,7	0	2,8	34,2
1994	8,2	1,1	7,4	13,5	19,3	5,2	36	12,4	1	1,5	5,6	16,6	36
1995	13,8	13	4,5	6,5	29,6	1,5	19,4	7,7	2,8	8,5	14,6	4	29,6
1996	16,6	17,8	3	16,6	33,6	52,8	20,1	12,8	2,4	13,4	7,6	4,4	52,8
1997	7,2	0	1,5	5,7	6,8	2,4	5,2	8,2	6,4	1,6	0	27,8	27,8
1998	20,7	18,5	44	42,3	6,8	14,5	36,2	11,4	27,4	22,6	0,5	2,6	44
1999	9,5	11,6	14,3	16,8	22,4	9,6	2,4	2,2	12,8	5,2	0	0,2	22,4
2000	6,4	3,5	18,8	27,6	6,8	2	2,6	2	16,4	11,5	0	5	27,6
2001	8,6	4,6	3,6	4,4	6,6	0	2,6	4,2	15,2	0	2,6	9,4	15,2
2002	19,6	13,2	12,4	5,2	7,2	5,2	16,4	5	14,6	10,4	4,4	10,4	19,6
2003	8,6	8,2	21,5	7,9	18	30,6	12,6	22,1	14,5	17,2	2,8	0	30,6
2004	35,2	22,1	10,5	15,6	4,7	4,7	20,8	27,8	26,4	39,5	9,3	16,9	39,5
2005	10,4	2,4	29,5	25,6	6,3	11	7,2	23,3	3,2	8,9	9,7	1,1	29,5

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Annuel
1970	8	5,7	0	12	24	43	30,3	0,8	63	16,4	0	12	215,2
1971	84,7	9	54	26,9	53,9	46,9	94,9	147,6	56,9	23,5	5,4	22,5	626,2
1972	113	61,7	13	22,9	22,8	25,5	110,2	16,3	0	31	0	41,6	458
1973	19,7	13,3	3,8	178,5	8,3	17,5	47,3	52,2	12,8	28,8	19,3	1,5	403
1974	20,9	47,1	25,3	5,6	35,6	65,2	46,1	67,1	76,2	2,5	0,1	10,2	401,9
1975	60,9	8,9	80	11,3	45,6	47,8	84	52,3	68	65,6	30,8	16,5	571,7
1976	81,7	27,5	111	26,1	15,2	4,6	47,5	67,1	75,7	22,2	0	29,3	507,9
1977	0	1,9	142,4	1,7	6,5	22,3	17,6	7,5	20,2	11,7	0	42,5	274,3
1978	2,6	55,7	2,8	1,8	15,9	61,4	17,7	99,1	21,8	38,8	3	0	320,6
1979	73,5	16,5	12,7	14	14,1	47,4	84,2	48,7	70,4	5,2	0	0	386,7
1980	49,8	0,8	43,8	105	5,1	57,1	46,1	19,8	20,4	53,8	0	188,9	590,6
1981	83,9	15,3	5,7	18,3	49,6	40,3	24,5	103,2	88,2	26,3	0,7	7,5	463,5
1982	21,2	65,3	153,4	14,6	1,4	17,7	24,4	4,3	11,5	9,3	0	128,6	451,7
1983	0,6	66,8	3,2	22,9	38,5	75,3	46,8	16,2	1,1	0,5	0	0	271,9
1984	0,8	83,6	27,2	53,1	42	10,2	35	15,5	97,6	4,4	1,7	0	371,1
1985	35,2	27,9	2,6	12,2	10,4	13,7	132,9	49,1	26,2	3	0	0	313,2
1986	35,5	24,2	66,5	28,4	14,1	37,5	22,1	2	46,4	8,4	10,2	19,4	314,7
1987	18,7	15,8	27	25,4	16	18,5	16,1	18,2	46,3	81,3	0	209,1	492,4
1988	4	10,2	42,8	16,9	6,7	18,4	24,5	27,9	31,7	43,9	12,8	104,1	343,9
1989	35	7	12,2	23,9	167,6	0	70,2	69,4	106,9	11	2,6	23	528,8
1990	9,9	11,4	66,8	40	5,8	19,3	91,8	55,1	29,9	5,8	33,3	14,3	383,4
1991	16,2	45,5	32	17,2	64,9	23,1	56,7	33	84,7	5,9	23,3	14,6	417,1
1992	45,2	11,9	49,3	52,5	10,5	22,6	48	7,2	20,8	4,4	0	5,4	277,8
1993	15,2	1,8	10,1	31,4	45,9	8,8	48,1	24,6	1,8	1,5	8,6	38,1	235,9
1994	42,4	38,7	5,7	15,8	62,5	1,5	69,9	15	2,8	18,7	23,6	10,8	307,4
1995	42,6	38,3	9,8	19,4	71	154,1	75	48,7	5,5	24	16,7	5	510,1

