

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

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 D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE DE
BARIKA (W.BATNA)**

Présenté par

M^r: REBAIBA Salah

Promoteur :

M^r: M. BACHIR. CHERIF

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^{me} A. ADDOU

M^r A. HADJ SADOK

M^r M. BOUZIANE

M^{me} M. LATROUS

Octobre 2010

Dédicace

Ce travail est dédié à mes parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études. Ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.

Salah rebaiba 2010

REMERCIEMENTS

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

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

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2009, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous

avons tant besoin, à savoir : Kheyreddine , adel , ramzi ,saad, et tous mes amis de Khenchela.

Et en fin, je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

ملخص:

يكمّن الهدف من بناء سد بريكة على واد بريكة بولاية باتنة في سقي الأراضي الزراعية المجاورة، هو عبارة عن سد من تراب و مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع تقريبا في وسط السد بكمية تدفق تقدر بحوالي 1233 م³ في الثانية. يبلغ ارتفاع السد 46 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد ب 73.541 مليون م³. هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد بريكة، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات تركي. نسو برس ب

Résumé :

Le barrage de barika sur Oued barika dans la willaya de batna est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre avec un évacuateur de crue centrale permettant d'évacuer un débit de crues de 1233 m³/s. Le barrage a une hauteur de 46 m et un volume utile de 73.541 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude de Türk (stucky).

Abstract:

The dam of barika on Oued barika in willaya of batna is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam with a spillway of raw central allows evacuating a sale of raw equal to 1233 m³/s. The dam has a height of 46m and a volume useful equal of 73.541 Mm³.

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 consulting firm of Türk (stucky).

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Introduction :	1
I.1 Généralités :	1
I.2 Etudes topographiques :	2
I.2.1 Situation géographique :	2
I.3 Etude géologique et géotechnique :	3
I.3.1 Géologie générale :	3
I.3.1.1 Tectonique :	3
I.3.1.2 Géomorphologie :	3
I.3.2 Géologie régionale:	4
I.3.2.1 Lithologie et stratigraphie :	4
I.3.2.2 Caractéristiques hydrogéologiques :	6
I.3.2.3 Sismicité :	6
I.3.2.4 Matériaux de construction:	8
I.3.2.5 Reconnaissance in situ :	9
I.3.2.6 Essai de laboratoire :	14
I.4 L'étude hydrologique:	18
I.4.1 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :	18
I.4.3 Description du bassin versant :	21
I.5 Synthèse de l'analyse des variantes :	22
Conclusion:	23

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:	24
II-1-Le bassin versant :	24
II.1.1- Caractéristiques générales du bassin versant :	24
II.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :	26
II.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :	26
II.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :	39
II.1.3.1. Température :	40

II.1.3.2 répartition mensuelle du vent :	41
II.1.3.3 L'évaporation	41
II.1.3.4 la pluviométrie:	42
II.2. Les précipitations maximales journalières :	44
II.2.1 Choix de la loi d'ajustement.....	45
II.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :.....	45
II.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log- normale)	47
II.2.1.3 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :	50
II.2.5 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :	52
II.3 Etudes des apports :	56
II.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :	56
II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :	58
II.4. Irrégularité des apports :	60
II.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	60
II.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:	60
II.5. Etude des crues:	61
II.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:	62
II.5.2. Hydrogramme de crue :	65
II.5.3. Estimation de la crue de projet:	71
II.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort:	74
II.5.5 Formules empiriques :	75
II.5.6. Calcul du volume mort :	76
II.6. Régularisation :	77
II.6.1. Détermination de la garantie de la restitution :	77
II.6.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):	78
II.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :	78
II.6.4. Calcul du volume utile :	80
II.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:	81
II.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):	83
II.6.4.3 La Régularisation Interannuelle :	88
Conclusion :	89

CHAPITRE III: LAMINAGE DES CRUES

III.1 Généralités :	88
III. 2 Méthode de KOTCHERINE :	88
III.2.1. Estimation du débit de crue laminée :	89

III.2.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :	89
III.3 Méthode de STEP BY STEP:	94
III.3.1 Données de base:	94
III.3.2 Principe de la méthode :	94
III.4 Etude d'optimisation :	107
III.4.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	107
III.4.1.1. calcul de la revanche :	108
III.4.1.2 largeur en crête :	109
III.4.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	110
III.4.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :	113
III.4.2.1. Coût du déversoir :	114
III.4.2.2. Coût du canal d'approche :	114
III.4.2.3 Calcul du coût du coursier :	115
III.4.2.4 Calcul du coût total de barrage :	116
III.5. Conclusion :	117

CHAPITRE IV : ÉTUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE

IV.1. Synthèse des variantes :	118
IV.1.1 Description du site de barrage :	118
IV.1.2 Dimension de la digue :	118
IV.1.2 Hauteur du barrage :	118
IV.1.2.1 Niveau d'eau du barrage :	118
IV.1.2.2 Revanche :	118
IV.1.2.3 Tassement de la digue :	118
IV.1.2.4 Cote en crête du barrage :	119
IV.1.3 Conception de la crête :	119
IV.1.3.1 Largeur en crête :	119
IV.1.3.2 Longueur en crête :	120
IV.1.4 Les pentes du talus :	120
IV.1.4.1 Les Bermes :	121
IV.1.5 Conception de la variante de l'évacuateur de crues :	121
IV.1.5.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :	122
IV.1.5.2 Choix du tracé de l'axe de l'évacuateur de crues :	122
IV.1.5.3 Choix du type de l'évacuateur de crues :	122
IV.1.5.4 Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crues :	123
IV.1.5.5. L'étanchéité et le traitement de fondation et de remblai :	124
IV.2. Étude de la première variante (évacuateur de crue centrale à profil Creager):	126

IV.2.1.Le déversoir :	126
IV.2.1.1.Calcul de profil de déversoir :	127
IV.2.1.2.Calcul de la géométrie du déversoir :	127
IV.2.2.Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :	129
IV.2.3.Ouvrage de raccordement du bief Aval :	130
IV.2.3.1.Bassin de dissipation :	130
IV.2.3.2. Calcul de la risberme:	133
IV.2.4.Conception de l'évacuateur de crues :	135
IV.2.4.1. Phénomène hydraulique :	135
IV.2.4.2. Aération du déversoir :	135
IV.2.4.3. Hauteurs des murs bajoyers :	136
IV.2.4.3. Protection anti-renard :	136
IV.3.1.Le canal d'entrée :	138
IV.3.2.Calcul des marches :	138
IV.3.3.Calcul des paramètres du bassin de dissipation :	148
IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin de dissipation :	148
IV.3.3.2. Calcul de la risberme:	149
IV.3.4. Conception de l'évacuateur de crues :	151
IV.3.4.1. Phénomène hydraulique :	151
IV.3.4.2. Hauteurs des murs bajoyers :	152
IV.3.4.3. Protection anti-renard :	152
Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crue :	152

CHAPITRE V : CALCUL DE GENIE CIVIL ET FERRAILLAGE

V.1.Calcul de stabilité :	153
V.1.1.Stabilité de déversoir :	153
V.1.1.1.Etude d'infiltration :	153
V.1.1.2. détermination des forces qui surgissent autour du déversoir	154
V.1.1.2. Stabilité de déversoir au renversement :	155
V.1.1.3. Stabilité de déversoir au glissement :	156
V.1.2. Stabilité des murs bajoyers :	156
V.1.2.1. Les combinaisons des charges :	157
V.1.2.2. Calcule des forces :	159
V.1.2.3. Stabilité au renversement :	159
V.1.2.4. Stabilité au glissement :	160
V.1.2.5.Stabilité au poinçonnement :	161
V.1.Calcul de Ferrailage :	162
V.1.1.Ferrailage du rideau :	162

V.1.1.1.Calcul de la section des armateurs	165
V.1.2.Ferraillage des Contreforts:.....	168
V.1.3. Ferraillage de la semelle:	169
V.1.3.1. Contraintes dues aux forces verticales :.....	169
V.1.3.2. Contraintes dues aux poids de la semelle :	169
V.1.3.3. Contraintes de réaction de sol :.....	169
V.1.3.4. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :.....	170
V.1.3.5. étude de la partie CA :.....	171
V.1.3.6. Etude de la partie Bc:.....	172
V.1.4. Ferraillage de la semelle de déversoir :.....	173
V.1.5. Compositions du béton et contrôle de qualité :.....	174
V.1.6. Détails constructifs:.....	176
Conclusion :.....	178

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :.....	179
VI.1 Organisation technique de préparation :.....	179
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	179
VI.2.1 Installations destinées au personnel :.....	180
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :.....	180
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :	180
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :.....	180
VI.4 Travaux de réalisation :.....	180
VI.4.1 Travaux de terrassements :	180
VI.4.2 Travaux d'excavations :.....	180
VI.4.4 Travaux secondaires	180
VI.5 Les moyens de chantier :	181
VI.6 Programme des travaux :	182
VI.7 Planification :	183
VI.7.1 Définition :.....	183
VI.7.2 Techniques de la planification :.....	183
VI.7.2.1 méthodes basées sur le réseau :.....	183
VI.7.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :.....	184
VI.7.2.4 relations entre les tâches :.....	184

VI.7.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M :	185
VI.7.2.7 Attribution des durées de chaque opération :	185
VI.8 Les plannings :	186
VI.8.1 Plan du travail au plus tôt :	186
VI.8.2 Plan de travail au plus tard (PTPP) :	186
VI.8.3 Plan de travail intermédiaire :	186
VI.9 Délai de construction et programme des travaux :	186
VI.10 Symboles des différentes opérations :	187
VI.11 Détermination du chemin critique :	187
VI.12 calcul du devis estimatif :	188
Conclusion :	190

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :	191
VII.1. Causes des accidents de travail :	191
VII.1.1. facteurs humains :	191
VII.1.2. facteurs matériels :	191
VII.2. Causes des maladies professionnelles :	192
VII.3. Conditions dangereuses dans le chantier :	192
VII.3.1 Methode et moyens de prévention :	192
VII.4. Actions dangereuses :	193
VII.4.1. Methode et moyens de prévention :	193
VII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	193
VII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :	194
VII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations :	195
Conclusion :	195

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Tableau I.1 : Coordonnées de l'axe du barrage (Lambert et UTM).....	2
Tableau I.2 : Campagne de reconnaissances par forages (coordonnées UTM 31)	10
Tableau I.3 : récapitulatif des puits	11
Tableau I.4 Perméabilité des sols de fondation.....	12
Tableau I.5: récapitulatif des essais de perméabilité.....	13
Tableau I.6: Cote de la nappe le 13 septembre 2003	13
Tableau I.7: Caractéristiques physico-mécaniques des marnes saines	14
Tableau I.8 : Caractéristiques physico-mécaniques des marnes altérées	15
Tableau I.9 : Caractéristiques physiques des argiles limoneuses et limons argileux	15
Tableau I.10 : Caractéristiques physiques des Alluvions :.....	15
Tableau I.11: Caractéristiques physiques des graviers.....	16
Tableau I.12 : Propriétés mécaniques des enrochements de la carrière de calcaire.....	17
Tableau I.13 : Récapitulatif des analyses d'eaux.....	17
Tableau I.14 : les stations pluviométrique disponible.....	18
Tableau I.15 Température mensuelle en o Celsius.	19
Tableau I.16 : Insolation et radiation mensuelles à Biskra.	20
Tableau I.17 : Pertes par évaporation (mm) sur le lac de barrage.....	20
Tableau I.18 : Crues de projet de l'oued Barika	20
Tableau I.19 : Les caractéristiques du bassin versant.	21
*Tableau II.1 : Calcul des surfaces cumulées	33
Tableau II.2 : Détermination de l'altitude moyenne	34
Tableau II.3 : Détermination des altitudes.	35
Tableau II.4 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	35
Tableau II.4.A : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.	36
Tableau II.5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant	38
Tableau II.5 : (Suite) Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant	39
Tableau II.6 : Différents types de températures	40
Tableau II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	41
Tableau II.8 : Station pluviométrique.	42
Tableau II.09 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	43
Tableau II.10 : Caractéristiques de la série avec N=62ans	44
Tableau II.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	46

Tableau II.13 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	48
Tableau II.14: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.....	51
Tableau II.15: Intensité pour les différentes fréquences	52
Tableau II.16 : Récapitulatif des résultats.....	56
Tableau II.17: récapitulatif des Cv.....	58
Tableau II.18: les apports fréquentiels.....	59
Tableau II.19: Répartition mensuelle des apports fréquentiels.....	59
Tableau II.20 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).....	61
Tableau II.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	62
Tableau II.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT).....	62
Tableau II.23: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA:)	63
Tableau II.24: Débits fréquentielles calculés :.....	63
Tableau II.25: débits fréquentielles pour la construction l'Hydrogramme de crue.	65
Tableau II.25:(Suite) débits fréquentielles pour la construction l'Hydrogramme de crue.....	66
Tableau II.26 : Catégories des dommages résultant des crues.....	70
Tableau II.27 : Crues de projet recommandé.	70
Tableau II.28 : Choix de la crue de projet.....	71
Tableau II.22 : récapitulatif de Apports solides	74
Tableau II.29 : Répartition mensuelle des besoins.....	76
Tableau II.30: répartition mensuelle des apports.	76
Tableau II.31 : Courbes topographiques et volumétriques	77
Tableau II.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm3).....	80
Tableau II.33 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	82
Tableau II.34 : Les volumes des pertes dans la retenue :.....	82
Tableau II.35 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :.....	83
Tableau II.36 : Les volumes des pertes dans la retenue :.....	84
Tableau II.37 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm3) (1ere itération)......	88
Tableau II.38: les différents paramètres hydrologiques.....	89

Tableau III.1 : Données initiales	90
Tableau III.2 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	90
Tableau III.3 : Détermination de H0 et Q en fonction de b	91
Tableau III.4 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	91
Tableau III.5 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE.....	91
Tableau III.06 : Calcul de débit laminé pour b=60m	95
Tableau III.07: Calcul de débit laminé pour b=65m	97
Tableau III.08 : Calcul de débit laminé pour b=70m	99
Tableau III.09: Calcul de débit laminé pour b=75m	101
Tableau III.10: Calcul de débit laminé pour b=80m	103
Tableau III.11: Calcul de débit laminé pour b=60m	105
Tableau III.12: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.	107
Tableau III.13 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.....	110
Tableau III.14: calcul de volumes de la digue pour (b=60m) Hb = 46,32m.....	110
Tableau III.15: calcul de volumes de la digue pour (b=65m) Hb = 46,22m.....	111
Tableau III.16: calcul de volumes de la digue pour (b=70m) Hb = 46.13m.....	111
Tableau III.17: calcul de volumes de la digue pour (b=75m) Hb = 46.04m.....	112
Tableau III.18: calcul de volumes de la digue pour (b=85m) Hb = 45.9m.....	112
Tableau III.19: calcul de volumes de la digue pour (b=80m) Hb = 45.97m.....	113
Tableau III.20 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	113
Tableau III.21 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :	114
Tableau III.22 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :	115
Tableau III.23 : Coût de coursier.	116
Tableau III.24 : Tableau récapitulatif des prix totaux :	116
Tableau III.25 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	117
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	120
Tableau IV.2 : Les coordonnées du profil de déversoir.	128
Tableau IV.3: différentes valeurs du rayon raccordement en fonction de la hauteur de pelle et H.	129
Tableau V. 1 : le Prédimensionnement de mur de soutènement:	158
Tableau V. 2 : les caractéristiques de sol :	159

Tableau V. 3 : résultat des forces et des moments par chaque 1 m de hauteur.....	164
Tableau V. 4 : résultat des sections d'acier par chaque 1 m de hauteur.....	166
Tableau V. 5 : ferrailage adopté par chaque 1 m de hauteur.....	167
Tableau VI.1 : symboles des opérations.....	187
Tableau VI.2 : les coûts de construction de l'ouvrage.....	189
Tableau VII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	194

Figure I.1 : la carte d'iso accélérations pour des périodes de retour de 500 ans.....	7
Figure I.2: Evolution de niveau de la nappe.....	14
Fig II.1: Le réseau hydrographique du bassin versant.	25
Fig II.2: Rectangle équivalent	29
Fig II.3 : Courbe hypsométrique	29
Fig II.4 : Plan altimétrique du bassin versant.....	30
Fig II.5 : Classification du cours d'eau principal.	31
Fig II.6 : Stations pluviométriques dans la zone de projet	40
Fig II.7 : Répartition mensuelle de la température moyenne	41
Fig II.08 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	42
Figure II.9 : répartition mensuelle de la précipitation.....	43
Fig II.11 : l'ajustement avec loi de Gumbel.....	47
Fig II.12 : l'ajustement avec loi de Galton.....	49
Fig II.13 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel).....	50
Fig II.14 : Pluie de Courte Durée	54
Fig II.15 : Intensité-Durée-Fréquence	54
Figure N°II.16: Répartition mensuelle des apports.....	60
Fig II.17 : Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour	68
Fig II.18 : Hydrogramme de crue.....	72
Fig II.19: Courbes Capacité-Surface-Hauteur.....	78
Fig II. 20: Graphique d'exploitation sans tenir compte des pertes.....	81
Figure III.1 : Courbes $H=f(Q,q)$	92
Figure III.2 : Courbes $V=f(Q, q)$	93
Figure III.03 : laminage des crues par la méthode step par step (b=60).	96
Figure III.04: laminage des crues par la méthode step par step (b=65).	98
Figure III.05 : laminage des crues par la méthode step par step (b=70).	100
Figure III.06 : laminage des crues par la méthode step par step (b=75).	102
Figure III.07 : laminage des crues par la méthode step par step (b=80).	104
Figure III.08 : laminage des crues par la méthode step par step (b=85).	106
Figure III.09. Courbe d'optimisation	117
Figure N° IV.01: Le profil d'un voile étanche présente généralement plusieurs lignes de forages.....	125

Figure N° IV.02: Les paramètres du profil d'un déversoir.	127
Figure N° IV.03 : Profil Creager de déversoir	129
Figure N° IV.04 : schéma explicatif de bassin de dissipation.....	130
Figure N° IV.05 : fosse d'affouillement.....	135
Figure N° IV.06 : schéma explicatif.....	138
Figure N° IV.07 : fosse d'affouillement.....	151
Figure V.1 : Schéma explicatif des murs bajoyers.	157
Figure VI.2 les combinaisons des charges.	157
Figure VI.3 : représentation de plan de rupture.....	160
Figure VI.4 : les contraintes exercé sur le sol.	161
Figure N°V.05 : Diagramme des contraintes	163
Figure N°V.06: représentation de l'allure des moments en travée et en appuis ;	163
Figure N°V.07: représentation de la table de compression.....	168
Figure N°V.08: Diagramme des contraintes sur la semelle.....	170
Figure N°V.09: Diagramme de contrainte de la partie CA	171

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, Elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art construit a travers d'un cours d'eau et destiné à retenir l'eau par la création d'un lac artificiel. Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures).

En Algérie, il existe 60 barrages en exploitation avec une capacité totale de stockage de 6.35 milliards de m³, 20 barrages en étude de faisabilité, 23 barrages en étude d'avant projet détaillé et 12 barrages en en cours de réalisation et 10 barrages en cours de lancement. Le plus grand barrage en Algérie est de Beni Haroun situé dans la willaya de Mila avec une capacité de stockage de 960 millions m³. L'état d'Algérie a dépensée beaucoup d'argent pour recouvrir la demande de l'eau.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes, Ces derniers nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

Dans notre cas, nous avons traité l'étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage barika dans la wilaya de batna.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants : Le débit , La qualité des prévisions des crues, durée de fonctionnement, topographie, géologie, type de barrage et les problème d'exploitation ; Ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de l'évacuateur de crues le plus favorable et les moins couteux .

Notre étude comportement d'abord le mémoire de synthèse qu'il contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité qui déjà réalisée par un bureau d'étude Türk appelé **stucky** (étude géologique étude géotechnique et étude hydrologique), le calcul hydraulique des variantes possible et le calcul gène civil de la variante réaliser. Enfin, nous terminons par un calcul du devis estimatif et quantitatif de l'évacuateur de crues qui nous permettra d'évaluer les coûts des différents ouvrages constituants l'aménagement.

Introduction :**• Objectif :**

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued Barika, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued, Ce barrage a une vocation agricole locale, ses eaux étant destinées à des périmètres non encore identifiés.

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

• Présentation générale du projet :

L'oued Barika draine l'extrémité Est des monts du Hodna, chaîne qui culmine aux environs de 1900m, et l'extrémité Ouest des Aurès où se situe le point haut du bassin, le Djebel Refaa à 2178m. Il se jette dans le chott Hodna (altitude 390m) après un parcours de 115 km. Le site du barrage Barika se trouve environ 50 km à l'ouest de Batna sur cet oued.

Le barrage de Barika se situera à quelque kilomètres au N-NE du village de N'Gaous. La retenue du barrage de Barika permettra de régulariser les eaux de l'oued en vue d'une couverture des besoins en irrigation dans la région.

Le site envisagé se trouve dans une vallée assez large (lit mineur d'une cinquantaine de mètres de largeur et un lit majeur de près de 700 m). Le site est facile d'accès depuis le chemin de wilaya CW35 qui traverse l'oued Barika, à 300 m environ à l'aval du site.

Dans la cuvette de la future retenue se trouvent le douar Boutrib (composé d'une cinquantaine de maisons) ainsi que quelques fermes isolées qu'il conviendra d'exproprier. La cuvette est composée de terrasses agricoles exploitées. Les travaux préparatoires de la cuvette seront de faible ampleur étant donné la faible couverture boisée de celle-ci (Photo N°07).

I.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.

Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans

cette étude. En fin, pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

I. 2 Etudes topographiques :

I.2.1 Situation géographique :

Le site de Barika se trouve à la périphérie Est de la plaine du Hodna, à environ une soixantaine de kilomètres l'Ouest de la ville de Batna et à 3.0 km au Nord de la ville de N'Gaous sur l'oued Barika.

On y accède par le chemin de wilaya CW N°35 reliant Sétif à Barika. A 3.0 km environ avant d'arriver à N'Gaous, on prend vers l'Est une piste d'assez bonne qualité qui mène directement au site du barrage.

L'accès peut se faire aussi à partir de Barika vers N'Gaous, toujours en empruntant vers le Nord - Est sur une trentaine de kilomètres le CW n°35, et à 3.0 km de la sortie de N'Gaous, on emprunte la même piste vers l'Est qui mène jusqu'au site. Sur la feuille au 1/50000 de N'Gaous, le site est repéré par les coordonnées en km ci- dessous :

Tableau I.1 : Coordonnées de l'axe du barrage (Lambert et UTM)

	Coordonnées Lambert	Coordonnées UTM 31
X	785.2	738.2
Y	257.8	3 940.8
Z	704	704

I.2.2 Topographie du site et de la cuvette :

Le site de Barika est à morphologie douce à très douce aussi bien dans sa cuvette qu'au droit du faible resserrement sur le cours de l'oued.

L'oued serpente sur de vastes et épaisses terrasses dans un domaine à prédominance marneuse. Il prend sa source au Nord du djebel Ghetiane et du djebel Bouchetit et se dirige vers le Sud. A 4 Km au Nord Est de N'Gaous, il est renforcé par la confluence des oueds Aïoun et Chair. L'oued Barika traverse la région étudiée en un vaste réseau de méandres, creusant ainsi de nombreuses terrasses d'érosion.

Les relevés topographiques ont été effectués sur le site et la cuvette à grande échelle par le bureau de topographie CETB. Les relevés topographiques se sont étalés de juin 2002 à mai 2005 pour fournir des compléments et des extensions topographiques notamment sur les rives.

La cuvette de l'oued Barika s'étend sur une superficie de 966 ha soit 9.66 km². L'axe du barrage présente un compromis entre la topographie et l'emplacement des ouvrages annexes. En rive droite l'axe remonte vers l'amont permettant de passer outre la présence de cols topographiques situés à des altitudes relativement basses (755 NGA) à l'aval du barrage sur cette rive. Ces cols pourraient offrir des possibilités de fuites au large par des gradients hydrauliques importants.

I.3 Etude géologique et géotechnique :

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage pour déterminer par la suite le régime de traitement de fondation à suivre. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

I.3.1 Géologie générale :

I.3.1.1 Tectonique :

La région d'étude appartient au domaine de l'avant fosse Miocène ou zone pré — atlasique (ANNEXE A.2). Au Nord, il est limité par le djebel Dechrit constitué de calcaires du crétacé supérieur. Ce djebel appartient à l'extrémité la plus méridionale de la dépression sub-Bibanique. Au Sud, il est limité par les formations calcaires Crétacé du djebel Ahmar et Metlili. Ce dernier forme un anticlinal d'âge crétacé inférieur à moyen et d'axe SO - NE, et constitue une partie de la bordure Nord de l'atlas Saharien.

I.3.1.2 Géomorphologie :

Le site de barrage de Barika se trouve dans une région dénudée formée de cuvettes grésos-argileuses du miocène. Dans cette zone, l'oued Barika forme les méandres d'une vaste vallée dont la largeur varie entre 500 et 800 m. Cette vallée est occupée par des alluvions, les quelles reposent sur des dépôts du Miocène.

L'oued Barika traverse le site du barrage d'Est en Ouest. La vallée actuelle (Photo N°09) large d'environ 60 m est entaillée dans des alluvions récentes; les terrasses forment des

versants verticaux s'élevant de 2 à 8m. La vallée ancienne est large d'environ 500 m, ses versants sont inclinés de 10 à 20° et s'élèvent à 50 m environ.

Les dépôts du miocène forment un vaste synclinal dont l'axe Est-Ouest coupe transversalement la vallée de l'oued.

I.3.2 Géologie régionale:

I.3.2.1 Lithologie et stratigraphie :

- **Lithologie :**

A proximité du site du barrage et de la cuvette de retenue les relevés géologiques montrent la lithologie suivante :

- sur les rives : les marnes sont présentes, tout d'abord altérée elles deviennent saines en profondeur. Elles sont recouvertes de colluvions et de quelques conglomérats (Photo N°03 et N°04) ,
- sur les terrasses en fond de vallée : une épaisse couche de limons argileux (6 à 7m) repose sur des alluvions présentant une épaisseur parfois importante (parfois jusqu'à 10 m) elles mêmes posées sur les marnes plus ou moins altérées,
- pour le lit mineur : l'oued Barika a érodé un lit mineur dans les terrasses argilo limoneuse et les alluvions et coule sur de longues parties directement sur le substratum rocheux (Photo N°02).

- **Stratigraphie :**

Le quaternaire est représenté par :

- Des alluvions récentes dans l'oued formées de dépôts de terrasses, avec des sables, des graviers et des galets arrondis.
- Des alluvions su-récentes constituant les dépôts des terrasses avec des argiles sableuses et caillouteuses.
- Des alluvions plus anciennes en forme de gravier avec quelques lentilles de sables, limons et argiles.
- Des colluvions.
- Des conglomérats localement brèches sur les collines.

Le Miocène qui affleure dans la région de notre projet repose en discordance sur le grand synclinal Crétacé. Ce Miocène est de 2 types:

- Miocène supérieur continental,

- Miocène inférieur marin comprenant des conglomérats hétérogènes, des marnes et des argiles avec des niveaux gypsifères (Photo N°08).

Le Trias affleure sous forme de diapir à l'Est du djebel El Djeddar. Il est formé d'argiles versicolores, de gypses et cargneules.

- **Fondation :**

Le barrage sera fondé sur les marnes pour les parties les plus sensibles (déversoir en béton notamment). Les marnes, mêmes altérées, présentent une résistance suffisante pour assurer la fondation d'un ouvrage béton.

La digue en remblai pourra être fondée sur les alluvions sous réserve d'un traitement assurant l'étanchéité, là où ces alluvions sont présentes sur de trop grande profondeur pour être purgées de manière économique. Un dispositif d'étanchéité devra alors être descendu jusque dans les marnes saines pour assurer l'étanchéité de la fondation (paroi moulée).

Le futur ouvrage reposera donc, en fond de vallée, sur une épaisse couche d'alluvions quaternaires qui peuvent atteindre une vingtaine de mètres. Ces niveaux sont en général constitués d'une couche de limons argileux en surfaces et d'alluvions grossières en profondeur. Ceux-ci surmontent des marnes tendres grises très sensibles à la dessiccation. Les épaisseurs de limons argileux devront être purgées avant la mise en œuvre du remblai.

- **Géologie de la cuvette :**

La cuvette de l'oued Barika est très vaste avec des pentes douces (Photo N°01 et N°06). Sa géologie a été relevée au 1/5000. Très peu d'affleurements sont observables sur le terrain. Les formations actuelles (alluvions et colluvions) recouvrent presque la totalité de celles-ci.

Des terrasses extrêmement vastes et épaisses (2 -8 m) recouvrent le fond de la vallée. Elles sont de nature limoneuses, parfois limoneux argilo-sableuses ; avec quelques passées gravelo-caillouteuses discontinues à la base. Ces terrasses peuvent atteindre 600 à 700 m de large. Ces terrasses couvrent des graviers anciens lesquels sont le remplissage d'une ancienne vallée. Ces graviers anciens n'affleurent que très localement à la base des falaises plus ou moins verticales au bord de l'oued Barika.

L'oued coule parfois sur une très faible épaisseur d'alluvions graveleuses (0.5 m au droit de l'axe aval). Le reste de la cuvette est recouverte par les produits d'altérations des marnes peu épais.

Les marnes du Miocène qui composent le substratum rocheux dans toute la cuvette sont vises noires ; argileuses avec des plaquettes (2-3 mm) de calcite fibreuses. Le haut des buttes aussi bien

en rive droite qu'en rive gauche est souvent recouvert par une couche de conglomérats grossiers dont l'épaisseur peut atteindre une dizaine de mètres.

Les produits d'altération de ces faciès recouvrent sous de très faibles épaisseurs les marnes sous jacentes. On trouve parfois au pied des talus surtout de la rive gauche des éboulis de pentes conglomératiques parfois avec des éléments très volumineux de l'ordre du m³.

Aucune manifestation d'instabilité importante n'a été observée. Il est évident que lors des fluctuations du plan d'eau de la future retenue, quelques petites instabilités locales pourront se manifester dans les formations colluviales sans que cela ne remette en cause la stabilité en grand des rives.

Les faciès marneux qui composent la totalité de la cuvette assurent son étanchéité. Cependant pour un axe aval les cols de la rive droite sont très étroits. Leur faible largeur ne permet pas d'assurer une stabilité suffisante. Par ailleurs les petits talwegs qui les parcours présentent le risque de servir de drains vers la vallée limitrophe parcourue par la CW 35.

I.3.2.2 Caractéristiques hydrogéologiques :

L'analyse des essais Lugeons, effectués dans les marnes, a montré des perméabilités de quelques unités Lugeons (de 1 à 5 UL), qui caractérisent un massif peu perméable. Les essais ont montré également la diminution de la perméabilité avec la profondeur. L'absence de pertes totales démontre l'imperméabilité de ces marnes. Seules les alluvions situées sous les argiles présentent des perméabilités importantes ($K=1.2 \cdot 10^{-4}$ m/s) et nécessiteront d'être coupées par une étanchéité rapportée (paroi moulée). L'analyse du niveau de la nappe dans les piézomètres confirme également la relative étanchéité du massif.

Les marnes du Miocène assurent l'étanchéité de la cuvette. Les bons résultats obtenus sur les perméabilités indiquent que les pertes d'eau au travers du massif marneux constituant la fondation seront faibles.

I.3.2.3 Sismicité :

La sismicité de la région de Barika a été évaluée dans un rayon de 150 km autour du site. Dans la région délimitée soit entre Ain Beida à l'est, Jijel au nord, Boussaâda à l'Ouest, et Ghardaïa au sud, 111 secousses ont été ressenties entre 1839 et 2005. L'analyse de la carte des épïcêtres du rapport géologique (ANNEXE A.2) a montré que :

- **De 0 à 50 km :** On dénombre cinq (5) épïcêtres de séismes de magnitude comprise entre 4.1 et 5.7. Situé à quelques kilomètres au SE du site du barrage le séisme de Ras El Aioune (de 1885) est le plus important événement relevé dans la région.

➤ **Entre 50 et 100 km :**

On dénombre 41 secousses dont la magnitude varie entre 2.7 et 6.5. Ces séismes sont situés pour certains autour de Batna (5 événements) et le reste sur un axe M'Sila au SW et Setif au NE. Plusieurs événements possèdent des magnitudes supérieures à 5, le plus important reste celui survenue au Sud des Aurès à quelques kilomètres à l'Est de Biskra avec une magnitude de 6.5.

➤ **Entre 100 et 150 km :**

On relève 65 événements dont 11 ont une magnitude supérieure à 5 avec un seul qui se manifeste par une magnitude supérieure ou égale à 6. Ces séismes sont situés dans la région de Constantine au NE (15 événements) et la reste au NW dans la région de Bordj Bouarerdj – Bejaia.

❖ **Conclusion de l'étude de sismicité :**

L'examen des cartes des épïcêtres montre que dans la zone immédiate du site, excepté la vieille secousse de Ras El Aïoun, très peu de séismes importants ont été enregistrés. Cependant les ouvrages de génie civil construit dans cette région ressentiront les effets des séismes de la région NE (constantinois) et NW région de Sétif et Kerrata. L'ensemble des considérations développées ci-dessus ainsi que la carte d'iso accélérations pour des périodes de retour de 500 ans du CTC nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0,18 g pour le séisme de projet.

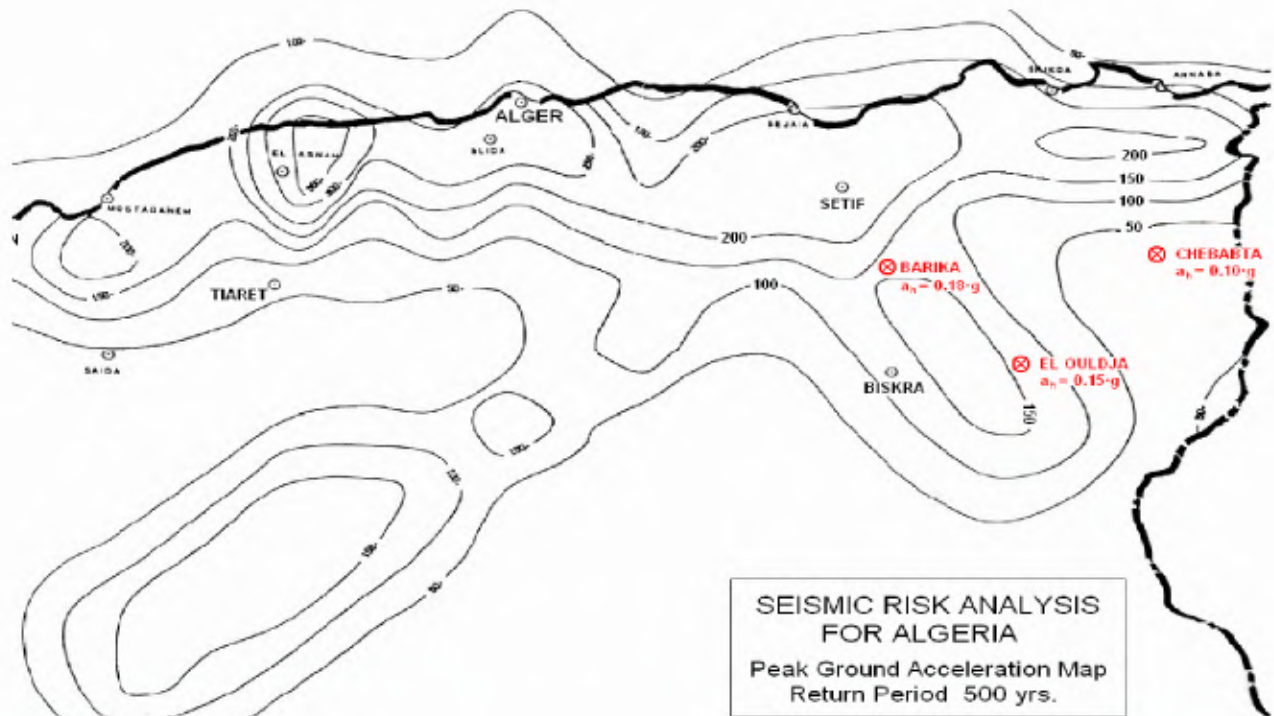


Figure I.1 : la carte d'iso accélérations pour des périodes de retour de 500 ans

I.3.2.4 Matériaux de construction:**➤ Matériaux de remblai :****▪ Qualité :**

Les matériaux meubles ont été analysés pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Il ressort de cette étude que les caractéristiques suivantes seront adoptées pour la remise en œuvre des matériaux meubles (limons argileux) : l'angle de frottement retenu est $\phi = 7$ à 17° et la cohésion sera de $c = 20$ à 55 kPa (drainée, non drainée)

Les matériaux meubles présentent des caractéristiques insuffisantes vis-à-vis des séismes et devront être purgés dans la fondation.

Les perméabilités retenues sur les terrains meubles seront les suivantes :

➤ Argile limoneuse : entre $1.05 \cdot 10^{-5}$ et $3 \cdot 10^{-9}$ (moyenne $1.4 \cdot 10^{-6}$ m/s),

➤ Alluvions : 10^{-3} m/s.

▪ Quantité:

Dans la cuvette de retenue on dispose d'argiles limoneuses en quantité importante contenues dans les vastes terrasses (surface de 200 ha environ) qui recouvrent une épaisseur variable d'alluvions plus ou moins anciennes. Les puits de reconnaissance ont mis en évidence un volume de matériau limono-argileux de l'ordre de 1.8 Mm^3 sur une surface reconnue de 62 ha. Toutefois les surfaces de terrasses sont bien plus importantes dans la cuvette (de l'ordre de 200 ha).

Les quantités d'alluvions n'ont pas pu être chiffrées de manière précise. Toutefois compte tenu des levés de terrain et des coupes de sondages: les alluvions devraient être en quantité suffisante. 10 sondages carottés ont traversé les alluvions, les épaisseurs variant de 3.6m à 10 m avec une épaisseur moyenne de 6.2m. Ces relevés, ajoutés à l'analyse des talus de l'oued incisés dans les terrasses alluviales, laissent penser la présence d'alluvions sur toute la surface recouverte de limons argileux. Une première estimation donne sur la surface reconnue (62ha) et avec l'épaisseur moyenne un volume de 3.7 Mm^3 . Encore une fois la surface des terrasses alluvionnaires est supérieure à la surface reconnue de l'ordre de 200ha. Le volume d'alluvions disponible sous les limons argileux couvre donc largement le volume de matériaux nécessaires.

➤ Matériau pour enrochement, filtres et béton :

La localisation : le site de la carrière par rapport au site du barrage. A vol d'oiseau la carrière se situe à 4 km du site (Photo N°10).

▪ Quantité :

Les matériaux graveleux sont localement présents dans l'oued (alluvions récentes) mais dans des quantités insignifiantes pour leur utilisation en granulat béton (Photo N°05).

Pour les bétons et pour les filtres, il conviendra d'obtenir ces matériaux par concassage des calcaires de la carrière. La carrière a été identifiée à quatre kilomètres au Nord Est du site du barrage sur la route reliant N'gaous à Ras El Aioune à mi distance environ (coordonnées UTM 743 647 ; 3937 788 prises au GPS) Le massif calcaire s'étend sur une surface de 2km par 0.5km avec une puissance de 2 à 3 m ce qui laisse la possibilité d'extraction d'un volume important.

On n'utilisera pas les alluvions des terrasses pour l'élaboration des granulats à béton compte tenu des contraintes de traitement à faire sur ces alluvions qui sont contaminés par des matériaux argileux et nécessitent un traitement trop important. Les granulats à béton seront préférentiellement issus du concassage des calcaires de carrières.

Les enrochements utilisés pour réaliser le rip-rap amont et le rip-rap aval seront obtenus depuis la même carrière de calcaire

Les roches de la carrière montrent une résistance à la compression bien plus élevée : 73.8 MPa pour un état sec et 34.8 MPa pour un état humide. Les calcaires de cette carrière présentent de bonnes caractéristiques quant à leur réutilisation en agrégat à béton et/ou en enrochement.

▪ **Qualité :**

Les caractéristiques exactes des filtres seront adaptées aux granulométries des alluvions qui restent à déterminer en phase d'avant projet. Le but des filtres étant d'éviter la contamination et l'entraînement des particules fines.

I.3.2.5 Reconnaissance in situ :

▪ **Sondage carottés :**

23 (vingt trois) sondages (ANNEXE A.3) verticaux carottés de 771,5 (total) ml avec essais Lugeons systématiques au rocher tous les 3 m et des essais Lefranc dans les terrains meubles et conglomérats tous les 2 m dans les terrains meubles, ont été exécutés par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) au courant de l'année 2003 pour les sondages F01 à F17 et 2004 pour les sondages F18 à F22. Des échantillons sous forme de blocs ont été également pris pour l'étude de la carrière. 8 forages sont équipés en piézomètres : F1, F2, F3, F4, F5, F6, F7 et F8

La situation des sondages ainsi que leurs profondeurs sont données ci-dessous :

Tableau I.2 : Campagne de reconnaissances par forages (coordonnées UTM 31)

Désignation	Profondeur	Situation ▶	X	Y	Z
F-01	Prof = 60 m	Haut rive droite	737 851.97	3 940 903.35	731.67
F-02	Prof = 30 m	Mi- rive droite	737 908.32	3 940 852.85	720.50
F-03	Prof = 47 m	Fond d'oued	737 967.33	3 940 777.36	703.69
F-04	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche	738 022.57	3 940 650.80	712.14
F-05	Prof = 31 m	Terrasse rive gauche	738 115.28	3 940 515.22	714.81
F-06	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche	738 185.58	3 940 398.05	715.89
F-07	Prof = 30 m	Mi- rive gauche	738 193.78	3 940 281.97	719.18
F-08	Prof = 60 m	Haut rive gauche	738 209.87	3 940 068.68	736.21
F-09	Prof = 30 m	Haut rive gauche	738 443,90	3 939 872.92	763.34
F-10	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche entre F05 et F06	738 151.92	3 940 455.05	715.75
F-10bis	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche entre F04 et F05	738 063.57	3 940 586.39	713.66
F-11	Prof = 30 m	Mi- rive droite, aval F02	737 840.68	3 940 796.70	717.38
F-12	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche, aval F04	737 929.43	3 940 624.53	711.67
F-13	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche, amont F07	738 230.32	3 940 269.27	718.94
F-14	Prof = 30 m	Affluent rive gauche	738 113.72	3 940 362.11	710.80
F-15	Prof = 30 m	Haut rive gauche, aval F08	738 133.65	3 940 018.71	732.72
F-16	Prof = 30 m	Haut rive gauche, aval F15	738 025.76	3 939 979.22	725.73
F-17	Prof = 30 m	Terrasse rive gauche, aval F12	737 846.35	3 940 527.53	711.55
F-18	Prof = 50 m	Appui rive droite, axe amont	738 111.45	3 941 372.49	764.05
F-19	Prof = 22 m	errasse rive gauche, axe amont	738 282.80	3 940 510.30	716.09
F-20	Prof = 40 m	Appui rive gauche, axe amont	738 490.09	3 939 843.55	767.19
F-21	Prof = 21.5 m	Col déversoir rive gauche, axe amont	738 606.20	3 939 682.04	770.19
F-22	Prof = 20.00 m	Axe talweg rive gauche, axe amont	738 507.23	3 939 644.53	752.91

▪ **Les puits :**

15 puits ont été exécutés pour les zones d'emprunt argileux par l'entreprise Hydrotechnique de 3 à 4 m dans les argiles (ANNEXE A.4).

La situation des puits ainsi que leurs profondeurs sont données ci-dessous :

Tableau I.3 : récapitulatif des puits

N° Puits	Profondeur	Situation	X	Y	Z
P1	3.2	Terrasse rive gauche	738 645	3 940 444	721
P2	3.5	Terrasse rive gauche	738 557	3 940 632	717
P3	2.7	Terrasse rive gauche	738 792	3 940 607	721
P4	3.5	Terrasse rive gauche	738 734	3 940 800	717
P5	3.2	Terrasse rive gauche	738 905	3 940 708	722
P6	3.5	Terrasse rive gauche	738 846	3 940 912	720
P7	3.2	Terrasse rive gauche	738 976	3 940 837	724
P8	3.4	Terrasse rive gauche	739 078	3 940 998	724
P9	3	Terrasse rive gauche	738 921	3 941 130	721
P10	3.7	Terrasse rive gauche	739 131	3 941 243	725
P11	3.5	Terrasse rive gauche	739 283	3 941 085	729
P12	3.9	Terrasse rive gauche	739 571	3 941 135	735
P13	3.7	Terrasse rive gauche	739 375	3 941 339	728
P14	3.4	Terrasse rive gauche	739 465	3 941 511	727
P15	3.5	Terrasse rive gauche	739 668	3 941 382	732

▪ **L'essai SPT (essai de pénétration standard) :**

Des essais SPT ont été exécutés sur tous les terrains de couverture (colluvions, alluvions et marnes altérées). On note que :

- Pour les marnes altérées, les valeurs obtenues sont élevées et supérieures à N= 30 coups (valeurs intermédiaires) excepté sur le F07 entre 1.5 et 2.0 m où la valeur intermédiaire enregistrée est de l'ordre de 16 coups correspondant à des marnes angélisées.
- Pour les alluvions grossières le refus est toujours atteint sur les 15 premiers cm. Ce qui est normal au vue de leur granulométrie.
- Pour les limons argileux, les valeurs sont toujours supérieures à N= 20 coups
- Les deux valeurs enregistrées dans les conglomérats ne sont pas représentatives de ces horizons qui sont habituellement très compacts.

▪ **L'essai préssiométrique :**

Des sondages préssiométrique ont été réalisés à proximité des sondages F01, F04, F06, F10 et F14. Les essais ont été effectués de façon systématique tous les deux (2) mètres. Les préssiomètres ont été réalisés le premier (SP2003-01) en rive droite dans les marnes, tandis que les quatre autres (SP2003-04, SP2003-06, SP2003-10 et SP2003-14) en fond de vallée sur la terrasse rive gauche.

Les tableaux joints (Annexe A.5) en récapitulent les résultats suivants :

- Argiles limoneuses : argiles raides :
E moy = 271.03 bars ; PL moy = 15.15 bars ; E/PL moy = 16.96.
- Alluvions grossières : modules et pressions limites élevés :
E moy = 384.46 bars ; PL moy = 15.13 bars ; E/PL moy = 26.31.
- Marnes altérées
E moy = 623.20 bars ; PL moy = 23.39 bars ; E/PL moy = 24.17.
- Marnes saines : plus élevées que tout le reste
E moy = 1751.44 bars ; PL moy = 50.98 bars ; Emoy/PLmoy = 34.36

- **les analyses pétrographiques :**

06 échantillons ont été prélevés et soumis à des analyses pétrographiques et radio cristallographiques.

Les interprétations des lames minces obtenues donnent de façon systématique des calcaires micritiques fossilifères toujours riches en inclusions non transparentes de nature argileuse. Ceci nous semble douteux au vu des observations de terrain, où des marnes étaient partout observées.

La quantification du pourcentage d'argile au rayon X aurait pu permettre d'affiner l'analyse,

- **Les essais de perméabilité :**

- ✓ **Essais Lugeons :**

Des essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m en général. 157 essais ont été exécutés.

Le tableau suivant donne les résultats de ces essais par tranche de 10 m de profondeur.

Tableau I.4 Perméabilité des sols de fondation

Tranches	0-10m	10-20m	20-30m	30-40m	>40 m	Total	%
0-1u1	0	0	2	1	7	10	6.4%
1-2u1	0	5	9	2	3	19	12.1%
2-3u1	0	7	16	0	0	23	14.6%
3-4u1	1	6	19	4	3	33	21.0%
4-5u1	0	7	9	5	5	26	16.6%
5-6u1	1	8	6	1	0	16	10.2%
6-10u1	3	18	1	2	0	24	15.3%
7->10u1	3	2	1	0	0	6	3.8%
Total	8	53	63	15	18	157	100%

Aucune perte totale n'a été enregistrée, au niveau des vingt trois (23) sondages réalisés, à part pour le F9 où l'on note trois (03) contournements. Les résultats de ces nombreux essais montrent un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est de l'ordre de quelques

lugeons. La perméabilité tend à décroître avec la profondeur. Les graphiques (Annexe A.6) illustrent cette tendance.

✓ **Essais Lefranc :**

Des essais Lefranc ont été réalisés par l'entreprise dans les alluvions et dans les conglomérats. Les extraits ci-dessous en donnent les valeurs extrêmes et moyennes :

Tableau I.5: récapitulatif des essais de perméabilité

	Argiles limoneuses	Alluvions grossières	Conglomérats
Nombre²	14	34	5
Moyenne	1.44E-06	1,17E-04	6.93E-05
Ecartype	2.95E-06	1,33E-04	5.94E-05
Max	1.05E-05	6,80E-04	1.37E-04
Min	3.00E-09	1,80E-05	5.33E-07

Cependant les valeurs obtenues sont cohérentes avec la nature des terrains testés même si les valeurs de perméabilités relevés dans les alluvions grossières sont assez élevées en regard de valeurs habituelles trouvées dans la littérature pour ce type de sol (entre 10^{-2} et 10^{-4} m/s). Ils montrent en général des alluvions perméables et des argiles limoneuses peu perméables. Les conglomérats sont moyennement perméables.

▪ **Niveau de la nappe :**

Le niveau de la nappe a été mesuré durant la campagne pour les sondages (F01 à F08), Reporté sur les coupes, on constate que le niveau de la nappe est su affleurant dans le sondage du fond d'oued F 03 et qu'il passe ensuite à l'extrémité de la coupe avec une pente de 2 %. En rive gauche, le niveau de la nappe reste su affleurement. Il remonte très légèrement vers la rive gauche avec une pente de 1% entre les sondages F 04 et F 05 et 1.6% entre les sondages F05 et F06. Le tableau ci-dessous illustre les variations du niveau de la nappe dans une coupe transversale.