1996	23,7	0	2,5	13,7	18,2	3,9	8,6	25,5	11,4	2,4	0	28,9	138,8
1997	47,4	56,3	77,7	61,6	6,8	36,8	48,5	17,5	47,7	24,4	0,5	2,6	427,8
1998	15,5	26,6	40,1	25,6	78,5	24,6	11,3	2,8	18,3	9,4	0	0,2	252,9
1999	16,4	6,5	80,3	95,9	12,2	4,4	10	2,5	46,6	23,5	0	5	303,3
2000	31,5	11,3	6,4	5,2	36,7	0	3,2	5,8	29,4	0	2,6	15,5	147,6
2001	69,6	30,8	18,7	13,4	14,1	22,7	34,1	14	31,6	21	12	41,1	323,1
2002	10,4	15,3	88,3	29,6	83,3	45,9	29,1	91,3	16,7	56,7	2,8	0	469,4
2003	86	47,1	22,4	29,7	16,2	8,5	42,8	42	138,3	51	13,1	37,4	534,5
2004	30,4	5,1	87,7	103,3	15,7	26	15,6	39,6	7,6	55,2	25,9	1,6	413,7
2005	35,3	12,7	36,9	48,1	67,9	40,3	4,6	45	117,9	47,6	37,4	16,1	509,8
2006	41,5	21,6	22,3	65	6,2	26,3	72,2	63,6	27,6	3,3	0,6	43,7	393,9
2007	96,6	27,2	8,6	46,3	2,8	3,9	12,4	10	89,8	5,6	77,8	62,5	443,5
2008	66,4	41,3	9,1	29	85,9	12,9	55,8	78,5	27,2	1,8	10	21,9	439,8
2009	65,3	9,9	3,6	12	42,9	24,7	19,9	23,8	32,3	30,5	34	9,1	308

Régularisation

n	n ^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	z _p =(α-kp)n		
						0,7	0,8	0,9
1	1,00	0,590	1,180	-0,850	0,499	0,202	0,302	0,402
2	1,41	0,417	0,834	-0,850	0,645	0,109	0,309	0,509
3	1,73	0,341	0,681	-0,850	0,710	-0,031	0,269	0,569
4	2,00	0,295	0,590	-0,850	0,749	-0,197	0,203	0,603
5	2,24	0,264	0,528	-0,850	0,776	-0,379	0,121	0,621
6	2,45	0,241	0,482	-0,850	0,795	-0,572	0,028	0,628
7	2,65	0,223	0,446	-0,850	0,810	-0,773	-0,073	0,627
8	2,83	0,209	0,417	-0,850	0,823	-0,982	-0,182	0,618
9	3,00	0,197	0,393	-0,850	0,833	-1,196	-0,295	0,605
10	3,16	0,187	0,373	-0,850	0,841	-1,414	-0,414	0,586
11	3,32	0,178	0,356	-0,850	0,849	-1,637	-0,537	0,563
12	3,46	0,170	0,341	-0,850	0,855	-1,863	-0,663	0,537
13	3,61	0,164	0,327	-0,850	0,861	-2,092	-0,792	0,508
14	3,74	0,158	0,315	-0,850	0,866	-2,324	-0,924	0,476
15	3,87	0,152	0,305	-0,850	0,871	-2,558	-1,058	0,442
16	4,00	0,148	0,295	-0,850	0,875	-2,794	-1,194	0,406
17	4,12	0,143	0,286	-0,850	0,878	-3,032	-1,332	0,368
18	4,24	0,139	0,278	-0,850	0,882	-3,272	-1,472	0,328
19	4,36	0,135	0,271	-0,850	0,885	-3,514	-1,614	0,286
20	4,47	0,132	0,264	-0,850	0,888	-3,757	-1,757	0,243
21	4,58	0,129	0,257	-0,850	0,891	-4,002	-1,902	0,198
22	4,69	0,126	0,252	-0,850	0,893	-4,248	-2,048	0,152
23	4,80	0,123	0,246	-0,850	0,895	-4,495	-2,195	0,105
24	4,90	0,120	0,241	-0,850	0,898	-4,743	-2,343	0,057
25	5,00	0,118	0,236	-0,850	0,900	-4,993	-2,493	0,007
26	5,10	0,116	0,231	-0,850	0,902	-5,243	-2,643	-0,043
27	5,20	0,114	0,227	-0,850	0,903	-5,494	-2,794	-0,094
28	5,29	0,111	0,223	-0,850	0,905	-5,746	-2,946	-0,146
29	5,39	0,110	0,219	-0,850	0,907	-5,999	-3,099	-0,199
30	5,48	0,108	0,215	-0,850	0,908	-6,253	-3,253	-0,253
31	5,57	0,106	0,212	-0,850	0,910	-6,508	-3,408	-0,308
32	5,66	0,104	0,209	-0,850	0,911	-6,763	-3,563	-0,363
33	5,74	0,103	0,205	-0,850	0,913	-7,019	-3,719	-0,419
34	5,83	0,101	0,202	-0,850	0,914	-7,276	-3,876	-0,476
35	5,92	0,100	0,199	-0,850	0,915	-7,533	-4,033	-0,533
36	6,00	0,098	0,197	-0,850	0,916	-7,791	-4,191	-0,591
37	6,08	0,097	0,194	-0,850	0,918	-8,049	-4,349	-0,649

interannuelle

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	totale
1983	97,4	24	0,71	0,05	2,8	0,05	0,03	2,23	1,64	0,13	0,06	0,04	97.4
1984	0,02	0,13	0,03	0,1	0,06	0,11	0,51	0,27	0,71	0,24	1,09	15,4	15.4
1985	77,34	95,64	9.98	0,31	0,31	1,48	2,3	7,21	13,3	7,63	0,33	0,54	77.34
1986	49,6	11,77	4,75	0,28	0,65	1,85	5,75	7,37	1,35	1,85	0,05	12,24	49.6
1987	0,24	2.14	0,05	2,95	1,23	0,28	1,23	3,75	0,65	7,14	3,75	0,02	7.14
1988	7,6	0,72	0,04	0,04	0,12	1,23	5,35	2,03	2,75	0,16	0,04	0,24	7.6
1989	0,82	0,04	2,03	0,12	1,6	3.56	2,57	2,95	4,95	13,74	12,24	1,48	13.74
1990	6,68	0,14	6,21	1,35	7,14	0,36	0,2	5,35	2,39	5,15	0,02	0,02	7.14
1991	0,02	0,02	0,28	0,04	0,03	0,04	0,04	0,04	0,02	0,01	0,01	12,01	12.01
1992	0,01	0,92	0,03	0,03	0,04	0,04	0,12	9,46	0,24	0,57	0,28	15,3	15.3
1993	83,63	0,71	0,04	0,04	0,04	0,26	9,23	0,9	0,34	0,26	0,04	0,54	83.63
1994	7,84	1,07	3,75	0,84	0,71	6,21	2,59	0,74	0,38	16,38	0,14	0	16.38
1995	0,18	5,3	72,2	0,56	0,23	0,26	0,26	0,29	0,06	2,09	0,03	1,97	72.2
1996	23	0,2	0,17	0,33	0,24	0,6	1,22	4,35	45	7,3	0,15	0,14	45
1997	0,01	2,73	0,02	0,02	0,17	5,95	10,38	0,4	0,14	0,03	0,19	0,05	10,38
1998	0,05	8,8	3,32	0,12	1,2	2,14	2,7	1,38	2,87	0,42	0,28	0,21	8,8
1999	47.73	1.580	.2580	.2100	.2580	.3060	7.650	6.475	.4800	.5820	.0608	.7300	47.73
2000	2.870	18.00	6.945	.7300	.6160	.6900	1.868	.7700	.2100	.3300	6.475	.6160	18
2001	.1220	.1660	.2340	.2580	.2580	.3300	.2100	.2100	2.156	2.120	.0106	.0000	2.156
2002	1.176	9.180	6.710	.1576	.1024	.9600	.8500	1.580	.5820	1.288	.7540	34.47	34.47
2003	30.90	.0136	.0160	.1200	1.760	1.064	1.064	1.940	2.870	.3330	.0964	.1840	30.9
2004	.0322	.0394	3.065	.4400	.3320	.3680	13.48	2.300	.4220	7.180	.0083	4.020	13.48
2005	.0180	1.530	.0772	.0490	.0772	.3380	4.020	.9140	5.300	.4120	.1336	3.380	5.3
2006	14.00	.0040	.1618	.4120	.1336	2.100	2.740	.6780	.1908	.1000	.0086	28.00	28
2007	.1082	.1520	.0212	.2480	.3440	.4620	.8340	.2880	.1200	.0250	.0200	.0440	0.834
2008	9.435	5.300	2.510	.0250	.4920	.6910	14.79	.1200	.0394	8.670	2.880	4.56	14.79
2009	0,55	11,45	0,05	1,9	13,22	3,06	10,95	1,9	0,92	0,12	0,08	0,06	13.22