Tableau I.6: Cote de la nappe le 13 septembre 2003

Sondage	F01	F02	F03	F04	F05	F06	F07	F08
Cote Sondage	731.67	720,50	703,69	712.14	714,81	715,89	719,18	736.21
Cote nappe (13/09/03)	714.20	708.29	703.09	701.25	702.68	703.59	707.55	723.51

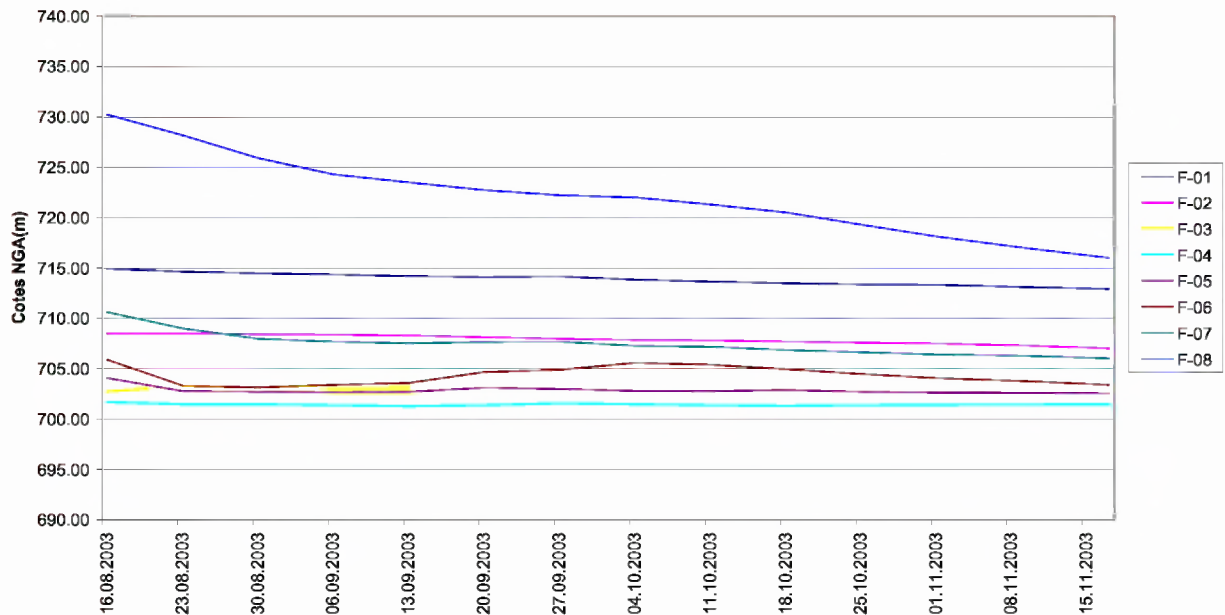


Figure I.2: Evolution de niveau de la nappe

I.3.2.6 Essai de laboratoire :

Les essais géotechniques sur les échantillons de roches et de terrain meubles ont été faits par le laboratoire UTS de l'entreprise Hydrotechnique. pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de la zone d'emprunt, de la cuvette et le long de l'axe du barrage.

I.3.2.6.1. Essais sur les roches de fondation :

42 échantillons prélevés dans les sondages ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. en donne les résultats détaillés (Annexe A.7). Les extraits ci-dessous en donne les valeurs moyennes et extrêmes avec leurs écarts type pour chaque lithologie rencontrée.

Remarque: Les matières solubles on tété déterminées après passage de l'échantillon à l'acide (concentration de 37% par le laboratoire chargé des analyses),

- **Marne saine :**

Tableau I.7: Caractéristiques physico-mécaniques des marnes saines

	Densités			Rc simple sec	R. traction sec	Matière Soluble
	h	d	s			
Nombre	16	16	17	14	4	3
Moyenne	2.44	2.21	2.64	40.74	37.81	34.21
Ecartype	0.11	0.13	0.06	20.33	24.29	3.93
Min	2.24	1.93	2.55	12.91	20.90	30.24
Max	2.73	2.49	2.74	84.53	73.38	38.10

Remarque: Les marnes présentent des résistances moyennes mais suffisante pour reprendre un barrage poids.

▪ **Marne altérée :**

Tableau I.8 : Caractéristiques physico-mécaniques des marnes altérées

	Densités			Rc simple sec	R. traction sec	Matière Soluble
	ρ_h	ρ_d	ρ_s			
Nombre	4	4	5	2	1	1
Moyenne	2.20	1.94	2.64	16.31	23.76	36.12
Ecartype	0.36	0.34	0.07	6.62		
Min	1.69	1.44	2.55	11.63		
Max	2.45	2.18	2.70	20.99		

Remarque : Les marnes altérées sont plus de deux fois moins résistantes par rapport aux marnes saines.

▪ **Argile limoneuse:**

Les limons et argiles limoneuse présents dans les couches supérieures des terrasses présentent des granulométries permettant de les réutiliser en termes de noyau étanche. Ces sols sont classés CL et ont une plasticité basse, il conviendra de vérifier leur comportement au séisme pour :

- Leur comportement en fondation d'un ouvrage en remblais
 - Leur comportement en matériau de constitution de l'ouvrage en remblais
- Leur mise en œuvre devra être adaptée aux conditions Proctor.

Tableau I.9 : Caractéristiques physiques des argiles limoneuses et limons argileux

	Densités			I Rc simple sec	R. traction sec	Matière Soluble
	D h	D d	D s			
	(T/m ³)	(T/m ³)	(T/m ³)			
nombre	1	1	1	1	1	1
Moyenne	1.91	1.45	2.66	11.60	50.34	35.00
Ecartype	-	-	-	-	-	-

Remarque : Ces valeurs nous semblent douteuses, car très petites vis-à-vis de valeurs de la littérature. De plus un seul essai de mesure de densité à été effectué sur ces matériaux, ne permettant pas de pouvoir exclure ou expliquer ces valeurs.

▪ **Alluvions :**

Tableau I.10 : Caractéristiques physiques des Alluvions :

	Densités			I Rc simple sec	R. traction sec	Matière Soluble
	D h	D d	D s			
	(T/m ³)	(T/m ³)	(T/m ³)			
nombre	1	1	1	1	1	1
Moyenne	2.07	1.63	2.81	17.47	48.14	44.00
Ecartype	-	-	-	-	-	-

▪ **Gravier :**

Un seul essai a été effectué sur les graviers :

Tableau I.11: Caractéristiques physiques des graviers.

	Granulométrie %							Limites d'Atterberg		
	Caillou	Greiers	Sable gros	Sable Fin	Limons	Argile	-	WL	Wp	lp
	200 - 20	20 - 2	2 - 0,2	0,2- 0,02	0,02-2 μ	21.1-0,2 μ	<80p	(%)	(%)	(%)
nombre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Moyenne	0.00	50.00	20.00	12.00	9.00	9.00	28.00	35.49	18.24	17.25

I.3.2.6.2 Matériaux de construction :

▪ **Matériaux pour remblai :**

L'interprétation des résultats dans les tableaux récapitulatifs des essais physique et mécanique de la zone d'emprunt de barrage (Annexe A.8) donne :

- les matériaux sont à forte composante argilo-limoneuse, avec une proportion en sable fin assez importante. Ils sont de catégorie CH à compressibilité et plasticité élevée pour les puits P3, P5, P6, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14 et P15, de catégorie CL à compressibilité et plasticité moyenne pour les puits P1, P9. A l'état naturel ces sols sont durs (Annexe A.9).
- Au Proctor la densité obtenue est faible à moyenne pour des teneurs en eau élevées souvent supérieures à la teneur en eau naturelle. Les valeurs moyennes des essais Proctor sont données ci-dessous :
 - $\gamma_{d\text{ moy}} = 1.61 \text{ g/cm}^3$
 - $W_{opt\text{ moy}} = 21.86 \%$
- Les caractéristiques au cisaillement sont moyennes :
- Le pourcentage de matière organique est faible.
- Les essais œnométriques montrent des sols peu à assez compressibles, et peu sensibles au gonflement.

▪ **Matériaux pour enrochement et agrégats à Béton :**

Des échantillons sous forme de blocs ont été prélevés. Les résultats des essais mécaniques sont résumés ci-dessous :

Tableau I.12 : Propriétés mécaniques des enrochements de la carrière de calcaire

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS MECANIQUES DE LA CARRIERE DU BARRAGE BARIKA								
Bloc	γ_s	R com sec	R com humide	R. tra sec	R. tra humide	MDE sec	MDE humide	Los Angeles
N°	(T /m3)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(%)	(%)	(%)
C113	2,77	738,00	348,00	-	-	7,46		21,44
C114	-	-	-	51,81	19,57	-	4,61	
C213	2,70	-	-	-	-		„	20,30

Remarque : Les valeurs de résistance à la compression simple sont élevées. Les essais Los Angeles donnent des valeurs permettant d'obtenir des agrégats de bonne qualité.

I.3.2.6.3 Qualité de l'eau :

Quatre prélèvements d'eau ont été effectués, Deux sur l'oued Barika; Un sur l'affluent Gauche juste à l'aval de l'axe; Le troisième dans le sondage F 12.

Tableau I.13 : Récapitulatif des analyses d'eaux.

Paramètres	Unité	Oued Barika	Oued.Barika	Affluent RG	Sondage F 12
Date	-	24/03/04	03/01/05	03/04/05	24/03/04
Débits	-	qq l/s	3-4 m3/s	Env 1 l/s	-
Minéralisations	mg/l	1364	986	1296	2691
S04 ⁻² (sulfates)	mg/l	413	234	634	1033

Les débits lors des prélèvements étaient toujours faibles. Le tableau suivant résume la minéralisation globale.

Remarque:

Les analyses effectuées montre que les eaux de l'oued sont utilisable pour le gâchage du béton selon la norme française XP P18-303.

I.4 L'étude hydrologique:

I.4.1 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :

- **Stations de référence.**

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet. La pluviométrie est traitée à part.

Pour l'ensemble des ouvrages, les stations climatologiques de référence sont celles de Ngaous, de Barika et Haoura djebel.

Tableau I.14 : les stations pluviométrique disponible.

Stations	Code de Station	Pluie en m/m	Années de fonctionnement	Les coordonnées		
				X	Y	Z
Haoura djebel	051207	231.39	31 ans	788.7	271.3	900
Ngaous	051306	257.2	62ans	764.1	255.1	750
Barika	051501	190.54	54ans	742.3	235	456

Source : A.N.R.H

- **Données disponibles :**

Les données sont recueillies soit à l'ONM (Office National de la Météorologie) soit dans l'ouvrage publié par la FAO ("Données agro climatologiques pour l'Afrique", 1984) et basées sur plus de 10 ans de données à un certain nombre de stations majeures. On y trouve les données suivantes: températures mensuelles (moyennes, maximales et Minimales), tension de vapeur d'eau de l'air, insolation, radiation solaire totale calculée, vitesse moyenne du vent, ETP.

L'ANRH a édité en 2002 une carte de l'ETP annuelle et mensuelle en Algérie. Les calculs qui ont conduit à cette carte sont irréprochables, et toutes les données disponibles ont été utilisées après critique: on ne peut faire mieux pour une étude ponctuelle.

- **Données climatologiques de projet :**

- **Température de l'air :**

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara, les maxima absolus de températures (plus de 45°C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord. Il neige et il gèle tous les hivers en montagne et sur les plateaux.

Dans le tableau suivant, on fournit les températures moyennes à Batna.

Tableau I.15 Température mensuelle en ° Celsius.

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Septembre	13	28	20.5
Octobre	10	21	15.5
Novembre	6.5	14.5	10.5
Décembre	3	10.5	6.75
Janvier	2	9	5.5
Février	3.5	11	7.25
Mars	6	15	10.5
Avril	8.5	19.5	14
Mai	13	24	18.5
Juin	17	30.5	23.75
Juillet	21	34.5	27.75
Août	17	33.5	25.25
Annuel	10	20.9	15.45

Source : A.N.B.T

➤ **Humidité de l'aire :**

A Batna la tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril jusqu'à 13 ou 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les rares jours de brouillard.

➤ **Ensoleillement :**

Tableau I.16 : Insolation et radiation mensuelles à Biskra.

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Insolation (% de durée astronomique.)	70	77	77	78	78	77	85	84	85	75	68	69
Radiation totale cal/cm ² /jour	245	332	428	518	576	594	617	565	490	364	265	226

L'insolation moyenne annuelle est de 76% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 435 calories par centimètre carré (soit une puissance de 210 watts par mètre carré).

➤ **Vent :**

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.8 m/s à Batna, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

➤ **Evaporation :**

Le tableau suivant donne les valeurs d'ETP à prendre en compte pour la retenue de Barika.

Tableau I.17 : Pertes par évaporation (mm) sur le lac de barrage.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Evaporation	82.7	37.2	20.3	14.6	16.9	25.5	45.1	65.6	70.9	82.6	91.5	97.0
Pluie (mm)	13	6	3	2	3	4	7	10	11	13	14	15

I.4.2 Etude des crues :

La distribution fréquentielle des crues suit une loi de Gumbel. Pour le barrage de Barika les crues à considérer sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.18 : Crues de projet de l'oued Barika

Temps de retour T	[ans]	10	20	50	100	1000	5000	10000
PT journalière	[mm]	63	72	85	200	266	312	333
Pointe de crue Q	[m ³ /s]	651	828	1085	3352	4653	5560	5980
Volume de crue	[Mm ³]	21	26	34	104	145	173	186

Les crues suivantes seront retenues pour le projet :

- **Crue de chantier :** T=10 ans, Q=651 m³/s
- **Crue de sécurité :** T=10 000 ans, Q= 5980 m³/s

I.4.3 Description du bassin versant :

➤ **Situation :**

Le bassin versant de l'oued Barika couvre une superficie de 920 km², ce bassin versant est situé sur le versant Sud du massif des Aurès à l'extrémité Ouest du massif.

Le bassin versant de l'oued Barika est cerné :

à l'Ouest par le Djebel Guetiane (Kef Tachrirt à l'altitude de 1950 NGA) et le massif Bouthaleb (extrémité Est du massif des Monts du Hodna)

à l'Est par les monts du Belezma (Djebel Refaa à l'altitude de 2178 NGA)

et au Nord par le Djebel Fouhal qui culmine à 1748 NGA.

Au sud l'oued Barika s'écoule vers son exutoire le bassin endoréique du Chott el Hodna.

➤ **Couverture du bassin versant :**

La couverture du bassin versant est principalement composée :

- D'une végétation de type forestier au dessus de la cote 1000 NGA,
- D'une végétation steppique en concurrence avec des cultures céréalières au dessous de la cote 1000 NGA.

➤ **Forme du bassin versant :**

Le bassin versant de l'oued Barika a une forme en éventail qui se caractérise par un réseau hydrographique relativement dense. Deux branches principales constituent l'oued Barika au site du barrage :

- En rive droite et venant de l'Ouest, l'oued Barika prend successivement le nom de oued Rhenia, Oued el Djerboua et oued Aïoun,
- En rive gauche, coté Est, les affluents sont l'oued Chaïr et l'oued Tab

➤ **Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant :**

Les caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Barika sont données dans le tableau suivant:

Tableau I.19 : Les caractéristiques du bassin versant.

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT		LES VALEURS
Caractéristiques géométriques		
Superficie du bassin		920 km ²
Périmètre		148 km
Longueur du thalweg principal		35.5 km
Altitude médiane		1120 NGA
Altitude min		704 NGA
Altitude moyen		1154 NGA
Altitude maximum		2061 NGA
Indice de compacité		1.37
Pente moyenne sur l'oued		3.1 %
Caractéristiques hydrauliques		
Apport moyen annuel		23.6 Mm ³
la densité		1.25 t/m ³
La concentration moyenne		c=15 g/l
pertes par évaporation		649.9 mm/an
Crue de chantier (T=10 ans)		651 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)		4653 m ³ /s
Crue de sécurité (T=10000 ans)		Q= 5980 m ³ /s
Pluie moyenne	Avant la Période sèche .1975	350 mm
	Après la Période sèche.1976	287

I.5 Synthèse de l'analyse des variantes :

La conception du barrage et de ses ouvrages annexes se base sur les données des analyses préliminaires.

- **Barrage :**

Les matériaux disponibles tendent ensuite à la mise en œuvre d'un remblai zoné.

L'analyse des variantes d'ouvrages a montré le choix d'un ouvrage mixte composé :

- D'une digue en remblai zoné avec un noyau argileux en rive gauche,
- D'un ouvrage en béton assurant l'évacuation des crues dans le prolongement de la digue en remblai

D'une digue de fermeture en rive droite.

Le niveau de la fondation de la digue (noyau du barrage en remblai) est situé au niveau des limons argileux en place. On vérifiera rapidement que la purge des limons argileux en place doit être effectuée sous l'ouvrage projeté. Cette configuration est la plus défavorable, car pour la section située au niveau du lit mineur actuel, la fondation du remblai sera assurée directement par les marnes saines.

- **Ouvrages annexes :**

L'évacuateur de crues est constitué de 9 hausses fusibles déversantes posées sur un seuil en béton d'une largeur de 81 m. Les eaux déversées sont ralenties dans un bassin de dissipation des crues situé en pied du coursier. Un mur bajoyer en rive gauche permet de retenir le remblai et dirigent les eaux déversées vers le lit mineur de l'oued à l'aval du bassin amortisseur. Afin de suivre le niveau de la retenue et pour profiter de l'eau de la meilleure qualité possible, trois prises d'eau ont été installées à différents niveaux. En phase transitoire on pourrait envisager une prise d'eau dans la galerie de DP permettant d'utiliser l'eau située dans la tranche morte au moins pendant les 15 premières années d'existence du barrage. Cette prise d'eau sera ensuite abandonnée compte tenu de l'envasement prévu de la retenue. La vidange de fond se situe à proximité des prises et garantit un abaissement du plan d'eau en dix jours.

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'avant projet sommaire (**APS**) tel 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 Barika**, alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydro gramme unitaire synthétique.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est long et ancienne (**1920/2002**) tel que les résultats trouvées sont très proches de la réalité. Dans notre travail, les calculs de l'étude hydrologique sont complétés en utilisant une nouvelle série de précipitation (**2003/2007**).

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction:

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

Plusieurs paramètres seront utilisés directement à partir des résultats de l'étude de faisabilité telle que les caractéristiques morpho-métriques du bassin versant ... etc.

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.

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure II.1

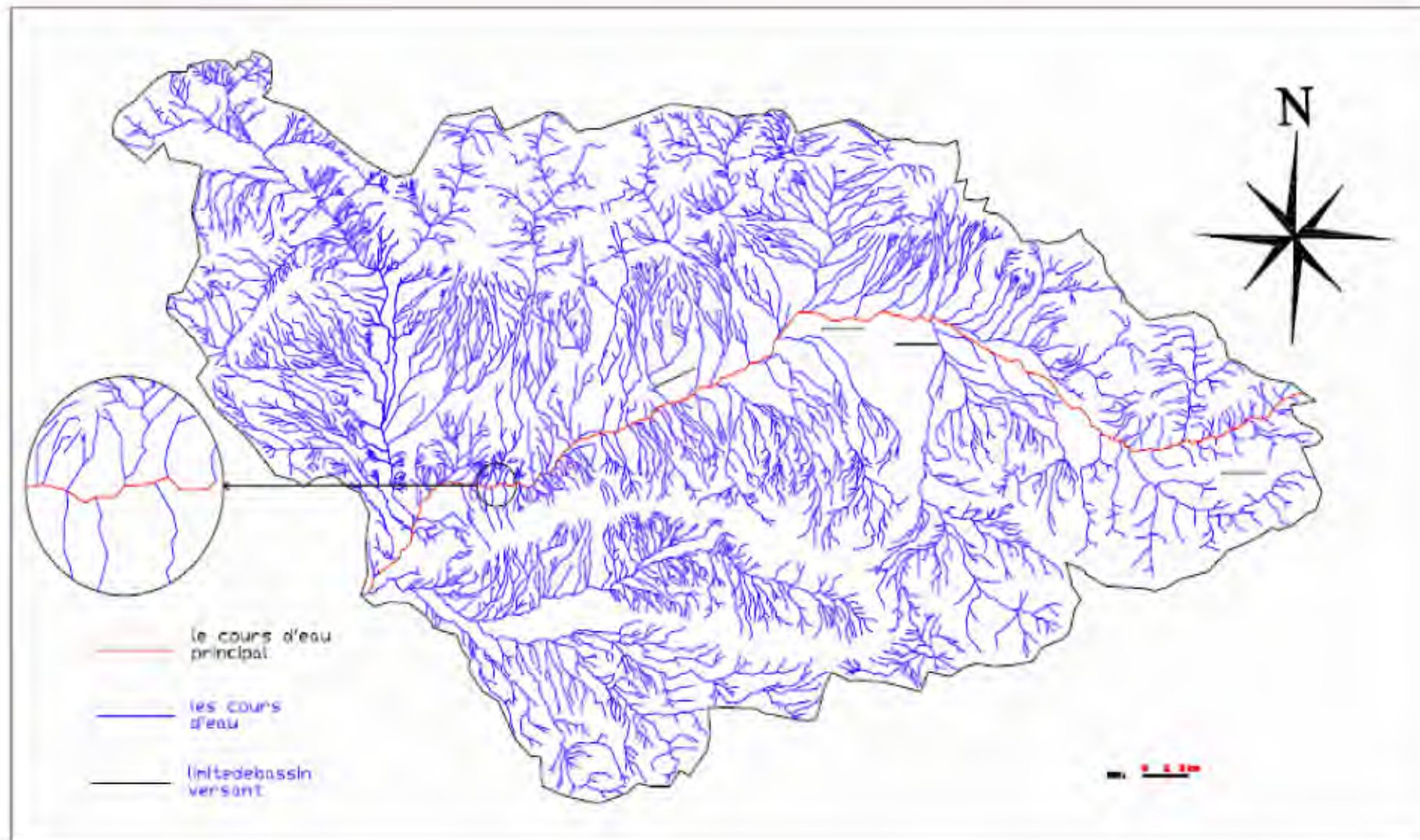


Fig II.1: Le réseau hydrographique du bassin versant.

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

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de cinq cartes d'état major de Ngaous Est, Ngaous Ouest, Batna Ouest, Ain elHjer Est et Ain elHjer Ouest à l'échelle 1/50000 :

Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 785.2 \text{ km}$$

$$Y = 257.8 \text{ km}$$

$$Z = 704 \text{ NGA}$$

II.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :**A- les caractéristiques géométriques :**

1-Par L'utilisation du logiciel AUTO-CAD sur les cinq cartes d'état major de la wilaya de Batna à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est:

$$S = 920 \text{ Km}^2$$

2-La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L = 55.5 \text{ Km}$$

3-à l'aide du logiciel AUTO-CAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à **P = 148 Km**

B- Caractéristiques hydro morphologiques :**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=1.37

Si K_C = 1,128 => bassin ramassé

Si K_C > 1,128 => bassin allongé

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

2-Coefficient d'allongement :

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

Soit : **K_p=3.35**

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 :

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

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

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

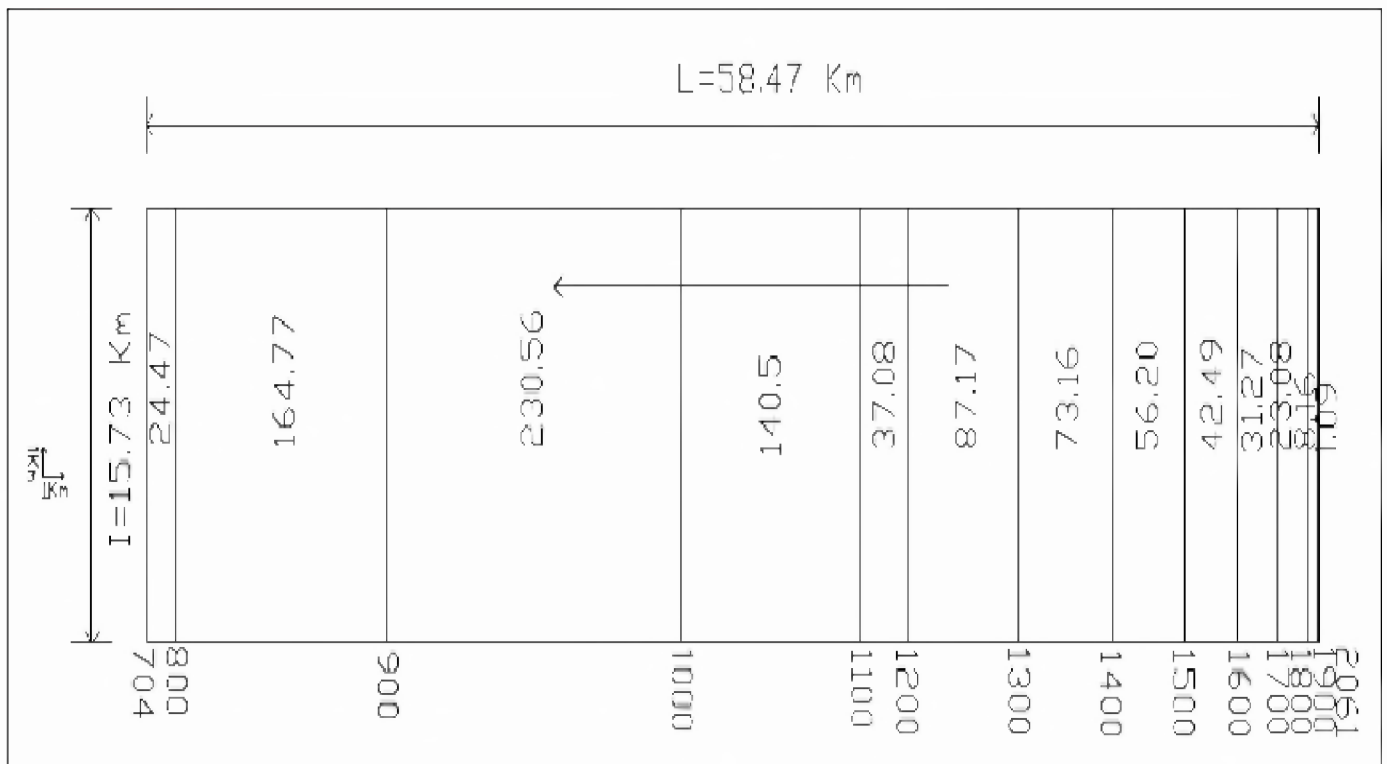
$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 58.47 \text{ Km}$ et $l_r = 15.73 \text{ Km}$

Fig II.2: Rectangle équivalent



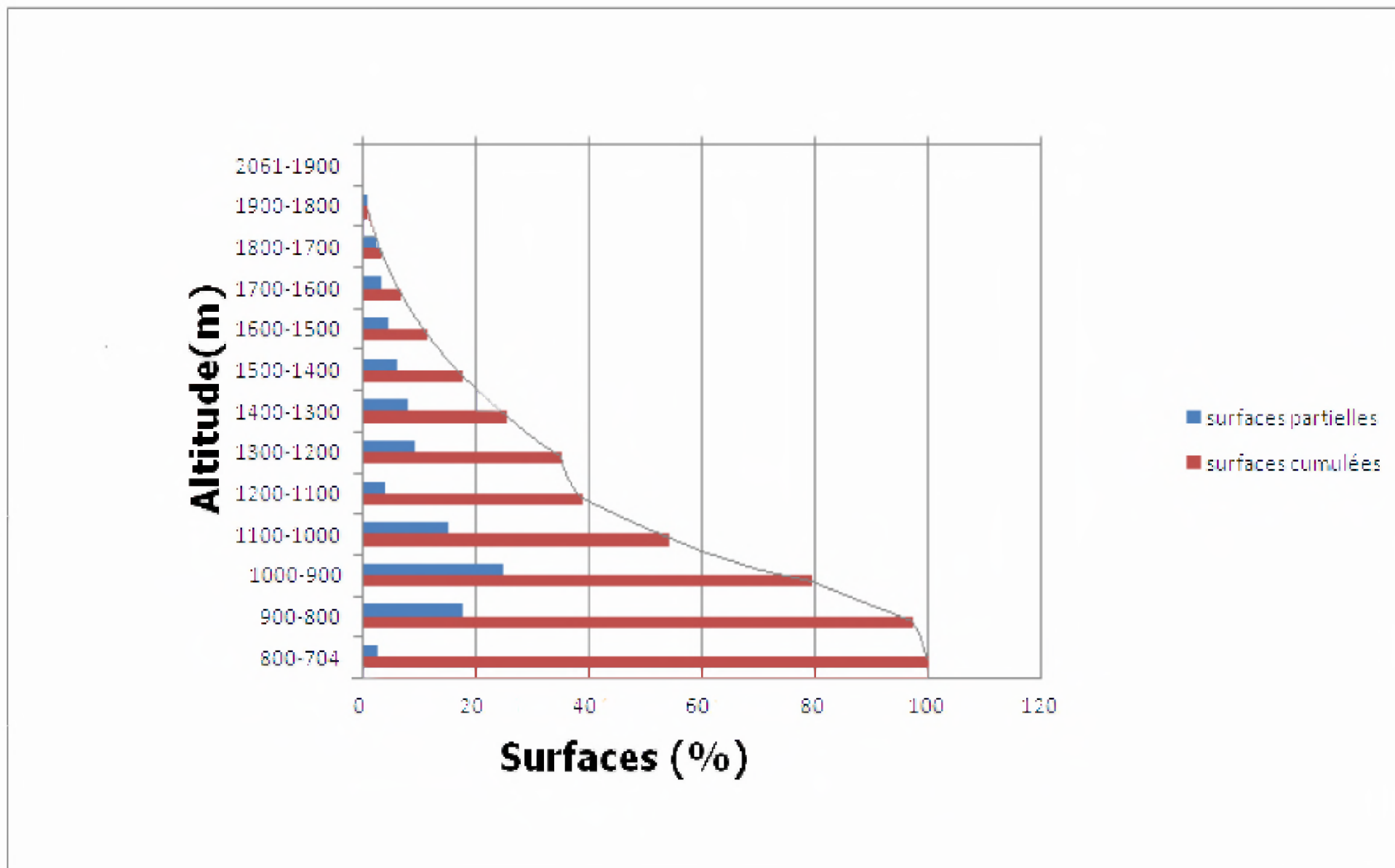


Fig II.3 : Courbe hypsométrique

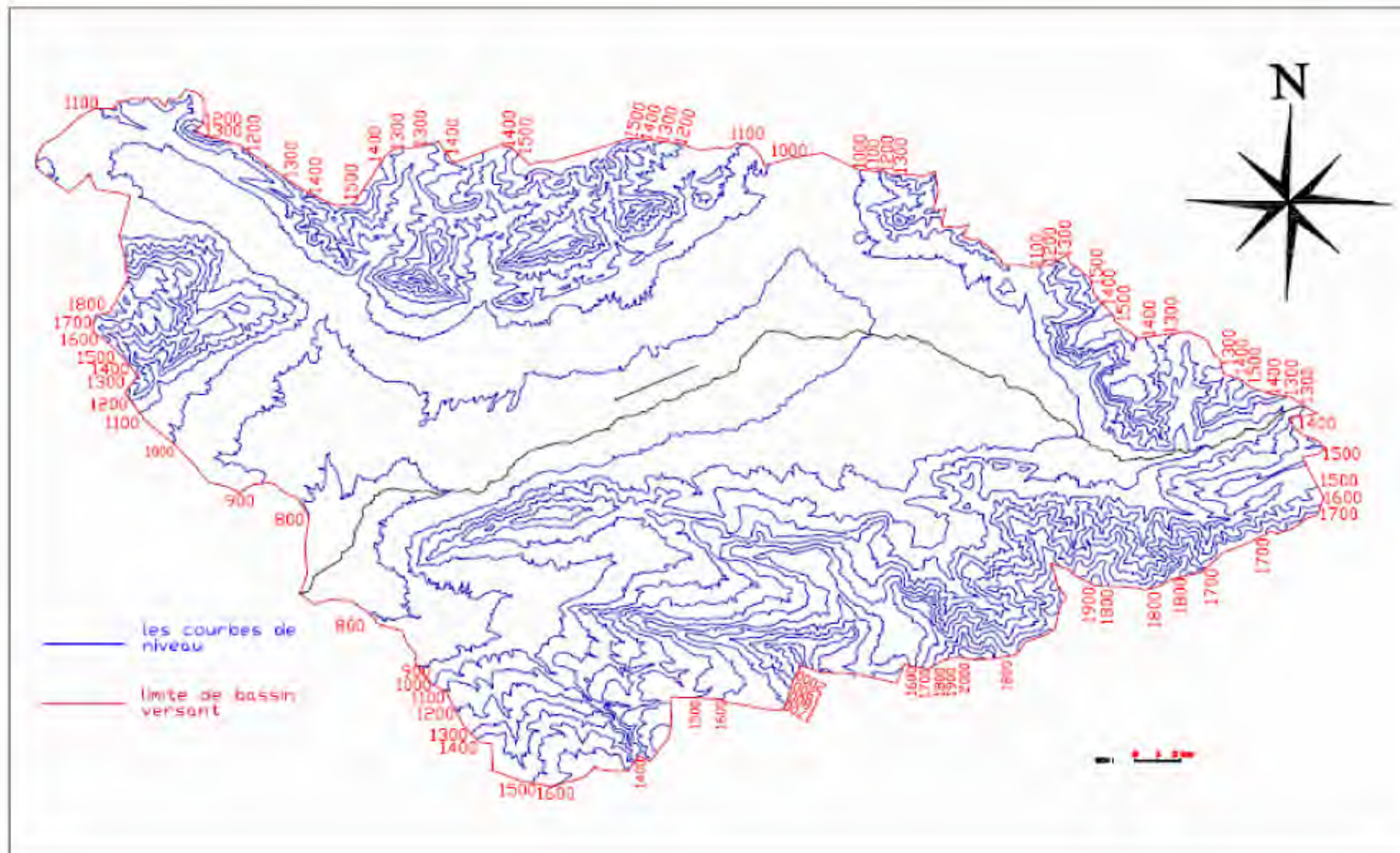


Fig II.4 : Plan altimétrique du bassin versant.

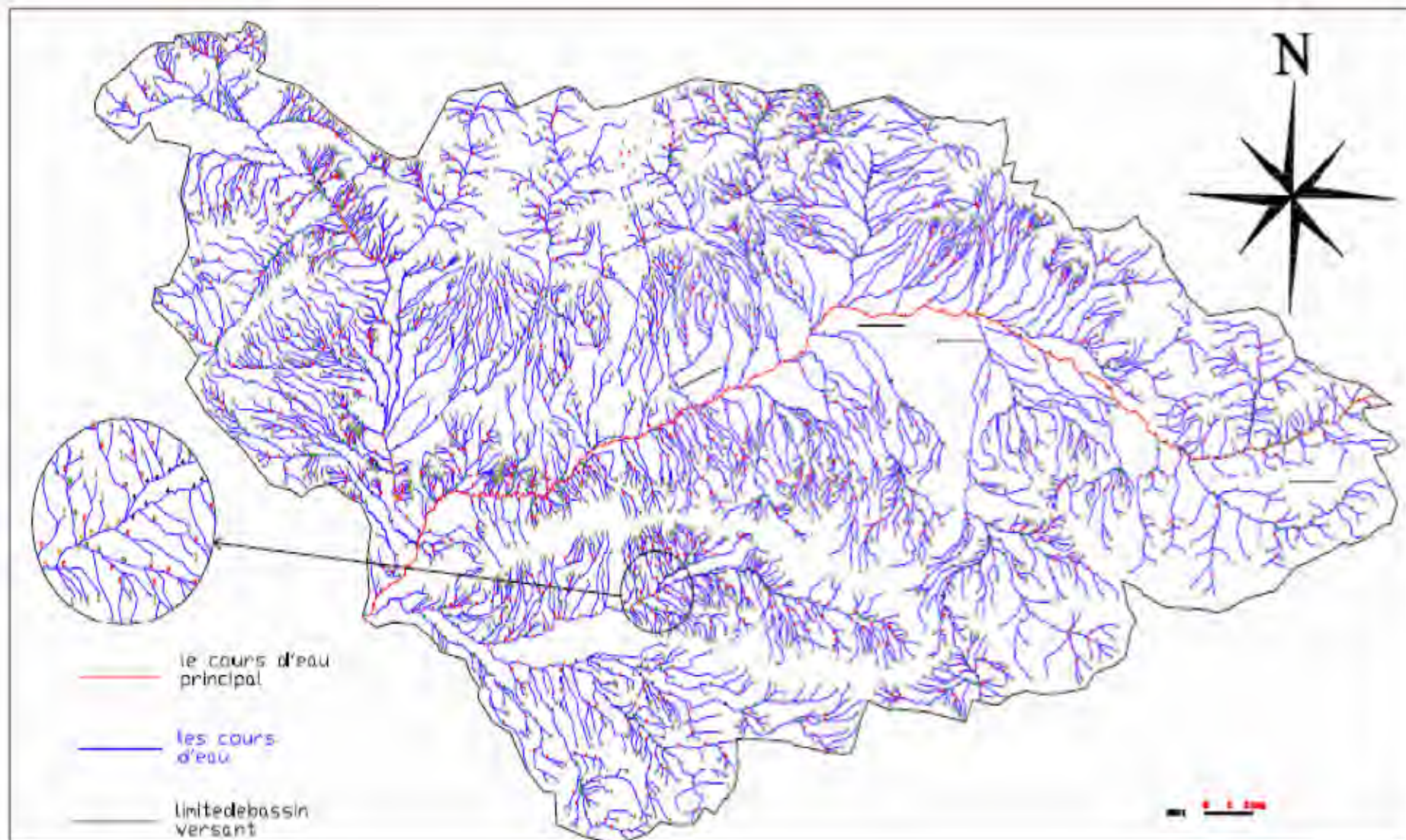


Fig II.5 : Classification du cours d'eau principal.

C. Caractéristiques hydrographiques :**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. (Figure II.3).

Tableau II.1 : Calcul des surfaces cumulées

Altitudes (m.NGA)	Hi(m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km ²)	Si (%)	Si (Km ²)	Si (%)
2061-1900	1980.5	1.09	0.1%	1.09	0.1%
1900-1800	1850	8.16	0.9%	9.25	1.0%
1800-1700	1750	23.08	2.5%	32.33	3.5%
1700-1600	1650	31.27	3.4%	63.6	6.9%
1600-1500	1550	42.49	4.6%	106.09	11.5%
1500-1400	1450	56.2	6.1%	162.29	17.6%
1400-1300	1350	73.16	8.0%	235.45	25.6%
1300-1200	1250	87.17	9.5%	322.62	35.1%
1200-1100	1150	37.08	4.0%	359.7	39.1%
1100-1000	1050	140.5	15.3%	500.2	54.4%
1000-900	950	230.56	25.1%	730.76	79.4%
900-800	850	164.77	17.9%	895.53	97.3%
800-704	752	24.47	2.7%	920	100.0%
Somme		920	100.00		

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 :

$$H_{\max} = 2061 \text{ m NGA} \quad H_{\min} = 704 \text{ m NGA}$$

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.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .m)
2061-1900	1980.5	1.09	2158.75
1900-1800	1850	8.16	15096.00
1800-1700	1750	23.08	40390.00
1700-1600	1650	31.27	51595.50
1600-1500	1550	42.49	65859.50
1500-1400	1450	56.2	81490.00
1400-1300	1350	73.16	98766.00
1300-1200	1250	87.17	108962.50
1200-1100	1150	37.08	42642.00
1100-1000	1050	140.5	147525.00
1000-900	950	230.56	219032.00
900-800	850	164.77	140054.50
800-704	752	24.47	18401.44

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{1031973.19}{920} = 1121.71 \text{ m NGA}$$

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 :

$$H_{\text{méd}} = 1079 \text{ m NGA.}$$

Tableau II.3 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H _{moyen}	1121.71
H _{médiane}	1079
H ₉₅	849
H ₅	1690
H _{max}	2061
H _{min}	704

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 est H_{i+1}.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

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.4 : détermination de la pente M. Roche I_p

H _i -H _{i-1}	D _i =H _i -H _{i-1}	S _i (Km ²)	A _i =S _i /S (%)	$\sqrt{A_i \times D_i}$
2061-1900	161	1.09	0.1	4.01
1900-1800	100	8.16	0.9	9.49
1800-1700	100	23.08	2.5	15.81
1700-1600	100	31.27	3.4	18.44
1600-1500	100	42.49	4.6	21.45
1500-1400	100	56.2	6.1	24.70
1400-1300	100	73.16	8.0	28.28
1300-1200	100	87.17	9.5	30.82
1200-1100	100	37.08	4.0	20.00
1100-1000	100	140.5	15.3	39.12
1000-900	100	230.56	25.1	50.10
900-800	100	164.77	17.9	42.31
800-704	96	24.47	2.7	16.10

AN : $I_p = 1.33$

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

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(II.9)$$

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 $D = 1690 - 849 = 841$ m

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 14.38$ m/km $\Rightarrow I_g = 1.44$ %

Pour la classification du relief, celle d'ORSTOM sera prise comme référence, elle est donnée dans le tableau suivant.

Tableau II.4.A : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief		Valeur de I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 > I_g > 0.005$
3	Assez faible	$0.005 > I_g > 0.01$
4	Modéré	$0.01 > I_g > 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 > I_g > 0.05$
6	Fort	$0.05 > I_g > 0.1$
7	Très fort	$0.1 < I_g$

$I_g = 0,0144$, donc le relief du bassin versant de l'Oued Barika est Assez faible.

Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

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

$\Rightarrow I_{pm} = 2,32$ %.

D. Caractéristiques physiographiques :

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 5554.18 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

Soit : **$Dd = 6.04km/km^2$**

2- Densité du thalweg élémentaire:

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

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁=2177.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : **$F_1 = 2.37thalweg/km^2$**

3- Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

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

AN: **$C_t = 14,29Km^{-3}$**

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 (Km²) ;

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

L_{cp} = 55.54Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : **t_c = 12.52 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 = 4,44 Km/h**

Tableau II.5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	920
Périmètre		P	km	148
Longueur du thalweg principal		L	km	55.54
Indice de compacité		K _C		1.37
Coefficient d'allongement		K _P		3.35
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	58.47
	largeur	l _r	Km	15.73

Suite de Tableau II.5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Altitudes	maximale	H_{max}	m	2061
	moyenne	H_{moy}	m	1121.71
	médiane	H_{med}	m	1079
	minimale	H_{min}	m	704
Indice de pente de Roche		I_p	m/Km	1.33
Indice de pente globale		I_g	m/Km	14.38
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	3.32
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	6.04
Coefficient de torrentialité		C_t	Km ⁻³	14.29
Temps de concentration		T_c	h	12.52
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	4.44

II.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 la plus représentative et celle qui dispose de plus d'enregistrements à savoir la station de Ngaous (code 05.1318.06) [Figure II.6]



Fig II.6 : Stations pluviométriques dans la zone de projet

II.1.3.1. Température :

Les différents types de température sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Différents types de températures

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Septembre	13	28	20.5
Octobre	10	21	15.5
Novembre	6.5	14.5	10.5
Décembre	3	10.5	6.75
Janvier	2	9	5.5
Février	3.5	11	7.25
Mars	6	15	10.5
Avril	8.5	19.5	14
Mai	13	24	18.5
Juin	17	30.5	23.75
Juillet	21	34.5	27.75
Août	17	33.5	25.25
Annuel	10	20.9	15.45

Source : O.N.M

Comme le montre le tableau II.6, la température moyenne annuelle, pour notre région d'étude est de 15.45 c°.

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure II.7

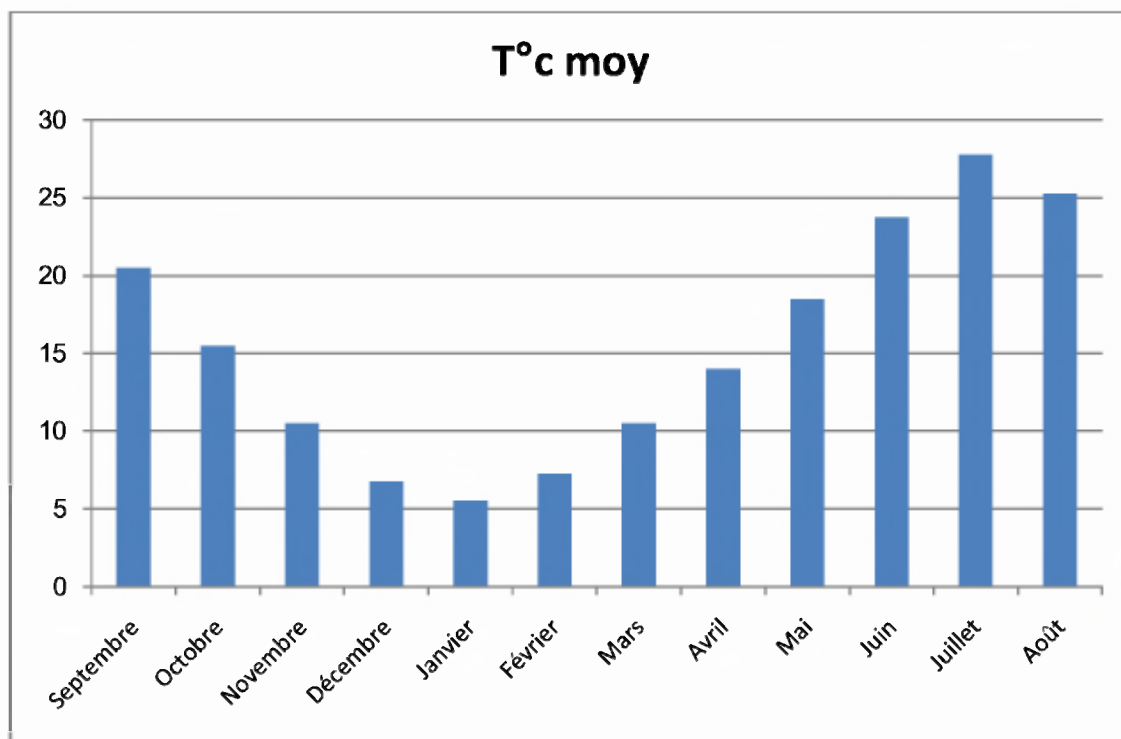


Fig II.7 : Répartition mensuelle de la température moyenne

II.1.3.2. répartition mensuelle du vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.8 m/s à Batna et 0.6 m/s à Biskra, sans grande variation d'un mois sur l'autre. Biskra est protégé du nord par le massif des Aurès.

II.1.3.3L'évaporation

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc estimée à avec un total annuel de 1550 mm. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et Janvier**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août	Année
Evaporation (mm)	82.7	37.2	20.3	14.6	16.9	25.5	45.1	65.6	70.9	82.6	91.5	97.0	649.9
Evaporation (%)	13	6	3	2	3	4	7	10	11	13	14	15	100

Source : O.N.M

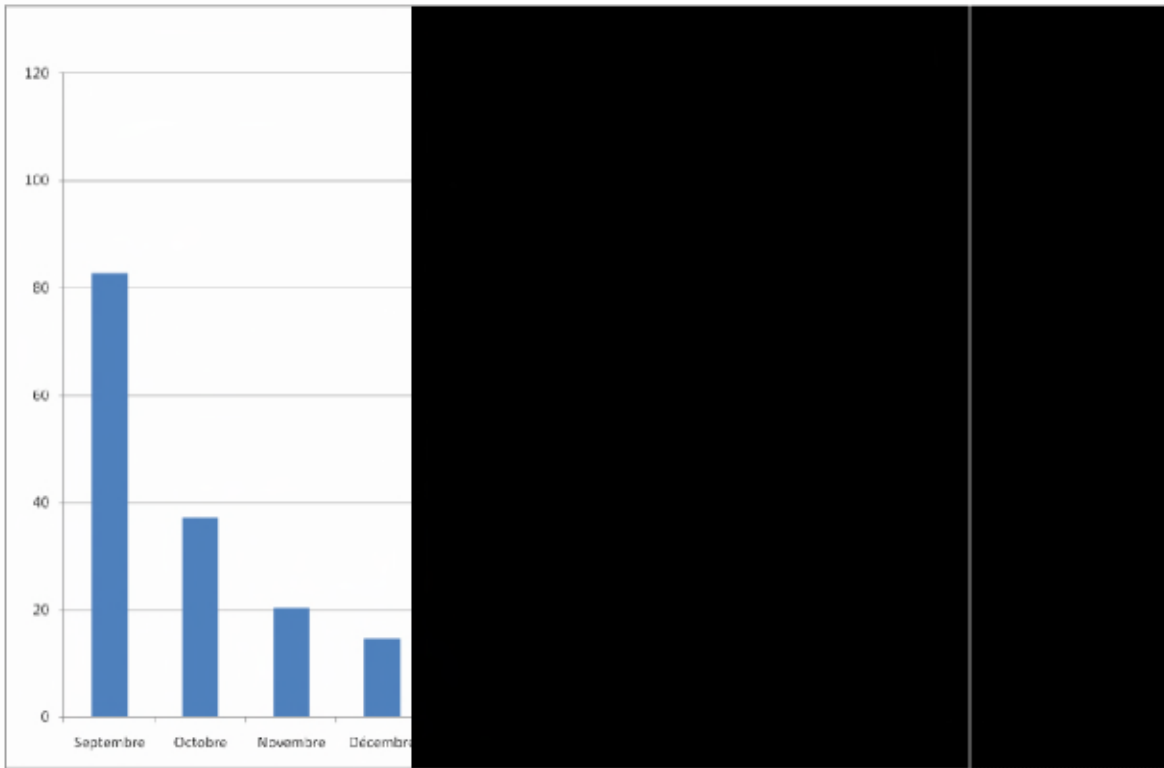


Fig II.08 : répartition mensuelle de l'évaporation.

II.1.3.4 la pluviométrie:

➤ **Données disponibles :**

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de l'oued Barika. (ANNEXE B.1)

Tableau II.8 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ngaous	05.13.06	A.N.R.H	764.1	255.1	750	1946-2007	62

Source : A.N.R.H

La station de Ngaous est la plus proche de site avec une période d'observation de 1946-2007 soit 62 ans. le tableau II.09 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II.09 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	26.1	10.148
Octobre	27.1	10.537
Novembre	30.6	11.897
Décembre	25.4	9.876
janvier	25.4	9.876
février	26.0	10.109
Mars	26.5	10.303
Avril	21.7	8.437
Mai	22.0	8.554
Juin	14.4	5.599
Juillet	4.0	1.555
Août	8.0	3.110
<i>Total</i>	<i>257.2</i>	<i>100</i>

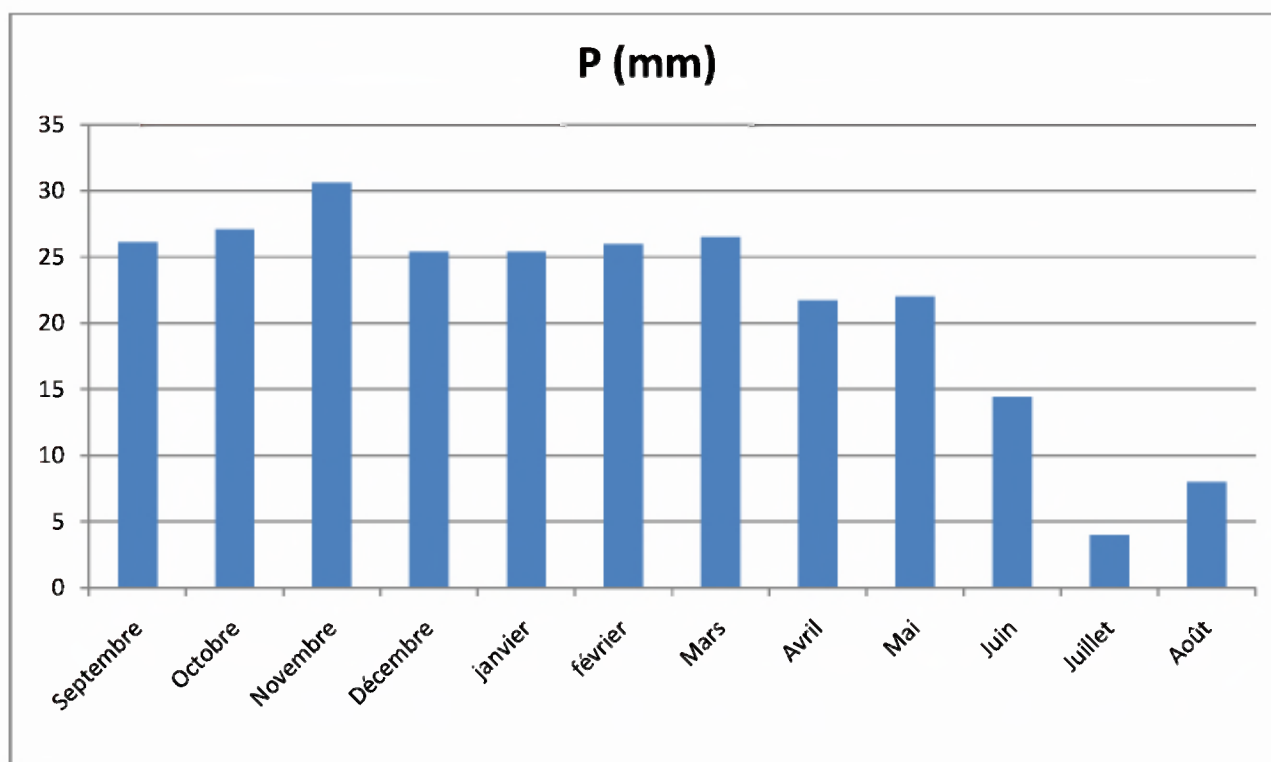


Figure II.9 : répartition mensuelle de la précipitation

II.2. Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières (ANNEXE B.2) 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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (II.12):

Tableau II.10 : Caractéristiques de la série avec N=62ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=62} Xi$	2208.5
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=62} Xi}{n}$	35.6
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{62} (X_i - \bar{X})^2}{62}} \right]$	17.83mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.501
L'exposant climatique :	$b=0.30$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.30$) 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 GALTON (log-normal).
- 2)-la loi de GUMBEL

IV.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

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

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

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL
 - 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 (x_i, y_i) 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: 62

Paramètres

U = 27.5983

α = 13.8989

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
10000.0	0.9999	156	17.3	122 - 190
1000.0	0.9990	124	13.1	97.9 - 149
200.0	0.9950	101	10.1	81.3 - 121
100.0	0.9900	91.5	8.88	74.1 - 109
50.0	0.9800	81.8	7.63	66.9 - 96.8
20.0	0.9500	68.9	5.97	57.2 - 80.6
10.0	0.9000	58.9	4.73	49.6 - 68.1
5.0	0.8000	48.4	3.50	41.6 - 55.3

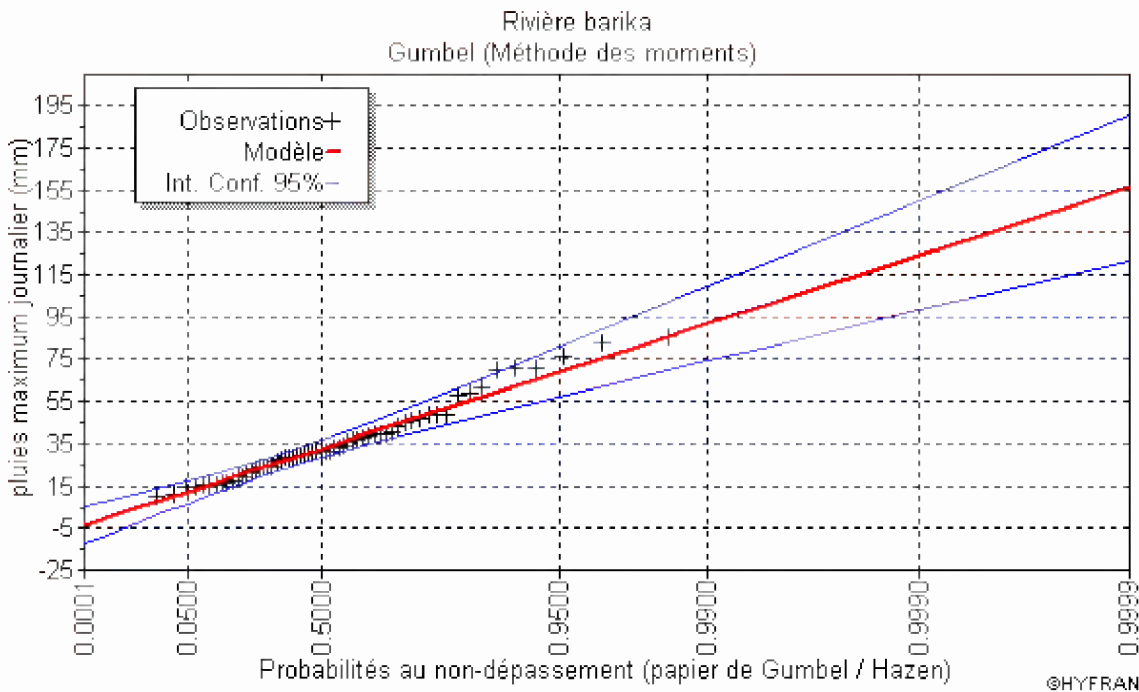


Fig II.11 : l'ajustement avec loi de Gumbel

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	10.2
Maximum	Aucun	85.4
Moyenne	35.6	35.6
Ecart-type	17.8	17.8
Médiane	32.7	31.4
Coefficient de variation (Cv)	0.500	0.500
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.07
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.50

II.2.1.2 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 (II- 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 : 62

Paramètres

$\mu = 3.45516$

$\sigma = 0.493514$

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
10000.0	0.9999	198	35.2	129 - 268
1000.0	0.9990	146	22.1	102 - 189
200.0	0.9950	113	14.8	83.9 - 142
100.0	0.9900	99.8	12.1	76.1 - 124
50.0	0.9800	87.3	9.70	68.3 - 106
20.0	0.9500	71.3	6.89	57.8 - 84.8
10.0	0.9000	59.6	5.06	49.7 - 69.5
5.0	0.8000	48.0	3.51	41.1 - 54.8

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

Degrés de liberté : $p = 0.0437$

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	10.2
Maximum	Aucun	85.4
Moyenne	3.50	35.6
Ecart-type	18.8	17.8
Médiane	31.7	31.4
Coefficient de variation (Cv)	0.525	0.500
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.72	1.07
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.68	3.50

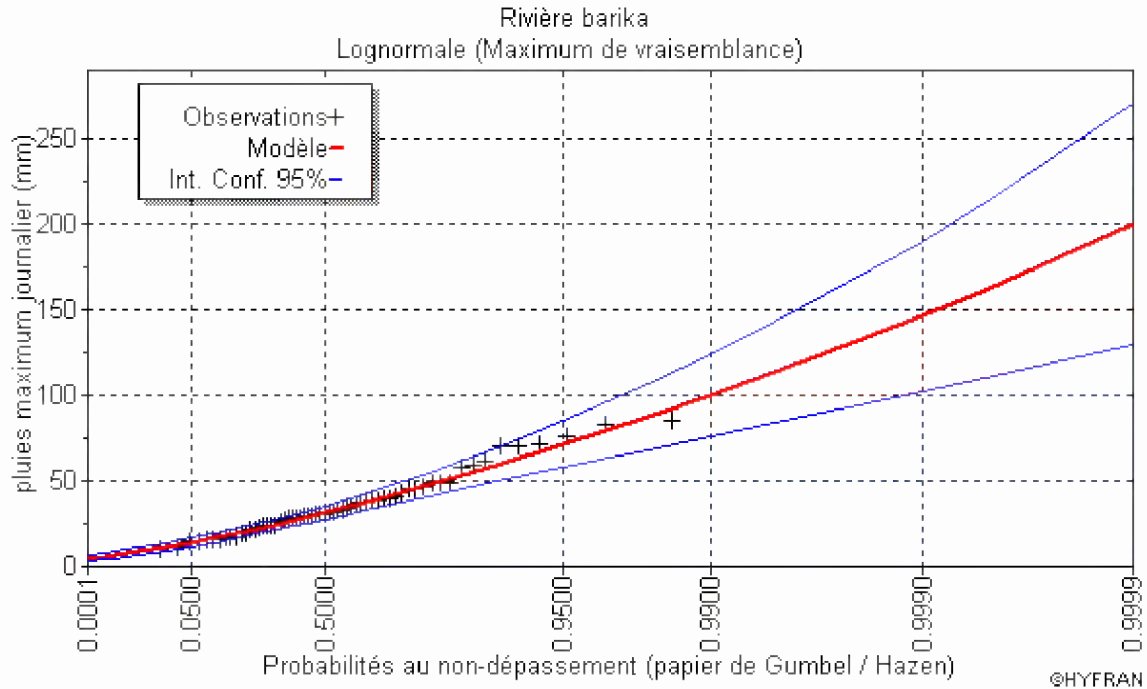


Fig II.12 : l'ajustement avec loi de Galton

II.2.1.3 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :

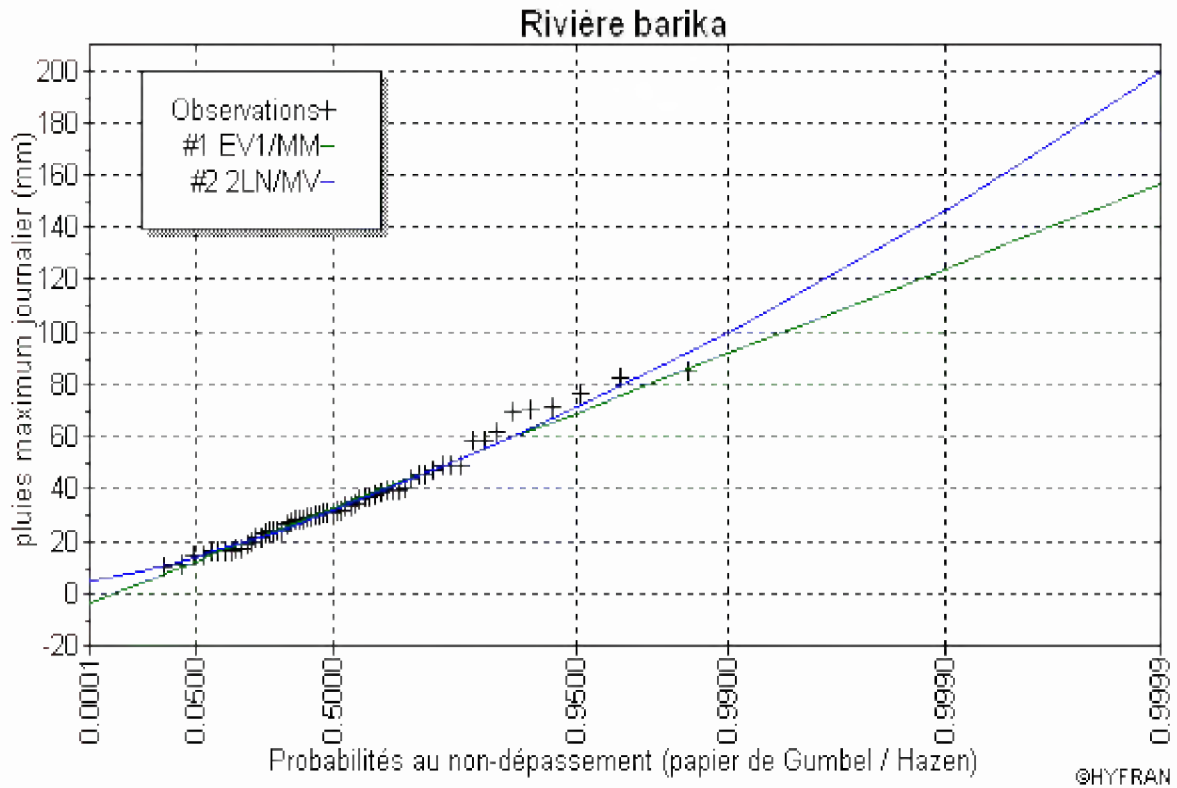


Fig II.13 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Fig. II.13, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

Conclusion :

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Fig. II.15 on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois log-normale (Galton), car la majorité des points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

II.2.5 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

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

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,30)

Tableau II.14: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
Pmax.j (mm)	59.6	71.3	87.3	99.8	146	198

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau II.15 :

		Fréquence											
		0.01		0.1		1		2		5		10	
		$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
Temps (h)	1	76.31	76.31	56.27	56.27	38.47	38.47	33.65	33.65	27.48	27.48	22.97	22.97
	2	93.95	46.98	69.28	34.64	47.36	23.68	41.42	20.71	33.83	16.92	28.28	14.14
	3	106.11	35.37	78.24	26.08	53.48	17.83	46.78	15.59	38.21	12.74	31.94	10.65
	4	115.67	28.92	85.29	21.32	58.30	14.58	51.00	12.75	41.65	10.41	34.82	8.70
	8	142.41	17.80	105.01	13.13	71.78	8.97	62.79	7.85	51.28	6.41	42.87	5.36
	10	152.27	15.23	112.28	11.23	76.75	7.67	67.14	6.71	54.83	5.48	45.83	4.58
	12.5	162.89	13.01	120.11	9.59	82.10	6.56	71.82	5.74	58.66	4.68	49.03	3.92
	16	175.32	10.96	129.28	8.08	88.37	5.52	77.30	4.83	63.13	3.95	52.77	3.30
	20	187.46	9.37	138.23	6.91	94.49	4.72	82.65	4.13	67.50	3.38	56.43	2.82
	22	192.90	8.77	142.24	6.47	97.23	4.42	85.05	3.87	69.46	3.16	58.06	2.64
	24	198.00	8.25	146.00	6.08	99.80	4.16	87.30	3.64	71.30	2.97	59.60	2.48

Tableau II.15: Intensité pour les différentes fréquences.

Courbes des pluies à courte durées

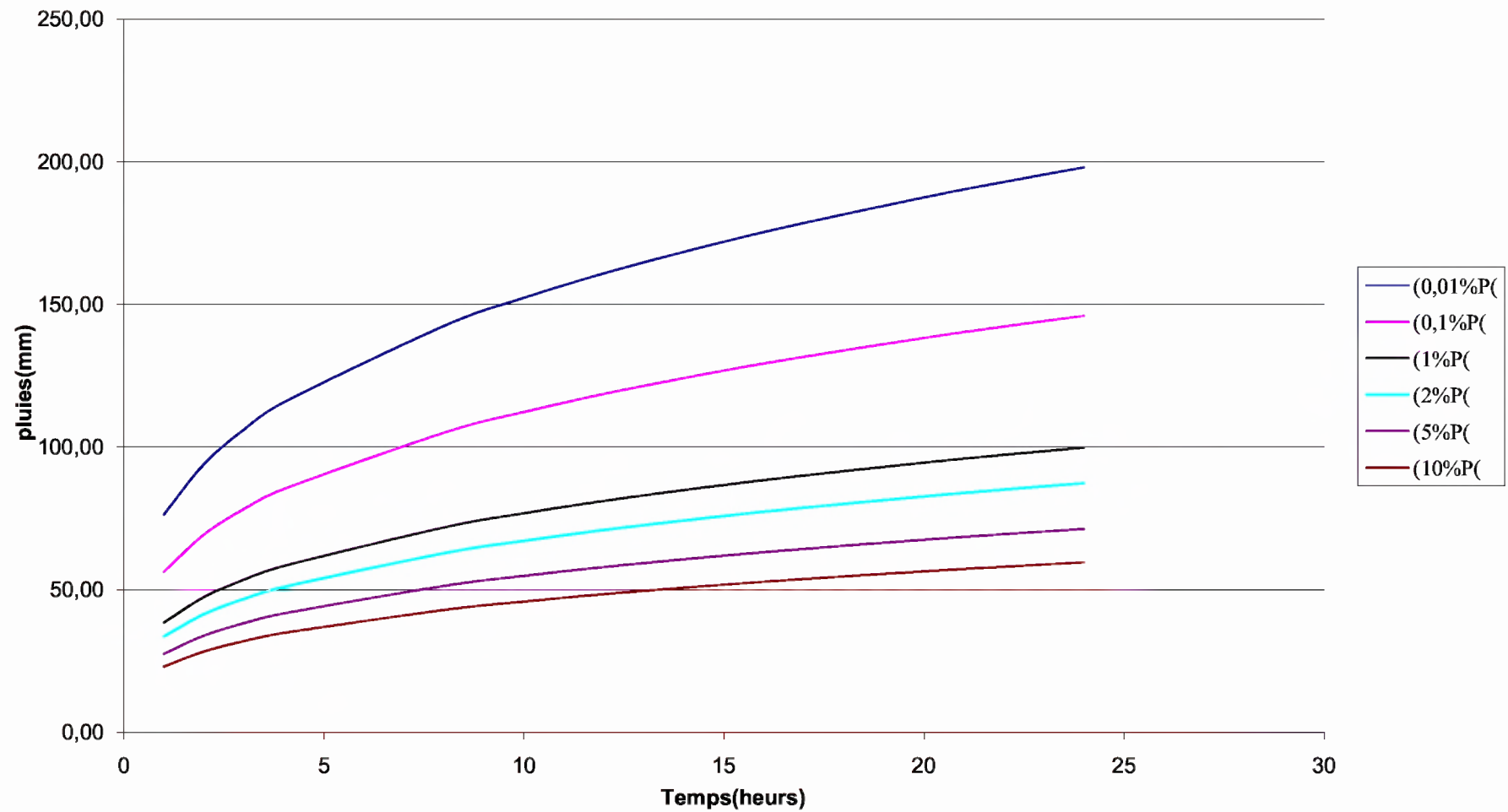


Fig II.14 : Pluie de Courte Durée

Courbes des intensités fréquentielles

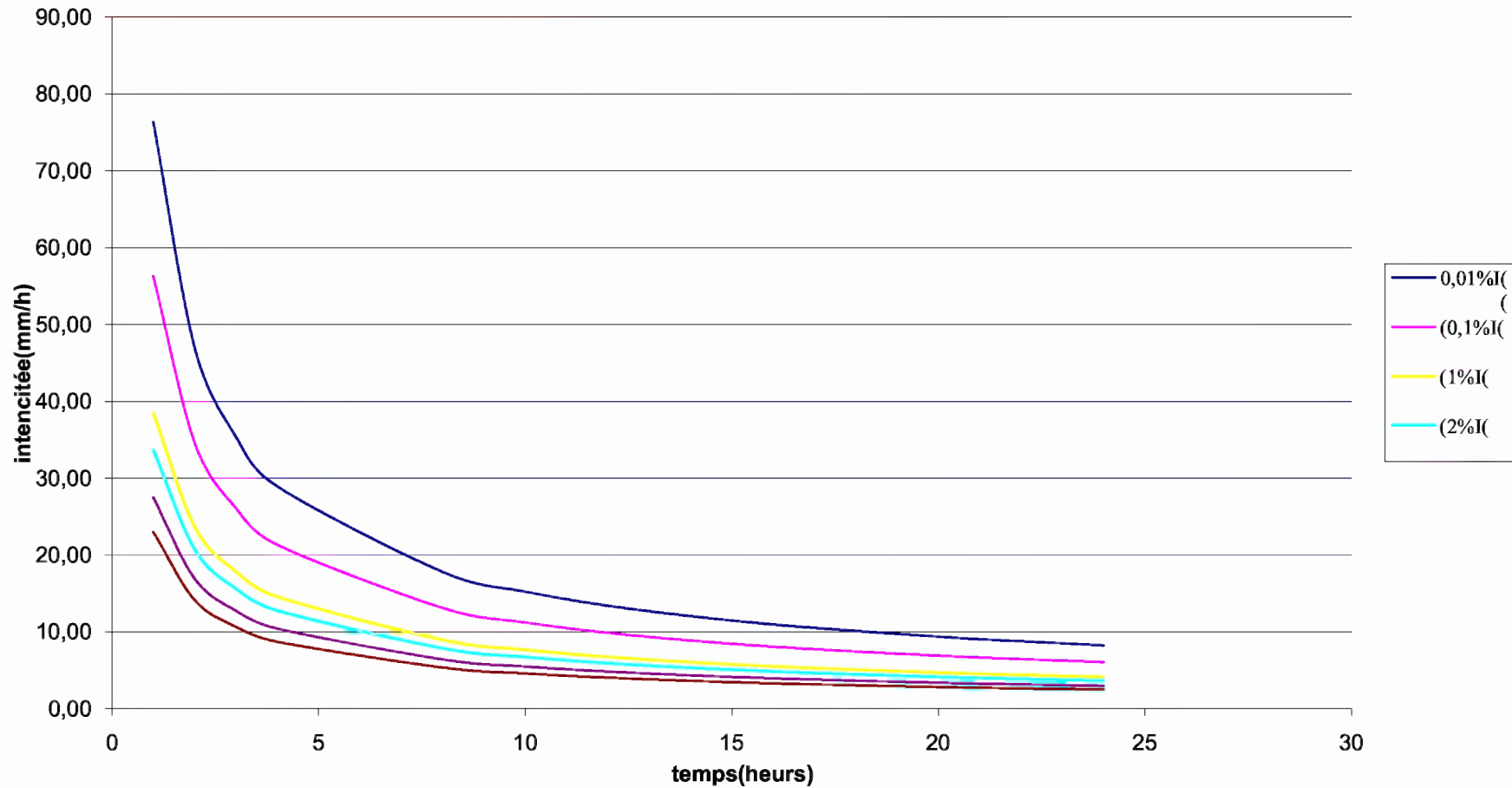


Fig II.15 : Intensité-Durée-Fréquence

II.3 Etudes des apports :

II.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) :

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

A- Formule de l'A.N.R.H : 257.2

On a:

$$A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.23)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

AN: $A_0 = 0,915 \times 0,2572^{2.684} \times 920^{0.842} = 7.48 \text{ Mm}^3$

D'où : **A₀=7.48 Mm³**

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II.24)$$

Soit : **Le=8.13 mm**

B- Formule de Derie II :

On a:

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.25)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dd : Densité de drainage (Km/Km²)

AN: $A_0 = 0,513 \times 0,2572^{2,683} \times 6.037^{0,5} \times 920^{0,842} = 10.32 \text{ Mm}^3$

D'où : **A₀=10.32 Mm³**

$$Le = \frac{A_0}{S} = 11.22mm \dots\dots\dots Le=11.22 \text{ mm}$$

c) Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit d'écoulement D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (II.26)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0} \dots\dots\dots (II.27)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)

T₀: température moyenne dans la zone d'étude. T₀ = 15.45'c

La lame d'eau écoulée est alors:

$L_e = P - D$ (II.28)

D'où : $L_e = 22.23 \text{ mm}$

$A_0 = 20.45 \text{ Mm}^3$

d) Formule de SAMIE :

$L_e = P^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$ (II.29)

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

D'où : $L_e = 14.94 \text{ mm}$

$A_0 = L_e \cdot S$

Soit : $A_0 = 13.74 \text{ Mm}^3$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau II.17 :

Tableau II.16 : Récapitulatif des résultats

Formules	A_0 (Mm^3)	L_e (mm)
A.N.R.H	7.48	8.13
<i>Derie II</i>	10.32	11.22
COUTAGNE	20.45	22.23
SAMIE	13.74	14.94

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche de celle qui la trouver le bureau d'étude **STUCKY** donc on adopte pour $A_0 = 20.45 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de **COUTAGNE**.

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=648.465 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 : $M_0=0.705$ l/s /Km²

c) lame d'eau écoulée :

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

Soit :

Le=22.23mm

d) Coefficient de l'écoulement:

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

Soit : $Ce= 0.086$

e) Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation Cv , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques :

1. Formule de SOKOLOVSKY:

$Cv = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ (II.34)

M_0 : Module de l'écoulement relatif

Soit : $Cv=0.637$

2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:

$Cv = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}$ (II.35)

M_0 : Module de l'écoulement relatif.

Soit : $Cv =0.731$

3. Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II.36)$$

AN: Cv = 0.336

4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II.37)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Soit: Cv = 0.606

5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.38)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0,9

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

Soit: Cv = 0.907

Tableau II.17: récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0.637
OURKGUIPROVODKHOZ	0.731
ANTONOV	0.336
KRISTEKLY MENKEL	0.606
Algérienne de N.N PADOUM	0.907

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche de celle qui la trouver le bureau d'étude **STUCKY** donc on adopte pour **Cv=0.731** donnée par la formule de **OURKGUIPROVODKHOZ**.

II.4. Irrégularité des apports :

II.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(P\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (II.40)$$

Avec :

A_{P%}: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau II.18: les apports fréquentiels

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,841	1,282	1,643	2,050	2,327	3,159
Apport (Mm ³)	10.951	22.49	24.456	26.879	28.664	34.774

II.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on à donc :

$$A_{80\%} = 10.951 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.19: Répartition mensuelle des apports fréquentiels

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluies mens (mm)	26.1	27.1	30.6	25.4	25.4	26.0	26.5	21.7	22.0	14.4	4.0	8.0
Pluies mens (%)	10.148	10.537	11.897	9.876	9.876	10.109	10.303	8.437	8.554	5.599	1.555	3.110
Apport mens (Mm3)	1.111	1.154	1.303	1.082	1.082	1.107	1.128	0.924	0.937	0.613	0.170	0.341

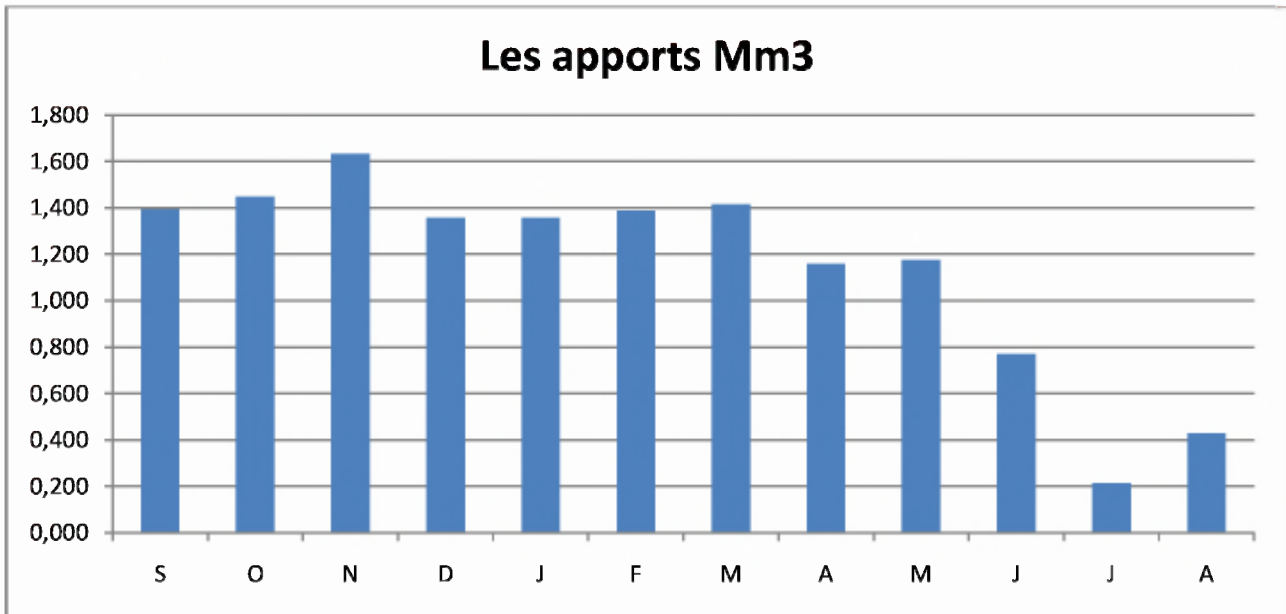


Figure N°II.16: Répartition mensuelle des apports

II.5. Etude des crues:

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 crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

II.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:

1. Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (\text{II.40}).$$

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

S : Superficie du bassin versant (920Km²).

L : Longueur du talweg principal (55.54Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3)

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le tableau II.21 nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau II.20 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de MALLET-GAUTHIER)**

Période de retour	10	20	50	100	1000
Qmax (m ³ /s)	555.60	700.876	855.883	956.597	1233.478

2. Formule de SOKOLOVSKY :

On a : $Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots (\text{II.41}).$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en mm

$T_m = T_c$: temps de concentration. $T_m = 12.516h$

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

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm

Pour $50 \text{ Km}^2 < S$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2,5.$

D'où : **F = 1,043**

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}}$$

Tableau II.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
Pct(mm)	49.03	58.66	71.82	82.10	120.11
αp %	0,303	0,343	0,387	0,415	0,491
Qmax p%(m ³ /s)	227.85	328.83	480.35	606.68	1118.41

3. Formule de POSSENTI:

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{max\ j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots(II.42)$$

P_{maxp%} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ: Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend μ = 750.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant :

Tableau II.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT)

période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
P _{max j} (%)(mm)	59.6	71.3	87.3	99.8	146
Q _{max p} (m ³ /s)	740.439	885.794	1084.569	1239.863	1813.829

4. Formule de TERRAZA:

On a:

$$Q_{\max\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6} \dots\dots\dots (II.43)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau II.23: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de TERRAZA:)

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
C	0,55	0,57	0,59	0,71	0,81
I _{tc}	3.92	4.68	5.74	6.56	9.59
Q _{max} (m ³ /s)	550.978	681.72	866.972	1190.26	1985.13

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « **MALLET-GAUTHIER** » sont choisis pour les simples raisons suivantes :

- ✓ du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le tableau II.25 donne les débits probables calculés.

Tableau II.24: Débits fréquentielles calculés :

Période de retour.	10	20	50	100	1000
Q _{max} (m ³ /s)	555.6	700.876	855.883	956.597	1233.478

II.5.2. 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:

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

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

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

Avec: $T_d = \delta T_m$ (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 $\delta = 3$.

$$T_d = \delta T_m = 2. 12.516 = 25.032$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10; 50; 100; 1000), sont donnés dans le tableau II.25

Tableau II.25: 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%)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5	0.887	1.119	1.366	1.527	1.969
1	3.547	4.474	5.464	6.107	7.874
1.5	7.980	10.067	12.293	13.740	17.717
2	14.187	17.897	21.855	24.426	31.496
2.5	22.167	27.963	34.148	38.166	49.213
3	31.921	40.267	49.173	54.959	70.867
3.5	43.448	54.808	66.930	74.806	96.458
4	56.748	71.586	87.418	97.705	125.985
4.5	71.822	90.601	110.639	123.658	159.450
5	88.669	111.854	136.591	152.664	196.852
5.5	107.289	135.343	165.276	184.724	238.191
6	127.683	161.069	196.692	219.837	283.467
6.5	149.850	189.033	230.839	258.003	332.680
7	173.791	219.233	267.719	299.222	385.830
7.5	199.505	251.671	307.331	343.495	442.917
8	226.992	286.345	349.674	390.821	503.942
8.5	256.253	323.257	394.749	441.200	568.903
9	287.287	362.406	442.556	494.633	637.801
9.5	320.095	403.792	493.095	551.119	710.636
10	354.675	447.415	546.366	610.658	787.409
10.5	391.030	493.275	602.368	673.250	868.118
11	429.157	541.372	661.102	738.896	952.765
11.5	469.058	591.706	722.568	807.595	1041.348
12	510.733	644.277	786.766	879.347	1133.869
12.5	554.180	699.085	853.696	954.153	1230.326
12.516	555.600	700.876	855.883	956.597	1233.478

Phase de la décrue:

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)
0	555.600	700.876	855.883	956.597	1233.478
0.5	522.967	659.711	805.613	900.412	1161.030
1	491.638	620.189	757.352	846.471	1091.477
1.5	461.585	582.279	711.057	794.729	1024.758
2	432.783	545.946	666.688	745.139	960.815
2.5	405.205	511.156	624.205	697.656	899.589
3	378.824	477.877	583.565	652.235	841.020
3.5	353.613	446.075	544.729	608.829	785.051
4	329.547	415.716	507.656	567.393	731.622
4.5	306.598	386.766	472.304	527.881	680.673
5	284.740	359.193	438.632	490.247	632.146
5.5	263.946	332.962	406.600	454.446	585.983
6	244.191	308.041	376.167	420.432	542.123
6.5	225.446	284.395	347.292	388.159	500.509
7	207.686	261.991	319.933	357.581	461.080
7.5	190.884	240.796	294.051	328.652	423.779
8	175.014	220.776	269.603	301.328	388.545
8.5	160.049	201.897	246.549	275.562	355.321
9	145.962	184.127	224.849	251.308	324.047
9.5	132.727	167.431	204.461	228.520	294.664
10	120.317	151.777	185.344	207.154	267.113
10.5	108.706	137.129	167.457	187.162	241.335
11	97.867	123.456	150.760	168.500	217.272
11.5	87.773	110.724	135.212	151.122	194.864
12	78.399	98.898	120.771	134.982	174.052
12.5	69.717	87.946	107.396	120.034	154.777
13	61.701	77.834	95.048	106.232	136.980
13.5	54.324	68.528	83.684	93.531	120.603
14	47.560	59.995	73.264	81.885	105.586

Suite de Tableau II.25: débits fréquentielles pour la construction l'Hydrogramme de crue.

Phase de la décrue:

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)
14.5	41.382	52.202	63.747	71.248	91.871
15	35.763	45.115	55.092	61.575	79.398
15.5	30.678	38.700	47.258	52.820	68.108
16	26.099	32.924	40.205	44.936	57.942
16.5	22.000	27.753	33.891	37.879	48.842
17	18.355	23.154	28.275	31.602	40.749
17.5	15.136	19.093	23.316	26.060	33.603
18	12.317	15.538	18.974	21.207	27.345
18.5	9.872	12.454	15.208	16.997	21.917
19	7.774	9.807	11.976	13.385	17.260
19.5	5.997	7.565	9.238	10.325	13.313
20	4.513	5.693	6.953	7.771	10.020
20.5	3.297	4.159	5.079	5.677	7.320
21	2.322	2.929	3.577	3.998	5.155
21.5	1.561	1.969	2.404	2.687	3.465
22	0.987	1.245	1.521	1.700	2.192
22.5	0.575	0.725	0.886	0.990	1.277
23	0.297	0.375	0.458	0.512	0.660
23.5	0.127	0.161	0.196	0.219	0.283
24	0.039	0.049	0.060	0.067	0.086
24.5	0.005	0.007	0.008	0.009	0.012
25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25.032	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

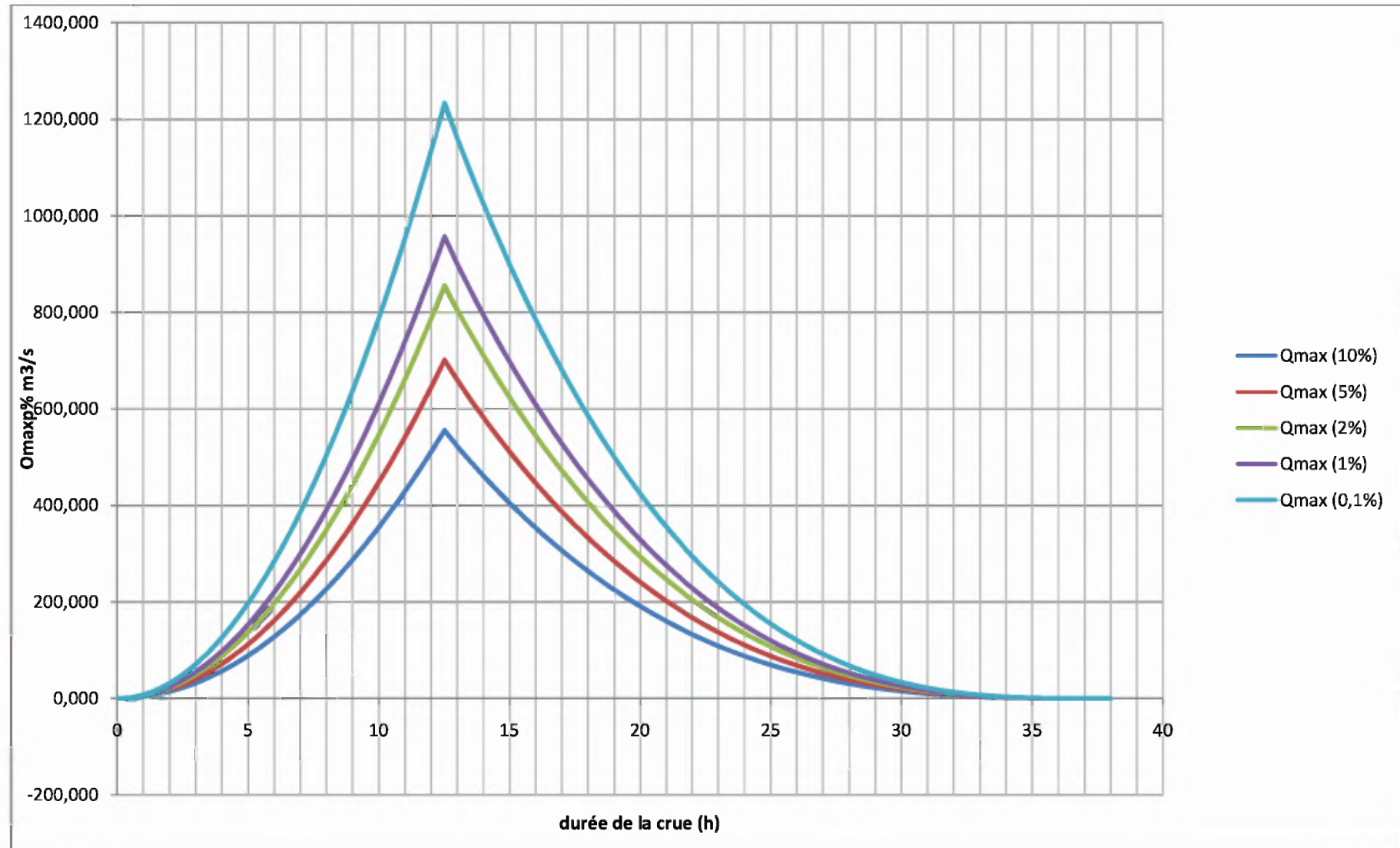


Fig II.17 : Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour

II.5.3. 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.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations dans les tableaux suivantes :

Tableau II.26 : 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.27 : 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 la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficiele perméabilité...)

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

avec:

- I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).
- I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).
- I_r : représente les risques.
- **si** :
 - 1/ Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
 - 2/ Le risqué est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.
 - 3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II.28 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q _{max} (1%)+revanche	Q _{max} (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q _{max} (0.1%) et Q _{max} (0.2%)	Q _{max} (0.1%)

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peut compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement important).Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0, 1 % (T = 1000 Ans) de : **Q_{0,1}./.= 1233.478m³/s**

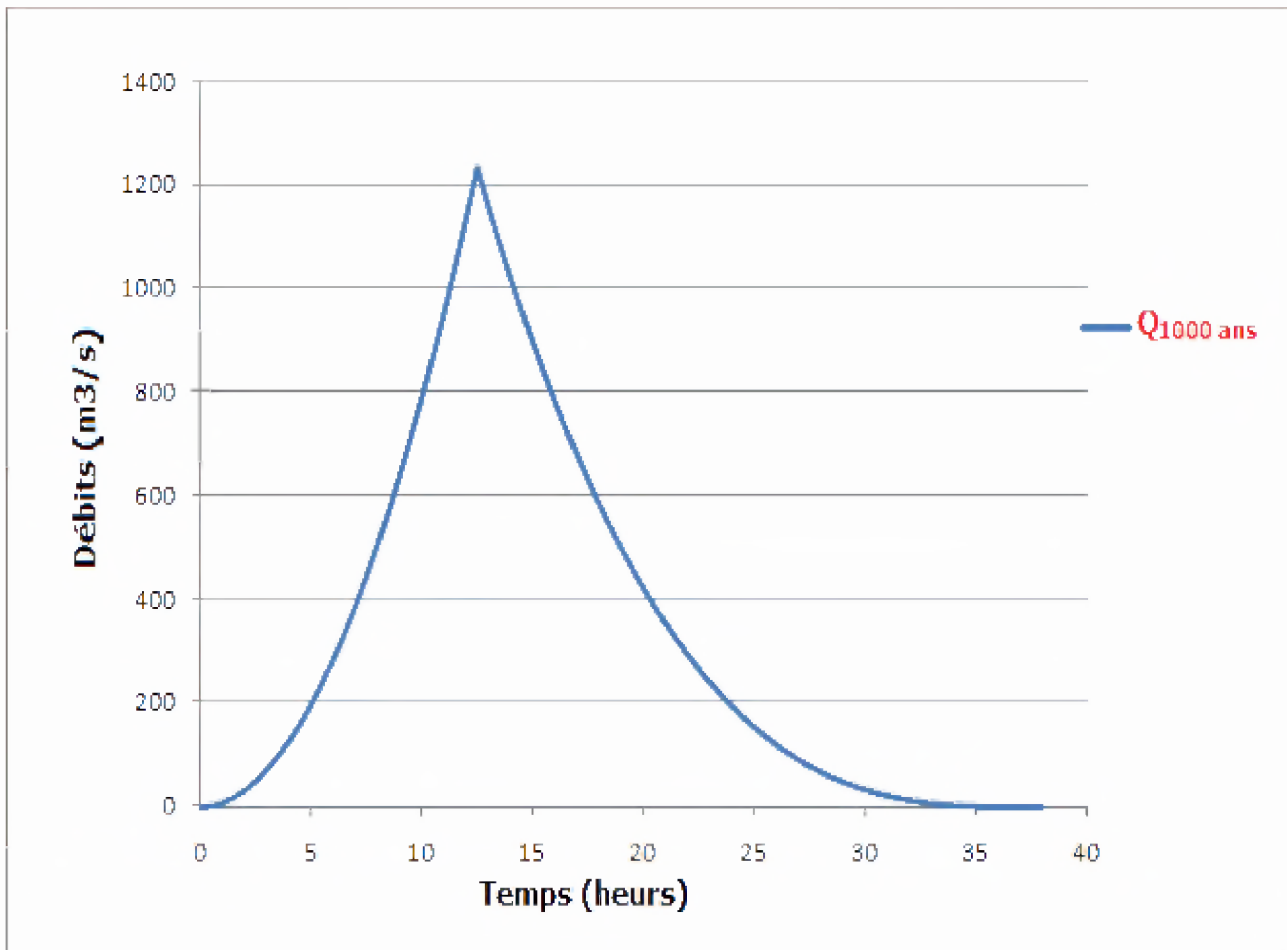


Fig II.18 : Hydrogramme de crue.

II.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort:

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.

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

Avec :

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

L₀ : la lame écoulée en (mm).

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

Soit : **T_s=557.326 (t/Km²/an).**

Les transports solides en suspension :

$$A_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec :

S: superficie du bassin versant en Km².

T_s = 557.326 (t/Km²/An).

D'où : A_s = 512739.92 t/An.

Le volume des solides est égal à:

- $V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (II.43)$

On a : γ_s = 1.6 t/m³.

Application numérique : **V_s = 320462.45m³/An**

b) Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (II.47)$$

Avec :

- T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an).
- P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.
- P_m = 30.6mm.
- P_A: Pluie moyenne annuelle = 257.2 mm;
- h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m];
- H_{max} : Altitude maximale =2061m;
- H_{min} : Altitude minimale = 704m;
- S : Surface du bassin versant = 920 Km².

AN:

h=610.65m

D'où : T_a=13.50 t/Km²an

Donc : V_s = $\frac{T_a \cdot S}{\gamma}$ =7762.5 m³/an

Récapitulatif d'Apports solides :

Tixeront : 320462.13 (m³/an)

Fournier : 7762.5 (m³/an)

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront qu'elle est la plus utilisé en Algérie

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).

Les valeurs finalement adoptée pour le débit solide déposé au niveau de l'exutoire (t /Km²/An) soit un taux d'envasement égal à 33346.13 (m³/An). Le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans, d'où :

$$V_m = 50V_s \dots\dots\dots (II.48)$$

Avec : V_s est l'envasement annuel en m³/An.

Par une application numérique, on obtient : D'où : **V_m=16.023 Mm³**

II.6.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 Barika afin de satisfaire les besoins en eau 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 ($A = 80\% H_m^3$).
- *La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- *Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.6.1. Détermination de la garantie de la restitution :

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné.

Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irrigant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue.

Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les besoins mensuelles exprimées en Mm^3 pour projet est $U_{80\%} = 9.634 Mm^3$ (obtenue d'après l'ANBT).

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau II.29.

Tableau II.29 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
U _{80%} (%)	12	11	0	0	0	0	1	7	13	17	21	18
U _{80%} (Mm ³)	1.156	1.060	0	0	0	0	0.096	0.674	1.252	1.638	2.023	1.734

Source : ANBT

II.6.2. Répartition mensuelle de l'apport A_{80%} (Hm³):

L'apport A_{80%} est déjà calculé (voir tableau.II.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 .II.30 :

Tableau II.30: répartition mensuelle des apports.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
A _{80%} (Mm3)	1.111	1.154	1.303	1.082	1.082	1.107	1.128	0.924	0.937	0.613	0.170	0.341

II.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 704.00m et la maximale de 760.00m.

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 m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.31 : Courbes topographiques et volumétriques

Cotes m	H	S (Km ²)	S _{moy}	ΔH	V _{part} 10 ⁶ m ³	Vcum 10 ⁶ m ³
704	0	0	***	6	****	****
710	6	0.008	0.029	5	0.204	0.204
715	5	0.049	0.175	5	0.875	1.079
720	5	0.301	0.497	5	2.487	3.566
725	5	0.694	0.989	5	4.944	8.510
730	5	1.284	1.667	5	8.333	16.842
735	5	2.049	2.508	5	12.538	29.381
740	5	2.966	3.432	5	17.160	46.540
745	5	3.898	4.282	5	21.412	67.952
750	5	4.667	5.648	5	28.241	96.194
755	5	6.630	3.315	5	16.574	112.768
760		***				***

Remarque :

$$\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H = 2/3 \cdot 0,008 \cdot 6 = 0.032 \text{ Mm}^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure II.15

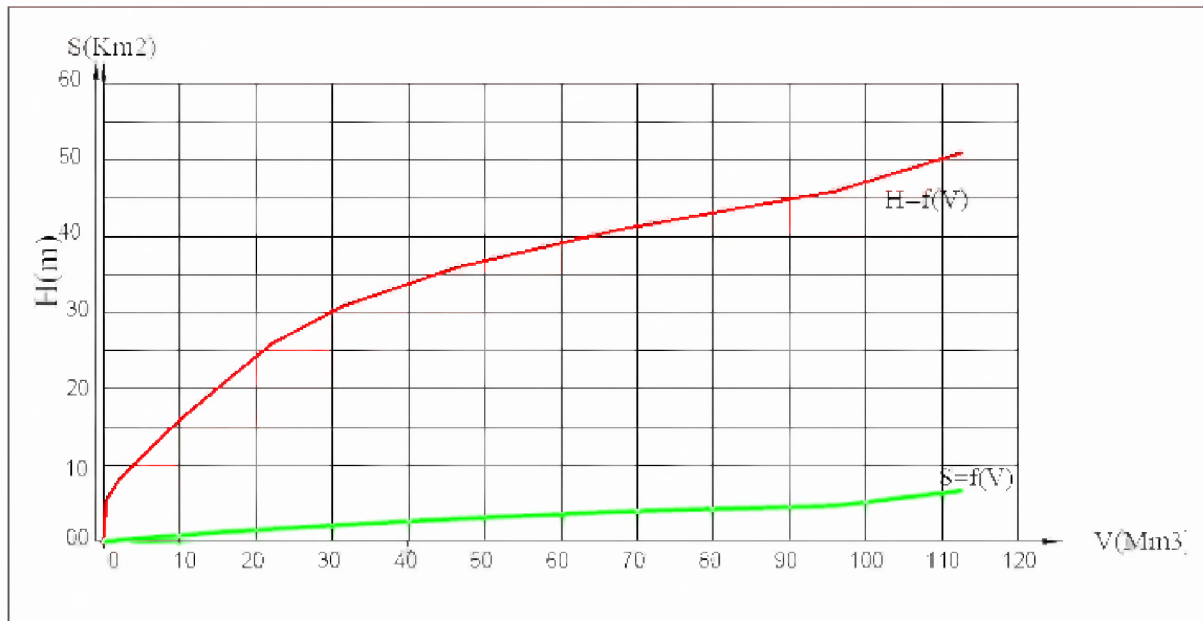


Fig II.19: Courbes Capacité-Surface-Hauteur

II.6.4. 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'Octobre 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.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

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

Du tableau (II.31) on a :

$$V_s = 5.949 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 4.631 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 4.631 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$\text{D'où : } \quad V_{\text{NNR}} = 20.654 \text{ Mm}^3$$

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 que l'en doit pas dépasser.