ANNEXE

III

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)											
Hd (m)	PHE (m)	V PHE (Mm3)	Vf (Mm3)	q _{max,p%} = Q _{max,p%} (1 - Vf/V _{cr})	q _{max,p%} = m.b√2g . Hd Puis(3/2) (m3/s)						
					b (m)						
					50	55	60	65	70	75	80
0,0	1217,634	6,283	0,000	684,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	1217,834	6,399	0,116	681,711	9,706	10,677	11,648	12,618	13,589	14,560	15,530
0,4	1218,034	6,512	0,229	679,482	27,454	30,199	32,945	35,690	38,436	41,181	43,926
0,6	1218,234	6,637	0,354	677,016	50,436	55,480	60,523	65,567	70,611	75,654	80,698
0,8	1218,434	6,761	0,478	674,570	77,652	85,417	93,182	100,947	108,712	116,477	124,243
1,0	1218,634	6,885	0,602	672,123	108,521	119,374	130,226	141,078	151,930	162,782	173,634
1,2	1218,834	7,013	0,730	669,598	142,655	156,921	171,186	185,452	199,717	213,983	228,248
1,4	1219,034	7,126	0,843	667,369	179,766	197,743	215,719	233,696	251,672	269,649	287,626
1,6	1219,234	7,258	0,975	664,764	219,632	241,595	263,558	285,522	307,485	329,448	351,411
1,8	1219,434	7,388	1,105	662,200	262,074	288,282	314,489	340,697	366,904	393,111	419,319
2,0	1219,634	7,511	1,228	659,773	306,945	337,640	368,334	399,029	429,723	460,418	491,112
2,2	1219,834	7,636	1,353	657,307	354,119	389,531	424,943	460,355	495,767	531,179	566,591
2,4	1220,034	7,739	1,456	655,275	403,490	443,839	484,188	524,537	564,886	605,235	645,584
2,6	1220,234	7,903	1,620	652,039	454,963	500,459	545,955	591,451	636,948	682,444	727,940
2,8	1220,434	8,058	1,775	648,981	508,455	559,301	610,146	660,992	711,837	762,683	813,528
3,0	1220,634	8,181	1,898	646,555	563,894	620,283	676,673	733,062	789,452	845,841	902,230

ANNEXE
IV

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) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
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 très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
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	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