- **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.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W _{80%} (m3)	U _{80%} (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				16.023	16.023		16.023		
Octobre	1.154	1.06	0.094	16.117			15.929	16.023	0.094
Novembre	1.303	0	1.303	17.42			14.798	16.023	1.225
Décembre	1.082	0	1.082	18.502			16.101		
Janvier	1.082	0	1.082	19.584			17.183		
Février	1.107	0	1.107	20.691	20.654	0.037	18.265		
Mars	1.128	0.096	1.032	21.686	20.654	1.032	19.372		
Avril	0.924	0.674	0.25	20.904	20.654	0.25	20.404		
Mai	0.937	1.252	-0.315	20.339			20.654		
Juin	0.613	1.638	-1.025	19.314			20.339		
Juillet	0.17	2.023	-1.853	17.461			19.314		
Août	0.341	1.734	-1.393	16.068			17.461		
Septembre	1.111	1.156	-0.045	16.023			16.068		
Total	10.951	9.634	1.319			1.319	16.023		1.319

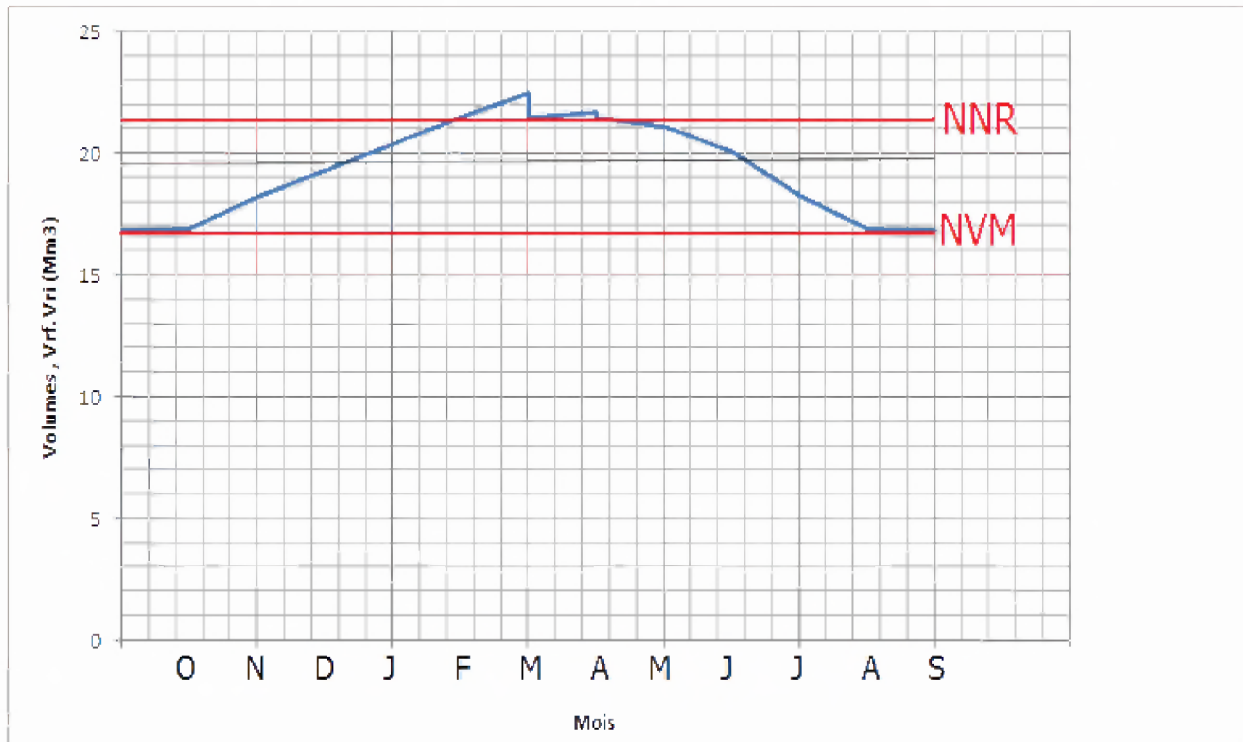


Fig II. 20: Graphique d'exploitation sans tenir compte des pertes.

II.6.4.2 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
$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

$V_{rf,i}$ 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 $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$.

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

Tableau II.33 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a très faible perméabilité	0 à 25	0 à 5	0 à 0,5
Sol a faible perméabilité	25 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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.34 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V_{moy} [Mm ³]	S_{moy} [km ²]	Es [mm]	V_{ep} [*10 ³ m ³]	V_{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Octobre	16.07	1.29	37.2	48.02	0.016	0.064
Novembre	16.77	1.33	20.3	27.03	0.017	0.044
Décembre	17.96	1.4	14.6	20.4	0.018	0.038
Janvier	19.04	1.47	16.9	24.79	0.019	0.044
Février	20.14	1.54	25.5	39.22	0.020	0.059
Mars	21.19	1.57	45.1	70.84	0.021	0.092
Avril	21.30	1.57	65.6	102.95	0.021	0.124
Mai	20.62	1.56	70.9	110.56	0.021	0.131
Juin	19.83	1.52	82.6	125.56	0.020	0.145
Juillet.	18.39	1.43	91.5	130.91	0.018	0.149
Août	16.76	1.32	97.0	128.08	0.017	0.145
Septembre	16.05	1.28	82.7	105.8	0.016	0.122

Tableau II.35 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Mois	Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes									
	W (Mm3)	U (Mm3)	P(Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					16.023	16.023		16.023		
Octobre	1.154	1.060	0.064	0.030	16.053	16.053		15.993	16.023	0.030
Novembre	1.303	0.000	0.044	1.259	17.312	17.312		15.894	16.023	0.129
Décembre	1.082	0.000	0.038	1.043	18.355	18.355		17.153		
Janvier	1.082	0.000	0.044	1.038	19.393	19.393		18.196		
Février	1.107	0.000	0.059	1.048	20.441	20.441		19.233		
Mars	1.128	0.096	0.092	0.940	21.381	21.346	0.035	20.281		
Avril	0.924	0.674	0.124	0.125	21.471	21.346	0.125	21.221		
Mai	0.937	1.252	0.131	-0.447	20.899	20.899		21.346		
Juin	0.613	1.638	0.145	-1.170	19.730	19.730		20.900		
Juillet	0.170	2.023	0.149	-2.002	17.728	17.728		19.730		
Août	0.341	1.734	0.145	-1.539	16.189	16.189		17.728		
Septembre	1.111	1.156	0.122	-0.167	16.023	16.023		16.190		
Total	10.951	9.634	1.094	0.160			0.160	16.023		0.160

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

Du tableau (II.35) on a :

$$V's = 5.483 \text{Mm}^3.$$

$$V'd = 5.323 \text{Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V's > V'd \quad \text{D'ou : } V'u = V'd \quad \text{Alors :}$$

$$V'u = 5.323 \text{ Mm}^3$$

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.

Nous avons :

$$E = (V'u - V_u) / V_u = (5.323 - 4.631) / 5.323 = 13 \% > 2\%$$

Donc en fait des itérations :

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V moy	S moy	Es	Vev	V inf	pert
Octobre	16.04	1.29	37.2	48.02	0.016	0.064
Novembre	16.68	1.34	20.3	27.23	0.017	0.044
Décembre	17.83	1.39	14.6	20.25	0.018	0.038
Janvier	18.87	1.45	16.9	24.45	0.019	0.043
Février	19.92	1.52	25.5	38.71	0.020	0.059
Mars	20.91	1.56	45.1	70.39	0.021	0.091
Avril	21.43	1.59	65.6	104.26	0.021	0.126
Mai	21.19	1.59	70.9	112.69	0.052	0.165
Juin	20.31	1.55	82.6	128.04	0.051	0.179
Juillet.	18.73	1.45	91.5	132.74	0.050	0.182
Août	16.96	1.35	97.0	130.99	0.017	0.148
Septembre	16.11	1.33	82.7	109.93	0.016	0.126

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes(1^{erc} itération) sont donnés dans le Tableau :

Tableau I.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm³) (1^{erc} itération).

Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes										
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	P(Mm 3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
					16.023	16.023		16.023		
Octobre	1.154	1.060	0.064	0.030	16.053	16.053		15.993	16.023	0.030
Novembre	1.303	0.000	0.044	1.259	17.312	17.312		16.002	16.023	0.021
Décembre	1.082	0.000	0.038	1.043	18.355	18.355		17.260		
Janvier	1.082	0.000	0.043	1.038	19.394	19.394		18.304		
Février	1.107	0.000	0.059	1.048	20.442	20.442		19.342		
Mars	1.128	0.096	0.091	0.941	21.383	21.383		20.391		
Avril	0.924	0.674	0.126	0.124	21.507	21.455	0.052	21.331		
Mai	0.937	1.252	0.165	-0.481	20.974	20.974		21.455		
Juin	0.613	1.638	0.179	-1.204	19.770	19.770		20.974		
Juillet	0.170	2.023	0.182	-2.035	17.735	17.735		19.770		
Août	0.341	1.734	0.148	-1.541	16.194	16.194		17.735		
Septembre	1.111	1.156	0.126	-0.171	16.023	16.023		16.194		
Total	10.951	9.634	1.202	0.052			0.052	16.023		0.052

Du tableau (I.33) : on a :

$$V''s = 5.484 \text{ Mm}^3$$

$$V''d = 5.432 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$Vs > Vd \quad \text{D'ou : } V''u = V''d$$

Alors :

$$V''u = 5.432 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (Vu'' - V'u) / Vu = (5.432 - 5.323) / 5.432 = 1.8 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **5.432 Mm³**

II.6.4. 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-Svaizdé:

II.6.4. 3 1- Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = \frac{Q_i}{Q}$ et un coefficient de régularisation α tel que α compris entre 0.7 et 0.9 .

Pour une valeur de α (coefficient de régularisation)

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

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) $V_u = \beta_s W_o = 5.432 \text{ Mm}^3$

Le volume interannuel dont la relation :

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} \cdot W_o \dots\dots\dots (II.55)$$

$$\beta_{\text{plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots\dots\dots (II.56)$$

Avec : α : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$: Coefficient de l'hydraulicité

$$K_{p\%} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P\%$ et C_s

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Donc : $\beta_{\text{plur}} = \max [(\alpha - K_p\%).n]$

D'après le tableau de calcul dans l'ANNEXE II .on trouve : $\beta_{\text{plur}}=2.547$ pour $\alpha=0.9$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plu}} W_0 = 2.547 * 20.45$$

$$V_{\text{plur}} = 52.086 \text{ Mm}^3.$$

Donc : $V_{u_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{int}} = 5.432 + 52.086$

$$V_{u_{\text{int}}} = 57.518 \text{ Mm}^3.$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V'_m + V_{\text{saisoniér}}$

Tel que : $V'_m = V_m + V_{\text{plur}} = 16.023 + 52.086$

$$V'_m = 68.109 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } V_{\text{NNR}} = 73.541 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

Dans cette partie, 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 normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.37: les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	724.9 m
NNR (m)	745.9 m
Volume mort	16.023 Mm³
Volume utile	57.518 Mm³
Volume normal de la retenue	73.541 Mm³

Ces résultats nous aident 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.

III.1 Généralités :

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximale correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul du laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (III.1)$$

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 :

$$Q - q = S \times \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots (III.02)$$

Avec:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues: Hildenblat, Blackmore, Kotcherine, step by step, ... Nous traitons dans ce travail les méthodes de Kotcherine et step by step.

III. 2 Méthode de KOTCHERINE :

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

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

III.2.1. Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

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

Où :

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

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

$Q\%$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (III.4)$$

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

III.2.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (III.4).$$

Où :

- m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à 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; [$g = 9,81 m^2/s$]
- L : la largeur de déversoir
- H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 1,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot H$$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot H}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule et L compris entre 60 et 85 mètres. Sachant que la charge globale H_o :

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$$

Ou :

- H_0 : la charge globale.

$$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$$

- : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement

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

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

Les graphiques de la figure sont accordés aux les tableaux de calculs suivants, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.1 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	1233.478m ³ /s
V _{crue 1%}	46.308Mm ³
m	0,49

Tous les calculs et résultats sont illustres ci :

Tableau III.2 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

données		largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd
g	9.81	60	0.5	46.042	30	1.5347	7419000
a	1	65	0.8	100.95	52	1.9413	9099000
2*g	19.62	70	1.4	251.67	98	2.5681	12489000
(2.g) ^{0,5}	4.4294469	75	1.8	393.11	135	2.9119	14749000
Q _{1%}	1233.478	80	2.2	566.59	176	3.2193	16999000
W _{1%}	46308443	85	2.6	773.44	221	3.4997	19259000
m=	0.49						

Tableau III.3 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	débit m ³ /s					
			60	65	70	75	80	85
0.5	1.5347	0.5	46.042	49.879	53.715	57.55	61.389	65.226
0.8	1.941	0.992	128.68	139.41	150.129	160.85	171.575633	182.299
1.4	2.568	1.736	297.9	322.73	347.553	372.38	397.203149	422.03
1.8	2.912	2.232	434.3	470.49	506.684	542.88	579.067762	615.259
2.2	3.219	2.728	586.83	635.74	684.641	733.54	782.446498	831.349
2.6	3.500	3.224	753.95	816.78	879.60706	942.44	1005.26521	1068.09

Tableau III.4 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

h	Vch	q	60	65	70	75	80	85
0.5	7419000	1035.865	46.042	49.879	53.715377	57.552	61.3890023	65.2258
0.8	9099000	991.1158	128.68	139.41	150.12868	160.85	171.575633	182.299
1.4	12489000	900.8193	297.9	322.73	347.55276	372.38	397.203149	422.028
1.8	14749000	840.6216	434.3	470.49	506.68429	542.88	579.067762	615.259
2.2	16999000	780.6903	586.83	635.74	684.64069	733.54	782.446498	831.349
2.6	19259000	720.4927	753.95	816.78	879.60706	942.44	1005.26521	1068.09

Les résultats de l'étude du laminage des crues de l'oued barika sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE

Largeur -m-	Hauteur -m-	Débit lam, m ³ /s	COTE PHE,m
60	2.548	729.630	748.45
65	2.448	744.367	748.35
70	2.356	758.332	748.26
75	2.273	770.339	748.17
80	2.199	781.657	748.1
85	2.130	791.912	748.03

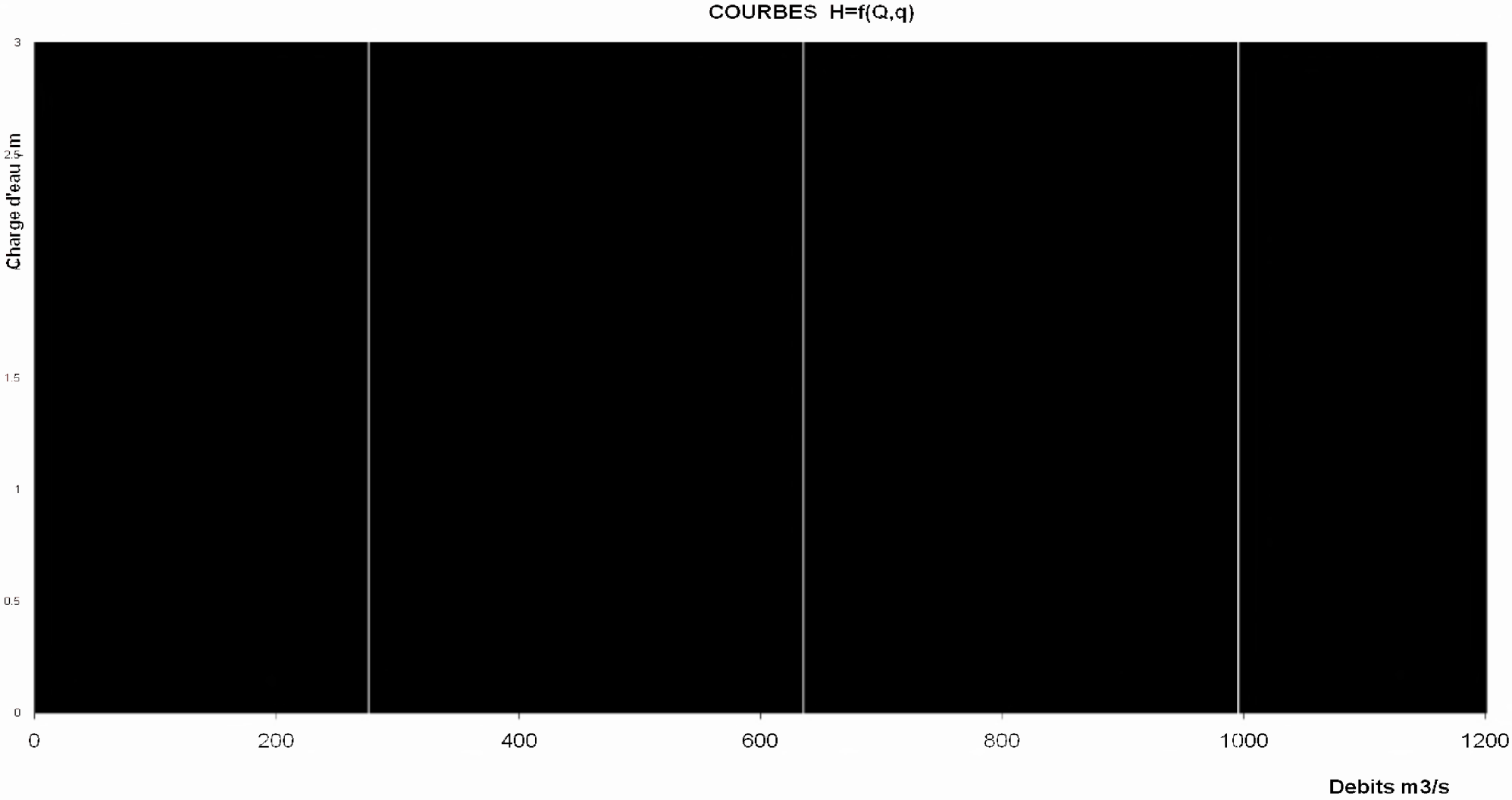


Figure III.1 : Courbes $H=f(Q,q)$

F

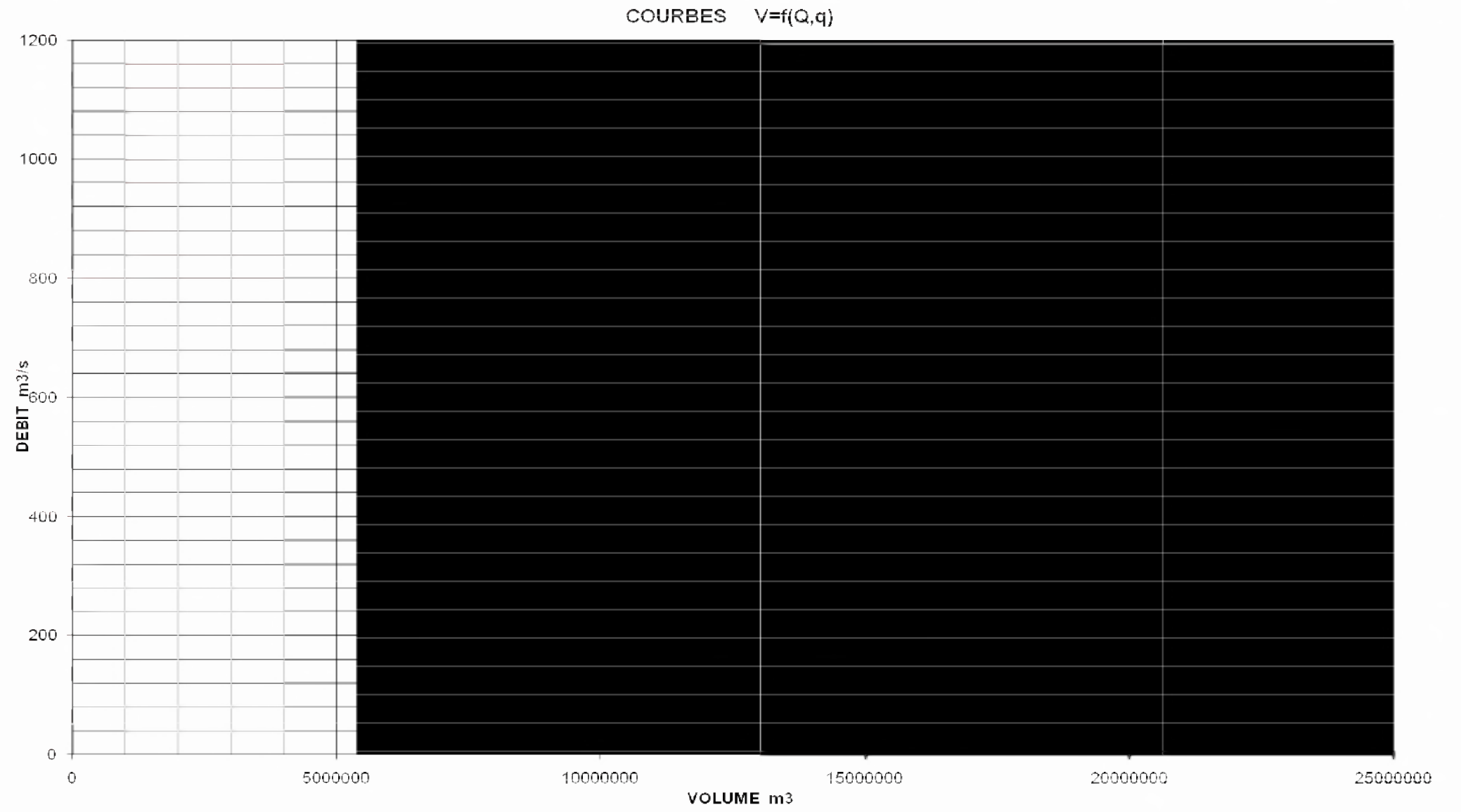


Figure III.2 : Courbes $V=f(Q, q)$

III.3 Méthode de STEP BY STEP:**III.3.1 Données de base:**

Le principe de calcul du laminage des crues par cette méthode est basé sur la connaissance de :

- Niveau normal de la retenue (∇ NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe capacité- hauteur.

III.3.2 Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue;

○ Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :
$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots(III.5)$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR).

○ Le débit sortant :
$$Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Où :

- m : Coefficient de débit;
- b : Largeur de déversoir;
- h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

○ Le volume sortant :
$$V_{\text{sort}} = Q_{\text{sort}} \cdot \Delta t$$

Ou : Δt : pas de temps.

- Le volume dans la retenue :

$$(V_{\text{Retenue}})_i = (V_{\text{Retenue}})_{i-1} + (V_{\text{ent}})_i - (V_{\text{sort}})_i \dots\dots\dots(III.6)$$

Les tableaux suivants représentent les différents débits laminés pour des largeurs différentes :

Tableau N°III.06 : Calcul de débit laminé pour b=60m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.65	745.92	0.02	0.368	0.003	73.652
4	125.985	78.741	0.567	74.22	746.02	0.12	5.413	0.039	74.180
6	283.467	204.726	1.474	75.65	746.27	0.37	29.306	0.211	75.443
8	503.942	393.705	2.835	78.28	746.76	0.86	103.849	0.748	77.530
10	787.409	645.676	4.649	82.18	747.43	1.53	246.428	1.774	80.404
12.516	1233.478	1010.444	7.275	87.68	748.4	2.5	514.710	4.662	83.017
14.516	960.815	1097.147	7.899	90.92	748.98	3.08	703.848	5.068	85.849
16.516	841.02	900.918	6.487	92.34	749.23	3.33	791.260	5.697	86.639
18.516	542.123	691.572	4.979	91.62	749.1	3.2	745.380	5.367	86.251
20.516	423.779	482.951	3.477	89.73	748.77	2.87	633.105	4.558	85.170
22.516	294.664	359.222	2.586	87.76	748.42	2.52	520.899	3.750	84.006
24.516	174.052	234.358	1.687	85.69	748.05	2.15	410.498	2.956	82.738
26.516	105.568	139.810	1.007	83.74	747.72	1.82	319.713	2.302	81.443
28.516	57.942	81.755	0.589	82.03	747.42	1.52	244.016	1.757	80.274
30.516	27.345	42.644	0.307	80.58	747.15	1.25	181.978	1.310	79.271
32.516	10.02	18.683	0.135	79.41	746.94	1.04	138.103	0.994	78.411
34.516	2.192	6.106	0.044	78.46	746.79	0.89	109.330	0.787	77.668
36.516	0.086	1.139	0.008	77.68	746.63	0.73	81.215	0.585	77.091
37.548	0	0.043	0.000	77.09	746.53	0.63	65.112	0.218	76.873
		0.000	0	76.87	746.49	0.59	59.011	0.425	76.448



Figure III.03 : laminage des crues par la méthode step par step (b=60).

Tableau N°III.07: Calcul de débit laminé pour b=65m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.54
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.399	0.003	73.65
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.04	0.14	7.389	0.053	74.17
6	283.467	204.726	1.474	75.639	746.27	0.37	31.748	0.229	75.41
8	503.942	393.705	2.835	78.245	746.73	0.83	106.668	0.768	77.48
10	787.409	645.676	4.649	82.126	747.42	1.52	264.351	1.903	80.22
12.516	1233.478	1010.444	7.275	87.498	748.37	2.47	547.596	3.943	83.56
14.516	960.815	1097.147	7.899	91.455	749.07	3.17	796.167	5.732	85.72
16.516	841.02	900.918	6.487	92.209	749.21	3.31	849.488	6.116	86.09
18.516	542.123	691.572	4.979	91.072	749	3.1	769.941	5.544	85.53
20.516	423.779	482.951	3.477	89.006	748.64	2.74	639.795	4.607	84.40
22.516	294.664	359.222	2.586	86.986	748.3	2.4	524.484	3.776	83.21
24.516	174.052	234.358	1.687	84.897	747.91	2.01	401.984	2.894	82.00
26.516	105.568	139.810	1.007	83.009	747.58	1.68	307.170	2.212	80.80
28.516	57.942	81.755	0.589	81.386	747.31	1.41	236.180	1.700	79.69
30.516	27.345	42.644	0.307	79.993	747.04	1.14	171.701	1.236	78.76
32.516	10.02	18.683	0.135	78.891	746.85	0.95	130.617	0.940	77.95
34.516	2.192	6.106	0.044	77.994	746.69	0.79	99.050	0.713	77.28
36.516	0.086	1.139	0.008	77.289	746.56	0.66	75.636	0.545	76.74
37.548	0	0.043	0.000	76.745	746.48	0.58	62.310	0.449	76.30
		0.000	0.000	76.296	746.39	0.49	48.385	0.348	75.95

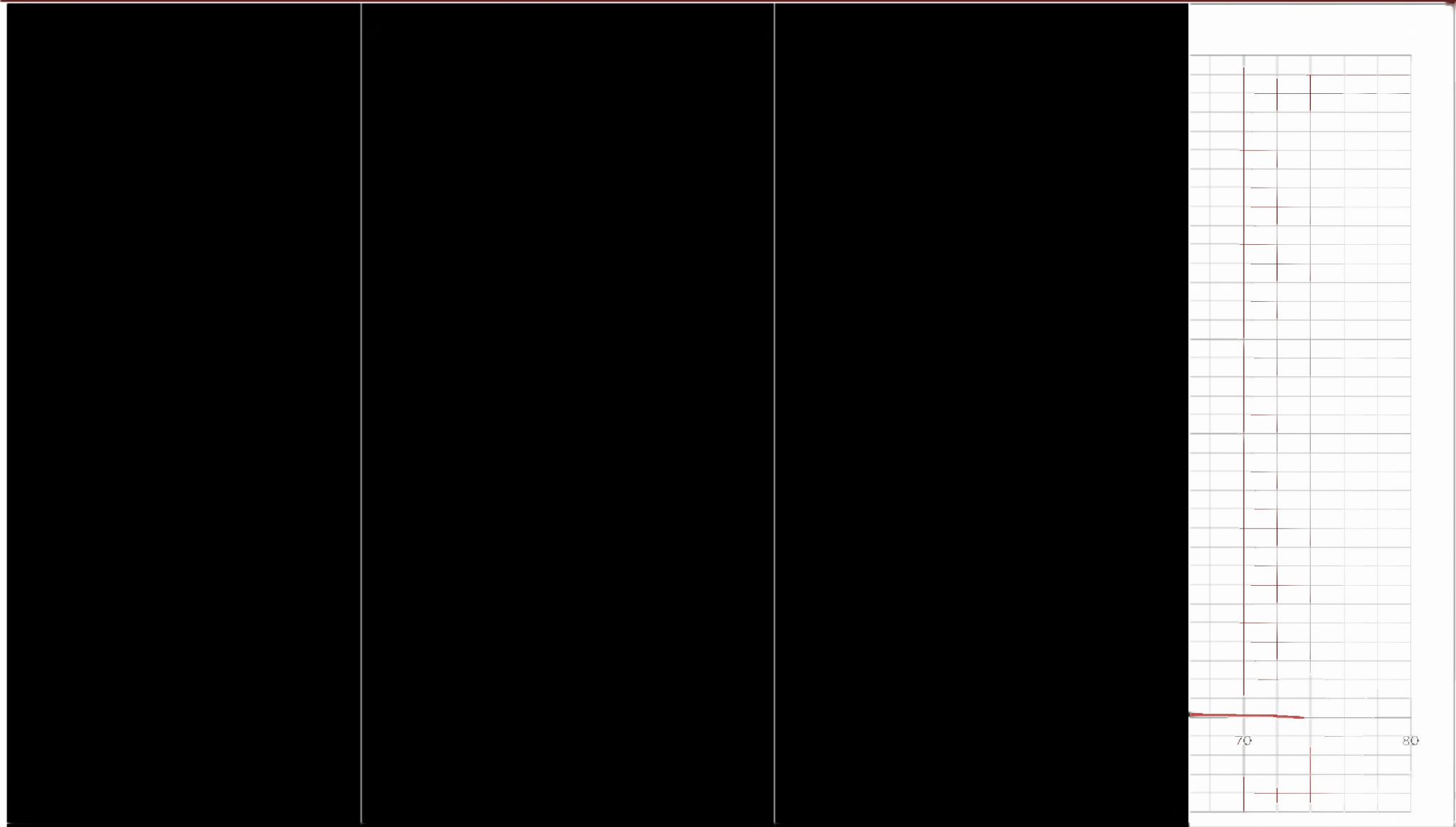


Figure III.04: laminage des crues par la méthode step par step (b=65).

Tableau N°III.08 : Calcul de débit laminé pour b=70m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.430	0.003	73.651
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.02	0.12	6.315	0.045	74.173
6	283.467	204.726	1.474	75.647	746.27	0.37	34.190	0.246	75.401
8	503.942	393.705	2.835	78.235	746.74	0.84	116.955	0.842	77.393
10	787.409	645.676	4.649	82.042	747.41	1.51	281.881	2.030	80.013
12.516	1233.478	1010.444	7.275	87.288	748.35	2.45	582.571	5.277	82.011
14.516	960.815	1097.147	7.899	89.910	748.8	2.9	750.234	5.402	84.509
16.516	841.02	900.918	6.487	90.995	748.99	3.09	825.159	5.941	85.054
18.516	542.123	691.572	4.979	90.034	748.82	2.92	758.009	5.458	84.576
20.516	423.779	482.951	3.477	88.053	748.47	2.57	625.892	4.506	83.547
22.516	294.664	359.222	2.586	86.133	748.15	2.25	512.712	3.692	82.442
24.516	174.052	234.358	1.687	84.129	747.77	1.87	388.474	2.797	81.332
26.516	105.568	139.810	1.007	82.339	747.46	1.56	295.997	2.131	80.207
28.516	57.942	81.755	0.589	80.796	747.18	1.28	219.996	1.584	79.212
30.516	27.345	42.644	0.307	79.519	746.96	1.06	165.790	1.194	78.325
32.516	10.02	18.683	0.135	78.460	746.77	0.87	123.276	0.888	77.572
34.516	2.192	6.106	0.044	77.616	746.64	0.74	96.705	0.696	76.920
36.516	0.086	1.139	0.008	76.928	746.5	0.6	70.604	0.508	76.420
37.548	0	0.043	0.000	76.420	746.43	0.53	58.616	0.197	76.224
		0.000	0.000	76.224	746.37	0.47	48.949	0.352	75.871

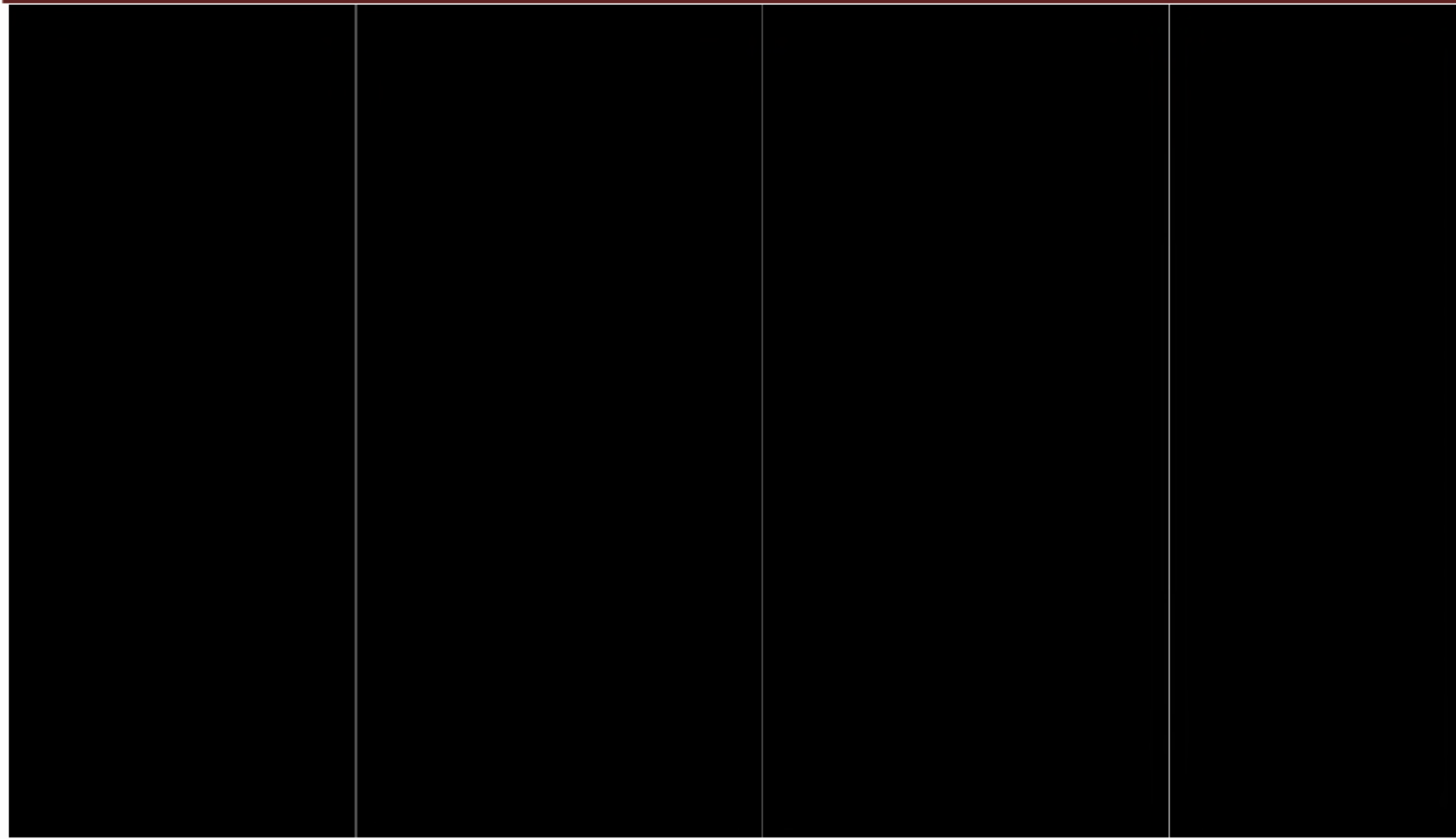


Figure III.05 : laminage des crues par la méthode step par step (b=70).

Tableau N°III.09: Calcul de débit laminé pour b=75m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0	73.541	745.9	0	0	0	73.54100
2	31.496	15.748	0.1133856	73.654	745.92	0.02	0.46037106	0.00331467	73.65107
4	125.985	78.7405	0.5669316	74.218	746.02	0.12	6.76604517	0.04871553	74.16929
6	283.467	204.726	1.4740272	75.643	746.29	0.39	39.6423995	0.28542528	75.35789
8	503.942	393.7045	2.8346724	78.193	746.74	0.84	125.30891	0.90222415	77.29034
10	787.409	645.6755	4.6488636	81.939	747.41	1.51	302.014952	2.17450766	79.76469
12.516	1233.478	1010.4435	7.2751932	87.040	748.31	2.41	608.959749	5.51571382	81.52417
14.516	960.815	1097.1465	7.8994548	89.424	748.71	2.81	766.694775	5.52020238	83.90342
16.516	841.02	900.9175	6.486606	90.390	748.88	2.98	837.312201	6.02864785	84.36138
18.516	542.123	691.5715	4.9793148	89.341	748.7	2.8	762.605742	5.49076134	83.84994
20.516	423.779	482.951	3.4772472	87.327	748.36	2.46	628.008735	4.52166289	82.80552
22.516	294.664	359.2215	2.5863948	85.392	748.02	2.12	502.41988	3.61742313	81.77449
24.516	174.052	234.358	1.6873776	83.462	747.67	1.77	383.285971	2.75965899	80.70221
26.516	105.568	139.81	1.006632	81.709	747.35	1.45	284.19408	2.04619738	79.66265
28.516	57.942	81.755	0.588636	80.251	747.11	1.21	216.641213	1.55981674	78.69147
30.516	27.345	42.6435	0.3070332	78.998	746.74	0.84	125.30891	0.90222415	78.09627
32.516	10.02	18.6825	0.134514	78.231	746.73	0.83	123.077924	0.88616105	77.34463
34.516	2.192	6.106	0.0439632	77.389	746.58	0.68	91.2696516	0.65714149	76.73145
36.516	0.086	1.139	0.0082008	76.740	746.47	0.57	70.0447045	0.50432187	76.23533
37.548	0	0.043	0.0003096	76.236	746.38	0.48	54.1283614	0.18161148	76.05403
		0	0	76.054	746.36	0.46	50.7808272	0.36562196	75.68840

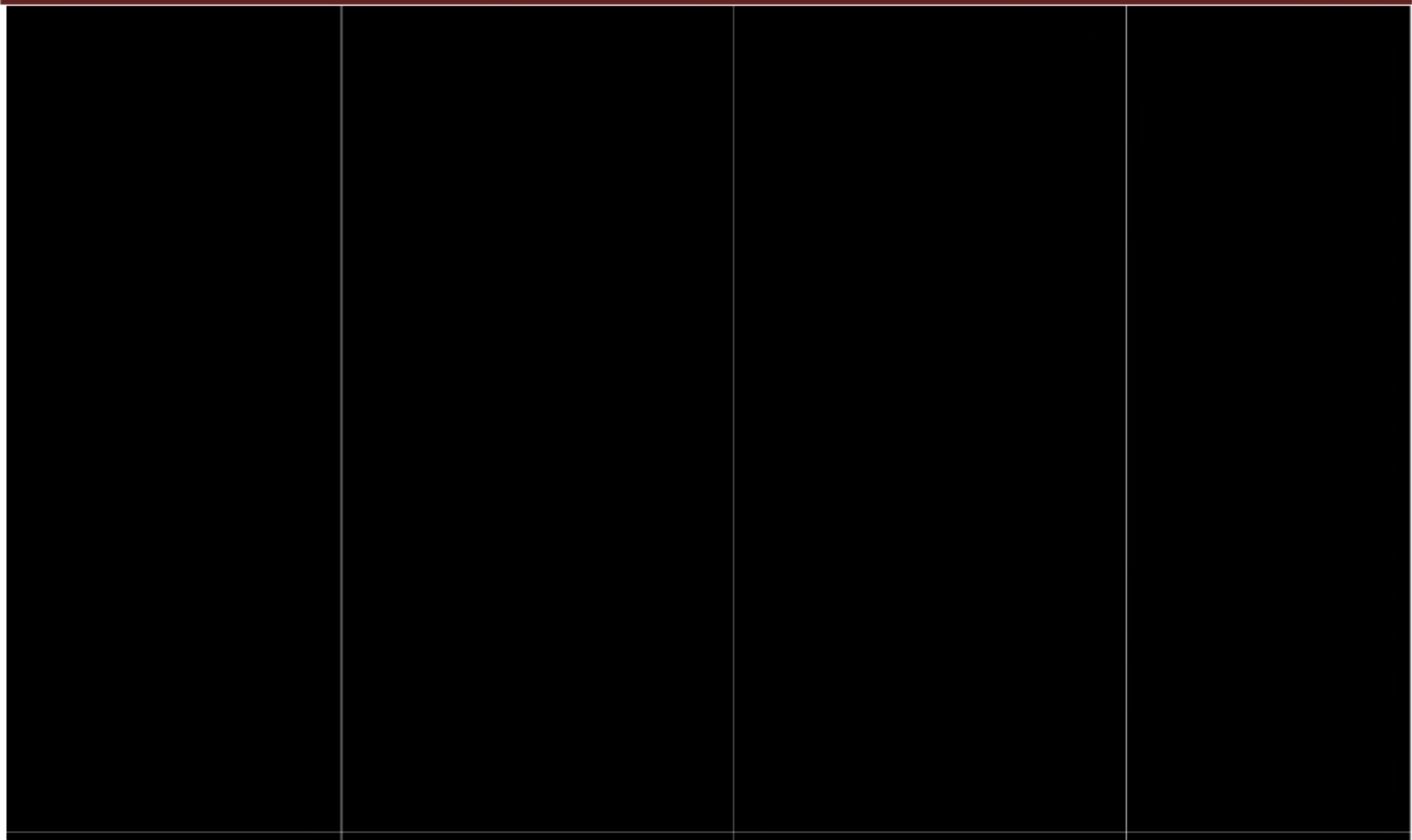


Figure III.06 : laminage des crues par la méthode step par step (b=75).

Tableau N°III.10: Calcul de débit laminé pour b=80m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.491	0.004	73.651
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.02	0.12	7.217	0.052	74.166
6	283.467	204.726	1.474	75.640	746.27	0.37	39.075	0.281	75.359
8	503.942	393.705	2.835	78.193	746.74	0.84	133.663	0.962	77.231
10	787.409	645.676	4.649	81.880	747.38	1.48	312.597	2.251	79.629
12.516	1233.478	1010.444	7.275	86.904	748.27	2.37	633.453	5.738	81.167
14.516	960.815	1097.147	7.899	89.066	748.65	2.75	791.755	5.701	83.365
16.516	841.02	900.918	6.487	89.852	748.81	2.91	861.849	6.205	83.647
18.516	542.123	691.572	4.979	88.626	748.57	2.67	757.458	5.454	83.172
20.516	423.779	482.951	3.477	86.650	748.24	2.34	621.463	4.475	82.175
22.516	294.664	359.222	2.586	84.761	747.9	2	491.062	3.536	81.226
24.516	174.052	234.358	1.687	82.913	747.56	1.66	371.325	2.674	80.240
26.516	105.568	139.810	1.007	81.246	747.26	1.36	275.360	1.983	79.264
28.516	57.942	81.755	0.589	79.852	747.04	1.14	211.324	1.522	78.331
30.516	27.345	42.644	0.307	78.638	746.74	0.84	133.663	0.962	77.675
32.516	10.02	18.683	0.135	77.810	746.66	0.76	115.030	0.828	76.982
34.516	2.192	6.106	0.044	77.026	746.52	0.62	84.758	0.610	76.415
36.516	0.086	1.139	0.008	76.424	746.43	0.53	66.989	0.482	75.941
37.548	0	0.043	0.000	75.942	746.33	0.43	48.955	0.164	75.777
		0.000	0.000	75.777	746.31	0.41	45.579	0.328	75.449

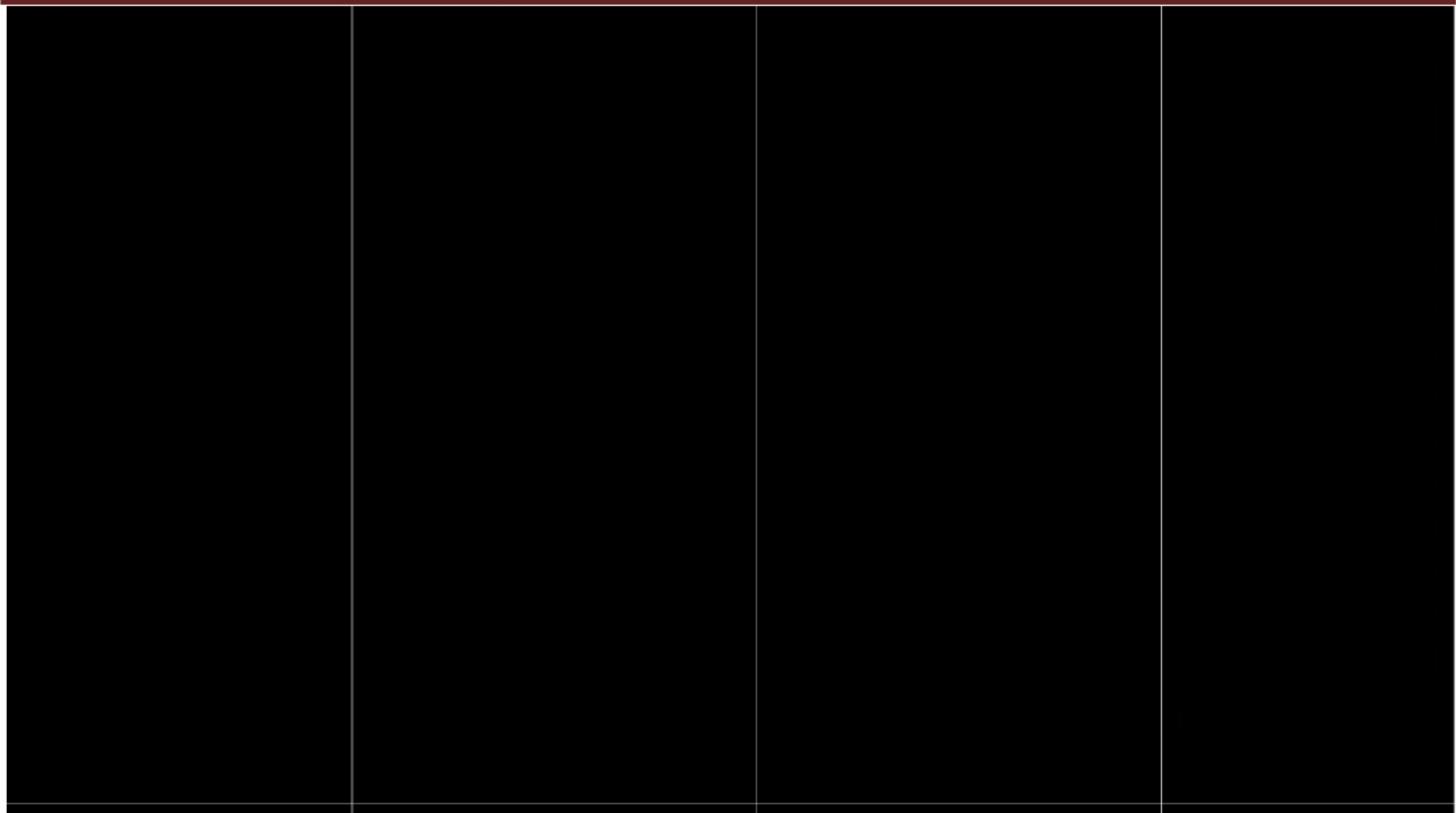


Figure III.07 : laminage des crues par la méthode step par step (b=80).

Tableau N°III.11: Calcul de débit laminé pour b=60m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	VTote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0.000	0.000	73.541	745.9	0	0.000	0.000	73.541
2	31.496	15.748	0.113	73.654	745.92	0.02	0.522	0.004	73.651
4	125.985	78.741	0.567	74.218	746.02	0.12	7.668	0.055	74.162
6	283.467	204.726	1.474	75.636	746.27	0.37	41.517	0.299	75.337
8	503.942	393.705	2.835	78.172	746.72	0.82	136.975	0.986	77.186
10	787.409	645.676	4.649	81.835	747.37	1.47	328.773	2.367	79.468
12.516	1233.478	1010.444	7.275	86.743	748.24	2.34	660.305	5.981	80.762
14.516	960.815	1097.147	7.899	88.661	748.58	2.68	809.325	5.827	82.834
16.516	841.02	900.918	6.487	89.321	748.78	2.88	901.591	6.491	82.829
18.516	542.123	691.572	4.979	87.809	748.33	2.43	698.763	5.031	82.778
20.516	423.779	482.951	3.477	86.255	748.15	2.25	622.579	4.483	81.772
22.516	294.664	359.222	2.586	84.359	747.82	1.92	490.764	3.533	80.825
24.516	174.052	234.358	1.687	82.513	747.49	1.59	369.842	2.663	79.850
26.516	105.568	139.810	1.007	80.856	747.2	1.3	273.423	1.969	78.888
28.516	57.942	81.755	0.589	79.476	746.95	1.05	198.474	1.429	78.047
30.516	27.345	42.644	0.307	78.354	746.75	0.85	144.560	1.041	77.314
32.516	10.02	18.683	0.135	77.448	746.59	0.69	105.729	0.761	76.687
34.516	2.192	6.106	0.044	76.731	746.47	0.57	79.384	0.572	76.159
36.516	0.086	1.139	0.008	76.167	746.36	0.46	57.552	0.414	75.753
37.548	0	0.043	0.000	75.753	746.29	0.39	44.928	0.151	75.603
		0.000	0.000	75.603	746.26	0.36	39.845	0.287	75.316

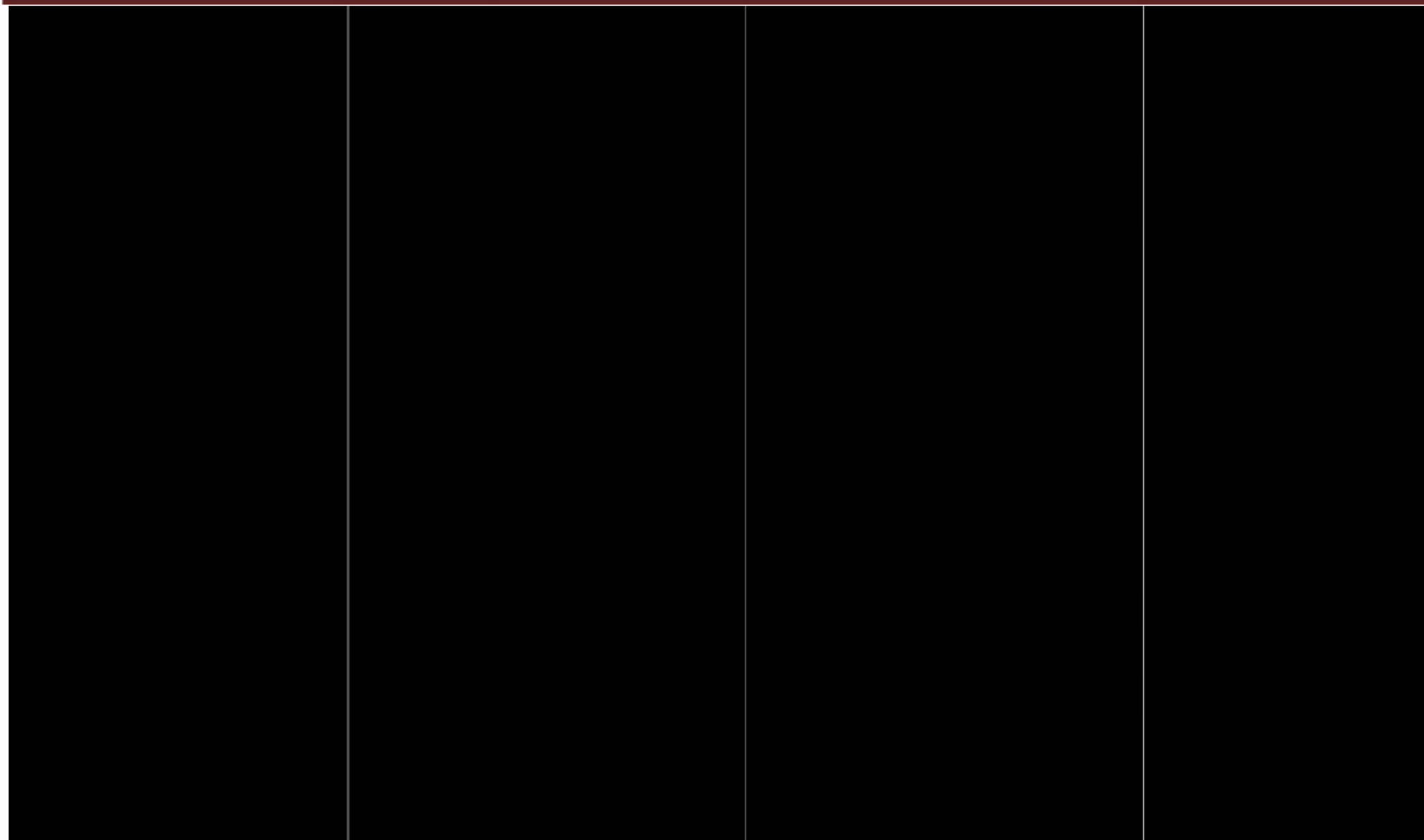


Figure III.08 : laminage des crues par la méthode step par step (b=85).

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.12

Tableau III.12: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)
60	3.33	749.33	791.26
65	3.31	749.21	849.487
70	3.09	748.99	825.158
75	2.98	748.88	837.31
80	2.91	748.81	861.849
85	2.88	748.78	901.591

III.4 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.4.1 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 :

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

- V_i : le volume du barrage à la cote i .
- L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

- B_i : 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 : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.
- R : Revanche en (m).
- t : Tassement en (m).

III.4.1.1. calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.8)$

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 =2,3 km].

A.N:

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{2,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{2,3} = 0,945 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,945 = 3,39 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,945 + \frac{3,39^2}{2 \cdot 9,81} = 1,294 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.10)$

A.N:

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{2,3} = 1 \text{ m}$$

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

Donc :
$$R = 0,75 \cdot 1 + \frac{3,5^2}{2 \cdot 9,81} = 1,374 \text{ m}$$

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.11)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{2,3} = 1,455 \text{ m}$$

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

R = 1,37 m

III.4.1.2 largeur en crête :

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

1- Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.12)$$

2- Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(III.70)$$

3-Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.13)$$

4- Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.14)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1 m on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de $t = 0,5\text{m}$ pour le tassement du barrage,

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

b [m]	q [m ³ /s]	h [m]	H _{PHE} [m]	T [m]	R [m]	H _b [m]
60	729.630	2.548	44.448	0.5	1.37	46.32
65	744.367	2.448	44.348	0.5	1.37	46.22
70	758.332	2.356	44.256	0.5	1.37	46.13
75	770.339	2.273	44.173	0.5	1.37	46.04
80	781.657	2.199	44.099	0.5	1.37	45.97

85	791.912	2.130	44.03	0.5	1.37	45.90
----	---------	-------	-------	-----	------	-------

On opte pour un hauteur de barrage mouyen($H_b=46.1m$) pour calculer la largeur à la crête

Tableau III.13 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} -m-
KNAPPEN	11.2
PREECE	8.47
SIMPLIFIEE	9.91
PRATIQUE	11.32
Moyenne	10.23

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 10 \text{ m}$$

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

III.4.1.3. 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.14: calcul de volumes de la digue pour (b=60m) $H_b = 46,32m$

Digue N°01 (b=60m) $H_b = 46,32m$						
coup N°	$H_i[m]$	$B_i[m]$	$W_i[m^2]$	$Wm[m^2]$	$L_i[m]$	$V_i[m^3]$
1	0	10		1423.60614	290	412845.78
2	30.41	177.255	2847.21228	3349.37458	290	971318.627
3	35.65	206.075	3851.53688	4401.09938	290	1276318.82
4	40.65	233.575	4950.66188	3559.45174	290	1032241
5	26.32	154.76	2168.2416	1084.1208	290	314395.032

6	0	10	0		
				1450	4007119.26

Tableau III.15: calcul de volumes de la digue pour (b=65m) Hb = 46,22m

Digue N°02 (b=65m) Hb = 46,22m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1414.75714	289.9	410138.094
2	30.31	176.705	2829.51428	3330.23558	289.9	965435.293
3	35.55	205.525	3830.95688	4379.14438	289.9	1269513.95
4	40.55	233.025	4927.33188	3540.06249	289.9	1026264.12
5	26.22	154.21	2152.7931	1076.39655	289.9	312047.36
6	0	10	0		1449.5	3983398.82

Digue N°03 (b=70m) Hb = 46.13m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1406.81655	289.8	407695.436
2	30.22	176.21	2813.6331	3313.0575	289.8	960124.064
3	35.46	205.03	3812.4819	4359.4319	289.8	1263363.36
4	40.46	232.53	4906.3819	3522.65919	289.8	1020866.63
5	26.13	153.715	2138.93648	1069.46824	289.8	309931.895
6	0	10	0		1449	3961981.39

--	--

Tableau III.16: calcul de volumes de la digue pour (b=70m) Hb = 46.13m

Tableau III.17: calcul de volumes de la digue pour (b=75m) Hb = 46.04m

Digue N°04 (b=75m) Hb = 46.04m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1398.89824	289.7	405260.819
2	30.13	175.715	2797.79648	3295.92398	289.7	954829.176
3	35.37	204.535	3794.05148	4339.76398	289.7	1257229.62
4	40.37	232.035	4885.47648	3505.30044	289.7	1015485.54
5	26.04	153.22	2125.1244	1062.5622	289.7	307824.269
6	0	10	0		1448.5	3940629.42

Tableau III.18: calcul de volumes de la digue pour (b=85m) Hb = 45.9m

Digue N°06 (b=85m) Hb = 45.9m						
<i>coup N°</i>	<i>Hi[m]</i>	<i>Bi[m]</i>	<i>Wi[m²]</i>	<i>Wm[m²]</i>	<i>Li[m]</i>	<i>Vi[m³]</i>
1	0	10		1388.37514	289.5	401934.602
2	30.01	175.055	2776.75028	3272.12934	289.5	947281.443
3	35.24	203.82	3767.5084	4312.59014	289.5	1248494.84
4	40.25	231.375	4857.67188	3480.69969	289.5	1007662.56
5	25.9	152.45	2103.7275	1051.86375	289.5	304514.556
6	0	10	0		1447.5	3909888.01

Tableau III.19: calcul de volumes de la digue pour (b=80m) Hb = 45.97m

Digue N°05 (b=80m) Hb = 45.97m						
coup N°	Hi[m]	Bi[m]	Wi[m ²]	Wm[m ²]	Li[m]	Vi[m ³]
1	0	10		1394.5088	289.6	403849.748
2	30.08	175.44	2789.0176	3285.40344	289.6	951452.836
3	35.31	204.205	3781.78928	4327.83544	289.6	1253341.14
4	40.32	231.76	4873.8816	3494.14704	289.6	1011904.98
5	25.97	152.835	2114.41248	1057.20624	289.6	306166.926
6	0	10	0		1448	3926715.64

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.20 : 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	2.548	4007119.26	1602.848
2	65	2.448	3983398.82	1593.360
3	70	2.356	3961981.39	1584.793
4	75	2.273	3940629.42	1576.252
5	80	2.199	3926715.64	1570.686
6	85	2.130	3909888.01	1563.955

III.4.2.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III.4.2.1. Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \quad \text{Avec } K=2,127 \quad \text{et } n=1,85$$

$$\text{Donc : } Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \quad \text{Avec : } H : \text{ Charge sur le seuil (m).}$$

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 32000DA. et la hauteur de pelle égale à 5 m.

Tableau III.21 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	60	2.548	10.31	618.6	19.80
2	65	2.448	10.11	657.15	21.03
3	70	2.356	10.02	701.4	22.44
4	75	2.273	9.94	745.5	23.86
5	80	2.199	9.88	790.4	25.29
6	85	2.130	9.85	837.25	26.79

III.4.2.2. Coût du canal d'approche :

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

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 40 m

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.22 : 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	2.548	7.418	296.72	148.36	4.4508
2	65	2.448	7.318	292.72	146.36	4.3908
3	70	2.356	7.226	289.04	144.52	4.3356
4	75	2.273	7.143	285.72	142.86	4.2858
5	80	2.199	7.069	282.76	141.38	4.2414
6	85	2.13	7	280	140	4.2

III.4.2.3 Calcul du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 90 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers sont prise égale respectivement à 0,5 mètre et La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

Tableau n°III.23 : Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	coût total Millions DA
60	729.630	13.971	6.986	628.715	20.12
65	744.367	14.084	7.042	633.764	20.28
70	758.332	14.189	7.094	638.493	20.43
75	770.339	14.278	7.139	642.518	20.56
80	781.657	14.362	7.181	646.277	20.68
85	791.912	14.437	7.218	649.656	20.79

III.4.2.4 Calcul du coût total de barrage :

Tableau III.24 : Tableau récapitulatif des prix totaux :

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts [Millions de DA]				Global
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	Coursier	
1	60	750.32	1602.848	19.80	4.4508	20.12	1647.2188
2	65	750.22	1593.360	21.03	4.3908	20.28	1639.0608
3	70	750.13	1584.793	22.44	4.3356	20.43	1631.9986
4	75	750.04	1576.252	23.86	4.2858	20.56	1624.9578
5	80	749.97	1570.686	25.29	4.2414	20.68	1620.8974
6	85	749.9	1563.955	28.79	4.2	21.79	1624.735

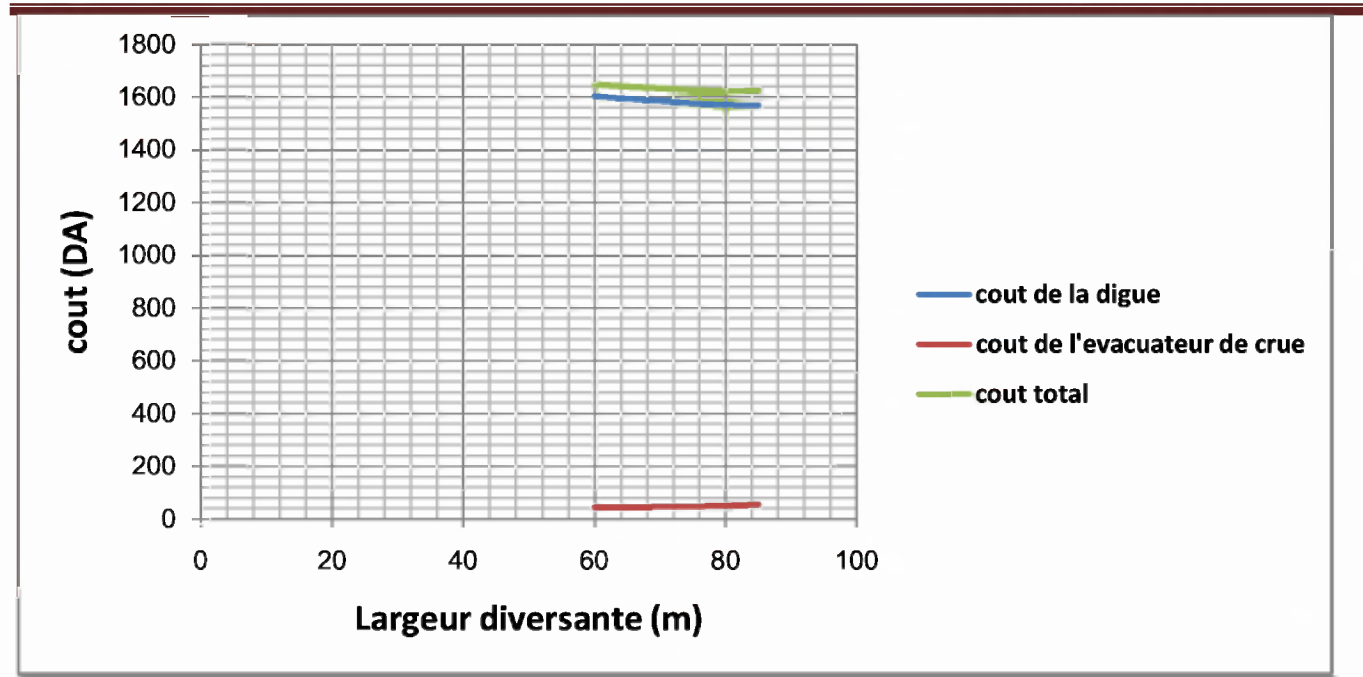


Figure III.09. Courbe d'optimisation

III.5.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 « $b=80\text{m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 750 m NGA.

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

Tableau III.25 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	16.023
Volume utile saisonnier	Mm^3	4.631
Volume utile interannuel	Mm^3	57.518
Volume au NNR	Mm^3	73.541
Cote du fond	m NGA	704
Cote NVM	m NGA	724.9
Cote NNR	m NGA	745.9
Cote en crête	m NGA	750
Largeur en crête	m	10

CHAPITRE IV : ÉTUDE DES VARIANTES DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE

IV.1.Synthèse des variantes :

IV.1.1 Description du site de barrage :

La forme de la vallée de l'oued Barika au droit du site conduit assez naturellement, compte tenu des conditions topographiques, des conditions de fondation et des matériaux à disposition à adopter un ouvrage de type remblai. En effet les conditions de fouille nécessaires à la fondation d'un ouvrage rigide permettent d'écarter ce type d'ouvrage sur tout le linéaire.

Les matériaux disponibles tendent ensuite à la mise en œuvre d'un remblai à noyaux centrale d'argile et recharges en alluvions.

L'analyse des variantes d'ouvrages a montré le choix d'un ouvrage mixte composé d'une digue en remblai avec un noyau argileux centrale d'argile et recharges en alluvions, d'un ouvrage en béton assurant l'évacuation des crues dans le prolongement de la digue en remblai

IV.1.2 Dimension de la digue :

La variante la plus adéquate est une digue à noyaux centrale d'argile et recharges en alluvions.

IV.1.2 Hauteur du barrage :

IV.1.2.1 Niveau d'eau du barrage :

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur e déversoir.

La charge d'eau sur le déversoir : $N_{PHE} = NNR + h \dots \dots \dots (IV.1)$

$$N_{PHE} = 748.1 \text{ m}$$

IV. 1.2.2 Revanche :

D'après les calculs effectuer dans le chapitre précédent. En a trouver que la revanche

$$R = 1.4 \text{ m}$$

IV. 1.2.3 Tassement de la digue :

En général, un massif de terre soumis à l'action d'une charge extérieur de compression constante, subit une réduction de volume qu'on appelle tassement. La valeur du tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques du sol de la retenue et de sa fondation.

Pour les hauts barrages on calcul le tassement d'après la formule :

$$t = 0,001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (IV.2)$$

- t : tassement de la crête du barrage.
- H_b : hauteur de barrage.

Donc pour notre cas: $t = 0,001 H_b^{3/2}$.

$t = 0,31$ m. pour la sécurité on prend **t = 0,5 m.**

IV. 1.2.4 Cote en crête du barrage :

La cote en crête du barrage est :

$$N_{cr} = N_{PHE} + R + t \dots\dots\dots (IV.3)$$

- N_{cr} : La cote en crête (m).
- N_{PHE} : La cote des plus hautes eaux en m NGA.
- R : Revanche en (m).
- t : le tassement ; On admet une valeur de t=0,5 mètre pour le tassement du barrage.

La hauteur de la digue sera donc :

$$H_b = 44.1 + 1,4 + 0,5 = 46 \text{ m.}$$

Donc la cote en crête sera :

$$N_{cr} = 750 \text{ m.}$$

IV.1.3 Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

IV.1.3.1 Largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de barrage et suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête $b_{cr} = 10 \text{ m}$ (calculer dans le chapitre précédent).

IV. 1.3.2 Longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est $L = 1450 \text{ m}$

IV.1.4 Les pentes du talus :

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

Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

Pour un barrage à noyaux centrale d'argile on a opté les fruits suivants :

Amont : $m_1 = 3$.

Aval : $m_2 = 3$.

IV.1.4.1 Les Bermes :**A-Talus amont :**

Deux bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m et de pente 1% ; une à la cote 719 m NGA et l'autre à la cote 734 m NGA.

B-Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a deux bermes au talus aval de largeur 3 m et de pente 1%, berme est disposée à la cote 719 m NGA et l'autre à la cote 734 m NGA.

IV.1.5 Conception de la variante de l'évacuateur de crues :

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 et au même temps pour assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

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.

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 transitée 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.1.5.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des facteurs suivants: le débit, la qualité des prévisions des crues, durée de fonctionnement, topographie, géologie, type de barrage, capacités de la retenue vis-à-vis de l'amortissement des crues et des problèmes d'exploitation; c'est en tenant compte de ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de L'évacuateur le plus sécurisant et le moins coûteux.

IV.1.5.2 Choix du tracé de l'axe de l'évacuateur de crues :

Le choix du tracé dépend des critères suivants :

- Le plus court possible.
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- Rectiligne si possible.

IV.1.5.3 Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le débit maximum à évacuer est très important ($q_{\max, 0.1\%}=1233 \text{ m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

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

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage ;

- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 46m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) ou en escalier constitué d'une série de gradins à giron horizontal et à contre marche verticale ou inclinée. et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution assure le retour à l'oued direct, sortie dans l'axe de l'oued et la possibilité de regrouper les ouvrages hydrauliques en un seul bloc (dérivation provisoire, vidange de fond et pris d'eau), les seuls Inconvénients sont le traitement du contact Béton/Remblai.

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

- ✓ Un dispositif sûr et efficace,
- ✓ Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- ✓ Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement,

Mais à cause les inconvénients suivants :

- ✓ Longueur du coursier au plus court 600 m.
- ✓ Volume de béton à mettre en œuvre.
- ✓ Retour à l'oued très peu favorable (importons).
- ✓ plus couteux qu'un barrage déversoir en béton.
- ✓ Risque de glissement des différents plots du coursier.
- ✓ Déformation et déplacement dues aux tassements (présence des marnes altéré).

Et puisque on n'a pas d'autre choix on doit faire l'étude hydraulique des deux variantes d'évacuateur centrale soit a profil ou en escalier pour pouvoir de dire à la fin quelle est la variante la plus favorable a condition que le traitement de fondation doit être réalisé.

IV.1.5.4 Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crues :

Sur la base des caractéristiques topographies et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crue à surface libre centrale (déversoir de type barrage en béton intégré dans la digue), soit :

- Un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion.

- un déversoir en escalier puisque à cause de la forte pente de l'évacuateur de crue, il est recommandé de construire l'ouvrage intermédiaire en escalier, constitué d'une série de gradins à giron horizontal et à contre marche verticale ou inclinée.

IV.1.5.5.L'étanchéité et le traitement de fondation et de remblai :

- **Digue en remblai**

L'étanchéité du barrage est assurée par le noyau composé de matériaux argilo-limoneux.

- **L'étanchéité la fondation :**

- Sous le remblai :

Le futur ouvrage reposera donc, en fond de vallée, sur une épaisse couche d'alluvions quaternaires qui peuvent atteindre une vingtaine de mètres. Ces niveaux sont en général constitués d'une couche de limons argileux en surfaces et d'alluvions grossières en profondeur. Ces alluvions sont présentes sous tout le site de l'ouvrage, leur excavation ne serait économique, pour cette raison les alluvions seront laissées en place sous l'ouvrage en remblai. Leur comportement mécanique permet en effet de supporter un barrage en remblai, il convient d'assurer l'étanchéité de la fondation. À ce titre, une paroi moulée en bentonite ciment sera réalisée au travers des alluvions de la fondation. Cette paroi devra traverser les alluvions et pénétrer dans les marnes saines jusqu'à 1m pour assurer la continuité de l'étanchéité.

La paroi aura une épaisseur de 1.2m au minimum et une profondeur variable et sera verticale.

- Bloc béton :

- Le bloc béton qui abrite l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera fondé sur les marnes ; un voile d'injection couplé à un voile de drainage sera mis en œuvre sous le bloc béton permettant d'étancher la fondation et de libérer les éventuelles sous pressions.

Ce traitement est réalisé par injection de coulis sous pression, dans des forages à mailles resserrées. Ce type d'injection permet le comblement d'une cavité au-dessous d'une infrastructure existante ou projetée, afin de garantir la portance du sol de fondation et de son étanchéité,

- **Moyen mis en œuvre :**

À partir de la galerie de pied d'un barrage ou de la plinthe amont d'une digue, deux ateliers distincts vont intervenir alternativement :

- L'atelier de forage, qui perce le béton puis le rocher, selon un maillage et des inclinaisons définis par des plots d'essais, le forage est de petit diamètre (100 à 200

mm) sur la hauteur à traiter, dans ce forage, mise en vitesse d'un jet de fluide envoyé par une pompe à haute pression (plusieurs dizaines de MPa)

- L'atelier d'injection, qui permet la fabrication automatisée et la mise en œuvre des différents coulis, qui mise en vitesse d'un jet de fluide envoyé par une pompe à haute pression, La pression de refus peut varier de 10 à 50 daN/cm² pour les voiles d'étanchéité. Chaque point d'implantation est injecté soit par passes descendantes où le forage et l'injection se succèdent alternativement, soit par passes ascendantes. La pression de refus peut varier de 10 à 50 daN/cm² pour les voiles d'étanchéité

- **Coupe type :**

Le profil d'un voile étanche présente généralement plusieurs lignes de forages. Chaque forage est lui même injecté par passes :

- Injection de collage de l'ouvrage au substratum,
- Injection de peau des zones superficielles
- Altérées (étanchéité et consolidation),
- Injection profonde du cœur du massif rocheux (étanchéité).

Le plus souvent, un voile de drainage, réalisé à l'aval du voile d'étanchéité, permet de dissiper les sous-pressions à la base de l'ouvrage.

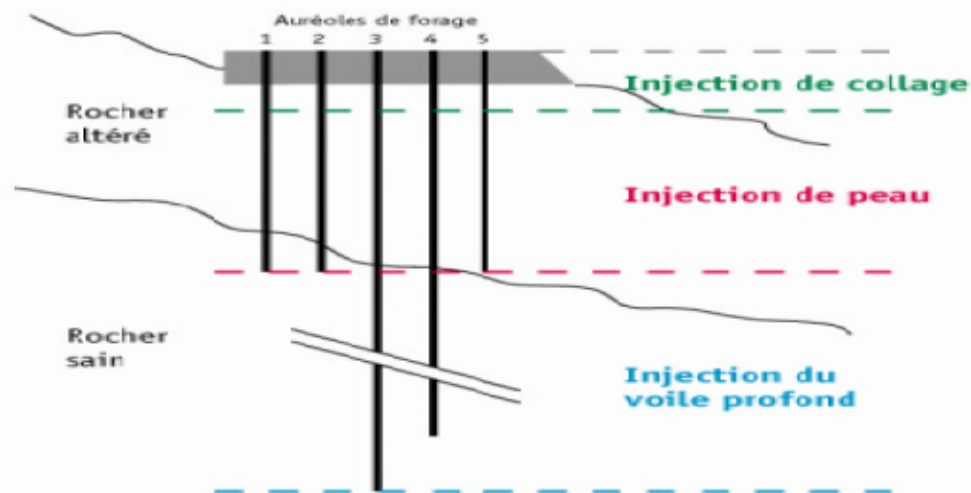


Figure N° IV.01: Le profil d'un voile étanche présente généralement plusieurs lignes de forages.

IV.2. Étude de la première variante (évacuateur de crue centrale à profil Creager):

Introduction :

Un bloc déversant situé dans le lit majeur de l'oued a été retenu. Donc leur principe dimensionnement et le même d'un barrage déversoir sur une fondation non rocheuse.

L'ouvrage d'évacuation des crues est donc composé :

- D'un bloc en béton déversant situé en pied de la rive droite dans le lit majeur de l'oued,
- Poursuivi par un bassin de dissipation des crues.

Données de départ :

- largeur déversant : $L = 80$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 781.66$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 2,20$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 745.9$ m NGA.
- Cote du fond : $C_f = 704$ m NGA.
- hauteur de pelle : $p = C_s - C_f = 745.9 - 704 = 41.9$ m

-La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = Q / S \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m³/s).
- S : Section du canal (m²) = $h \times b$
- h: Charge d'eau (m) = $H + P$
- P : Hauteur de pelle (41.9 m).
- H : Lame déversant (2,20 m)

$$V_a = \frac{781.66}{(41.9 + 2.2) \times 80} = 0.22 \text{ m/s} \quad V_a < V_{\text{adm}} = (4.4 - 10) \text{ m/s (donc pas de risque de l'érosion.)}$$

IV.2.1. Le déversoir :

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

IV.2.1.1. Calcul de profil de déversoir :

Le profil doit satisfaire les conditions suivantes :

- la lame déversante doit, en chacun des points, exercer sur le seuil une pression supérieure à la pression atmosphérique, pour que la lame d'eau ne risque pas de se décoller ; en effet, en pareil cas, il se produit des vibrations (décollements et recollements de la lame) dangereuses pour la stabilité et la conservation de l'ouvrage, si la dépression est importante, on peut craindre l'apparition de cavitation.
- La pression sur le seuil doit être la plus faible possible, de façon que la vitesse de lame d'eau (Théorème de Bernoulli) soit la plus élevée possible et par suite le coefficient de débit m le plus grand possible.
- On adopte à un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

IV.2.1.2. Calcul de la géométrie du déversoir : [4]

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir un profil de type Creager dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au dessus d'une mince paroi. Ce profil peut être approché par la construction géométrique de la fonction (IV.02).

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

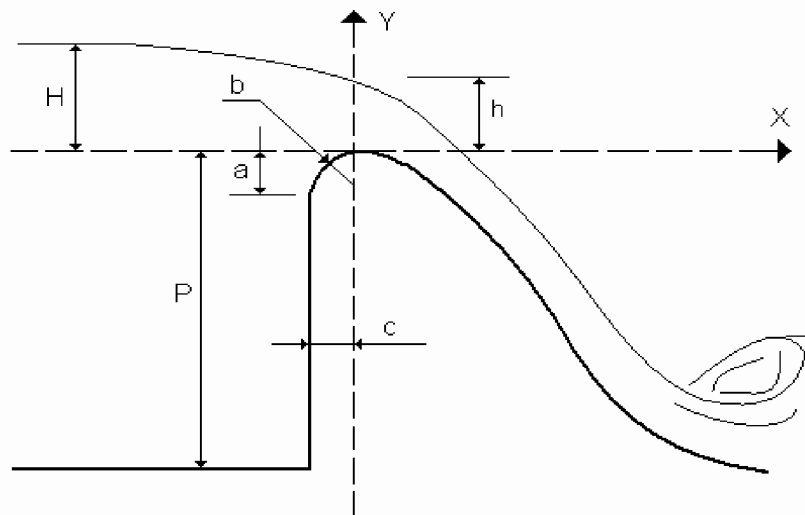


Figure N° IV.02: Les paramètres du profil d'un déversoir.

On a :

$$\begin{cases} a = 0.12 \times H = 0.12 \times 2.2 = 0.26 \text{ m} \\ b = 0.4 \times H = 0.4 \times 2.2 = 0.88 \text{ m} \\ c = 0.3 \times H = 0.3 \times 2.2 = 0.66 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$y = -0.47 \frac{(x^{1.80})}{H^{0.80}} \dots\dots\dots(IV.05)$$

- Avec :**
- H : Charge sur le seuil (m).
 - Y : Ordonnée du profil (m).
 - X : Abscisse du profil (m).

Les résultats de Calcul des coordonnées du bloc déversant pour H= 2.2 m sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.02 : Les coordonnées du profil de déversoir.

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	0.000	14	-2.396	27	-8.342	40	-17.308	53	-29.049
1	-0.024	15	-2.738	28	-8.929	41	-18.115	54	-30.062
2	-0.082	16	-3.099	29	-9.533	42	-18.938	55	-31.091
3	-0.171	17	-3.481	30	-10.154	43	-19.778	56	-32.135
4	-0.287	18	-3.883	31	-10.793	44	-20.633	57	-33.194
5	-0.429	19	-4.303	32	-11.449	45	-21.505	58	-34.269
6	-0.596	20	-4.743	33	-12.123	46	-22.393	59	-35.359
7	-0.786	21	-5.202	34	-12.813	47	-23.297	60	-36.464
8	-1.000	22	-5.680	35	-13.520	48	-24.216	61	-37.584
9	-1.236	23	-6.176	36	-14.245	49	-25.151	62	-38.719
10	-1.494	24	-6.690	37	-14.985	50	-26.102	63	-39.869
11	-1.774	25	-7.223	38	-15.743	51	-27.069	64	-41.034
12	-2.074	26	-7.774	39	-16.517	52	-28.051	65	-42.213

Selon les coordonnées calculées celles du déversoir on trace le profil puis on fait un raccordement par un arc de cercle de rayon R.

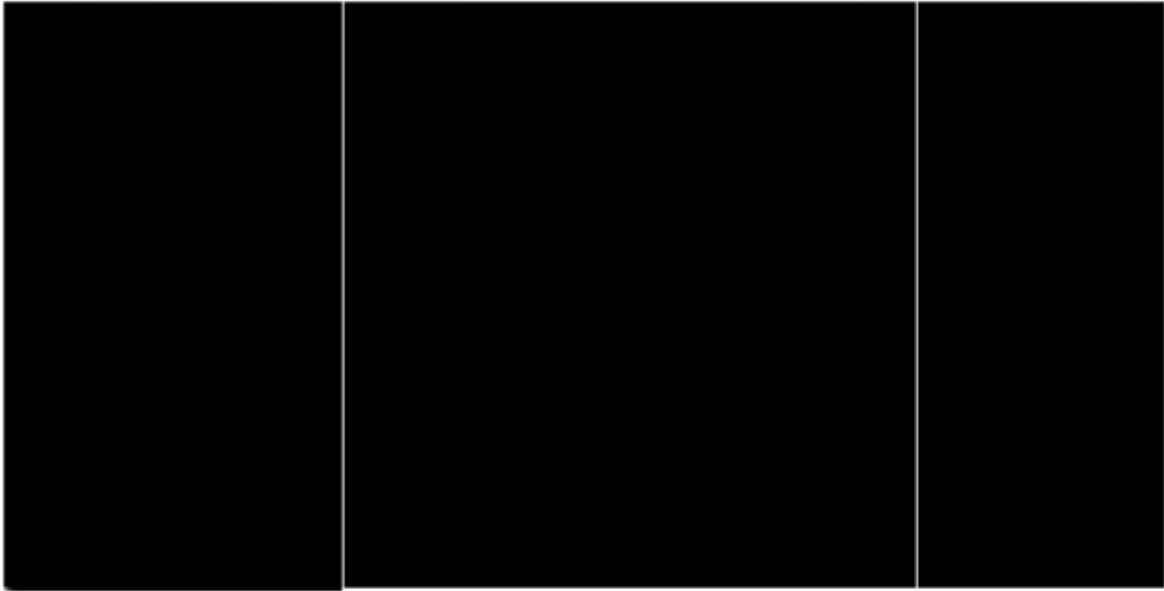


Figure N° IV.03 : Profil Creager de déversoir

IV.2.2. Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :

Nous devons par la suite déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera calculée ultérieurement. Le rayon est donné par le tableau suivant sachant que : $H = 2.2 \text{ m}$ et $P = 41.9 \text{ m}$

Tableau IV.3: différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H.

P(m)	Charge H= $\Delta PHE - \Delta NNR$								
	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

Source : Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} Année.

Dans le cas de $P < 10 \text{ m}$ on prend $R = 0.5 P$

On à : $P = 41.9 \text{ m} > 10 \text{ m}$

D'où après l'interpolation ; ce qui donne : $R = 9.02 \text{ m}$ On prend : $R = 9 \text{ m}$

Remarque : pour la cote du radier à l'aval d'après la topographe et les travaux d'excavation à l'aval

On trouve que : $C_{f\text{aval}} = 704 - 3 = 701 \text{ m NGA}$

~ Calcul hydraulique : seuil en dénoyé :

IV.2.3.Ouvrage de raccordement du bief Aval :

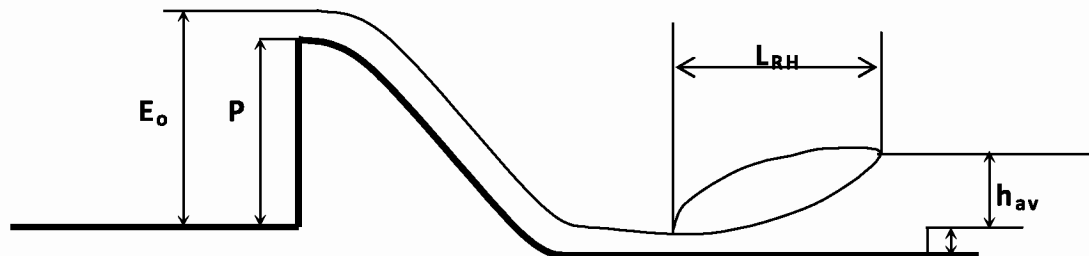


Figure N° IV.04 : schéma explicatif de bassin de dissipation.

IV.2.3.1.Bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Supporter les actions hydrodynamiques.
- Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

IV.2.3.1.1.Calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Pour déterminer les paramètres du bassin de dissipation il faut passer par les étapes suivantes :

- Etablir le type du ressaut
- Calculer les hauteurs conjuguées h' et h''
- Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

Pour la détermination des hauteurs conjuguées, il existe plusieurs méthodes de résolution, ces dernières donnent par leurs différences l'encadrement du ressaut qui se produit souvent si un écoulement passe brusquement du régime sur critique, au régime fluvial sous critique provoquant ainsi une dissipation d'énergie mécanique très importante.

Comme il s'agit de résoudre une équation de troisième degré, et la méthode analytique est très fastidieuse donc on va utiliser une méthode tabulaire d'AGROSKYNE pour déterminer ces hauteurs conjuguées. Mais pour le dimensionnement de bassin de dissipation on utilise les tests réalisés par(USBR) « The Bureau Of Réclamation »

❖ **Calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi.E_0^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi=0,95$$

$$E_0 = E + \alpha V^2/2g \quad \text{d'ou : } E_0 = P + H + \alpha V^2/2g + d \dots\dots\dots (IV.6)$$

V: vitesse d'approche

d: marge de sécurité (0,5 –1) m

$$P = \Delta C_s - \Delta C_f = 745.9 - 704 = 41.9 \text{ m} \quad P = 41.9 \text{ m}$$

Donc:

$$E_0 = 41.9 + 2.2 + 1*(0.22)^2/2*9,81 + 0,5 = 44.6 \text{ m} \quad E_0 = 44.6 \text{ m}$$

❖ **Détermination des valeurs de τ' et τ'' pour la fonction auxiliaire correspondante :**

$$\phi = 9.77/0,95.44.6^{3/2} = 0,0345 \quad \phi = 0,0345$$

$\phi = 0,0345 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau' = 0.0078 \quad \text{et} \quad \tau'' = 0.1634$$

❖ **Calcul des hauteurs conjuguées**

$$h' = \tau' E_0 \quad h' = 0.0078*44.6 = 0.35 \text{ m} \quad h' = 0.35 \text{ m}$$

$$h'' = \tau'' E_0 \quad h'' = 0.1634*44.6 = 7.29 \text{ m} \quad h'' = 7.29 \text{ m}$$

On n'a pas la valeur de tirant d'eau aval (hav) puisque on n'a pas des données suffisantes pour tracer la courbe de tarage $Q=f(h)$, on doit travailler pour les conditions défavorables et le cas le plus défavorable c'est le ressaut dénoyé (éloigné). Car un ressaut hydraulique éloigné correspond à une grande vitesse donc une érosion à l'aval. D'après ces résultats on peut dire que le ressaut hydraulique est dénoyé.

❖ **Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à l'entrée du bassin de dissipation :**

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{Q}{S} = \frac{781.66}{80 \times 0.35} = 27.92 \text{ m/s} \dots\dots\dots (IV.7) \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} F &= \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{27.92}{\sqrt{9.81 \times 0.35}} = 15.07 \dots\dots\dots (IV.8) \end{aligned} \right.$$

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

1 < FR < 1.7 Ressaut ondulé.

1.7 < FR < 2.5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2.5 < FR < 4.5 Ressaut oscillant.

4.5 < FR < 9 Ressaut stable (Stationnaire).

FR > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

FR > 9 et la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation est supérieure de 15m/s

Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

IV.2.3.1.2. Dimensionnement du bassin de dissipation :

A partir des abaques représentés dans (l'annexe C.2), on tire les paramètres suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Y_2}{Y_1} = 20.82 \Rightarrow Y_2 = 20.82 \times 0.35 = 7.29 \text{ m} \\ \frac{L}{Y_2} = 4.28 \text{ D'où : } L = 7.29 \times 4.28 = 31.20 \text{ m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Y_2 = 7.29 \text{ m} \\ L = 31.20 \text{ m} \end{array}$$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

❖ Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.35 \text{ m}$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

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

Le nombre des blocs de chute = $\frac{80}{0.35+0.35} = 114$ blocs donc on prend la valeur inférieure par défaut, c.à.d. $n = 113$ blocs

❖ Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2 y_2 = 0.2 \times 7.29 = 1.46 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 7.29 = 1.09 \text{ m} \approx 1.1 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 7.29 = 1.09 \text{ m} \approx 1.1 \text{ m}$$

Avec :

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés = $\frac{80}{1.1+1.1} = 37$ seuils dentés donc on prend la valeur inférieure par défaut, c.à.d. $n = 36$ dents

❖ **Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :**

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé donc son épaisseur est de :

$$T_{\text{bas}} = (1/12 - 1/10) L_{\text{bas}} \Rightarrow T_{\text{bas}} = 1/12 \times 31.2 \quad T_{\text{bas}} = 2.6 \text{ m}$$

IV.2.3.2. Calcul de la risberme:

IV.2.3.2.1. Calcul de la longueur de la risberme :

La longueur de la risberme est déterminée en fonction du tirant d'eau critique :

$$L_{\text{ris}} = 8 \cdot h_{\text{cr}} \dots\dots\dots(\text{IV.09})$$

Sachant que : $h_{\text{cr}} = \sqrt[3]{\frac{q_{\text{ris}}^2}{g}} \dots\dots\dots(\text{IV.10})$

avec q_{ris} et le débit unitaire l'entrée de la risberme : $q_{\text{ris}} = \frac{Q}{B} = \frac{781.66}{80} = 9.77 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

D'où : $h_{\text{cr}} = \sqrt[3]{\frac{9.77^2}{9.81}} = 2,13 \text{ m}$.

Donc : $L_{\text{ris}} = 8 \times 2.13 = 17.04 \text{ m}$ on prend : $L_{\text{ris}} = 18 \text{ m}$

La longueur de la risberme est décomposé de trois dalles en béton sachant que la longueur de chaque

dalle sera égale à : $\frac{L_{\text{ris}}}{3} = \frac{18}{3} = 6 \text{ m}$

IV.2.3.2.2. Calcul de l'épaisseur de la risberme :

Le même raisonnement que le bassin de dissipation, l'épaisseur de la risberme est déterminé selon le type de matériaux de construction on note :

$Tris = (1/6 - 1/7) \times b$ pour des dalles en béton.

$Tris = (1/8 - 1/10) \times b$ pour des dalles en béton armé.

Si on choisit les dalles en béton armé : $Tris = \frac{1}{8} \times 6 = 0.75 \text{ m}$

On prend : $T_{ris} = 0.8 \text{ m}$.

Maintenant on va déterminer la largeur de la risberme B_{ris} sachant que :

$B_{ris} = B + 2 \times L_{ris} \times tg\alpha$ (IV.11)

Avec : α est un angle de divergence de la risberme compris entre 6° et 10°

On prend : $\alpha = 8^\circ$

Donc : $B_{ris} = 80 + 2 \times 18 \times tg(8^\circ) = 85.06 \text{ m}$.

Alors : $B_{ris} = 85.1 \text{ m}$

IV.2.3.2.3. Calcul de la fosse d'affouillement :

Après avoir déterminé le dispositif aval, on calcul la profondeur de la fosse d'affouillement à l'aide de l'expression suivante :

$h_{aff} = K_{aff} \times 1.2 \sqrt{\frac{q_{ris}}{V_{adm}}}$ (IV.12)

Dont V_{adm} est dépend de la nature du sol de fondation, calculée pour $h_{av} = 1$ mètre.

$V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ m/s}$

K_{aff} C'est un coefficient qui dépend du type de talus m.

m	0	3÷4	4÷6
K_{aff}	1,70	1,10	1,05

Source : guide de dimensionnement d'un barrage déversoir.

on prend : $m = 5 \Rightarrow K_{aff} = 1,05$

q_{ris} : Le débit à la sortie de la risberme déjà calculé.

D'où :

$$h_{\text{aff}} = 1.05 \times \sqrt[1.2]{\frac{9.77}{1.8}} = 4.29 \text{ m on prend : } h_{\text{aff}} = 4.3 \text{ m}$$

La figure ci-après est représentée la fosse d'affouillement.

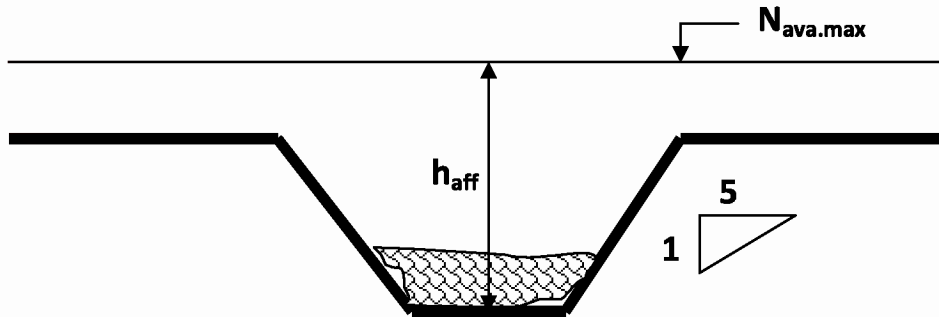


Figure N° IV.05 : fosse d'affouillement

IV.2.4. Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques sur le déversoir et la hauteur finale des bajoyers.

IV.2.4.1. Phénomène hydraulique :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit a un mélange air - eau et le gonflement de l'écoulement aéré nécessite des murs latéraux plus hauts que dans le cas d'un écoulement non aéré.

Sur la crête de l'évacuateur de crues l'écoulement s'accélère. Lorsque le niveau, de turbulence a la surface libre est suffisamment élevé, de l'air commence à être entraine.

Dans la zone d'accélération l'écoulement est désigné sous le nom d'écoulement non uniforme. Si la géométrie et la rugosité du canal ne varie pas a l'aval, un écoulement aéré uniforme peut s'établir.

IV.2.4.2. Aération du déversoir :

L'aération du déversoir a seuil épais consiste à veiller ce que l'espace entre lame déversant et la structure soit suffisamment aéré, si c'est le cas contraire, la lame devient instable et transmet des vibrations a la structure. Le débit d'air est donné par la formule :

$$Q_a = 0.1 \frac{Q}{(h_o/h_p)^{3/2}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec : h_p : la hauteur d'eau à l'aval : $h_p = 0.35$ m

h_0 : la hauteur d'eau à l'amont : $h_0 = 2.2$ m

Donc : $Q_a = 4.96$ m³/s

Ce débit est surestimé, pour connaître sa valeur réelle il faut passer par le modèle réduit.

IV.2.4.3. Hauteurs des murs bajoyers :

Pour le déversoir sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{cr} = 750$ m NGA. D'une largeur égale à largeur de barrage en crête $b = 10$ m, puis les murs suivent les pentes des talus amont et aval $m_1 = m_2 = 3$, jusqu'à la limite de la digue.

IV.2.4.3. Protection anti-renard :

La ligne de contact entre la fondation et la maçonnerie est un chemin préférentiel d'infiltration. Bien entendu il faut vérifier que la sécurité contre le risque de renard est pleinement assurée, à la fois dans les plans transversaux, mais aussi à la liaison corps de digue - déversoir.

Lorsque le déversoir repose sur une couche perméable surmontant un substratum imperméable, la meilleure solution est de couper la zone fuyarde par une parafouille s'ancrant dans le substratum.

Le même problème se pose au raccordement des murs bajoyers avec la digue. Il est indispensable d'éviter tout défaut de contact entre la terre et le béton. Pour cela, on fera pénétrer dans la digue des murs perpendiculaire au bajoyer sur quelques mètres. Dans tous les cas, on appréciera la sécurité par la règle de LANE.

IV.3. Étude de la deuxième variante (évacuateur de crue centrale en escalier):**Introduction :**

Pour une forte pente de l'évacuateur de crue, il est recommandé de construire l'ouvrage intermédiaire en escalier, constitué d'une série de gradins à giron horizontal et à contre marche verticale ou inclinée. La longueur de chaque marche est fixée de telle sorte que, la nappe déversée par la marche immédiatement supérieure, dissipe une partie de son énergie dans l'épaisseur du courant ou dans le ressaut de fond et se transforme en écoulement tranquille vers la marche suivante.

Données de départ :

- largeur déversant : $L = 80$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 781.66$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 2,20$ m.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 745.9$ m NGA.
- Cote du fond : $C_f = 704$ m NGA.
- hauteur de pelle : $-P = C_s - C_{f_{\text{am}}} = 745.9 - 704 = 41.9$ m
- $-P_1 = C_s - C_{f_{\text{av}}} = 745.9 - 701 = 44.9$ m

- La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = Q / S$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m³/s).
- S : Section du canal (m²) = $h \times b$
- h : Charge d'eau (m) = $H + P$
- P : Hauteur de pelle (41.9 m).
- H : Lambe déversant (2,20 m)

$$V_a = \frac{781.66}{(41.9 + 2.2) \times 80} = 0.22 \text{ m/s} \quad V_a < V_{\text{adm}} = (4.4 - 10) \text{ m/s (donc pas de risque de l'érosion.)}$$

Remarque :

Pour la cote du radier à l'aval d'après la topographe et les travaux d'excavation à l'aval On trouve que : $C_{f_{\text{aval}}} = 704 - 3 = 701$ m NGA

IV.3.1. Le canal d'entrée :

Le canal d'entrée se comporte comme un déversoir à large seuil, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'Hydrogramme.

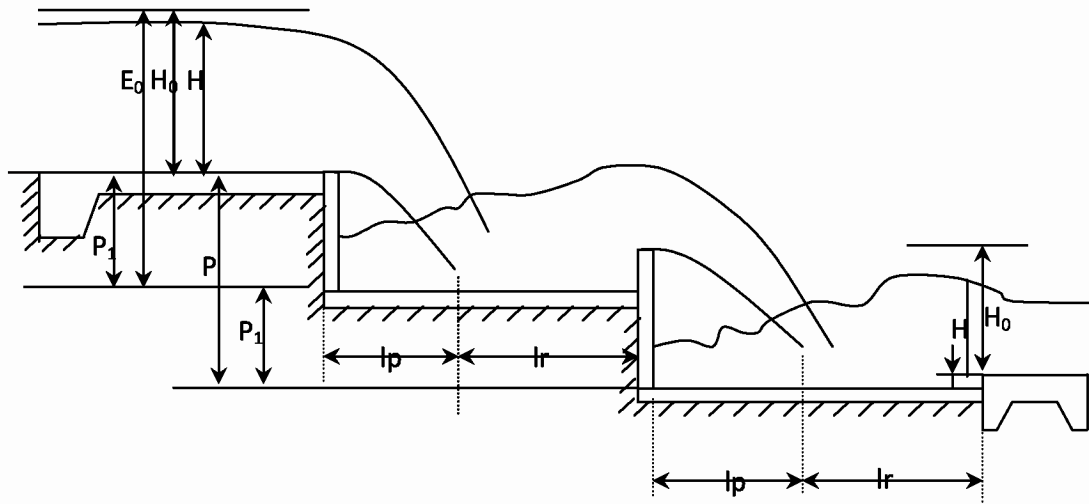


Figure N° IV.06 : schéma explicatif

IV.3.2. Calcul des marches :

➤ Hauteur de chaque marche :

La différence des cote entre l'entrée et la sortie des marches = 44.9 m

Le nombre de marche = 9

$$P_{1,2,\dots,9} = P / 9 = 44.9 / 9 = 5 \text{ m}$$

Donc : $P_{1,2,\dots,9} = 5 \text{ m}$

1/ Calcul de la première marche:

Le calcul de la première marche consiste à déterminé la hauteur du pelle et la longueur pour la marche.

○ Hauteur de contre marche P_{cm} :

$$E_0 = P_1 + H_0$$

$$H_0 = H + V_a^2 / 2g$$

$$H = h_0 = 2.2 \text{ m}$$

$$V_a = 0.22 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 2.2 + (0.22^2/2 \cdot 9.81) = 2.2 \text{ m}$$

$$E_{01} = 5 + 2.2 = 7.2 \text{ m}$$

○ **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot E_{01}^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0.95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 7.2^{3/2} = 0.5323 \quad \phi = \mathbf{0.5323}$$

$\phi = 0.5323 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau' = 0.1488 \quad \text{et} \quad \tau'' = 0.5747$$

○ **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h' = \tau' E_{01} \quad h' = 0.1488 \cdot 7.2 = 1.07 \text{ m} \quad \mathbf{h' = 1.07 \text{ m}}$$

$$h'' = \tau'' E_{01} \quad h'' = 0.5747 \cdot 7.2 = 4.14 \text{ m} \quad \mathbf{h'' = 4.14 \text{ m}}$$

○ **Détermination de H1 :**

On considère que le contre barrage est un déversoir à parois mince($m = 0,42$) .

$$\text{Donc :} \quad H_{01} = \left(\frac{Q_{\max}}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow H_{01} = \left(\frac{9.77}{0,42\sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 3.02 \text{ m}$$

$$V_A = 0.22 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow H_1 = H_{01} - V_{01}^2/2g = 3.02 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 \cdot 4.14 - 3.02 = 1.33 \text{ m}$$

σ : Coefficient qui assure un degré sécurité contre la submersion du barrage

$$\text{Donc :} \quad \mathbf{P_{cm} = 1.33 \text{ m}}$$

○ **Longueur la première marche :**

La longueur de marche est égale la somme de la longueur du porté d'eau avec la longueur du ressaut hydraulique.

$$L_{m1} = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.14 = 12.42 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{Ho(P_1 + 0,24Ho)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_m = 12.42 + 5.72 = 18.14 \text{ m}$$

$$L_{m1} = 18.14 \text{ m}$$

○ **Vérification :**

Maintenant on va vérifier si le seuil est noyé ou non :

Si $\sigma h'' > P_1$ le seuil est noyé (il faut faire la correction du σ)

Si $\sigma h'' < P_1$ le seuil n'est pas noyé donc le calcul est juste.