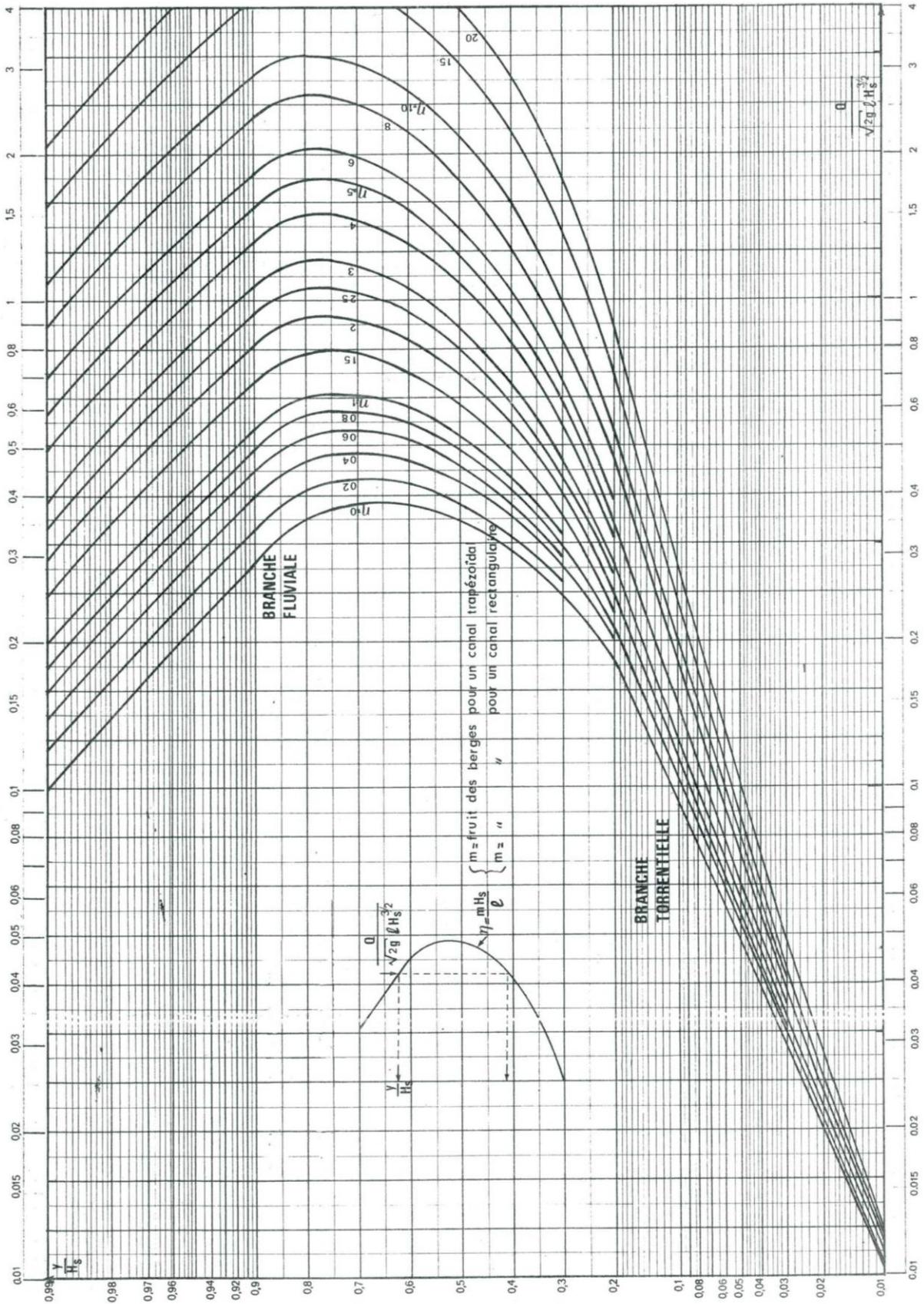
Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