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4.14 = 4.34 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

2/ Calcul de la deuxième marche :

Le même calcul comme la marche précédente ;

○ **Hauteur de contre marche P_{cm} :**

$$Eo_1 = P_1 + Ho + P_{cm}^1$$

$$Ho = H + V_a^2/2g$$

$$H = h_o = 2.2 \text{ m}$$

$$V_a = 0.22 \text{ m/s}$$

$$Ho = 2.2 + (0.22^2/2 \cdot 9,81) = 2.2 \text{ m}$$

$$Eo_1 = 5 + 2.2 + 1.33 = 8.53 \text{ m}$$

○ **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot Eo_1^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.53^{3/2} = 0.4128 \quad \phi = 0.4128$$

$\phi = 0.4128 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau'' = 0.5180$$

- calcul de hauteur conjuguée

$$h'' = \tau'' E_{o1} \quad h'' = 0.5180 * 8.53 = 4.42 \text{ m} \quad h'' = 4.42 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 * 4.42 - 3.02 = 1.62 \text{ m}$$

Donc : $P_{cm} = 1.62 \text{ m}$

- Longueur de la deuxième marche:

$$L_m = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' = 3 * 4.42 = 13.26 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{H_o(P_1 + 0,24H_o)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24*2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_m = 13.26 + 5.72 = 18.98 \text{ m} \quad L_m = 18.98 \text{ m}$$

- Vérification :

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 * 4.42 = 4.64 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

3/ Calcul de troisième marche:

Le même calcul comme la marche précédente :

- Hauteur de contre marche P_{cm} :

$$E_{o1} = P_1 + H_o + P_{cm}$$

$$E_{o1} = 5 + 2.2 + 1.62 = 8.82 \text{ m}$$

- calcul de la fonction auxiliaire :

$$\phi = q/\varphi \cdot E_{o1}^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.82^{3/2} = 0.3926 \quad \phi = 0.3926$$

$\phi = 0.3926 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau'' = 0.5073$$

- calcul des hauteurs conjuguées :

$$h'' = \tau'' E_{o1} \quad h'' = 0.5073 * 8.82 = 4.47 \text{ m} \quad h'' = 4.47 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 * 4.47 - 3.02 = 1.67 \text{ m}$$

Donc : $P_{cm}^3 = 1.67 \text{ m}$

○ **Longueur de marche :**

$$L_m^3 = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.47 = 13.41 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{Ho(P_1 + 0,24Ho)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_{m3} = 13.41 + 5.72 = 19.13 \text{ m}$$

$$L_m^3 = 19.13 \text{ m}$$

○ **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4.47 = 4.69 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

4/ Calcul de la quatrième marche:

Le même calcul comme la marche précédente :

○ **Hauteur de contre marche Pcm :**

$$Eo_1 = P_1 + Ho + P_{cm}^3$$

$$Eo_1 = 5 + 2.2 + 1.67 = 8.87 \text{ m}$$

○ **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot Eo_1^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.87^{3/2} = 0.3893$$

$$\phi = 0.3893$$

$\phi = 0.3893 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :
 $\tau'' = 0.5055$

○ **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h'' = \tau'' Eo_1 \quad h'' = 0.5055 \cdot 8.87 = 4.48 \text{ m}$$

$$h'' = 4.48 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 \cdot 4.48 - 3.02 = 1.68 \text{ m}$$

Donc : $P_{cm}^4 = 1.68 \text{ m}$

- **Longueur de marche :**

$$L_{m1} = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.48 = 13.44 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{Ho(P_1 + 0,24Ho)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_{m3} = 13.44 + 5.72 = 19.16 \text{ m}$$

$$L_m^4 = 19.16 \text{ m}$$

- **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4.48 = 4.7 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

5/ Calcul de la cinquième marche:

Le même calcul comme la marche précédente :

- **Hauteur de contre marche P_{cm} :**

$$E_{o1} = P_1 + Ho + P_{cm}^4$$

$$E_{o1} = 5 + 2.2 + 1.68 = 8.88 \text{ m}$$

- **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot E_{o1}^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.88^{3/2} = 0.3886 \quad \phi = 0.3886$$

$\phi = 0.3886 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau'' = 0.5051$$

- **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h'' = \tau'' E_{o1} \quad h'' = 0.5051 \cdot 8.88 = 4.49 \text{ m} \quad h'' = 4.49 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 \cdot 4.49 - 3.02 = 1.69 \text{ m}$$

Donc : $P_{cm}^5 = 1.69 \text{ m}$

- **Longueur de marche :**

$$L_m^5 = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.49 = 13.47 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{Ho(P_1 + 0,24Ho)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_{m5} = 13.47 + 5.72 = 19.19 \text{ m}$$

$$L_m^5 = 19.19 \text{ m}$$

○ **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4.49 = 4.71 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

6/ Calcul de la sixième marche:

Le même calcul comme la marche précédente :

○ **Hauteur de contre marche P_{cm} :**

$$Eo_1 = P_1 + Ho + P_{cm}^5$$

$$Eo_1 = 5 + 2.2 + 1.69 = 8.89 \text{ m}$$

○ **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot Eo_1^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.89^{3/2} = 0.3879 \quad \phi = 0.3879$$

$\phi = 0.3879 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement : $\tau'' = 0.5047$

○ **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h'' = \tau'' Eo_1 \quad h'' = 0.5047 \cdot 8.89 = 4.49 \text{ m} \quad h'' = 4.49 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 \cdot 4.49 - 3.02 = 1.69 \text{ m}$$

Donc : $P_{cm}^6 = 1.69 \text{ m}$

○ **Longueur de marche :**

$$L_m^6 = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.49 = 13.47 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{Ho(P_1 + 0,24Ho)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_{m3} = 13.47 + 5.72 = 19.19 \text{ m}$$

$$L_m^6 = 19.19 \text{ m}$$

○ **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4,49 = 4,71 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

7/ Calcul de la septième marche:

Le même calcul comme la marche précédente :

○ **Hauteur de contre marche P_{cm} :**

$$E_{o1} = P_1 + H_o + P_{cm}^6$$

$$E_{o1} = 5 + 2.2 + 1.69 = 8.89 \text{ m}$$

○ **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot E_{o1}^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.89^{3/2} = 0.3879 \quad \phi = 0.3879$$

$\phi = 0.3879 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau'' = 0.5047$$

○ **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h'' = \tau'' E_{o1} \quad h'' = 0.5047 \cdot 8.89 = 4.49 \text{ m} \quad h'' = 4.49 \text{ m}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 \cdot 4.49 - 3.02 = 1.69 \text{ m}$$

$$\text{Donc :} \quad P_{cm}^7 = 1.69 \text{ m}$$

○ **Longueur de marche :**

$$L_m^7 = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.49 = 13.47 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{H_o(P_1 + 0,24H_o)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_m^7 = 13.47 + 5.72 = 19.19 \text{ m}$$

$$L_m^7 = 19.19 \text{ m}$$

○ **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4,49 = 4,71 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

8/ Calcul de la huitième marche:

○ **Hauteur de contre marche P_{cm} :**

$$E_{o1} = P_1 + H_o + P_{cm}^7$$

$$E_{o1} = 5 + 2,2 + 1,69 = 8,89 \text{ m}$$

○ **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot E_{o1}^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9,77/0,95 \cdot 8,89^{3/2} = 0,3879 \quad \phi = \mathbf{0,3879}$$

$\phi = 0,3879 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau'' = 0,5047$$

○ **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h'' = \tau'' E_{o1} \quad h'' = 0,5047 \cdot 8,89 = 4,49 \text{ m} \quad \mathbf{h'' = 4,49 \text{ m}}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1,05 \cdot 4,49 - 3,02 = 1,69 \text{ m}$$

$$\text{Donc :} \quad \mathbf{P_{cm}^8 = 1,69 \text{ m}}$$

○ **Longueur de marche :**

$$L_m^8 = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4,49 = 13,47 \text{ m}$$

$$L_p = 1,64 \sqrt{H_o(P_1 + 0,24H_o)} = 1,64 \sqrt{2,2(5 + 0,24 \cdot 2,2)} = 5,72 \text{ m}$$

$$L_m^8 = 13,47 + 5,72 = 19,19 \text{ m} \quad \mathbf{L_m^8 = 19,19 \text{ m}}$$

○ **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4,49 = 4,71 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc notre seuil n'est pas noyé et le calcul qu'on a fait non pas des corrections à faire. Donc notre dimensionnement est juste.

9/ Calcul de la neuvième marche:

- **Hauteur de contre marche P_{cm} :**

$$E_{O1} = P_1 + H_0 + P_{cm}^7$$

$$E_{O1} = 4.9 + 2.2 + 1.69 = 8.79 \text{ m}$$

- **calcul de la fonction auxiliaire :**

$$\phi = q/\varphi \cdot E_{O1}^{3/2} \quad \text{avec } \varphi : \text{coefficient de répartition des vitesses} \quad \varphi = 0,95$$

$$\phi = 9.77/0.95 \cdot 8.79^{3/2} = 0.3946 \quad \phi = \mathbf{0.3946}$$

$\phi = 0.3946 \Rightarrow$ d'après l'abaque dans (l'annexe C.1) qui représente les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement :

$$\tau'' = 0.5084 \quad \tau' = 0.0935$$

- **calcul des hauteurs conjuguées**

$$h' = \tau' E_{O1} \quad h' = 0.0935 \cdot 8.79 = 1.07 \text{ m} \quad \mathbf{h' = 0.82 \text{ m}}$$

$$h'' = \tau'' E_{O1} \quad h'' = 0.5084 \cdot 8.79 = 4.47 \text{ m} \quad \mathbf{h'' = 4.47 \text{ m}}$$

$$P_{cm} = \sigma h'' - H_1 = 1.05 \cdot 4.47 - 3.02 = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{Donc :} \quad \mathbf{P_{cm}^9 = 1.67 \text{ m}}$$

- **Longueur de marche :**

$$L_m^9 = L_p + L_r$$

$$L_r = 3 h'' c = 3 \cdot 4.47 = 13.41 \text{ m}$$

$$L_p = 1.64 \sqrt{H_0(P_1 + 0,24H_0)} = 1.64 \sqrt{2.2(5 + 0,24 \cdot 2.2)} = 5.72 \text{ m}$$

$$L_m^9 = 13.41 + 5.72 = 19.13 \text{ m} \quad \mathbf{L_m^9 = 19.19 \text{ m}}$$

- **Vérification :**

On remarque clairement que $\sigma h'' = 1,05 \cdot 4.49 = 4.71 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Si $\sigma h'' > h_{av}$ le ressaut est noyé (il faut faire un bassin de dissipation)

Si $\sigma h'' < h_{av}$ le ressaut n'est pas noyé.

On n'a pas la valeur de tirant d'eau aval (h_{av}) puisque on n'a pas des données suffisantes pour tracer la courbe de tarage $Q=f(h)$, on doit travailler pour les conditions défavorables et le cas le plus défavorable c'est le ressaut dénoyé (éloigné). Car un ressaut hydraulique éloigné correspond à une grande vitesse donc

une érosion à l'aval. D'après ces résultats on peut dire que le ressaut hydraulique est dénoyé.

Donc Il est évident qu'on a besoin d'un bassin de dissipation :

IV.3.3. Calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Le dimensionnement de bassin de dissipation on utilise les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation »

❖ Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à l'entrée du bassin de dissipation :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{Q}{S} = \frac{781.66}{80 \times 0.82} = 11.92 \text{ m/s} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{11.92}{\sqrt{9.81 \times 0.82}} = 4.2 \end{array} \right.$$

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

1 < FR < 1.7 Ressaut ondulé.

1.7 < FR < 2.5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2.5 < FR < 4.5 Ressaut oscillant.

4.5 < FR < 9 Ressaut stable (Stationnaire).

FR > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$$2.5 < FR < 4.5$$

Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type I ».

IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin de dissipation :

A partir des abaques représentés dans l'annexe (C.3), on tire les paramètres suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Y_2}{Y_1} = 5.45 \Rightarrow Y_2 = 5.45 \times 0.82 = 4.47 \text{ m} \\ \frac{L}{Y_2} = 5.82 \text{ D'où : } L = 4.47 \times 5.82 = 26.01 \text{ m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Y_2 = 4.47 \text{ m} \\ L = 26.01 \text{ m} \end{array}$$

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 :

$$W = 6 Y_1 = 6 \cdot 0.82 = 4.92$$

$$h_1 = 2 Y_1 = 2 \cdot 0.82 = 1.64$$

$$e_1 = 2.5 Y_1 = 2.5 \cdot 0.82 = 2.05$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

w : L'épaisseur du bloc de chute,

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

Le nombre des blocs de chute = $\frac{80}{4.92+2.05} = 11.48$ blocs donc on prend la valeur inférieure par défaut, c.à.d. $n = 11$ blocs

❖ Dimensionnement du seuil terminal :

$$h_2 = 1.25 y_2 = 1.25 \times 0.82 = 1.025 \text{ m} \approx 1\text{m}$$

❖ Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé donc son épaisseur est de :

$$T_{\text{bas}} = (1/12 - 1/10) L_{\text{bas}} \Rightarrow T_{\text{bas}} = 1/12 \times 26.01 \quad T_{\text{bas}} = 2.17 \text{ m}$$

IV.3.3.2. Calcul de la risberme:

IV.3.3.2.1. Calcul de la longueur de la risberme :

La longueur de la risberme est déterminée en fonction du tirant d'eau critique :

$$L_{\text{ris}} = 8 \cdot h_{\text{cr}} \dots\dots\dots(\text{IV.02})$$

Sachant que : $h_{\text{cr}} = \sqrt[3]{\frac{q_{\text{ris}}^2}{g}} \dots\dots\dots(\text{IV.02})$

avec q_{ris} et le débit unitaire l'entrée de la risberme : $q_{\text{ris}} = \frac{Q}{B} = \frac{781.66}{80} = 9.77 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

D'où : $h_{\text{cr}} = \sqrt[3]{\frac{9.77^2}{9.81}} = 2,13 \text{ m}$.

Donc : $L_{\text{ris}} = 8 \times 2.13 = 17.04 \text{ m}$ on prend : $L_{\text{ris}} = 18 \text{ m}$

La longueur de la risberme est décomposé de trois dalles en béton sachant que la longueur de chaque

dalle sera égale à : $\frac{L_{ris}}{3} = \frac{18}{3} = 6 \text{ m}$

IV.3.3.2.2. Calcul de l'épaisseur de la risberme :

Le même raisonnement que le bassin de dissipation, l'épaisseur de la risberme est déterminé selon le type de matériaux de construction on note :

$T_{ris} = (1/6 - 1/7) \times b$ pour des dalles en béton.

$T_{ris} = (1/8 - 1/10) \times b$ pour des dalles en béton armé.

Si on choisit les dalles en béton armé : $T_{ris} = \frac{1}{8} \times 6 = 0.75 \text{ m}$

On prend : $T_{ris} = 0.8 \text{ m}$.

Maintenant on va déterminer la largeur de la risberme B_{ris} sachant que :

$B_{ris} = B + 2 \times L_{ris} \times \text{tg}\alpha$ (IV.02)

Avec : α est un angle de divergence de la risberme compris entre 6° et 10°

On prend : $\alpha = 8^\circ$

Donc : $B_{ris} = 80 + 2 \times 18 \times \text{tg}(8^\circ) = 85.06 \text{ m}$.

Alors : $B_{ris} = 85.1 \text{ m}$

IV.3.3.2.3. Calcul de la fosse d'affouillement :

Après avoir déterminé le dispositif aval, on calcul la profondeur de la fosse d'affouillement à l'aide de l'expression suivante :

$h_{aff} = K_{aff} \times 1.2 \sqrt{\frac{q_{ris}}{V_{adm}}}$ (IV.02)

Dont V_{adm} est dépend de la nature du sol de fondation, calculée pour $h_{av} = 1$ mètre.

$V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ m/s}$

K_{aff} C'est un coefficient qui dépend du type de talus m.

m	0	3÷4	4÷6
K_{aff}	1,70	1,10	1,05

Source : guide de dimensionnement d'un barrage déversoir.

on prend : $m = 5 \Rightarrow K_{aff} = 1,05$

q_{ris} : Le débit à la sortie de la risberme déjà calculé.

D'où :

$$h_{aff} = 1,05 \times \sqrt[1,2]{\frac{9,77}{1,8}} = 4,29 \text{ m on prend : } h_{aff} = 4,3 \text{ m}$$

La figure ci-après est représentée la fosse d'affouillement.

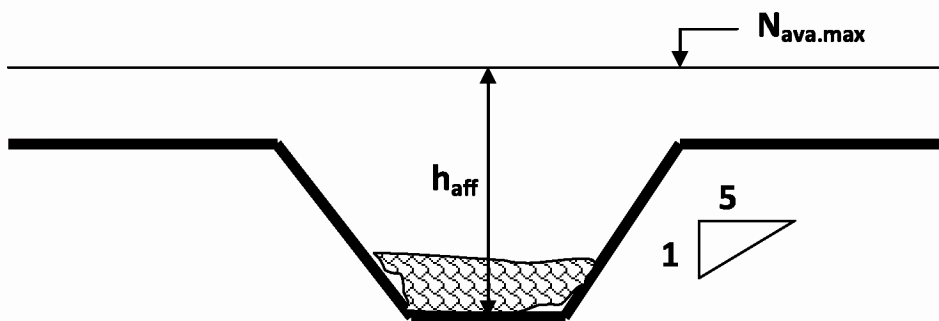


Figure N° IV.07 : FOSSE D'AFFOUILLEMENT

IV.3.4. Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques sur le déversoir et la hauteur finale des bajoyers.

IV.3.4.1. Phénomène hydraulique :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit a un mélange air - eau et le gonflement de l'écoulement aéré nécessite des murs latéraux plus hauts que dans le cas d'un écoulement non aéré.

Sur la crête de l'évacuateur de crues l'écoulement s'accélère. Lorsque le niveau, de turbulence a la surface libre est suffisamment élevé, de l'air commence à être entraine.

Dans la zone d'accélération l'écoulement est désigné sous le nom d'écoulement non uniforme. Si la géométrie et la rugosité du canal ne varie pas a l'aval, un écoulement aéré uniforme peut s'établir.

IV.3.4.2. Hauteurs des murs bajoyers :

Pour le déversoir sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{cr} = 750m$ NGA. D'une largeur égale à largeur de barrage en crête $b=10m$, puis les murs suivent les pentes des talus amont et aval $m_1=m_2=3$, jusqu'à la limite de la digue.

IV. 3.4.3. Protection anti-renard :

La ligne de contact entre la fondation et la maçonnerie est un chemin préférentiel d'infiltration. Bien entendu il faut vérifier que la sécurité contre le risque de renard est pleinement assurée, à la fois dans les plans transversaux, mais aussi à la liaison corps de digue - déversoir.

Lorsque le déversoir repose sur une couche perméable surmontant un substratum imperméable, la meilleure solution est de couper la zone fuyarde par une parafouille s'ancrant dans le substratum.

Le même problème se pose au raccordement des murs bajoyers avec la digue. Il est indispensable d'éviter tout défaut de contact entre la terre et le béton. Pour cela, on fera pénétrer dans la digue des murs perpendiculaire au bajoyer sur quelques mètres. Dans tous les cas, on appréciera la sécurité par la règle de LANE.

o Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crue :

Sur la base des caractéristiques topographiques et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crues à surface libre, soit à profil normal (creager) ou en marche d'escalier,

1^{ère} variante : Evacuateur de crue centrale à profil normal (creager)

2^{ème} variante : Evacuateur de crue centrale en marche d'escalier

D'où, la variante choisie un évacuateur de crue centrale à profil normal (Creager) parce que est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que l'évacuateur en escalier de point de vue volume du béton, coffrage et volume du terrassement et même pour l'entretien

CHAPITRE V : CALCUL DE GENIE CIVIL

Introduction :

Il est rare que le terrain sur lequel doit être installé l'évacuateur soit de lui-même suffisamment résistant pour supporter le courant d'eau avec sa charge et sa vitesse. Le plus souvent il est nécessaire de prévoir un revêtement peu érodable. On utilise pour cela les enrochements, la maçonnerie et surtout le béton.

Les bajoyers, le fond, les revêtements, doivent résister aux poussées hydrostatiques, aux charges hydrodynamiques, à la poussée des terres et éventuellement aux déformations, aux variations de température ou même au gel.

Nous sommes besoin dans notre calcul, les dimensions de différentes composantes de l'évacuateur calculées dans le chapitre IV. On a besoin aussi du bilan des charges exercées sur la structure.

Principes du calcul génie civil :

Le calcul de génie civil doit passée par le procédé suivant :

V.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

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $l_s = 1 \text{ m}$

V.1.1.Stabilité de déversoir :

L'étude de stabilité consiste à déterminer les forces qui surgissent autour du déversoir.

V.1.1.1.Etude d'infiltration :

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aides à dimensionner le contour souterrain et de déterminé les sous pressions qui agissent sous le radier

Méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

- Dimensionnement : ($H = 41.9 \text{ m}$)

Avant radier : longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 30\text{m}$

Épaisseur : $t_{ar1} = 0.75 \text{ m}$

$t_{ar2} = 0,5 + 0,05.H = 2.5 \text{ m}$

Radier : longueur = $(1.25 \div 2.5) H = 65 \text{ m}$
 Épaisseur : $t_{r1} = (0.25 \div 0,3) H = 3 \text{ m}$
 $t_{r2} = (0,13 \div 0,15) H = 2.5 \text{ m}$

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l' inégalité de BLIGH :

$$L_R > L_{CD}$$

Avec :

- L_R : longueur réel du radier = 159.39 m
- L: Longueur du contour déployer = C. H
- C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : $L_R = 159.39 \text{ m} > L_{CD} = 125.7 \text{ m}$

la sous pression $hx = H. (lx / L_R) = 41.9. (lx / 159.39)$

V.1.1.2. détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

a/ Poids propre de déversoir :

$$P_{pd} = \gamma_b \cdot S_d \cdot I_s \dots\dots\dots (V.01)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_d : Section du déversoir $S_d = 2059.52 \text{ m}^2$

$I_s = 1\text{m}$.

Donc : $P_{pd} = 4942.85 \text{ t}$.

b/ Force de poussé hydrostatique amont F_h :

$$F_h^{am} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot I_s \dots\dots\dots (V.02)$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h = 41.9 \text{ m}$.

$I_s = 1\text{m}$.

Donc : $F_h^{am} = 877.81 \text{ t}$.

c / Force des sous pressions :

$$W_T = W_s + W_F \dots\dots\dots (V.03)$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot I_s \dots\dots\dots (V.04)$$

Avec :

- $S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0.5. 21.12$
- d : Ancrage du déversoir ; $d = 2.5 \text{ m}$.
- h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir , $h = 0.35 \text{ m}$.
- L_{rad} : Longueur du radier ; $L_{rad} = 65 \text{ m}$.

AN : $W_s = 174.56 \text{ T}$.

WF = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf.

$$W_s = \gamma_w \cdot S_f \cdot l_s \dots\dots\dots (V.05)$$

Avec:

- $S_F = I_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$
- $h_2 = 41.9 \cdot (l_2 / 159.39) = 41.9 \cdot (2.5 / 159.39) = 0,66 \text{ m}$
- $h_6 = 41.9 \cdot (l_6 / 159.39) = 41.9 \cdot (72.40 / 159.39) = 19.03 \text{ m}$

AN : $W_F = 639.93 \text{ T}$.

La force des sous pression est donc :

$W_T = 814.49 \text{ T}$.

d/ Force de poussée de sol amont :

$$E_s = \delta_{ss} \cdot \frac{h_s^2}{2} \cdot \text{tg} (45 - \frac{\varphi}{2}) \cdot l_s \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec:

- δ_{ss} : poids volumique du sol saturé $\delta = 2,2 \text{ T/m}^3$.
- h_s : hauteur du sol exerçant la poussé $h_s = 6\text{m}$.
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.

Donc : $E_s = 20.17 \text{ T}$.

V.1.1.2. Stabilité de déversoir au renversement :

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_r} \geq 1.5 \dots\dots\dots (V.07)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au pied aval.

$= P_{pd} \cdot A = 4942.85 \times 44.115 = 218053.83 \text{ T.m}$

Donc : $M_s = 218053.83 \text{ T.m}$

M_r = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au pied aval.

$M_r = F_h^{am} \cdot 13.97 + W_s \cdot 32.5 + W_F \cdot 47.43 + E_s \cdot 2$

$= 877.81 \times 13.97 + 174.56 \times 32.5 + 639.93 \times 47.43 + 20.17 \times 2$

Donc: $M_r = 48328.43 \text{ T.m}$

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_r} = 4.5 \geq 1.5$$

La condition de stabilisé du déversoir au renversement est vérifiée.

V.1.1.3. Stabilité de déversoir au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq 0.8 \dots\dots\dots (V.08)$$

Avec : $F_v = P_{pd} - W_T = 4942.85 - 814.49 = 4128.36 \text{ T.}$

$$F_v = 4128.36 \text{ T.}$$

$$F_h = F_h^{am} + E_s = 877.81 + 20.17 = 897.98 \text{ T.}$$

$$F_h = 897.98 \text{ T.}$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.22 \leq 0.8$$

La condition de stabilisé du déversoir au glissement est vérifiée.

V.1.2. Stabilité des murs bajoyers :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.

V.1.2.1. Les combinaisons des charges :

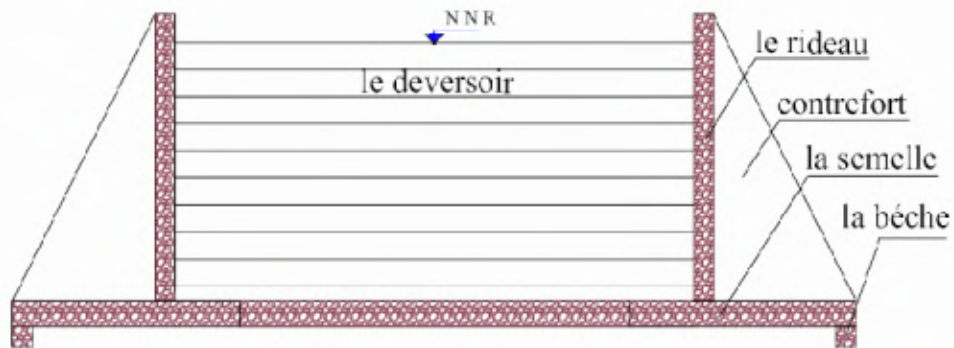


Figure V.1 : Schéma explicatif des murs bajoyers.

a) Les forces verticales :

- Poids de terre derrière le mur :

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \dots\dots\dots (V.09)$$

Avec :

- γ_t : Poids volumique de la terre (2.2t/m³)
- b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

- Poids de la surcharge (s) Ps:

$$P_s = S \cdot b_1 \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

- S: surcharge (s=1t/m²)

- Poids de la semelle:

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

- γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.4t/m^3$).
- e_s : épaisseur de la semelle.
- B : la largeur de la semelle

- Poids de la bêche :

$$P_{be} = \gamma_b \cdot b_1' \cdot b_2' \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

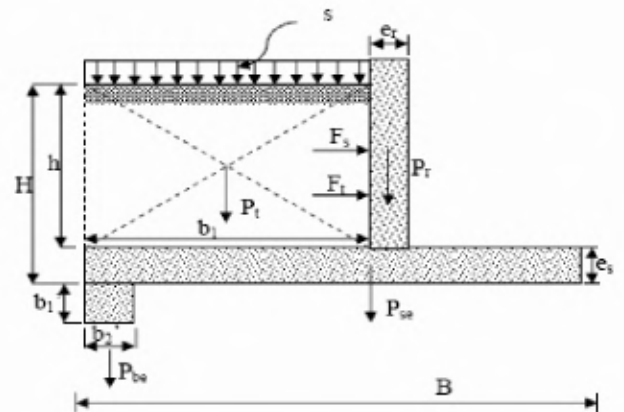
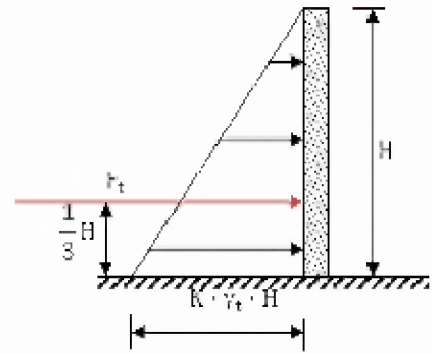


Figure VI.2 les combinaisons des charges.

- γ_b : Poids volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.4t/m^3$).
- b_1 , b_2 : Se sont la largeur et la longueur de la bêche respectivement.

➤ Poids du rideau :

$$P_{be} = \gamma_b \cdot \frac{h(e_s + e_i)}{2}$$



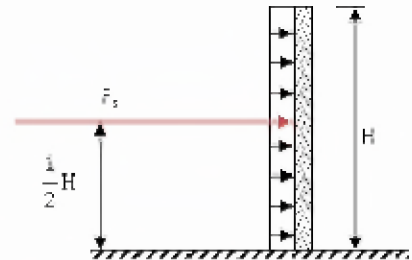
b) Les forces horizontales :

➤ -/ Forces dues à la pousse des terres :

$$F_t = K \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec: $K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (V.14)$

- γ_t : Poids volumique de la terre (2.2t/m³)
- K : coefficient de poussée.
- H : la hauteur du mur.



➤ Force due a la poussée de la surcharge :

$$F_s = K \cdot s \cdot H \dots\dots\dots (V.15)$$

Tableau V. 1 : le Prédimensionnement de mur de soutènement:

Hauteur totale du rideau: h	46 m
épaisseur de la semelle: e_{se}	3.5m
Largeur de la semelle derrière le mur b_1	22 m
Largeur total de la semelle: B	30m
Epaisseur inférieur du rideau: e_i	2 m
Epaisseur supérieur du rideau: e_s	2 m
Epaisseur du contrefort: b_o	1 m
Dimensions de la bêche: $b_i \cdot b_2$	2 x 2 m
Distance entre contreforts: L	8 m

Tableau V. 2 : les caractéristiques de sol :

Poids volumique du sol.	$\gamma_t = 2.2 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement.	$\varphi = 30^\circ$
La cohésion du sol.	$C = 5.5 \text{ t/m}^2$
Contrainte admissible de sol.	$\bar{\sigma}_{sol} = 15.13 \text{ bar}$
Surcharge sur le mur.	$s = 1 \text{ t/m}^2$

V.1.2.2. Calcule des forces :

a/ Les forces verticales par 1 m de longueur :

$P_t = 2226.4 \text{ t}$

$P_s = 22 \text{ t}$

$P_{sc} = 252 \text{ t}$

$P_{be} = 9.6 \text{ t}$

$P_r = 220.8 \text{ t}$

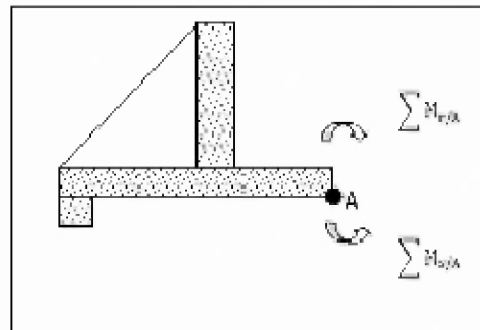
b/ Les forces horizontales :

$F_t = 775.87 \text{ t}$

$F_s = 15.33 \text{ t}$

V.1.2.3. Stabilité au renversement :

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 niveau de crête, le principe est de vérifier que le mur ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales.



$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq Z \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

- $\sum M_{S/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\begin{aligned} \sum M_{S/A} &= P_t \times 19 + P_s \times 19 + P_{se} \times 15 + P_r \times 7 + P_{be} \times 29 \\ &= 2226.4 \times 19 + 22 \times 19 + 252 \times 15 + 220.8 \times 7 + 9.6 \times 29 = 48323.6 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\sum M_{S/A} = 48323.6 \text{ t}$$

- $\sum M_{R/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du A.

$$\sum M_{R/A} = F_t \times 18.83 + F_s \times 26.5 = 775.87 \times 18.83 + 15.33 \times 26.5 = 14627.94 \text{ t}$$

$$\sum M_{R/A} = 14627.94 \text{ t}$$

- Z : coefficient de sécurité (z = 1.5)

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} = 3.3 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable au renversement.

V.1.2.4. Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. comme notre cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche (fig. 5.40), la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.

La résultante R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. On doit avoir :

$$\frac{R \cos \delta' \tan \varphi' + C' \cdot AB}{R \sin \delta'} \geq \gamma_m \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec:

- R: la résultante des forces ($\sum F_h, \sum F_v$)

$$R = \sqrt{\sum F_v^2 + \sum F_h^2} = \sqrt{(2730.8)^2 + (712.59)^2}$$

$$R = 2822.24 \text{ t}$$

- δ' : angle qui fait la résultante R des actions avec la normale au plan de rupture $\delta'=11^\circ$.
- AB : longueur de plan de rupture ; AB =28.07m.
- φ' : l'angle de frottement. $\varphi'=30^\circ$.

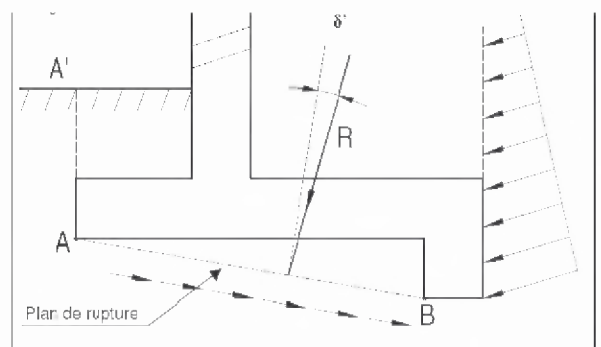


Figure VI.3 : représentation de plan de rupture.

- C' : la cohésion ; $C'= 5.5t/m^2$.
- γ_m : coefficient de sécurité ($\gamma= 1.5$).

Donc :
$$\frac{R \cos \delta' \operatorname{tg} \varphi' + C' . AB}{R \sin \delta'} = 3.23 \geq \gamma_m = 1.5$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

V.1.2.5.Stabilité au poinçonnement :

Le poinçonnement est le renversement de l’ouvrage autour d’un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

- $\overline{\sigma_{sol}}$: est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du mur, ce paramètre se détermine par les essais in situ :
 - Pénétrömètre dynamique.
 - Pénétrömètre statique.
 - Préssiometres.

Calcul des contraintes exercé par l’ouvrage sur le sol : sous l’effet des forces verticales et

Horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2

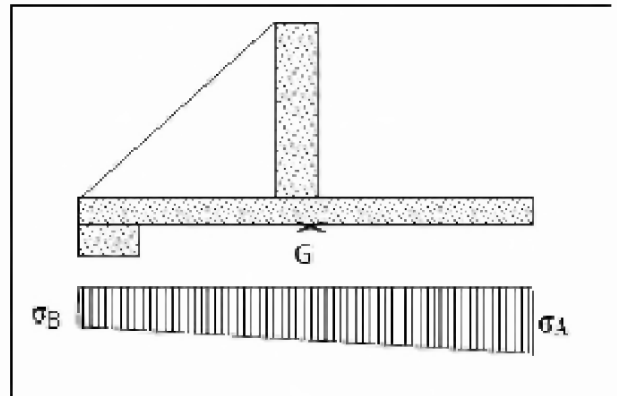


Figure VI.4 : les contraintes exercé sur le sol.

à la base du mur.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d’une montre.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (V.18) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (V.19) \end{array} \right.$$

Avec :

- N : Somme des forces verticales.
- M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.
- b : Longueur transversale de la semelle. (on prend 1m).
- B : Largeur de la semelle.
- $S = b \times B$: Surface de la base de la semelle.

Il faut vérifier que sous l’effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s’exercent à la base du mur sont inferieurs a la contrainte admissible de sole de fondation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \dots\dots\dots (V.20) \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (V.21) \end{array} \right.$$

✓ Position de la résultante des charges verticales:

$$x = \frac{\sum M_{S/A}}{\sum F_v} \dots\dots\dots (V.22)$$

$$e_0 = \left| x - \frac{B}{2} \right| \dots\dots\dots (V.23)$$

Avec :

- e_0 : c'est l'excentricité
- Il faut que (e_0) soit inférieur à ($B/6$)

$x = 17.69$ donc ; $e_0 = 2.69 < (B/6 = 5)$

✓ Détermination du moment due aux forces verticales par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$\begin{aligned} \sum M_{/G} &= F_s \cdot \frac{H}{2} + F_t \cdot \frac{H}{3} - e_0 \cdot \sum F_v \dots\dots\dots (V.24) \\ &= 15.33 \times 26.5 + 775.87 \times 18.83 - 2.69 \times 2730.8 = 7204.50 \text{t.m} \end{aligned}$$

Donc: $\sum M_{/G} = 7204.50 \text{t.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = \frac{2730.8}{30} + 6 \frac{7204.50}{1 \times 30^2} = 132.17 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = \frac{2730.8}{30} - 6 \frac{7204.50}{1 \times 30^2} = 49.89 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$\sigma_1 = 132.17$ et $\sigma_2 = 49.89 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 151.3 \text{ t/m}^2$.

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

V.1.Calcul de Ferrailage :

V.1.1.Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise a la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est la ou l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

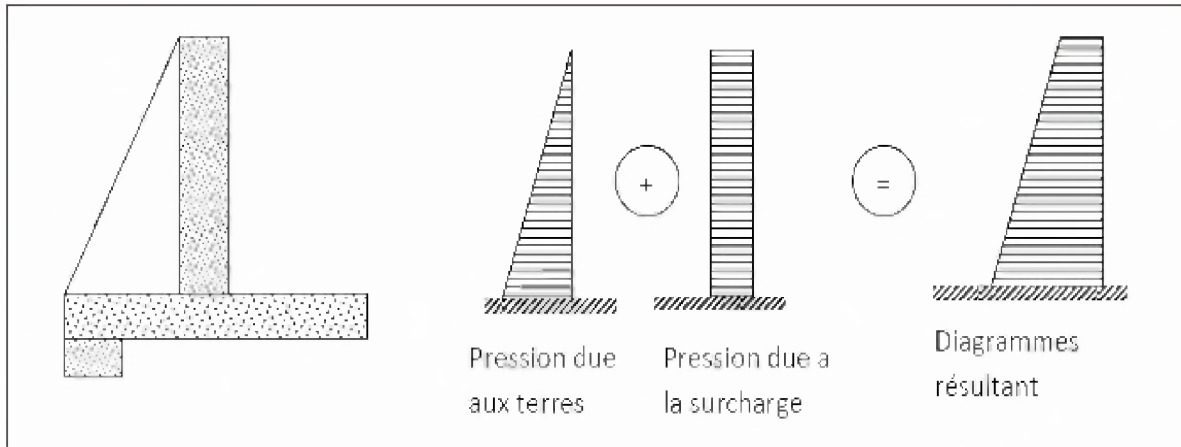


Figure N°V.05 : Diagramme des contraintes.

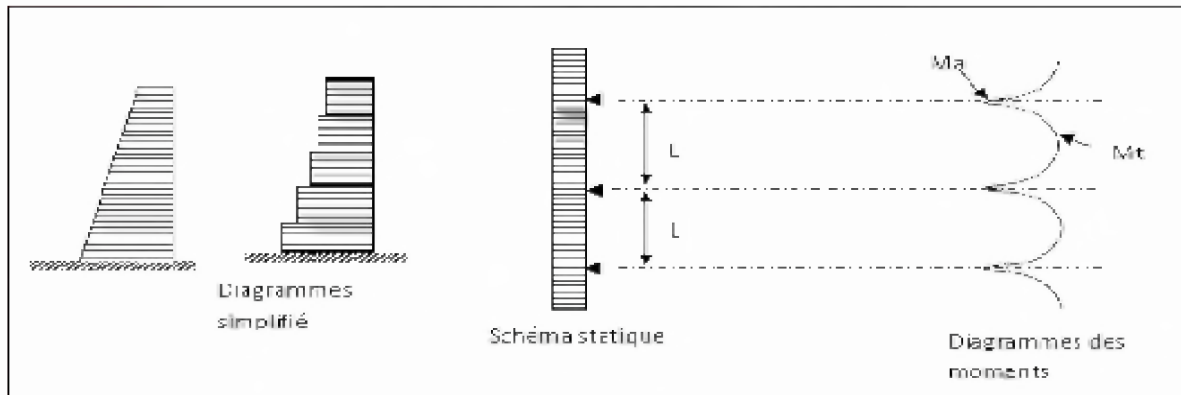


Figure N°V.06: représentation de l'allure des moments en travée et en appuis ;

$$M_a = \frac{P l^2}{16} \dots\dots\dots (V.25)$$

$$M_t = \frac{P l^2}{10} \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :

- M_a : moment en appuis.
- M_t : moment en travée.
- P : pression des forces agissent sur le mur à chaque 1m de hauteur.
- L : distance entre les contreforts ($l= 5m$)

$$p=1.35 Ft + 1.5 Fs \dots\dots\dots (V.27)$$

- 1.35 et 1.5 sont des coefficients de majoration (sécurité).
- F_t : force due au poussé de la terre.
- F_s : force due au poussé de la surcharge.

Tableau V. 3 : résultat des forces et des moments par chaque 1 m de hauteur.

Tranches	Hi	Ft(t/m)	Fs(t/m)	P (t/m)	Ma (t.m)	Mt (t.m)
1	46	33,733	15,333	68,540	274,160	438,656
2	45	33,000	15,000	67,050	268,200	429,120
3	44	32,267	14,667	65,560	262,240	419,584
4	43	31,533	14,333	64,070	256,280	410,048
5	42	30,800	14,000	62,580	250,320	400,512
6	41	30,067	13,667	61,090	244,360	390,976
7	40	29,333	13,333	59,600	238,400	381,440
8	39	28,600	13,000	58,110	232,440	371,904
9	38	27,867	12,667	56,620	226,480	362,368
10	37	27,133	12,333	55,130	220,520	352,832
11	36	26,400	12,000	53,640	214,560	343,296
12	35	25,667	11,667	52,150	208,600	333,760
13	34	24,933	11,333	50,660	202,640	324,224
14	33	24,200	11,000	49,170	196,680	314,688
15	32	23,467	10,667	47,680	190,720	305,152
16	31	22,733	10,333	46,190	184,760	295,616
17	30	22,000	10,000	44,700	178,800	286,080
18	29	21,267	9,667	43,210	172,840	276,544
19	28	20,533	9,333	41,720	166,880	267,008
20	27	19,800	9,000	40,230	160,920	257,472
21	26	19,067	8,667	38,740	154,960	247,936
22	25	18,333	8,333	37,250	149,000	238,400
23	24	17,600	8,000	35,760	143,040	228,864
24	23	16,867	7,667	34,270	137,080	219,328
25	22	16,133	7,333	32,780	131,120	209,792
26	21	15,400	7,000	31,290	125,160	200,256
27	20	14,667	6,667	29,800	119,200	190,720
28	19	13,933	6,333	28,310	113,240	181,184
29	18	13,200	6,000	26,820	107,280	171,648
30	17	12,467	5,667	25,330	101,320	162,112
31	16	11,733	5,333	23,840	95,360	152,576
32	15	11,000	5,000	22,350	89,400	143,040
33	14	10,267	4,667	20,860	83,440	133,504
34	13	9,533	4,333	19,370	77,480	123,968
35	12	8,800	4,000	17,880	71,520	114,432
36	11	8,067	3,667	16,390	65,560	104,896
37	10	7,333	3,333	14,900	59,600	95,360
38	9	6,600	3,000	13,410	53,640	85,824
39	8	5,867	2,667	11,920	47,680	76,288
40	7	5,133	2,333	10,430	41,720	66,752
41	6	4,400	2,000	8,940	35,760	57,216
42	5	3,667	1,667	7,450	29,800	47,680
43	4	2,933	1,333	5,960	23,840	38,144
44	3	2,200	1,000	4,470	17,880	28,608
45	2	1,467	0,667	2,980	11,920	19,072
46	1	0,733	0,333	1,490	5,960	9,536

V.1.1.1.Calcul de la section des armateurs :

A défaut d’abaques ou de programmes permettant le calcul de dalles encastrées sur trois côtés, libre sur le quatrième et supportant une charge trapézoïdale, on décompose le voile en bandes horizontales de 1 m de hauteur en partant du bas. Chaque bande est considérée comme une poutre continue horizontale prenant appui sur les contreforts et supportant une charge linéaire uniforme égale à pression moyenne prégnant à mi-hauteur de la bande considérée (multipliée par 1 mètre).

Les armatures principales sont donc horizontales, et côté extérieur pour les zones entre contreforts. Elles sont complétées par des armatures de répartition.

La première bande en partant du bas est particulière, puisqu’elle est encastrée dans la semelle de fondation. On peut, dans cette bande, conserver les mêmes armatures horizontales, côté extérieur, que dans la bande située immédiatement au-dessus et, en revanche, placer côté remblai des armatures verticales, calculées pour que la bande considérée équilibre, en console, la moitié de la pression s’exerçant sur sa hauteur.

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L’enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de a compression du béton ; $\bar{\sigma}_{bc} = 142 \text{ bars}$.
- b : Longueur de la tranche = 1m
- d : Largeur du mur diminue de l’enrobage ; $d = 195\text{cm}$.
- c : l'enrobage = 5 cm

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (V.29)$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \dots\dots\dots (V.30)$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} ; \text{en cm}^2 \dots\dots\dots (V.31)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{en bars} \dots\dots\dots (V.32)$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

Sachant que :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Dans les calculs pour les cas courants.}$$

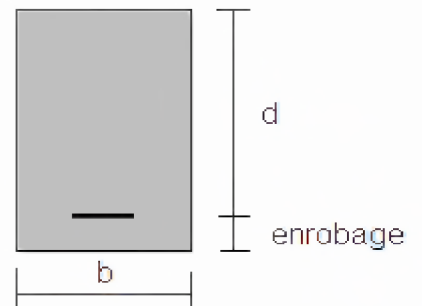


Tableau V. 4 : résultat des sections d'acier par chaque 1 m de hauteur.

Tranches	Hi	Moment en appuis (Ma)				Moment en travée (Mt)			
		μ	α	β	A(cm ²)	μ	α	β	A(cm ²)
1	46	0,0508	0,0652	0,9739	41,503	0,0812	0,1060	0,9576	67,539
2	45	0,0497	0,0637	0,9745	40,576	0,0795	0,1036	0,9585	66,004
3	44	0,0486	0,0623	0,9751	39,651	0,0777	0,1012	0,9595	64,472
4	43	0,0475	0,0608	0,9757	38,727	0,0759	0,0988	0,9605	62,944
5	42	0,0464	0,0594	0,9763	37,804	0,0742	0,0964	0,9614	61,419
6	41	0,0453	0,0579	0,9768	36,882	0,0724	0,0940	0,9624	59,897
7	40	0,0442	0,0565	0,9774	35,961	0,0706	0,0917	0,9633	58,378
8	39	0,0430	0,0550	0,9780	35,041	0,0689	0,0893	0,9643	56,863
9	38	0,0419	0,0536	0,9786	34,123	0,0671	0,0869	0,9652	55,350
10	37	0,0408	0,0521	0,9791	33,205	0,0653	0,0845	0,9662	53,841
11	36	0,0397	0,0507	0,9797	32,289	0,0636	0,0822	0,9671	52,334
12	35	0,0386	0,0493	0,9803	31,373	0,0618	0,0798	0,9681	50,831
13	34	0,0375	0,0478	0,9809	30,459	0,0600	0,0775	0,9690	49,331
14	33	0,0364	0,0464	0,9814	29,546	0,0583	0,0751	0,9700	47,833
15	32	0,0353	0,0450	0,9820	28,634	0,0565	0,0728	0,9709	46,339
16	31	0,0342	0,0435	0,9826	27,723	0,0547	0,0704	0,9718	44,848
17	30	0,0331	0,0421	0,9832	26,813	0,0530	0,0681	0,9728	43,359
18	29	0,0320	0,0407	0,9837	25,904	0,0512	0,0657	0,9737	41,874
19	28	0,0309	0,0392	0,9843	24,997	0,0495	0,0634	0,9746	40,391
20	27	0,0298	0,0378	0,9849	24,090	0,0477	0,0611	0,9756	38,912
21	26	0,0287	0,0364	0,9854	23,184	0,0459	0,0588	0,9765	37,435
22	25	0,0276	0,0350	0,9860	22,280	0,0442	0,0565	0,9774	35,961
23	24	0,0265	0,0336	0,9866	21,376	0,0424	0,0542	0,9783	34,490
24	23	0,0254	0,0321	0,9871	20,474	0,0406	0,0518	0,9793	33,022
25	22	0,0243	0,0307	0,9877	19,572	0,0389	0,0495	0,9802	31,556
26	21	0,0232	0,0293	0,9883	18,672	0,0371	0,0473	0,9811	30,094
27	20	0,0221	0,0279	0,9888	17,773	0,0353	0,0450	0,9820	28,634
28	19	0,0210	0,0265	0,9894	16,874	0,0336	0,0427	0,9829	27,177
29	18	0,0199	0,0251	0,9900	15,977	0,0318	0,0404	0,9838	25,723
30	17	0,0188	0,0237	0,9905	15,081	0,0300	0,0381	0,9848	24,271
31	16	0,0177	0,0223	0,9911	14,186	0,0283	0,0358	0,9857	22,822
32	15	0,0166	0,0209	0,9917	13,292	0,0265	0,0336	0,9866	21,376
33	14	0,0155	0,0195	0,9922	12,399	0,0247	0,0313	0,9875	19,933
34	13	0,0143	0,0181	0,9928	11,506	0,0230	0,0290	0,9884	18,492
35	12	0,0132	0,0167	0,9933	10,615	0,0212	0,0268	0,9893	17,054
36	11	0,0121	0,0153	0,9939	9,725	0,0194	0,0245	0,9902	15,619
37	10	0,0110	0,0139	0,9945	8,836	0,0177	0,0223	0,9911	14,186
38	9	0,0099	0,0125	0,9950	7,948	0,0159	0,0200	0,9920	12,756
39	8	0,0088	0,0111	0,9956	7,061	0,0141	0,0178	0,9929	11,328
40	7	0,0077	0,0097	0,9961	6,175	0,0124	0,0155	0,9938	9,903
41	6	0,0066	0,0083	0,9967	5,290	0,0106	0,0133	0,9947	8,481
42	5	0,0055	0,0069	0,9972	4,406	0,0088	0,0111	0,9956	7,061
43	4	0,0044	0,0055	0,9978	3,523	0,0071	0,0089	0,9965	5,644
44	3	0,0033	0,0041	0,9983	2,641	0,0053	0,0066	0,9973	4,229
45	2	0,0022	0,0028	0,9989	1,759	0,0035	0,0044	0,9982	2,817
46	1	0,0011	0,0014	0,9994	0,879	0,0018	0,0022	0,9991	1,407

Tableau V. 5 : ferrailage adopté par chaque 1 m de hauteur.

Tranches	En travée				En appuis							
	Armature Principal.	N	Armature Repartition.	N	Armature Principal.	N	Armature Repartition.	N				
1	T24	15	T14	2	T20	14	T14	2				
2		15		2		13		2				
3		15		2		13		2				
4		14		2		13		2				
5		14		2		13		2				
6		14		2		12		2				
7		13		2		12		2				
8		13		2		13		2				
9		13		2		13		2				
10		12		2		12		2				
11	T20	17	T14	2	T18	17	T14	2				
12		17		2		17		2				
13		16		2		16		2				
14		16		2		16		2				
15		15		2		15		2				
16		15		2		15		2				
17	T18	18	T14	2	T16	18	T12	2				
18		17		2		17		2				
19		16		2		16		2				
20		16		2		16		2				
21		15		2		15		2				
22		15		2		15		2				
23	T16	18	T12	2	T14	18	T12	2				
24		17		2		17		2				
25		16		2		16		2				
26		15		2		15		2				
27		15		2		15		2				
28		18		2		18		2				
29		17		2		17		2				
30		16		2		16		2				
31		T14		15		T12		2	T12	15	T12	2
32				14				2		14		2
33	13		2	13	2							
34	13		2	13	2							
35	12		2	12	2							
36	11		2	11	2							
37	10		2	10	2							
38	9		2	9	2							
39	T12	11	T12	2	T10	11	T12	2				
40		9		2		9		2				
41		8		2		8		2				
42		7		2		7		2				
43		5		2		5		2				
44		4		2		4		2				
45		3		2		3		2				
46		2		2		2		2				

N : le nombre des aciers.

V.1.2.Ferraillage des Contreforts:

Ils sont calculés comme des consoles de hauteur variable, encastrées dans la semelle, équilibrant les efforts agissant sur une longueur de mur égale à leur équidistance. Pour les contreforts situés à l'arrière, côté remblai,

Ces armatures doivent être convenablement ancrées dans la semelle, ou mieux dans une bêche
 La section de calcul est une section en "T" dont le mur représente la table de compression.

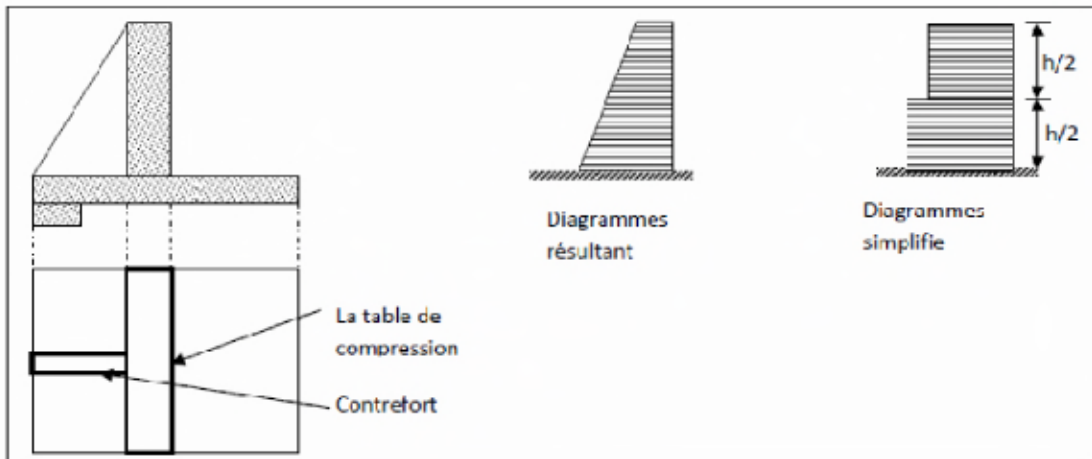


Figure N°V.07: représentation de la table de compression.

La force qui agisse sur le contrefort est comme celui qui agisse sur le mur

$$F_R = \frac{b+B}{2} H \dots\dots\dots (V.33)$$

Avec :

- F_R : aire de diagramme des pressions.
- Hauteur de trapèze

$$F_R = \frac{2+24}{2} 46 = 598 \text{ t}$$

Le moment :

$$M = F_R \times y_G \dots\dots\dots (V.34)$$

y_G : ordonné de centre de gravité de trapèze déterminer a partir l'auto CAD.

$$y_G = 16.5 \text{ m}$$

$$M = 16.5 \times 598 = 9867 \text{ t.m}$$

Donc:

$$M=9867 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M_e}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}}$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton ; $\sigma_{bc} = 142$ b.
- b : Longueur de contrefort = 1m
- d : Largeur du mur diminue de l'enrobage.
- c : l'enrobage = 5 cm

Ce qui donne : $\mu = 0.0012 < 0.186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \alpha = 0.0015 < 0.259$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha ; \beta = 0,99939$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 118.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On utilise T20 } \left(\frac{2.4^2 \times 3.14}{4} \right) = 4.52 \text{ cm}^2$$

Le nombre des aciers : $n = 27$ La section des armatures est : $A = 118.27 \text{ cm}^2$ soit **27T24****V.1.3. 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

V.1.3.1. Contraintes dues aux forces verticales :

$$\sigma_{r.s.t} = \frac{1.35(p_t + p_r) + 1.5 p_s r}{B} = \frac{1.35(2226.4 + 220.8) + 1.5 \times 22}{24} = 103.34 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } \sigma_{r.s.t} = 103.34 \text{ t/m}^2$$

V.1.3.2. Contraintes dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1.35 p_s}{B} = \frac{1.35 \times 252}{30} = 11.34 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = 11.34 \text{ t/m}^2$$

V.1.3.3. Contraintes de réaction de sol : σ_1 et σ_2 Déjà calculée dans la stabilité au poinçonnement :

$$\sigma_1 = 132.17 \text{ et } \sigma_2 = 49.89 \text{ t/m}^2$$

V.1.3.4. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :

$$\sigma_c = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{30} \times 6 = 49.89 + \frac{132.17 - 49.89}{30} \times 6 = 66.35 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots (V.35)$$

$$\sigma_d = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{30} \times 8 = 49.89 + \frac{132.17 - 49.89}{30} \times 8 = 71.83 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots (V.36)$$

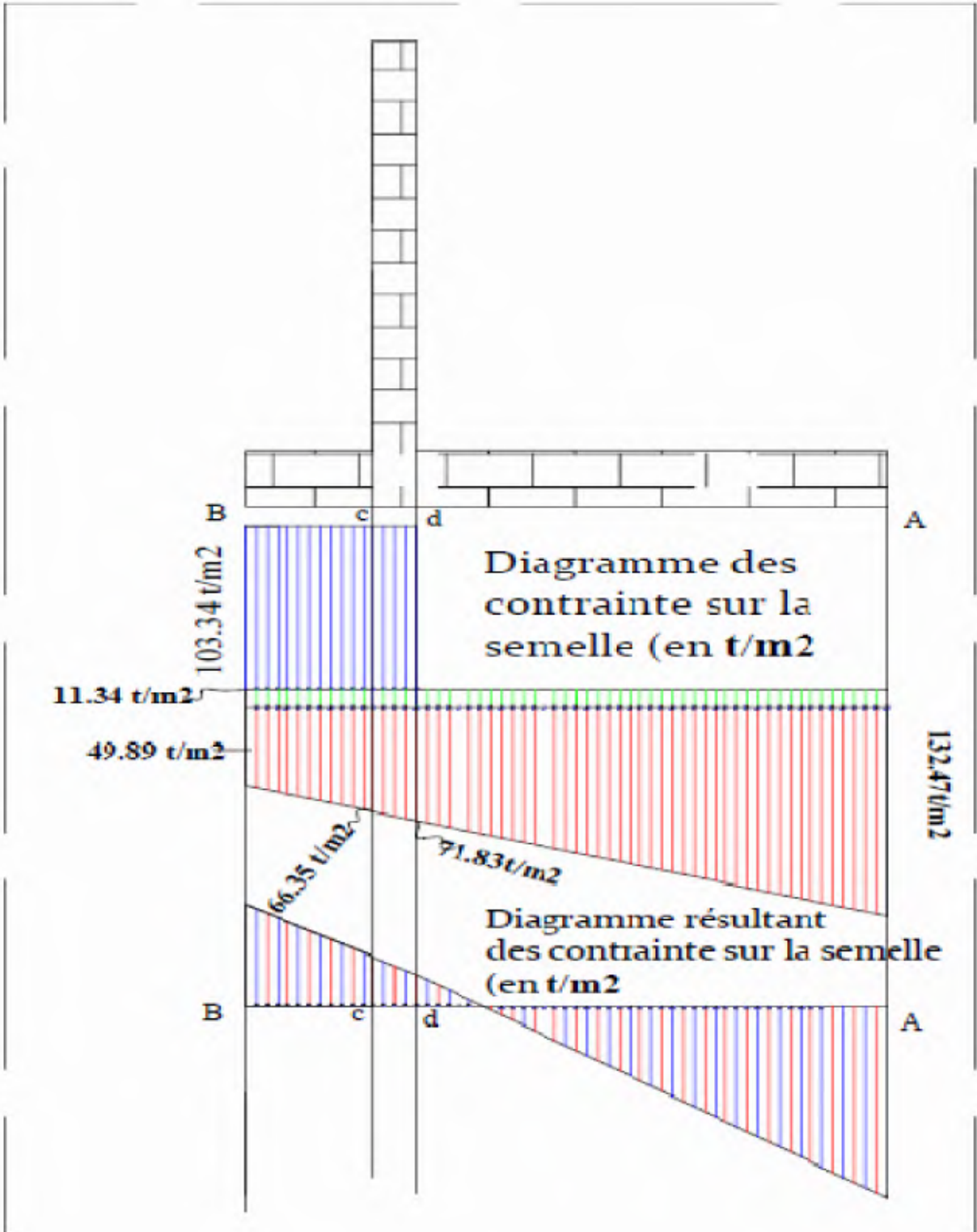


Figure N°V.08: Diagramme des contraintes sur la semelle

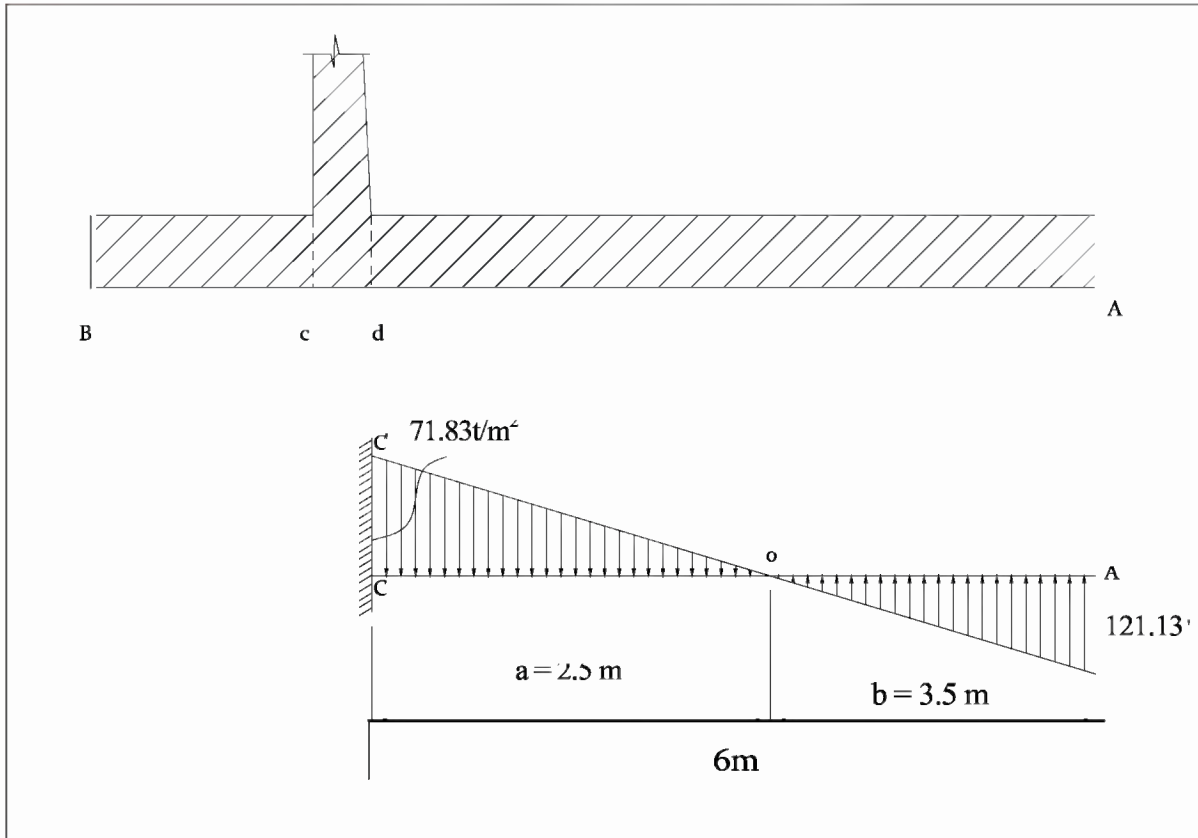
V.1.3.5. étude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (6 - b/3) - F_a \cdot a/3 \dots\dots\dots (V.37)$$

Calcul de a et b :

$$a = 2.5 \text{ m et } b = 3.5 \text{ m (graphiquement)}$$



Dans la partie OC :

$$\text{La force résultante est : } F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 89.79 \text{ t/m}^2$$

Figure N°V.09: Diagramme de contrainte de la partie CA

Dans la partie OA:

$$\text{La force résultante est : } F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 211.97 \text{ t/m}^2$$

Donc Le moment d'encastrement égale a :

$$M_c = 826.04 \text{ t.m}$$

on a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

Calcul des aciers des la partie dA :

$$\mu = \frac{M_e}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}}$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton ; $\sigma_{bc} = 142$ b.
- b : Longueur de semelle = 1m
- d : Largeur du mur diminue de l'enrobage.
- c : l'enrobage = 5 cm

Ce qui donne : $\mu = 0.0125 < 0.186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \alpha = 0.00157 < 0.259$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha ; \beta = 0.99371$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 17.77 \text{ cm}^2$$

On utilise T14 ($\frac{1.4^2 \times 3.14}{4}$) = 1.538 cm²

Le nombre des aciers : $n = 12$

La section des armatures est : $A = 17.77 \text{ cm}^2$ soit 12T14

V.1.3.6. Etude de la partie Bc:

$$M_c = F_r \cdot g$$

Avec : F_r : aire du diagramme des pressions = 1056 t/m²

$$g = 12.32 \text{ m}$$

Donc : $M_c = 13009.92 \text{ t.m}$

Calcul des aciers des la partie dA :

$$\mu = \frac{M_e}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}}$$

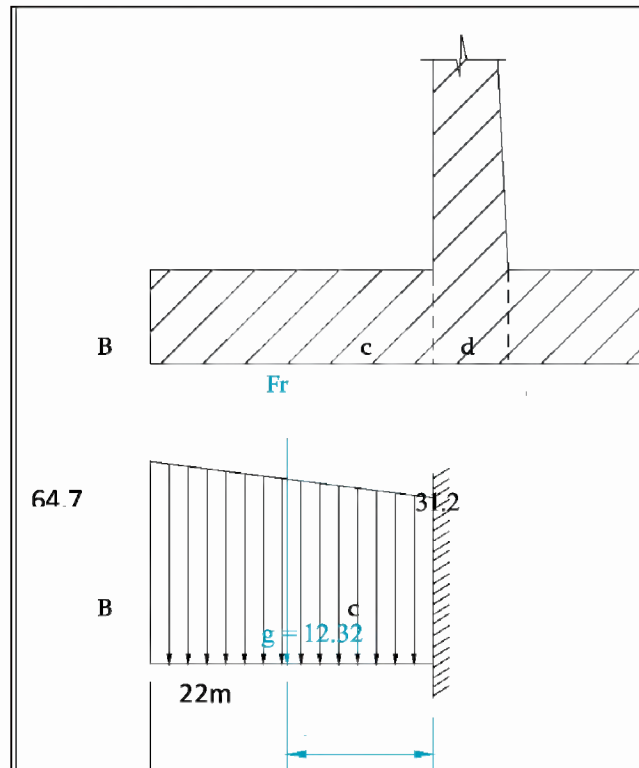
Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton ; $\sigma_{bc} = 142$ b.
- b : Longueur de semelle = 1m
- d : Largeur du mur diminue de l'enrobage.
- c : l'enrobage = 5 cm

Ce qui donne : $\mu = 0.0189 < 0.186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \alpha = 0.0095 < 0.259$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha ; \beta = 0,99618$$



La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 170.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{On utilise T20 } \left(\frac{2^2 \times 3.14}{4} \right) = 3.14 \text{ cm}^2$$

Le nombre des aciers : **n = 55**

La section des armatures est : **A = 170.66 cm² soit 55 T20.**

V.1.4. Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces).

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \end{cases}$$

Avec :

- N : Somme des forces verticales.

$$N = P_{pd} - W_t = 4942.85 - 814.49 = 4128.36t$$

- M_G : moment par rapport à centre de gravité de la semelle.

$$M_G = 7710.87t.m$$

Donc : $\sigma_1 = 6.53$ et $\sigma_2 = 6.17$

Donc le moment d'encastrement:

$$M_e = F_h^{am} \times 13.97 + E_s \times 2 = 877.81 \times 13.97 + 20.17 \times 2 = 12303.34t.m$$

$$M_e = 12303.34t.m$$

Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M_e}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}}$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton ; $\sigma_{bc} = 142$ b.
- b : Longueur de la tranche = 1m
- d : Largeur du mur diminue de l'enrobage.
- c : l'enrobage = 5 cm

Ce qui donne : $\mu = 0.002 < 0.186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \alpha = 0.0026 < 0.259$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha ; \beta = 0.99897$$

la section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 54.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{On utilise T16 } \left(\frac{1.6^2 \times 3.14}{4} \right) = 2 \text{ cm}^2$$

Le nombre des aciers : $n = 28$

La section des armatures est : $A = 54.47 \text{ cm}^2$ soit **28 T16**.

V.1.5. Compositions du béton et contrôle de qualité :

Le béton est constitué des éléments suivants dans des proportions bien étudié et cela suivant la nature des composants et de la destination, c'est-à-dire de la nature de l'ouvrage à réaliser. L'évacuateur de crues est en contact avec l'eau douce d'une manière non permanente. Il est construit en béton armé dosé généralement à 350 Kg/m^3 de ciment.

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

- Ciment : 350 Kg/m³ de béton.
- Gravier : 800 Kg/m³ de béton.
- Sable : 400 Kg/m³ de béton.
- - Eau : 170 Kg/m³ de béton.

Les essais physiques, chimiques et mécaniques qui doivent être effectués avant et pendant la mise en œuvre du béton pour les différentes composantes sont :

▪ Béton :

- Essai d'écrasement (Résistance à la compression).
- Essai de la résistance à la traction.
- Essai de perméabilité.
- Essai d'affaissement (Cône d'Abrams).

▪ Gravier :

- Essai de granulométrie par tamisage (Classification des granulats).
- Essai de Los Angeles (La dureté des graviers).

▪ Sable :

- Essai de granulométrie par sédimentométrie.
- Equivalent de sable.

▪ Eau :

- Filtration (Le taux des matières en suspension).
- Séchage (Le taux des sels).
- Essai de l'acidité de l'eau.
- Essai des sulfates en eau.

▪ Ciment :

- Essai de prise (Temps de début de prise et de fin de prise).
- Essai de fissurabilité.
- Essai de retrait et de gonflement.
- Essai d'écrasement (La résistance à la compression).
- Essai de traction.

❖ **Recommandations :**

- La résistance admissible du béton ne doit pas dépasser 250 bars pour la compression et 21 bars pour la traction.
- La température du béton au cours de réalisation ne doit pas dépasser 32 °C.
- L'eau pour le gâchage du béton doit être propre (pas acide), le pH ne doit pas être inférieur à 4.

- Les sulfates dans l'eau ne doivent pas dépasser 2 700 mg/l (SO_4) et tous les sels 5 000 mg/l.
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type accélérateur de prise pour éviter la diminution du pourcentage de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.
- Pour avoir une bonne température de l'eau pendant une période chaude on utilise des blocs de glace.
- L'accélérateur de prise peut être s'utiliser pendant une période froide pour ne pas donner le temps de transformation des gouttelettes d'eau à l'état solide qui devient des pores et des vides pendant les périodes chaudes qui va diminuer la résistance du béton par la suite.
- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage, en plus, un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.
- Le temps dans lequel le béton reste dans un malaxeur utilisé pour le transport ne doit pas dépasser 30 min.
- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg de ciment/m³ de béton. Le but de cette couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.

V.1.6. Détails constructifs:

❖ Déversoir :

Pratiquement pour les déversoirs en béton, la construction par plots n'est nécessaire que pour les ouvrages longs ou ayant plus de 8 à 10 m de haut. Les plots sont alors réunis par des joints water-stop. Par ailleurs, il est courant de placer un joint de dilatation longitudinal au pied aval.

Les radiers amont sont armés. La parafouille amont peut être traitée en paroi moulée. Lorsque réalisé comme pour une digue sous la forme d'injection prolongeant vers le bas et latéralement une poutre de béton

Un soin tout particulier devra être apporté à la liaison mur - digue. Il est conseillé toutes les fois qu'on le peut de couler le béton dans des fouilles taillées dans le remblai compacté. Quand cela n'est pas possible, par exemple si l'on est amené à réaliser le béton avant le remblai, le mur de béton devra être enduit par un produit (mastic) bitumineux souple et le remblai soigneusement compacté au plus près des parois.

Suivant la nature de la fondation et en particulier de sa perméabilité, le béton sera coulé, soit directement dans la fouille, soit sur une couche drainante. Dans ce cas, on laisse en général un bien plus

grande liberté aux éléments de béton. Pour éviter des mouvements, trop importants, on prévoit toutefois des ancrages au niveau des joints qui servent ainsi de point d'appui ; l'ancrage peut être associé à un mur transversal anti renard.

❖ **Joint :**

Sur terrain meuble, on en mettra tous les 5 à 10 m un joint transversal pour compenser dilatation et retrait, car on admet que les dalles peuvent avoir un mouvement. Dans ce cas, les joints ont également l'intérêt de permettre d'éventuels mouvements de fondation en particulier des tassements différentiels sans qu'il en résulte des cassures catastrophiques. Dans ce cas, les joints pourront être encore plus rapprochés.

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 de pression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

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 de pression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint. Ceci étant, il n'y a en général pas intérêt à bourrer les joints avec un produit plastique, car il perd très rapidement toute efficacité. Dans les zones concaves ou lorsque la pente se réduit, il faut prévoir au niveau des joints, des dispositifs d'étanchéité type "water stop" pour éviter là aussi l'injection de l'eau sous l'effet de la courbure.

❖ **Remplissage derrière les bajoyers:**

Ce remplissage doit toujours être fait avec du matériau drainant pour minimiser les sous-pressions.

La seule exception correspond au cas des murs verticaux à l'amont d'un déversoir adjacent à une digue homogène où le contact terre mur doit être bien entendu étanche pour éviter les fuites le long de ce mur vers l'aval.

❖ **Protection par enrochements :**

La zone d'approche du déversoir est souvent le siège courant d'eau assez rapide. Le mieux est de couvrir cette zone avec des enrochements en continuité avec les enrochements de protection du talus amont du barrage. Les enrochements sont également utilisés à l'aval du bassin de dissipation.

❖ **Contact béton remblai : disposition constructive**

Afin d'assurer l'étanchéité du contact béton remblai et ce pour éviter tout problème de

Cheminement préférentielle un système de baïonnette est proposé qui permet de faire rentrer les blocs béton taillés en biseau dans le noyau argileux. Au contact du béton et du noyau limono argileux, ce dernier sera débarrassé d'éléments supérieurs à 50 mm permettant ainsi un meilleur contact entre le béton et le remblai. Il faut noter que l'état de surface du béton ne devra également pas être lisse pour améliorer l'accroche du matériau (un rajout éventuel d'un enduit bitumineux permettra d'améliorer le contact entre la structure béton et le remblai). Le filtre drain situé à l'aval du contact jouera un rôle de sécurité pour capter tous les débits percolés.

❖ **Galerie d'injection :**

Une galerie sera réservée dans le bloc central en béton, elle permettra :

- De collecter les eaux de percolation ayant réussi à passer la barrière d'étanchéité des joints transversaux aux blocs béton
- De réaliser l'injection de contact entre le bloc central en béton et la fondation
- D'offrir un accès permettant l'inspection et l'auscultation du bloc béton L'accès à la galerie se fera par le puits de prises d'eau et de vidange de fond. Un voile de drainage sera mis en œuvre dans la partie aval du bloc béton pour délester les sous pressions.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons calculé aussi le ferrailage de l'ouvrage. Nous avons trouvé que les diamètres des barres à utiliser sont : 12, 14, 16, 18,20et 24 mm et nous avons prenait un diamètre de 14 mm pour les aciers de répartition. Tout les aciers que nous sommes besoin sont accessible sur le marché. La représentation des aciers est faite sur la planche N°05.

Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de **BARIKA** tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, 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.2.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

VI.2.3 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.

VI.2.4 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.

VI.4 Travaux de réalisation :**VI.4.1 Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.4.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de bloc déversoir et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.4.4 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion e t leur éloignement des cours d'eau.

- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VI.5 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VI.6 Programme des travaux :

Le chantier du barrage de **Barika** peut être divisé en 2 ou 3 parties distinctes :

- ✓ **1ère partie :** Le bloc béton rive droite constitué des blocs déversants et de la digue de fermeture en rive droite.
- ✓ **2ème partie :**
 - La rive gauche en remblai
 - La fermeture de l'oued, partie centrale de la digue depuis l'oued au bajoyer gauche Cette 2ème partie peut être réalisée en 2 sous partie

Compte tenu de l'étendue du chantier (longueur en crête de **1450 m**), cette partition permet d'envisager que chacune des subdivisions soit un chantier indépendant. Et plusieurs opérations peuvent être menées de concert.

Pour la rive droite, la partie béton pourra être réalisée à sec au moyen d'une protection du chantier vis-à-vis des eaux venant de l'aval. Dans cette partie, sera élevé le barrage en béton composé du déversoir et des blocs béton. La galerie de dérivation provisoire sera construite sous le bloc du déversoir elle sortira au niveau du bassin de dissipation qui devra également être réalisé lors de cette phase.

En même temps que la rive droite sera construite, les travaux pourront commencer sur la rive gauche. Ces deux chantiers pourront donc commencé dès la phase de mobilisation de l'entreprise terminée et dès mise en service de la centrale à béton pour la rive droite.

Les travaux de bétonnage sur le bloc déversant sont subordonnés à la mise en service de la chaîne de production du béton. Cette dernière dépend :

- De la réalisation de la piste d'accès à la carrière,
- De l'installation des centrales de concassages des agrégats et de production du béton,
- Des résultats des bétons d'étude et de convenance (étalonnage de béton).

VI.7 Planification :**VI.7.1 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 ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.7.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.7.2.1 méthodes basées sur le réseau :

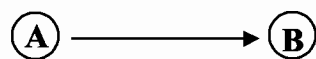
VI.7.2.1.1 Définition du réseau :

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 nœuds :

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.

VI.7.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) 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 ;

VI.7.2.2 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 : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.7.2.2.1 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.7.2.2.2 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.

VI.7.2.2.3 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.

VI.7.2.4 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.7.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	<i>TR</i>
DFP	<i>DCPP</i>
<i>DFPP</i>	<i>MT</i>

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 :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VI.7.2.6 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VI.7.2.7 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:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

$$\text{Avec :} \quad \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.8 Les plannings :

Il existe trois types du plan de travail :

VI.8.1 Plan du 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.

VI.8.2 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).

VI.8.3 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.9 Délai de construction et programme des travaux :

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.
- La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement 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.10 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (mois)
IC	Mobilisation générale et installation de chantier	6
AC	Accès carrière	6
ICCB	Installation concassage et centrale à Béton	2
EGDP	Excavation galerie de la dérivation provisoire	1
EFDBD	Excavation fondation (Rive droite du barrage déversoir)	1.5
BDP	Bétonnage dérivation provisoire	4
EFGBD	Excavation fondation (Rive gauche du barrage déversoir)	1.5
BBBD	Bétonnage du bloc béton déversoir et mur bajoyer	20
BMOE	Bétonnage et mise en œuvre de l'évacuateur	4
EF	Excavation fondation (Rive gauche + reste du Rive droite)	8
IPM	Injections paroi moulée	8
RM	Remblai & enrochements	14
TC	Traitement du contact	11
EDP1	Excavation de la dérivation provisoire 1 ^{ère} phase	2
FDP1	Fonctionnement de la dérivation provisoire 1 ^{ère} phase	7
FDP2	Fonctionnement de la dérivation provisoire 2 ^{ème} phase	14
ICMB	Insertion conduite dans mur bajoyer	6
PV	Pose vantellerie	2
TF	Travaux de Finition	3

Schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 07.

VI.11 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 6 + 2 + 1 + 4 + 20 + 3 = 36 \text{ mois}$$

Finalement, on arrive aux bornes principales suivantes :

- ✓ Début production du béton au 8^e mois
- ✓ Mise en service de la dérivation au 9^e mois
- ✓ Fermeture de la dérivation au 32^e mois
- ✓ Mise en service de l'aménagement 36^e mois

VI.12 calcul du devis estimatif :

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.et d'injection.

Le devis estimatif inclut les coûts suivants :

- Coûts des travaux de génie civil :
 - Excavation et soutènement
 - Remblais
 - Béton et armatures
 - Coffrages
- Installation de chantier

Le béton :

Pour le cas d'un évacuateur, il faut assurer au maximum la sécurité c'est pour cela qu'il faut un bon dosage pour le cas de 1' évacuateur il est de 400 Kg/m³.

Le Coffrage :

Comme c'est un ouvrage annexe il faut au maximum préserver la sécurité c'est pour cela que le coffrage est deux types,

1^{er} coffrage utilisé dans la surface ou l'écoulement passé est du type C1, avec finition excellente.

2^{ème} coffrage utilisé sur les surfaces normales il est du type C2, finition normale.

Remarque :

Le tableau suivant donne les coûts de construction de l'ouvrage auxquels ont été ajoutés un montant de 10% des travaux pour prendre en compte les installations de chantier et les travaux préparatoires.

Les frais administratifs sont estimés globalement à 4% du total des coûts de construction et des travaux préparatoires. Les frais d'ingénierie constituent un surplus de 10% du montant total de la construction. Les coûts d'expropriation ne sont pas pris en compte à ce stade de l'étude.

Tableau VI.2 : les coûts de construction de l'ouvrage.

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (DA)
Décapage de la terre végétal	m ³	240	23360	5606400
Excavation en terrain meuble	m ³	295	336944	
Excavation en terrain rocheux sans explosif	m ³	490	59466	
<u>Barrage béton :</u>				
Béton armé dosé à 400 Kg/m ³	m ³	23 000	15 600	358800000
Béton de déversoir (BCR)	m ³	9000	164761.6	1482854400
Coffrage	m ²	1145	36 030	41254350
Béton de propreté pour le radier de déversoir 150 Kg/m ³	m ³	3000	2600	7800000
<u>Bassin amortisseur et restitution :</u>				
Béton armé dosé à 400 Kg/m ³	m ³	23 000	6584.9	151452700
Béton de propreté pour le radier de bassin de dissipation dosé à 150 Kg/m ³	m ³	3000	1300	3900000
Coffrage	m ²	1145	2736	3132720
Joints type water-stop.	m ³	2320	4698.3	10900056
Traitement de la fondation (injection)	m ²	3000	2800	8400000
Enrochement pour la fosse d'affouill-ement et protection derrière les mues	m ³	2050	4848	993 400
<u>Carrière et transport :</u>				
Piste non revêtue	km	1 080 000	6	6 480 000
Transport de matériaux	m ³ .100m	5	38 759 000	1 937 950
<u>Mur bajoyer :</u>				
Béton armé dosé à 400kg/m ³	m ³	23 000	175768	4042 664 000
Coffrage	m ²	1145	6640	7602800
Sous Total constrictio			6 133 778 776	
Travaux préparatoires et installations (~ 10% du coût de sous construction)	%		613 377 877.6	
Total construction			6 747 156 654	
Frais administratifs (~ 4% du coût de construction)	%		269 886 266	
Frais d'ingénierie (~ 10% du coût de construction)	%		674 715 665	

**COÛT
TOTAL
(DA)**

7 691 758 585

Conclusion :

Organiser le barrage de **BARIKA** en déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage est représenté par un diagramme à barres. Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doit être effectué avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du Maître de l'Ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued.

La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 9 mois.

- La durée de construction propre au barrage de **BARIKA** totalisera au moins **3 ans**.

Cette durée est à considérer comme maximum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 3 ou 4 ans. Le diagramme (la planche N°06) présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 3 ans.

- Le coût estimatif global de l'évacuateur du barrage de **Barika**, Wilaya de **Batna** est de : **7 691 758 585 DA.**

Introduction :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident 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 accidentés 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'accidentés 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'accidentés 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 citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves 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 symptômes 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 surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, 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 audiométrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, 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 mal 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.Méthode 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.Méthode 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 :

$$Q = A_m \cdot N$$

Avec :

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

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 VIII.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 willaya de Batna est une région agricole et la construction des barrages comme celle de Barika sur Oued Barika favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue du barrage de Barika nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réaliser), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude des variantes de l'évacuateur de crue et pour la variante choisie, un calcul de génie civil puis une étude d'organisation de chantier et nous avons terminé par un chapitre de protection et sécurité se travaille.

D'après les résultats trouvés, le barrage de Barika est en terre. La hauteur du barrage est de 46 m. Le volume normale de la retenue est de 73.541 Mm³.

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 1000 ans.
- Un débit de crue de 1233 m³/s.
- Une largeur du seuil déversant de 80 m.

L'évacuateur de crue choisie est de type central à profil normale(Creager). Il se compose d'un déversoir d'une largeur de 80 m, un bassin de dissipation type III, D'une longueur de 31.2 m.

Le béton à utiliser pour la construction de l'évacuateur de crue est dosé à 350 Kg/m³ de ciment. Il se compose de 800 Kg/m³ de graviers (8-15), 400 Kg/m³ de sable et 170 à 190 l/m³ de béton.

Les armatures à utiliser ont un diamètre de : 12, 14, 16 et 20 mm de diamètre (voir la représentation des aciers dans la planche N°06). Ce sont des barres de type acier tors ont une limite d'élasticité de 4000 bars.

Le coût de réalisation de l'évacuateur de crue donné par le devis quantitatif et estimatif est de 7 691 758 585.00 DA.

Pendant la réalisation, il peut y avoir des conditions spéciales peuvent augmenter le coût de réalisation de l'ouvrage à savoir :

- Des travaux supplémentaires qui peuvent ressortir ;

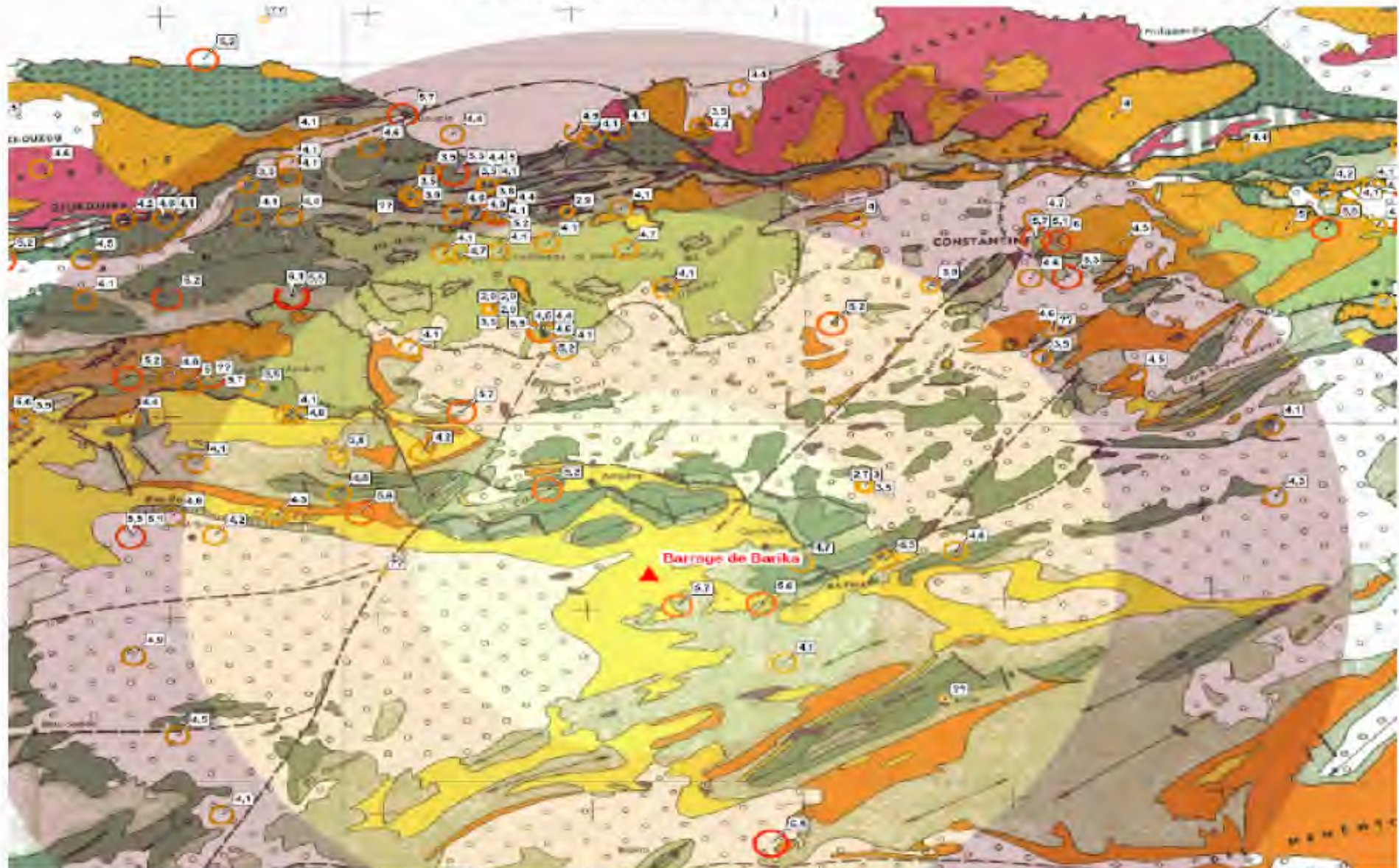
Une élévation de coût des matériaux de construction

Références bibliographique

- AGUSTIN Alvarez Garcia, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica .S.A. Alger.
- AMARI – Hydraulique Générale Et Appliquée – E.N.S.H – BLIDA –
Année Universitaire 2006/2007.
- B.BENLAOUKLI – Géologie Des Barrages – E.N.S.H – BLIDA –
Année Universitaire 2009/2010.
- BACHIR CHERIF ; (Cours béton arme 3ème et 4ème année).
Année Universitaire 2007/2008 et 2008/2009.
- B. BENLAOUKLI (Cours d'O.D.C 4eme et 5eme année).
- DURAND Jean, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Edition Centre de machinisme agricole du génie rural des eaux et des forets (CEMAGREF). Paris.
- HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida
- M. HASSANE ;(Cours Hydraulique générale 4eme et d'ouvrage hydrotechnique 5ème Année) ; Année Universitaire 2008/2009 et 2009/2010.
- ROLLEY René, 1974. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture-Direction de l'aménagement-Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. France
- RICHARD O. Sinniger, 1989. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : volume 15 ; constructions hydrauliques. Edition Presses polytechniques Romandes. Suisse
- Stucky, 2004. Etude de faisabilité du barrage de Barika sur Oued Barika (W. Batna). Un bureau d'étude Türk pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
Année Universitaire 2008/2009 et 2009/2010.

Annexe A.2: La carte des épïcèntres.

ANNEXE 02 : la carte des épïcèntres



Annexe A.3: Des sondages situés sur l'axe du Barrage.

Annexe A.3.1: Un sondage situé en haute rive droite.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE										Feuille: 1/3
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT										
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES										
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA					SONDAGE N° F 2003-01			Coordonnées:		
Entreprise :	ENRB-UFSI				Profondeur: 60.00 m			X = 737 851.97		
Foreur :	Mezzen/Belkif				Situation: Haut rive droite			Y = 3 940 903.35		
Relevé par :	Aks et Tafer.K				Inclinaison: Vertical			Z = 731.67		
Vérifié par :					Date d'exécution: Du 18/06/03 au 12/07/03			Direction:		
								Ech: 1/100		
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
0.5										Terre végétale argileuse brune, avec traces de racines.
1										
2					SPT					SPT (1.5 - 2.0 m) : (N0 = 18, N1 = 32, N2 = 45).
3										
4					SPT					SPT (3.5 - 4.0 m) : (N0 = 25, N1 = 38, N2 = 48).
5										
6					SPT					SPT (5.5 - 6.0 m) : (N0 = 20, N1 = 38, N2 = 49).
7		116 mm	143 mm							Marnes altérées, décolorées, en fragments, avec quelques cailloux arrondis et galets de 1.0 à 5.0 cm de diamètre de 2.5 à 2.6 m, pris dans les marnes. Ces marnes sont oxydées.
8					SPT					SPT (7.5 - 8.0 m) : (N0 = 12, N1 = 40, N2 = 47).
9										
10					SPT					SPT (9.5 - 10.0 m) : (N0 = 28, N1 = 43, N2 = 50).
11										
12										
13										
14									8.05 UL	Marnes plus saines, beiges-grises, légèrement altérées, avec quelques traces d'oxydation et une passée argilisée de 13.0 à 14.0 m (RQD presque nul). Ces marnes sont fragmentées sur les dix derniers centimètres (16.9 à 17.0 m).
15										
16		96 mm	114 mm							
17									6.70 UL	
18								17.47		
19										
20									3.66 UL	Marnes saines grises, avec des traces d'oxydation de 16.0 à 17.0 m et de 22.0 à 23.0 m.
Remarques :										

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE :
 Entreprise : ENRB-UFSI
 Foreur : Mezzeri/Belkif
 Relevé par : Aks et Tafer.K
 Vérifié par :

BARIKA

SONDAGE N° F 2003-01

Profondeur: 60.00 m
 Situation: Haut rive droite

Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 18/06/03 au 12/07/03

Coordonnées:
 X = 737 851.97
 Y = 3 940 903.35
 Z = 731.67
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup. 90% 100%	R.Q.D % 90% 100%	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
21								3.66 UL		Marnes saines grises, avec des traces d'oxydation de 16.0 à 17.0 m et de 22.0 à 23.0 m.
22								4.48 UL		Marnes grises, fragmentées, à fissures obliques striées, cisailées, partiellement argilisées et oxydées (tectonisées).
23								3.54 UL		
24								3.23 UL		Marnes grises, saines, avec de petites surfaces lustrées, striées, soit obliques soit subverticales, avec une passée argilisée, tectonisée de 29.0 à 29.4 m.
25								3.18 UL		
26								3.60 UL		Marnes grises, saines, tectonisées, argilisées de 30.3 à 31.0 m.
27								3.60 UL		Marnes grises, saines, avec fissures obliques striées, lustrées. Ces marnes sont très sensibles à la dissipation.
28								3.64 UL		
29								4.02 UL		Marnes grises, saines, très sensibles à la dissipation, avec quelques fissures obliques striées, lustrées, avec un petit passage en fragments de 44.6 à 44.8.
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										

Remarques :

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : **BARIKA**
 Entreprise : ENRB-UFSI
 Foreur : Mezzeri/Belkif
 Relevé par : Aks et Tafer.K
 Vérifié par : -

SONDAGE N° F 2003-01
 Profondeur: 60.00 m
 Situation: Haut rive droite
 Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 18/06/03 au 12/07/03

Coordonnées:
 X = 737 851.97
 Y = 3 940 903.35
 Z = 731.67
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
41			14 mm						4.02 UL	
42								42.30		
43								à 42.55	4.52 UL	
44										
45										
46									4.20 UL	Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec quelques fissures obliques striées, lustrées, avec un petit passage en fragments de 44.6 à 44.8 m.
47										
48								48.00		
49								à 48.30	1.36 UL	
50		96 mm						50.60		
51								à 51.00	0.25 UL	
52										
53										
54										
55										
56									0.74 UL	Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec quelques fissures obliques striées et lustrées.
57										
58										
59									0.16 UL	
60										

Remarques :

FIN

Annexe A.3.2: Un sondage situé en mi rive droite.

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'EQUIPEMENT AGENCE NATIONALE DES BARRAGES										Feuille: 1/2							
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA					SONDAGE N° F 2003-02			Coordonnées:									
Entreprise : _ ENRB-UFSI		Foreur : _ Allalou		Relevé par : _ Aks et Tafer.k		Vérifié par : _		Profondeur: 30.00 m		Situation: Mi-rive droite		X = 737 908.32		Y = 3 940 852.85		Z = 720.50	
								Inclinaison: Verticale		Direction:		Ech: 1/100.					
								Date d'exécution: Du 22/06/03 au 30/06/03									
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique							
0.5										Terre végétale : Argile légèrement graveleuse, brune, avec traces de racines.							
1																	
2																	
3										Marnes altérées, décolorées, parfois argilisées, beiges-grises, en fragments.							
4																	
5																	
6			143 mm							Marnes grises, altérées, beiges-grises, très sensibles à la dissication, à fissures obliques et subverticales, légèrement oxydées.							
7																	
8										Marnes grises, plus saines, avec des fissures subverticales, oxydées.							
9																	
10		116 mm															
11									8.25 UL								
12																	
13							12.21										
14									5.44 UL	Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec une fissure oblique remplie d'argile à 11.4 m et une petite zone fracturée striée et lustrée de 12.5 à 12.6 m. Une zone fracturée de 13.0 à 14.3 m, à surfaces striées, lustrées.							
15																	
16																	
17									4.75 UL								
18																	
19										Marnes grises, saines, très sensibles à la dissication, avec des surfaces striées, lustrées à 15.4 m, de 15.9 à 16.0 m et à 16.2 m, ainsi que des fissures obliques parfois oxydées.							
20									19.60 à 20.00	4.13 UL							

Remarques :

Annexe A.3.3: Un sondage situé en lit de l'oued.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE										Feuille: 1/3
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT										
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES										
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE: BARIKA					SONDAGE N° F 2003-03			Coordonnées:		
Entreprise: _ ENRB-UFSI					Profondeur: 47.00 m			X = 737 967.33		
Foreur: _ Merouche					Situation: Lit de l'oued			Y = 3 940 777.36		
Relevé par: _ Aks et Tafer.K					Inclinaison: Vertical			Z = 703.69		
Vérifié par: _					Date d'exécution: Du 22/06/03 au 01/07/03			Direction:		
								Ech: 1/100.		
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R, Q, D %	Nappe	Echantillon	Perméabilité	Description Géologique
0.5										Alluvions grossières arrondies, galets de 1.0 à 6.0 cm de diamètre, de nature calcaire.
1							0.60			
2										Marnes grises, altérées, oxydées, fortement fragmentées.
3										
3.5										
4		116 mm	143 mm							
5										
6										
7										
8								5.08 UT.		Marnes grises, relativement saines, tendres, avec une petite fissure oblique à 10.8 m.
9										
10										
11								6.09 UT.		
12										
13										
14		96 mm	114 mm					14.58 à 14.92	6.08 UT.	Marnes grises, saines, tendres.
15										
16								15.20 à 15.46	5.90 UT.	
17										
18										
19								18.39 à 18.73	10.23 UT.	Marnes grises, tendres, saines, souvent découpées en petits bancs de 5.0 à 10.0 cm d'épaisseur, suivant la schistosité.
20										
Remarques :										

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE :

BARIKA

SONDAGE N° F 2003-03

Coordonnées:

Entreprise : _ ENRB-UFSI

Profondeur: 47.00 m

X = 737 967.33

Foreur : _ Merouche

Situation: Lit de l'oued

Y = 3 940 777.36

Relevé par : _ Aks et Tafer.K

Inclinaison: Vertical

Z = 703.69

Vérifié par : _

Date d'exécution: Du 22/06/03 au 01/07/03

Direction:

Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup. 0.05%	R.Q.D % 100%	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
21								10.23 UL		Mames grises, tendres, saines, souvent découpées en petits bancs de 5.0 à 10.0 cm d'épaisseur, suivant la schistosité.
22								4.30 UL		
23								4.47 UL		
24								4.97 UL		
25								4.82 UL		
26										Mames grises, saines, découpées en morceaux de 5.0 à 10.0 cm, argilisées et fortement fragmentées de 29.0 à 31.5 m.
27								4.52 UL		
28										Mames grises, saines.
29								4.68 UL		
30		96 mm	114 mm							Mames grises, saines, découpées en petits morceaux fortement fragmentées, parfois argilisées.
31								36.75 à 36.95		
32								4.68 UL		
33										Mames grises, saines.
34								4.68 UL		
35										
36										
37										
38										
39										
40										

Remarques :

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE : BARIKA

SONDAGE N° F 2003-03

Coordonnées:

Entreprise : _ ENRB-UFSI

Profondeur: 47.00 m

X = 737 967.33

Foreur : _ Merouche

Situation: Lit de l'oued

Y = 3 940 777.36

Relevé par : _ Aks et Tafer.K

Inclinaison: Vertical

Z = 703.69

Vérifié par : _

Date d'exécution: Du 22/06/03 au 01/07/03

Direction:

Ech: 1/100.

Profondeur	Code	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup. 100%	R.Q.D % 100%	Nappe	Echantillon	Perméabilité	Description Géologique	
41		26 mm								Marnes grises, saines.	
42									4.73 UL		
43											
44										4.45 UL	Marnes grises, découpées en petits morceaux et fortement fragmentées.
45											
46											
47											
48										FIN	
49											
50											
51											
52											
53											
54											
55											
56											
57											
58											
59											
60											

Remarques :

Annexe A.3.4: Un sondage situé en rive gauche.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE										Feuille: 1/2	
MINISTRE DE L'EQUIPEMENT											
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES											
ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE :				BARIKA		SONDAGE N° F 2003-12		Coordonnées:			
Entreprise :				ENRB-UFSI		Profondeur: 30.00 m		X = 737 929.43			
Foreur :				Souani/Belkif		Situation: Terrasse rive gauche, aval F04		Y = 3 940 624.53			
Relevé par :				Tafer K.		Inclinaison: Vertical		Z = 711.67			
Vérifié par :				Aks		Date d'exécution: Du 13/10/03 au 24/10/03		Direction:			
								Ech: 1/100			
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique	
0.2										Argiles brunes, avec traces de racines.	
1									0.0 m/s		
2										SPT (2.00 à 2.45 m): (N0 = 30, N1 = 37, N2 = 43).	
3									0.0 m/s	Argiles limoneuses, brunes-verdâtres, avec traces de gypse jusqu'à 2.0 mètres consolidées de 2.0 à 5.0 m, légèrement sablo-graveleuses.	
4											
5									0.0 m/s	SPT (4.00 à 4.45 m): (N0 = 32, N1 = 46, N2 = 30).	
6		116 mm	140 mm						6.00 10-5 m/s	Argiles limoneuses, brunes-verdâtres, parfois rosâtres, sablo-graveleuses de 4.0 à 5.0 m.	
7										SPT à 6.00 m: refus.	
8									1.10 10-4 m/s	SPT à 8.00 m: refus.	
9											
10									4.50 10-5 m/s	Alluvions grossières, arrondies à subarrondies de 0.5 à 8.0 cm de Ø, de nature calcaire à matrice argilo-limoneuse, lessivée en grande partie.	
11										SPT à 10.00 m: refus.	
12									4.90 10-5 m/s	SPT à 12.00 m: refus.	
13											
14											
15										Marnes altérées en surface, grisâtres à verdâtres, sensibles à la dissiccation, se débitent facilement en morceaux et fragments, avec une fissure subverticale à 14.6 m.	
16									2.63 UL		
17								16.00 à 16.25			
18		96 mm									
19									1.68 UL	Marnes grises altérées, argilisées de 18.0 à 20.0 m surtout, sensibles à la dissiccation.	
20											
Remarques :											

ETUDE DE FAISABILITE DU SITE DE :

BARIKA

SONDAGE N° F 2003-12

Coordonnées:

Entreprise : ENRB-UFSI
 Foreur : Souani/Belkif
 Relevé par : Tafer.K
 Vérifié par : Aks

Profondeur: 30.00 m
 Situation: Terrasse rive gauche, aval F04
 Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 13/10/03 au 24/10/03

X = 737 929.43
 Y = 3 940 624.53
 Z = 711.67
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
21								20.67 a 21.00	3.05 UL	Marnes grises, consolidées, sensibles à la dissication, plus sensibles à la dissication de 29.0 à 30.0 m, avec une fissure subverticale à 25.7 m.
22							22.30 a 22.60			
23			114 mm							
24										
25		96 mm						3.31 UL		
26										
27										
28								3.23 UL		
29										
30										
31									FIN	
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										

Remarques :

FIN

Annexe A.4: Des puits situés dans la zone d'emprunt.