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

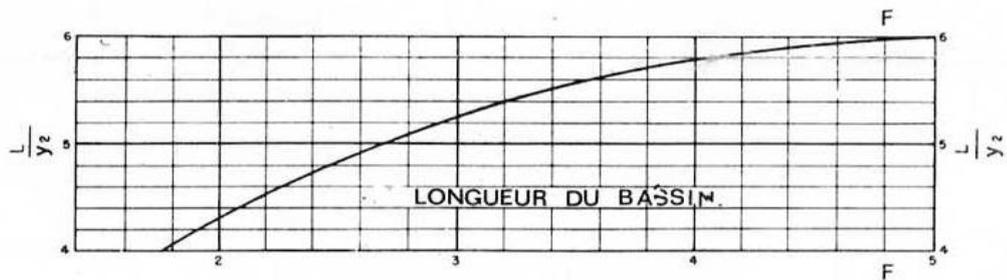
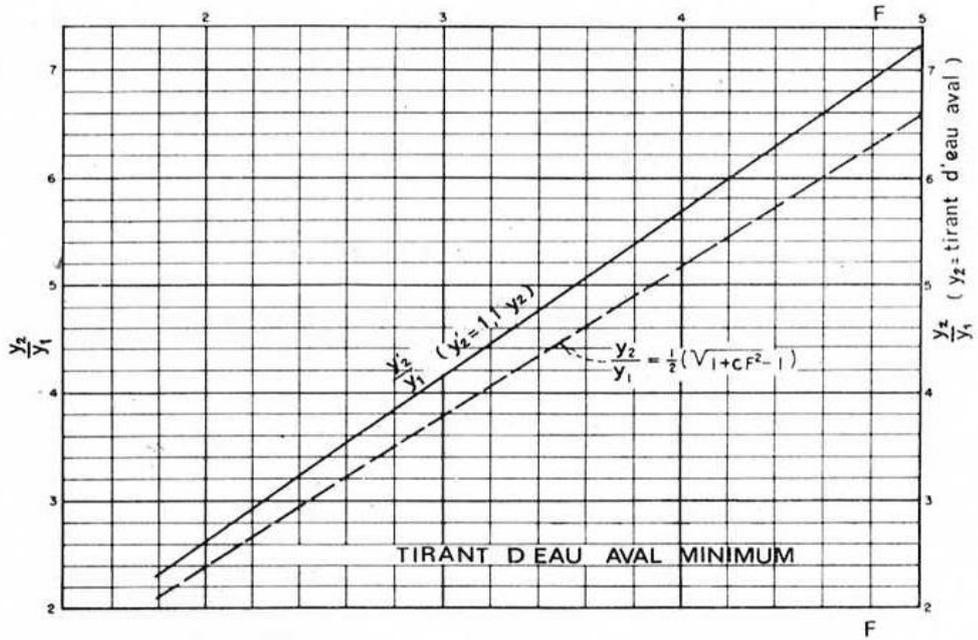
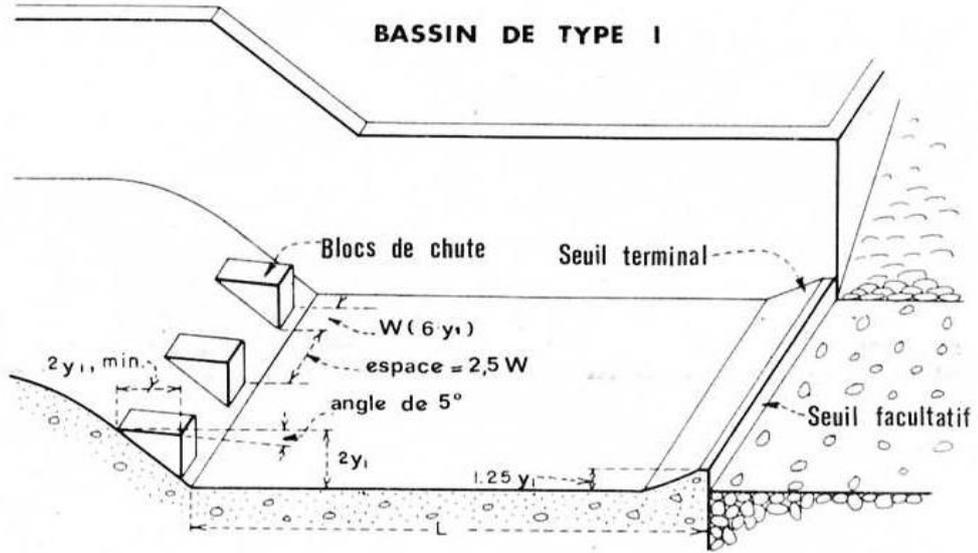
Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

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, canivaux 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

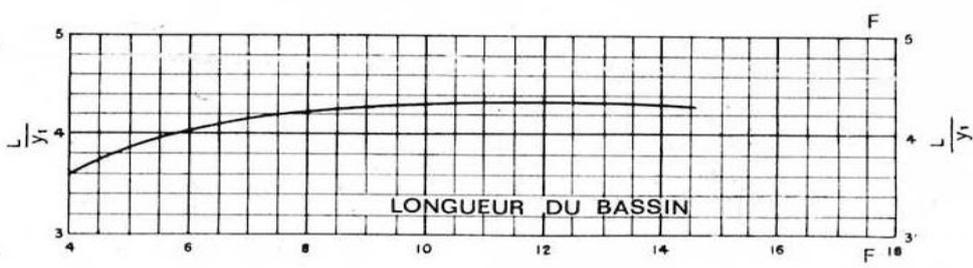
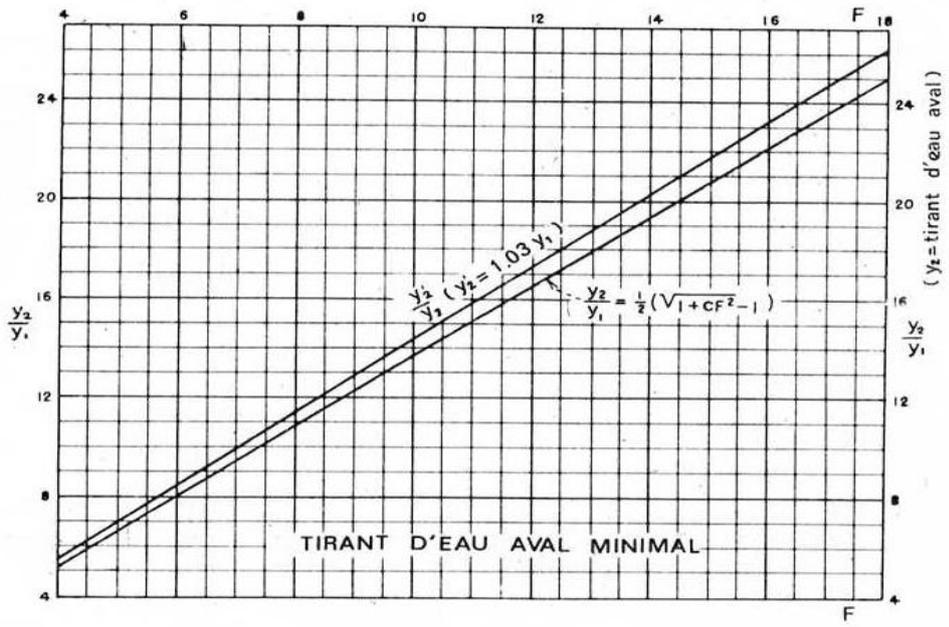
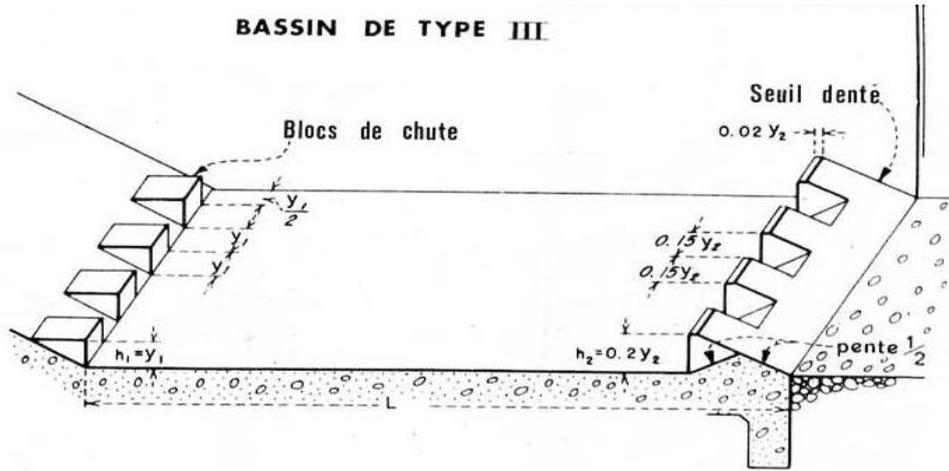
Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.
: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR). (Extrait de



« DESIGN OF SMALL DAMS »).



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).



**Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral.
($L_1/L_0 = 0.75$).**

EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.75$