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 01				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	1.50 m à 2.00 m	
1		Limons argilo-sableux bruns, légèrement humidifiés, durs difficile à attaquer à la pelle mécanique. Les nodules de gypse sont fréquents.		
2				
2.9		Argiles marneuses, grises-verdâtres, humidifiées dures, difficilement attaquable à la pelle mécanique.		
3.2				
4				
5				

Log du puits P 02				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	2.00 m à 2.50 m	
1		Argiles limono-sableuses, brunes, légèrement humidifiées consistantes, avec de petits nodules de gypse.		
1.4		Argiles limono-sableuses, noirâtres, consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, avec de petits nodules de gypse.		
2				
3		Argiles marneuses grises-beiges.		
3.5				
4				
5				

Log du puits P 03				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	1.00 m à 2.00 m	
1		Argiles sablo-limoneuses, brunes à noirâtres, consistantes, avec de petits nodules de gypse.		
2				
2.4		Argiles marneuses brunes-rougeâtres.		
2.7				
3				
4				
5				

Site : Barrage Barikà
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 04				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, légèrement caillouteuse, beige, avec traces de racines.		
1		Argiles limono-sableuses brunes, consistantes, avec de petits nodules de gypse.	1.00 m	
1.4			à	
2		Argiles limono-sableuses noirâtres, humidifiées, légèrement consistantes, avec de petits nodules de gypse.	1.40 m	
2.9			2.00 m	
3.5		Argiles marneuses bariolées (brunes, rougeâtres à verdâtres), avec nodules de gypse.	à	
4			2.70 m	
5				

Log du puits P 05				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, avec traces de racines.		
1		Argiles limono-sableuses, brunes foncées à noirâtres, consistantes difficilement attaquable à la pelle mécanique, contenant des nodules de gypse.	2.20 m	
2			à	
2.9			2.70 m	
3.3		Argiles marneuses bariolées (brunes, rougeâtres à verdâtres).		
4				
5				

Log du puits P 06				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, avec traces de racines.		
1		Argiles sablo-limoneuses brunes, très légèrement graveleuses consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, avec nodules de gypse.	1.00 m	
2			à	
2		Argiles limono-sableuses noirâtres, consistantes, avec nodules de gypse.	2.00 m	
3			2.80 m	
3		Argiles marneuses bariolées (brunes, grises à verdâtres).	à	
3.3			3.20 m	
4				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 07				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, caillouteuse, beige, avec traces de racines.	2.00 m à 2.40 m	
1		Argiles limoneuses brunes, consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, avec nodules de gypse.		
1.5		Argiles limono-sableuses noirâtres, très consistantes, difficilement attaquable à la pelle mécanique, contenant des nodules de gypse.		
2				
3				
4				
5				

Log du puits P 08				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, avec quelques cailloux.	2.00 m à 2.40 m	
1		Argiles sablo-limoneuses brunes, légèrement humidifiées avec des nodules de gypse.		
2				
2.4				
2.7		Argile noirâtre, consistante, avec nodules de gypse.		
3		Argiles mameuses bariolées (grises, rougeâtres), parfois oxydées.		
3.4				
4				
5				

Log du puits P 09				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	2.00 m à 2.50 m	
1		Argiles limono-sableuses brunes en surface et noirâtres à la base moins gypseuses, difficilement attaquable à la pelle mécanique.		
2				
2.5			2.50 m à 2.80 m	
3		Argiles limono-sableuses bariolées, oxydées (grises, rougeâtres) et dures.		
4				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 10				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.		
1		Argile brune à noirâtre, consistante, avec nodules de gypse.	2.00 m à 2.50 m	
1.6				
2		Argiles limono-sableuses, tendres légèrement humidifiées, facilement attaquable à la pelle mécanique parfois oxydées, grises à beiges.		
3				
3.7				
4				
5				

Log du puits P 11				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.		
1		Argiles sablo-limoneuses brunes à noirâtres, humidifiées, consistantes avec nodules de gypse.	1.50 m à 2.00 m	
2				
3		Argiles limono-sableuses, gypseuses, grises-rougeâtres.	3.00 m à 3.50 m	
3.5				
4				
5				

Log du puits P 12				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.		
1		Limons argilo-sableux bruns à noirâtres, légèrement humidifiés consistants avec nodules de gypse.	2.20 m à 2.60 m	
2				
3		Argiles marneuses limono-sableuses, bariolées (grises, beiges rougeâtres).		
3.9				
5				

Site : Barrage Barika
 Zone d'emprunt : Argileuse

Log du puits P 13				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	1.20 m à 1.60 m	
1		Argile sablo-limoneuses brunes plus ou moins consistantes humidifiées avec nodules de gypse.		
1.9			2.00 m à 2.50 m	
3		Limons argilo-sableux noirâtres, humidifiés, avec nodules de gypse.		
3.4		Argiles marneuses, oxydées, grises rougeâtres avec traces de matière organique et gypse.		
3.7				
4				
5				

Log du puits P 14				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile limoneuse, beige, caillouteuse, avec traces de racines.	1.30 m à 1.80 m	
1		Argiles limoneuses sableuses brunes plus ou moins consistantes.		
1.3			2.40 m à 2.60 m	
2		Argiles limoneuses sableuses noirâtres, consistantes, avec nodules de gypse.		
2.3				
3		Argiles marneuses sablo-limoneuses, grises-rougeâtres.		
3.4				
4				
5				

Log du puits P 15				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		TV : Argile beige, légèrement caillouteuse, avec traces de racines.	1.80 m à 2.00 m	
1		Argile limoneuses brunes, consistantes, avec nodules de gypse.		
1.7				
2		Argiles sablo-limoneuses brunes, avec de rares nodules de gypse.		
3				
3.5				
4				
5				

Annexe A.5: Des Tableaux récapitulatifs des résultats des essais préssiométrique - Classés par lithologie.

Sondage n°				Nature lithologique	Moyenne par sondage		
	E (Bars)	PL (Bars)	E/PL (Bars)		Emoy (Bars)	PImoy (Bars)	E/PL moy (Bars)
SP2003-04	186.75	14.96	12.48	Alluvions grossières	496.68	15.26	32.82
SP2003-04	322.77	17.16	36.29	Alluvions grossières			
SP2003-04	496.37	15.36	32.32	Alluvions grossières			
SP2003-04	580.81	13.56	50.21	Alluvions grossières			
SP2003-06	67.97	10.95	6.21	Alluvions grossières	177.14	10.62	17.02
SP2003-06	286.30	10.29	27.82	Alluvions grossières			
SP2003-10	314.50	17.07	18.42	Alluvions grossières	329.41	18.74	16.47
SP2003-10	206.95	18.11	11.43	Alluvions grossières			
SP2003-10	194.96	18.28	10.67	Alluvions grossières			
c P2003 10	218.90	16.45	13.31	Alluvions grossières			
SP2003-10	213.39	14.36	14.86	Alluvions grossières			
SP2003-10	314.88	17.96	17.53	Alluvions grossières			
SP2003-10	842.26	28.97	29.07	Alluvions grossières			
	74.52	7.13	10.45	Alluvions grossières			
SP2003-14	466.74	9.31	50.03	Alluvions grossières	501.52	9.51	46.77
SP2003-14	964.31	12.08	79.83	Alluvions grossières			

Moyenne globale 384.46 15.13 26.31

Sondage n°				Nature lithologique	Moyenne par sondage		
	E (Bars)	PL (Bars)	E/PL (Bars)		Emoy (Bars)	PImoy (Bars)	E/PL moy (Bars)
SP2003-01	222.81	7.18	31.03	Marnes altérées	165.60	9.01	19.21
SP2003-01	89.35	7.38	12.11	Marnes altérées			
SP2003-01	178.09	8.58	20.76	Marnes altérées			
SP2003-01	176.59	8.94	19.75	Marnes altérées			
SP2003-01	161.17	12.98	12.42	Marnes altérées			
SP2003-04	1207.57	45.96	26.27	Marnes altérées	1364.20	47.67	28.54
SP2003-04	1520.82	49.38	30.90	Marnes altérées			
SP2003-06	1072.20	46.41	23.10	marnes altérées	1072.20	46.41	23.10
SP2003-10	980.16	23.72	41.32	Marnes altérées	980.16	23.72	41.32

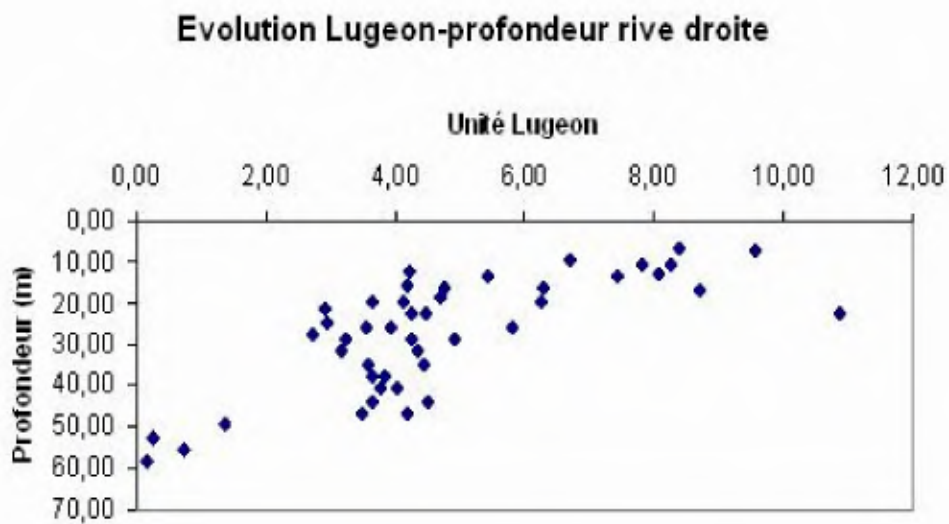
Moyenne globale 623.20 23.39 24.17

Sondage n°				Nature lithologique	Moyenne par sondage		
	E (Bars)	PL (Bars)	E/PL (Bars)		Emoy (Bars)	PImoy (Bars)	E/PL moy (Bars)
SP2003-04	85.91	12.36	6.95	Argiles limoneuses	263.567	14.9767	16.88
SP2003-04	454.35	15.81	28.74	Argiles limoneuses			
SP2003-04	250.44	16.76	14.94	Argiles limoneuses			
SP2003-06	99.84	11.95	8.35	Argiles limoneuses	374.50	18.73	19.24
SP2003-06	529.66	18.15	29.18	Argiles limoneuses			
SP2003-06	391.97	20.24	19.37	Argiles limoneuses			
SP2003-06	451.77	22.55	20.03	Argiles limoneuses			
SP2003-06	399.27	20.75	19.24	Argiles limoneuses			
SP2003-10	40.15	10.25	3.92	Argiles limoneuses			
SP2003-10	46.80	13.35	3.38	Argiles limoneuses	75.35	11.41	7.01
SP2003-10	139.11	10.14	13.72	Argiles limoneuses			
SP2003-14	317.91	12.58	25.27	Argiles limoneuses			
SP2003-14	316.17	11.54	27.40	Argiles limoneuses	317.04	12.06	26.33

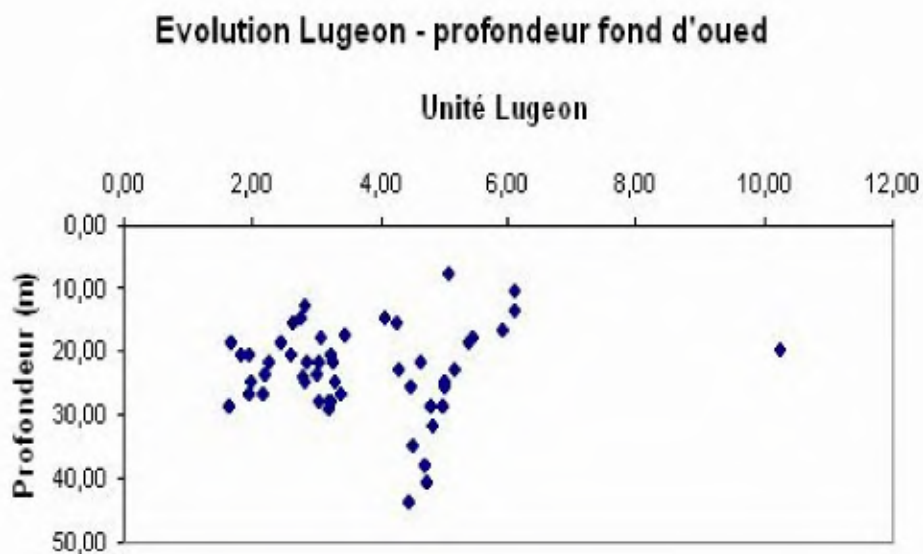
Moyenne globale 271.027 15.1485 16.9611

Annexe A.6: Des résultats des essais de Lugeon.

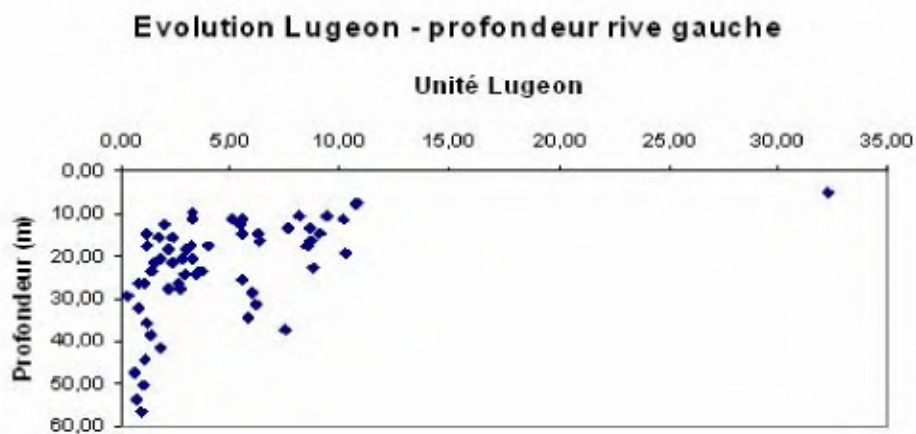
Annexe A.6.1: essais de Lugeon sur la rive droite.



Annexe A.6.2: essais de Lugeon sur le lit de l'oued.



Annexe A.6.3: essais de Lugeon sur la rive gauche.



Annexe A.7: Des Tableaux Récapitulatifs des résultats des essais physiques et mécaniques de la fondation du barrage Barika.

Annexe A.7.1: MARNES ALTEREES

Sondages	N°	cote (m)	Prof (m)	Lithologie	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg(SPT)			Densités			Rc simple sec (Kg/cm2)	R. traction sec (Kg/cm2)	Matière Soluble (%)	Classification		
					Cailloux 200 - 20	Graviers 20 - 2	SableGros 2 - 0,2	Sable Fin 0,2 - 0,02	Limons 0,02-2p	Argile 2p-0,2p	Contrôle <80	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)	γ _n (Pm')	γ _d (Pm')						γ _s (T/m ³)
F01	731.67	1,50 - 2,00	marnes altérées	0.00	7.00	2.00	27.00	28.00	36.00	100.00	91.00	63.26	32.76	30.50	-	-	-	-	-	CL	Ech - SPT	
		5.50 - 6,00	marnes altérées	0.00	0.00	8.00	29.00	21.00	43.00	100.00	91.00	64.31	32.44	31.87	-	-	-	-	-	CH	Ech - SPT	
		7.50 - 8,00	marnes altérées	0.00	3.00	3.00	28.00	26.00	40.00	100.00	94.00	63.91	29.58	34.33	-	-	-	-	-	CH	Ech - SPT	
F04	712.14	19,67 - 20,00	marnes altérées												2.45	2.14	2.66	—	-	-		
F05	714.81	27,15 - 27,70	marnes altérées												1.69	1.44	2.65	11.63	—	-		
F07	719.18	1,55 - 2,00	marnes altérées	0.00	1.00	1.00	34.00	46.00	19.00	100.00	98.00	57.56	25.96	31.60						CH	Ech - SPT	
		3,60 - 3,85	marnes argilleuses	-										-						36.12		
		9,20 - 9,50	marnes altérées												2.19	1.99	2.70	20.99				
		17,00 - 17,35	marnes altérées														2.70	—	-	-		
F08	736.21	12,25 - 12,55	marnes argilleuses																			
		17,70 - 17,50	marnes argilleuses		-										2.45	2.18	2.60		23.76	—		
F09	763.34	4,00 - 4,45	marnes altérées	0.00	14.00	14.00	27.00	11.00	34.00	100.00	71.00	66.60	34.51	32.09							CH-MH	Ech - SPT

Moyenne	0.00	5.00	5.60	28.80	26.20	34.40		89.00	63.13	31.05	32.08	2.20	1.94	2.64	16.31	23.76	36.12
Ecartype	0.00	5.70	5.41	2.95	12.40	9.29		10.46	3.36	3.36	1.40	0.36	0.34	0.07	6.62		
Min	0.00	0.00	1.00	27.00	11.00	19.00		71.00	57.56	25.96	30.50	1.69	1.44	2.65	11.63		
Max	0.00	14.00	14.00	34.00	46.00	43.00		98.00	66.60	34.51	34.33	2.45	2.18	2.70	20.99		

Annexe A.7.2: MARNES SAINES

Sondages N°	cote (m)	Prof (m)	Lithologie	Densités			Rc simple sec (Kg/cm ³)	R. traction sec (Kg/cm ²)	Matière Soluble (%)
				l'h (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	γ _s (t/m ³)			
		42.30 - 42.55	marne saine	2.35	2.18	2.55	34.46	-	-
F01	731.67	48.00 - 48.30	marne saine	2.46	2.27	2.60	27.43	-	-
F02	720.5	19.60 - 20.00	marne saine	2.50	2.26	2.66	37.98	-	34.30
		22.08 - 22.50	marne saine	2.54	2.33	2.67	12.91	-	-
F03	703.69	14.58 - 14.92	marne saine	2.40	2.08	2.62	38.22	-	30.24
		18.39 - 18.73	marne saine	2.41	2.31	2.66	84.53	73.38	-
F07	719.18	25.00 - 25.45	marne saine	-	-	2.63	-	-	-
F08	736.21	17.70 - 17.50	marnes argileuse	2.45	2.18	2.60	-	23.76	-
		33.00 - 33.55	marne saine	2.34	2.22	2.60	43.82	-	-
		24.20 - 24.50	marne saine	2.73	2.49	2.69	74.56	-	-
		25.55 - 26.00	marne saine	2.24	1.93	2.69	33.66	-	-
F11	717.38	5.00 - 5.25	marne saine	-	-	-	-	-	38.10
		12.70 - 13.00	marne saine	2.51	2.16	2.60	26.93	-	-
		18.00 - 18.30	marne saine	2.50	2.27	2.65	-	20.90	-
F14	710.8	14.40 - 14.80	marne saine	2.41	2.10	2.73	65.31	33.2	-
		15.80 - 16.00	marne saine	2.30	2.08	2.69	23.75	-	-
F16	725.73	20.00 - 20.30	marne saine	2.48	2.29	2.74	29.51	-	-
		23.10 - 23.40	marne saine	2.42	2.27	2.56	37.11	-	-

Moyenne	2.44	2.21	2.64	40.74	37.81	34.21
Ecartype	0.11	0.13	0.06	20.33	24.29	3.93
Min	2.24	1.93	2.55	12.91	20.90	30.24
Max	2.73	2.49	2.74	84.53	73.38	38.10

Annexe A.7.3: GRAVIERS

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS
DES ESSAIS PHYSIQUES ET MECANIQUES
DE LA FONDATION DU BARRAGE BARIKA

Barrage Barika

Annexe

GRAVIERS

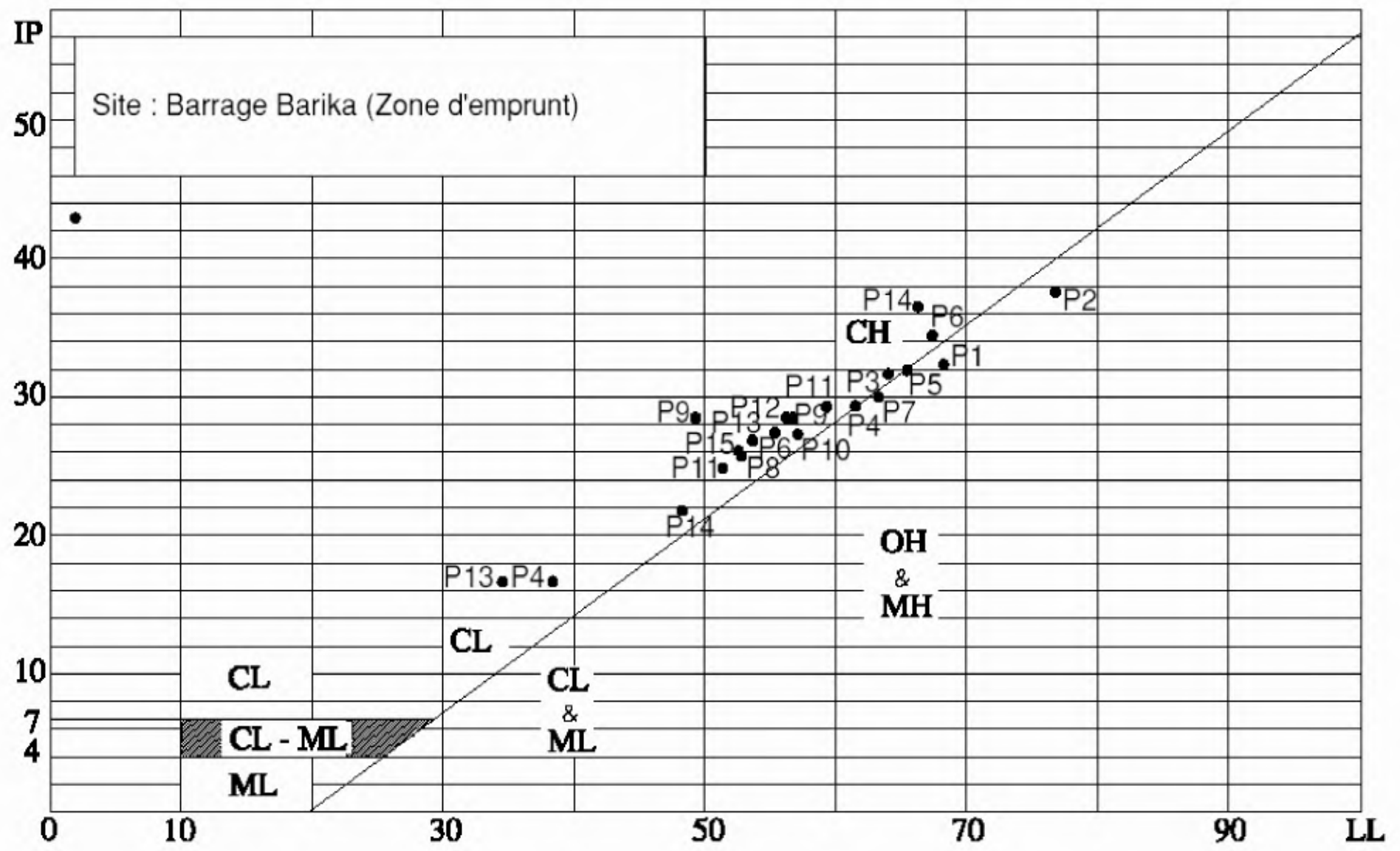
Sondages	N°	cote (m)	Prof (m)	Lithologie	Granulométrie (%)							Limites d'Atterberg(SPT)		
					Cailloux 200 - 20	Graviers 20 - 2	SableGros 2 - 0,2	Sable Fin 0,2- 0,02	Limons 0.02-2p	Argile 2p-0,2p	Contrôle l - <80f.	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)
F09	763.34	2.00 - 2.45		gravier	0.00	50.00	20.00	12.00	9.00	9.00	100.00 128.00	35.49	19.94	17.95

Annexe A.8: Tableau Récapitulatif des résultats des essais mécaniques de la zone d'emprunt du barrage Barika.

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS MECANQUES DE LA ZONE D'EMPRUNT DU BARRAGE BARIKA													
Puits N°	Prof (m)	Cisaillement UU		Cisaillement CD		Oedomètre				Cisaillement triaxial (CU+U)			
		Cuu (Bars)	ϕ_{uu} (Degré)	Ccd (Bars)	ϕ_{cd} (Degré)	Pc (Bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)	Ccu (Bars)	ϕ_{cu} (Degré)	C' (%)	ϕ' (Degré)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P01	1,50 - 2,00	0,31	20,72	0,21	23,34	-	-	-	-	-	-	-	-
P02	2,00 - 2,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P03	1,00 - 2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P04	1,00 - 1,40	0,50	9,98	0,94	22,45	-	-	-	-	-	-	-	-
P04	2,00 - 2,70	0,78	16,47	0,69	6,85	-	-	-	-	-	-	-	-
P05	2,20 - 2,70	-	-	-	-	1,11	23,00	4,50	0,00	0,49	4,88	0,38	13,71
P06	1,00 - 2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P06	2,80 - 3,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P07	2,00 - 2,40	0,59	11,72	0,10	20,19	-	-	-	-	-	-	-	-
P08	2,00 - 2,40	0,44	16,52	0,47	13,32	-	-	-	-	-	-	-	-
P09	2,00 - 2,50	-	-	-	-	0,67	22,09	4,02	0,00	0,24	12,7	0,15	24,90
P09	2,50 - 2,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P10	2,00 - 2,50	-	-	-	-	0,85	32,65	3,17	0,26	1,30	3,48	1,13	8,70
P11	1,50 - 2,00	0,45	17,16	0,52	20,20	-	-	-	-	-	-	-	-
P11	3,00 - 3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P12	2,20 - 2,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P13	1,20 - 1,60	0,77	14,40	0,74	16,68	-	-	-	-	-	-	-	-
P13	2,00 - 2,50	0,71	12,22	0,15	13,39	-	-	-	-	-	-	-	-
P14	1,30 - 1,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P14	2,40 - 2,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P15	1,80 - 2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Puits N°	Prof (m)	Cisaillement UU		Cisaillement CD		Oedomètre				Cisaillement triaxial (CU+U)			
		Cuu (Bars)	ϕ_{uu} (Degré)	Ccd (Bars)	ϕ_{cd} (Degré)	Pc (Bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)	Ccu (Bars)	ϕ_{cu} (Degré)	C' (%)	ϕ' (Degré)
Max		0,78	20,72	0,94	23,34	1,11	32,65	4,50	0,26	1,30	12,70	1,13	24,90
Min		0,31	9,98	0,10	6,85	0,67	22,09	3,17	0,00	0,24	3,48	0,15	8,70
Moyenne		0,57	14,90	0,48	17,05	0,88	25,91	3,90	0,09	0,68	7,02	0,55	15,77
cartype		0,17	3,50	0,30	5,61	0,22	5,85	0,67	0,15	0,55	4,97	0,51	8,29

Annexe A.9: Abaque de plasticité.



ANNEXE B.2 : Les précipitations maximales journalières de la station pluviométrique de La station de Ngaous (W.BATNA).

Les années	Les précipitations maximales journalières (mm)	Les années	Les précipitations maximales journalières :	Les années	Les précipitations maximales journalières :	Les années	Les précipitations maximales journalières :
1946	16.8	1964	21.2	1982	48.8	2000	14.7
1947	40.4	1965	16.5	1983	14.5	2001	29.2
1948	71.2	1966	70	1984	28	2002	85.4
1949	30.5	1967	43.6	1985	58.6	2003	76.6
1950	33	1968	18.8	1986	45.5	2004	24.3
1951	31	1969	33.2	1987	38.5	2005	82.8
1952	29.7	1970	15.9	1988	31.5	2006	39.4
1953	35.6	1971	61.9	1989	39.4	2007	23.7
1954	21.2	1972	70.5	1990	28.1	-	-
1955	48.5	1973	45.8	1991	34.4	-	-
1956	24.2	1974	27.5	1992	26.7	-	-
1957	58	1975	22.7	1993	19.2	-	-
1958	37.2	1976	15.8	1994	48.7	-	-
1959	37.7	1977	11.2	1995	40.4	-	-
1960	10.2	1978	28.1	1996	30	-	-
1961	24.3	1979	28.8	1997	36.7	-	-
1962	15.9	1980	39.2	1998	46.8	-	-
1963	17.2	1981	31.5	1999	31.2	-	-

ANNEXE B.1 : Précipitation mensuelle et annuelle de la station pluviométrique de La station de Ngaous.

Code de station : 05.13.06

Nom de station : Ngaous

X : 764.1 Y : 255.1 Z : 750

Les années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1946	6.5	6.0	16.2	48.9	25.4	52.0	25.0	3.0	0.4	15.6	0.0	0.0	199.0
1947	0.0	9.1	38.6	13.0	63.6	11.7	38.1	6.4	7.2	1.6	0.0	13.6	202.9
1948	72.5	1.3	4.7	1.4	0.0	49.4	37.5	10.5	8.2	18.6	0.0	0.0	204.1
1949	12.8	5.4	8.3	0.0	7.2	17.6	3.4	0.0	7.6	82.6	0.0	7.6	152.5
1950	0.0	0.0	0.0	17.7	0.0	47.5	62.0	48.5	27.6	28.0	0.0	31.5	262.8
1951	0.0	7.2	59.1	7.2	115.0	0.0	24.0	53.2	23.5	18.4	0.0	0.0	307.6
1952	39.7	13.9	30.6	25.5	49.8	7.4	4.8	22.5	3.3	30.1	0.0	4.1	231.7
1953	26.5	1.7	72.7	20.5	21.1	0.0	52.5	65.4	60.3	0.0	6.2	4.2	331.1
1954	8.3	0.0	21.7	14.9	11.7	40.0	0.0	0.0	0.0	44.3	0.0	3.0	143.9
1955	11.6	36.7	43.5	50.6	40.1	31.7	53.0	45.9	19.7	8.0	0.0	1.3	342.1
1956	14.5	31.1	47.5	25.5	0.0	25.7	37.0	14.8	3.2	17.3	0.0	0.0	216.6
1957	13.3	46.8	42.8	27.2	0.0	11.3	17.8	22.7	18.0	19.0	1.2	0.0	220.1
1958	35.4	26.9	38.8	10.4	4.9	6.3	9.5	17.4	0.0	0.0	7.3	0.0	156.9
1959	0.0	1.3	18.8	28.3	71.5	25.7	22.6	0.0	58.7	13.4	0.0	1.1	241.4
1960	19.1	41.7	34.1	59.1	21.4	5.1	54.9	0.0	12.2	0.0	19.7	5.2	272.5
1961	43.6	5.4	13.0	55.8	36.1	2.6	4.3	0.0	50.0	5.8	0.0	0.0	216.6
1962	51.9	9.5	55.2	12.0	14.7	32.2	2.3	9.1	23.3	9.2	0.0	0.0	219.4
1963	4.1	4.8	0.0	64.5	27.0	30.4	5.9	3.7	0.0	0.0	0.0	0.0	140.4
1964	29.2	10.5	27.5	18.4	18.0	25.2	59.6	11.0	9.8	4.6	0.0	0.0	213.8
1965	23.0	19.2	29.0	62.3	4.8	8.1	26.7	3.3	42.6	20.5	0.0	20.9	260.4
1966	3.2	0.0	40.5	33.7	33.3	4.3	15.1	0.0	38.8	13.0	33.8	0.0	215.7
1967	54.7	9.2	58.7	20.9	31.6	10.2	40.6	40.7	27.8	2.1	6.4	22.1	325.0
1968	24.3	51.5	7.4	19.2	81.9	12.1	24.4	10.7	17.4	8.4	3.0	26.4	286.7
1969	6.1	61.8	49.0	17.6	0.4	14.2	17.3	9.6	40.2	5.2	0.3	17.8	239.5
1970	27.2	15.6	11.0	32.0	8.3	10.9	0.0	14.5	8.5	1.0	1.5	8.0	138.5
1971	25.2	36.0	85.0	55.5	0.0	47.5	0.0	0.0	120.0	20.0	0.0	23.0	412.2
1972	23.4	124.9	23.3	12.0	45.1	25.0	28.0	0.0	0.0	51.7	0.0	22.6	356.0
1973	10.0	63.5	5.8	4.0	24.9	20.6	21.0	31.5	44.8	0.0	30.5	0.0	256.6
1974	86.9	34.9	47.7	8.9	22.9	54.6	11.2	5.3	1.8	2.8	0.0	7.8	284.8

1975	11.5	72.0	20.8	0.0	20.0	41.0	12.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	178.3
1976	5.0	81.0	0.0	0.2	0.0	0.0	23.8	68.1	54.1	4.3	0.0	0.0	236.5
1977	1.0	3.3	18.8	46.6	1.7	0.5	4.0	14.9	5.4	3.0	0.0	27.0	126.2
1978	76.3	55.4	4.0	146.0	13.9	0.0	36.8	0.0	33.0	0.0	10.7	0.0	376.1
1979	32.5	66.1	29.5	28.0	40.4	0.0	23.0	36.2	53.5	0.0	8.0	14.5	331.7
1980	43.5	22.0	25.0	4.5	23.5	20.0	66.5	8.0	12.0	52.9	3.1	8.8	289.8
1981	40.0	52.5	15.8	12.5	35.3	32.1	53.6	59.3	18.9	12.6	6.3	0.0	338.9
1982	4.0	25.8	8.6	16.8	38.2	36.0	9.2	41.1	35.0	12.5	1.8	5.9	234.9
1983	36.5	38.0	21.8	24.6	36.8	57.8	76.7	29.3	14.0	0.0	0.0	0.0	335.5
1984	8.2	31.1	32.5	11.1	58.1	0.0	4.4	63.3	56.0	29.8	0.0	8.5	303.0
1985	53.5	76.7	34.0	71.5	99.9	3.9	1.2	11.1	0.0	22.7	0.0	14.7	389.2
1986	16.8	80.3	73.8	37.7	6.3	86.5	22.1	1.0	30.2	22.0	7.3	0.0	384.0
1987	41.0	38.7	57.3	0.0	0.0	0.0	0.0	17.8	16.6	116.1	16.5	0.0	304.0
1988	0.0	0.0	5.0	0.5	38.5	46.0	0.0	0.0	0.0	12.0	19.5	26.8	148.3
1989	3.4	38.9	21.4	4.7	3.3	45.3	22.2	26.2	36.8	0.0	0.0	15.4	217.6
1990	26.0	26.5	9.0	8.0	32.0	51.0	86.2	23.0	17.0	0.0	0.0	0.0	278.7
1991	55.4	4.0	146.0	13.9	0.0	17.5	38.5	30.2	0.0	10.5	0.0	0.0	316.0
1992	29.0	28.5	10.4	0.0	35.0	165.0	12.0	14.5	24.5	4.8	0.0	6.8	330.5
1993	39.2	5.4	116.6	15.5	4.30	21.9	25.1	38.5	9.5	16.8	4.2	11.6	308.6
1994	3.7	0.0	21.6	39.9	26.1	37.6	32.2	45.5	27.8	6.8	7.0	7.8	256.0
1995	83.2	76.6	19.9	66.0	39.4	5.7	19.3	26.5	40.5	0.4	9.7	10.2	397.4
1996	14.9	15.5	0.0	23.3	42.4	4.6	22.2	23.0	28.1	5.4	10.5	0.0	189.9
1997	67.0	4.4	106.3	22.0	76.4	20.8	50.8	46.3	24.3	13.9	2.1	32.3	466.6
1998	89.8	34.0	14.2	38.4	21.9	1.2	70.7	29.5	6.5	18.6	1.1	10.1	336.0
1999	21.2	1.1	10.6	5.4	2.4	21.3	76.9	40.6	1.3	10.4	6.9	1.6	199.7
2000	25.7	35.6	31.9	0.2	10.8	54.4	22.3	14.4	49.5	0.0	0.0	15.1	259.9
2001	57.2	3.5	23.1	15.2	0.0	61.9	9.9	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	185.4
2002	9.3	7.2	23.8	66.3	12.5	18.5	13.4	20.1	20.8	21.3	21.5	0.0	234.7
2003	0.0	0.0	11.2	0.0	0.6	0.3	1.2	0.0	0.3	3.0	0.0	0.0	16.6
2004	1.0	24.0	1.0	7.8	23.8	30.8	13.0	34.6	0.0	19.0	0.0	0.0	155.0
2005	16.0	11.5	11.7	0.8	13.0	11.9	38.4	21.0	33.2	0.0	0.0	11.5	169.0
2006	0.0	0.0	8.0	23.5	0.0	36.9	11.9	19.6	1.6	10.8	0.0	39.2	151.5
2007	6.5	17.3	0.0	31.5	12.2	23.7	21.0	53.0	15.8	6.2	0.0	0.0	187.2
moyen	26.1	27.1	30.6	25.4	25.4	26.0	26.5	21.7	22.0	14.4	4.0	8.0	257.1

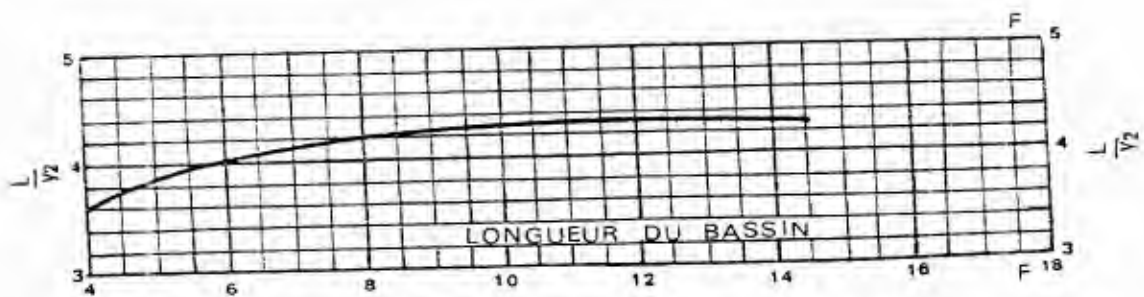
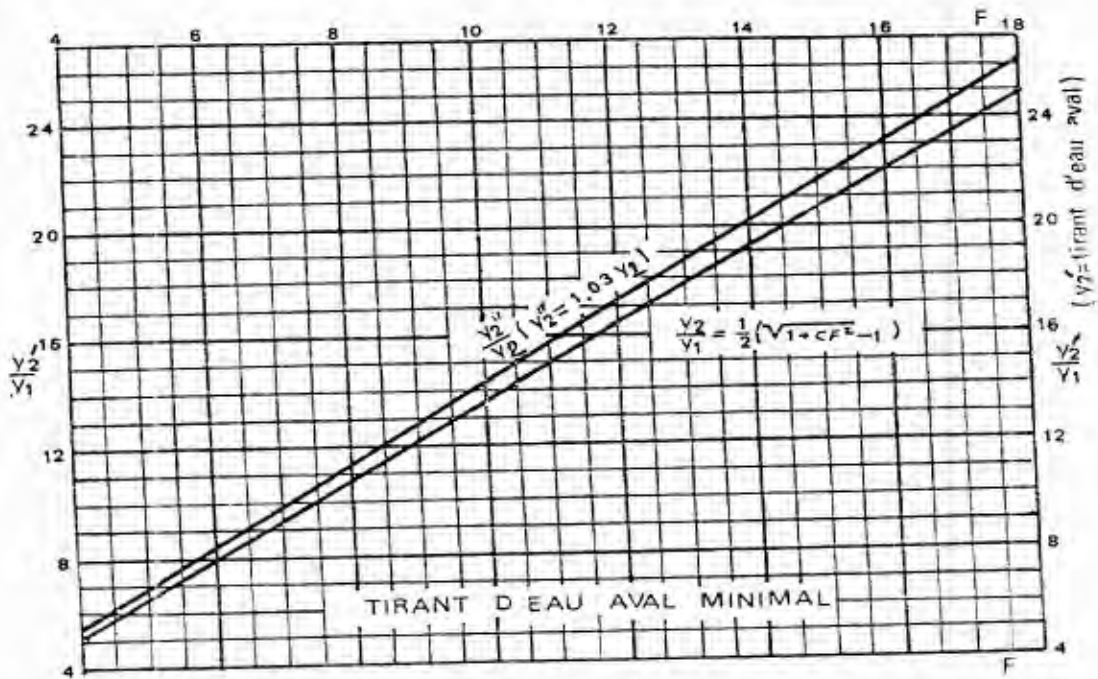
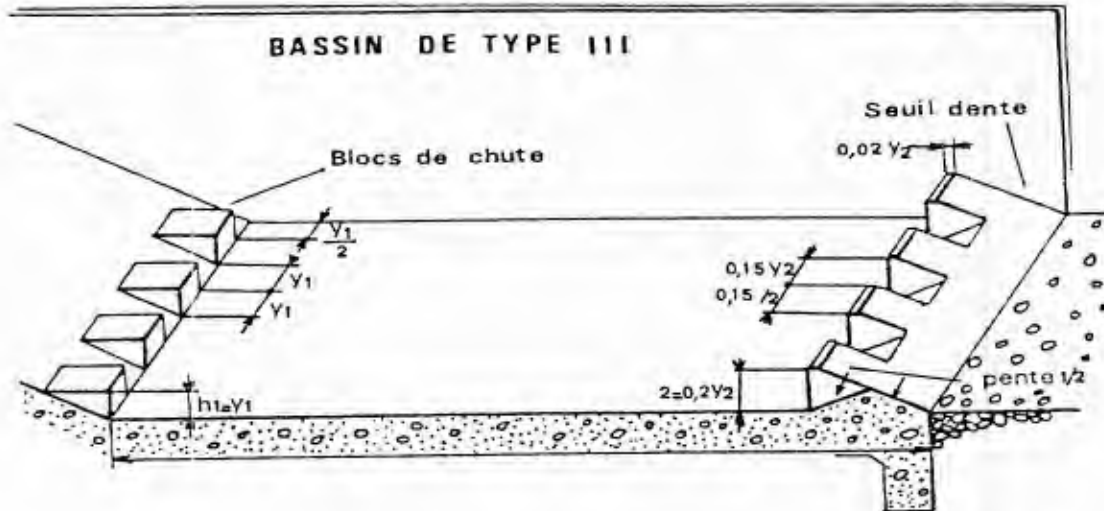
L'ANNEXE C.1 : les valeurs de la fonction $\phi(\tau)$

Tableau X

Valeurs de la fonction $\Phi(\tau_{ct})$ pour le calcul du raccordement
dans le bief aval des ouvrages de déversement

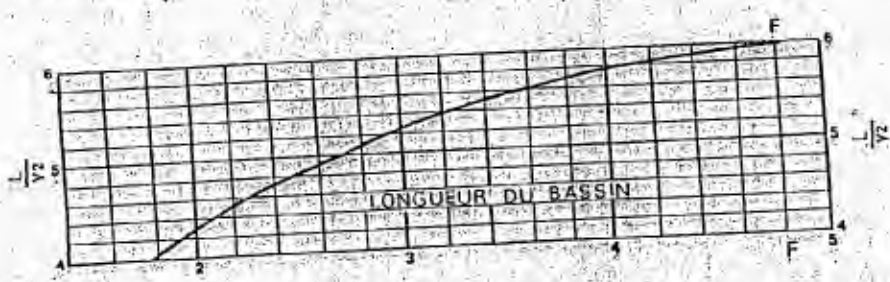
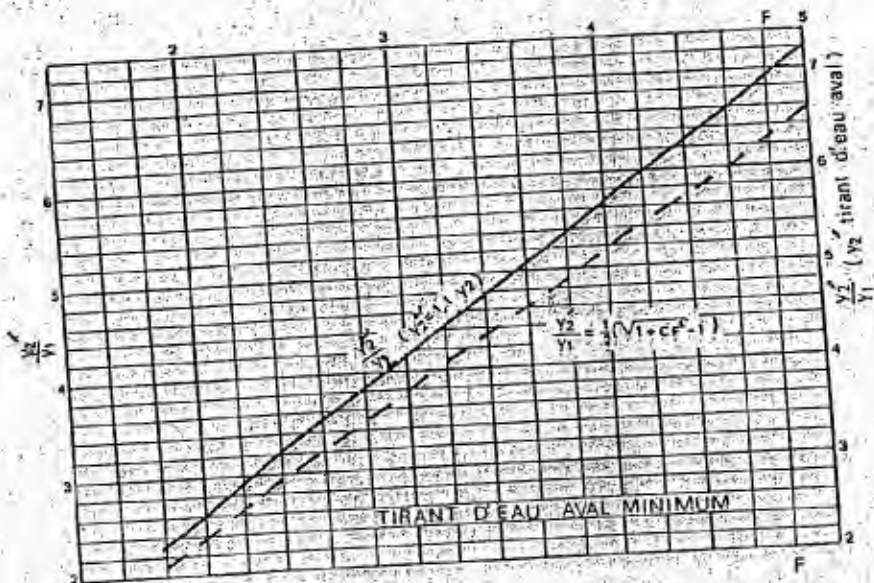
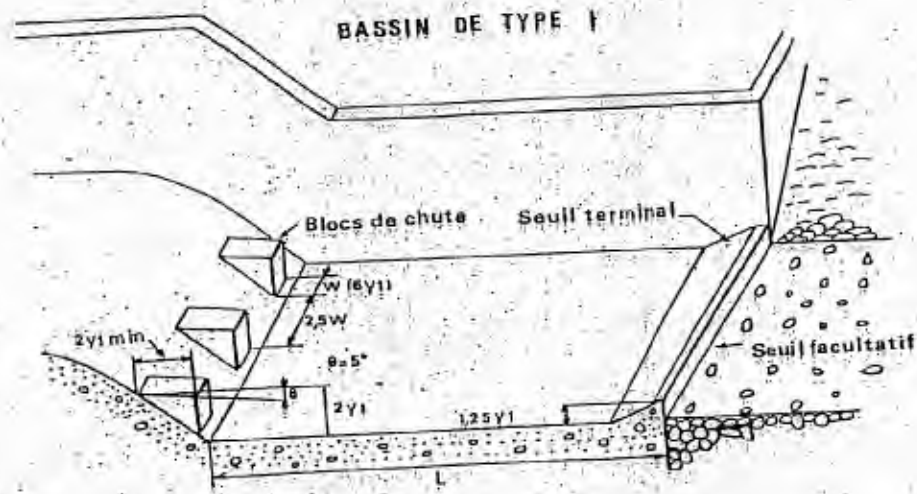
$\Phi(\tau_{ct})$	τ_{ct}	τ_{ct}				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,00$
0,0044	0,001	0,0501	0,0532	0,0564	0,0696	0,0627
0089	002	0705	0740	0794	0839	0884
0133	003	0861	0916	0971	1026	1081
0177	004	0990	1053	1116	1179	1242
0221	005	1104	1174	1245	1315	1386
0265	006	1206	1283	1360	1438	1535
0309	007	1299	1383	1466	1549	1633
0353	008	1386	1475	1564	1653	1742
0397	009	1467	1541	1636	1750	1844
0,0441	010	1543	1642	1742	1841	1941
0,0550	0125	1716	1827	1938	2049	2160
0660	0150	1871	1993	2114	2236	2357
0768	0175	2012	2143	2274	2405	2536
0877	0200	2142	2282	2422	2562	2702
0985	0225	2263	2411	2559	2707	2856
1094	0250	2376	2532	2688	2844	3000
1201	0275	2483	2645	2809	2973	3136
1309	0030	2584	2754	2924	3095	3265
1523	035	2771	2954	3138	3321	3505
0,1736	0,040	0,2942	0,3137	0,3334	0,3529	0,3724
0,1948	0,045	0,3100	0,3306	0,3513	0,3720	0,3927
2159	050	3246	3464	3681	3899	4116
2369	055	3383	3610	3838	4065	4293
2755	060	3511	3748	3985	4222	4459
2784	065	3633	3879	4124	4370	4616
2991	070	3747	4002	4256	4510	4765
3196	075	3856	4118	4381	4643	4906
3399	080	3959	4229	4500	4770	5041
3602	085	4057	4335	4613	4891	5169
3804	090	4151	4436	4721	5006	5291
0,4004	095	4240	4532	4824	5116	5409
4597	110	4486	4798	5109	5420	5732
4987	120	4634	4957	5280	5603	5927
5752	140	4896	5240	5585	5930	6275
6496	160	5120	5484	5847	6211	6576
6861	170	5220	5592	5955	6337	6710
0,7575	190	5398	5786	6175	6564	6953
8268	210	5551	5954	6366	6760	7164
0,8941	0,230	0,5681	0,6096	0,6512	0,6928	0,7345
0,9269	0,240	0,5738	0,6159	0,6581	0,7003	0,7446
9908	260	5838	6270	6702	7135	7569

L'ANNEXE C.2 : bassin de dissipation « type III ».



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

L'ANNEXE C.3 Bassin de dissipation « type I »



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE compris entre 2,5 et 4,5 (extrait de "design of small dams")

Photo N°01 : La cuvette de barrage (vue depuis la rive droite)

Photo N°02 : Vue typique de lie d l'oued au site de barrage

Photo N°03 : La partie supérieure de la rive droite

Photo N°04 : La partie supérieure de la rive gauche

Photo N°05 : Gravier cimentés observés en partie supérieure de la rive droite 300 mètres enivrent à l'amont de site de barrage

**Photo N°06 : Vue générale du site de barrage depuis la rive droite
(En direction de sud)**

Photo N°07 : Vue de site depuis la rive droite

Photo N°08 : Filon nets de gypse

Photo N°09 : La vallée actuelle

Photo N°10 : Le site de la carrière

