

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

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ÉTUDE D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ DE LA DIGUE
DU BARRAGE DE
KOUDIET HARICHA (W.GUELMA)**

Présenté par :

M^r. HAMIDI MOHAMMED AMIN

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.K. MIHOUBI	M C.A	Président
M^rM. BACHIR CHERIF	M A.B	Examineur
M^r N. HADJ SADOK	M A.A	Examineur
M^r M.D. BENSALAH	M A.A	Examineur
M^rM. HASSANE	M C.B	Promoteur

Septembre-2012

Dédicaces

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Mes très chers parents

Je le dédie également à :

Mes frères et mes sœurs : Fatima el Zohra, Djohar, Yousef, Belkassem et Samia.

Mes amis : Yousef et son frère Mohammed, Moh (frindi), Amin, Faissel, Ali, Nourri, Rachid, Bilal, Sghir, khmiesse, Ali, Sliman, Jaber, kodjil, Aimeur

Plus particulièrement à deux personnes qui sont chers pour moi kaben Amine et kerroumi Mohammed.

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

HAMDA MOHAMMED AMEN
2012

Remerciements

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon père qui ma beaucoup aider financièrement et moralement dans ce travail aussi à Mr M.HASSANE (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de ce présent mémoire et à ma formation durant l'année de spécialité.

Un remerciement spécial pour Mr MEDDI qui m'a vraiment soutenu et aidé dans ce travail.

Je remercie aussi tout le personnel de l'ANBT et l'ANRH pour leurs conseils et orientations et spécialement Mr H.ZIANI et A.FAISSEL.

Toute ma gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et tous mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur de lire et d'évaluer ce travail.

HAMDA MOHAMMED AMIN
2012

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى وادي شارف (ولاية قالمة) لإنشاء سد من اجل السقي , الصناعة و تزويد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب. بعد بدراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد و تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Cherf (Wilaya de Guelma) pour l'implantation d'un barrage, destiné pour l'irrigation, l'industrie et l'alimentation en eau potable.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique nous avons dimensionné notre ouvrage, ainsi une étude de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about oued Cherf (Wilaya of Guelma) for the establishment of a small dam, intended for supplying with irrigation, industrial and soft water.

After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job mana.

Sommaire

	INTRODUCTION GENERALE.....	1
	PARTIE I : Mémoire de synthèse	
I.1	Introduction.....	2
I.2	Situation, Topographie.....	2
I.2.1	Situation géographique du site.....	2
I.2.2	Accès.....	3
I.2.3	Situation topographique.....	3
I.3	Géologie, Géotechnique.....	3
I.3.1	Aspects tectoniques.....	3
I.3.2	Aspects litho stratigraphiques	3
I.3.3	Fondation.....	4
I.3.4	Géologie de la cuvette et du site.....	4
I.3.5	Sismicité de la région d'étude.....	4
I.3.6	Géologie du sous.sol.....	5
I.3.7	Aspect Géo-structural.....	5
I.4	Travaux de reconnaissance.....	6
I.4.1	Sondage.....	6
I.4.2	Essais de laboratoire (sur carottes représentatives de roche de fondation).....	6
I.4.3	Matériaux de construction.....	6
I.4.4	Zones d'emprunt.....	7
I.5	Hydrologie.....	7
I.5.1	Précipitations.....	7
I.5.2	Apports.....	8
I.5.3	Transport solide.....	11
I.5.4	Régularisation des apports	11
I.5.5	Régularisation des apports.....	12
	PARTIE II	
	Chapitre I : Etude Hydrologique	
II.I.1	Introduction.....	13
II.I.2	Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	14
II.I.3	Caractéristiques hydro-morphologiques.....	15
II.I.3.1	Indice de compacité de Graveleuse "Kc".....	15
II.I.3.2	Coefficient d'allongement.....	16
II.I.3.3	Rectangle équivalent.....	16
II.I.4	Caractéristiques du relief.....	18
II.I.4.1	Courbe hypsométrique.....	18
II.I.4.2	Altitudes du bassin versant.....	19
II.I.4.3	Pente moyenne du bassin versant.....	19
II.I.4.4	I Indices de pente.....	20
II.I.4.5	Dénivelée spécifique.....	21

Sommaire

II.I.5	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	21
II.I.5.1	Profil en long de l'oued.....	21
II.I.5.2	Pente moyenne du cours d'eau principal.....	21
II.I.5.3	Densité de drainage.....	21
II.I.5.4	Coefficient de torrencialité.....	21
II.I.5.5	Temps de concentration.....	22
II.I.5.6	Vitesse de ruissellement.....	22
II.I.6	Caractéristiques climatiques.....	22
II.I.6.1	Température.....	22
II.I.6.2	Tension de vapeur.....	23
II.I.6.3	Évaporation.....	24
II.I.6.4	Pluviométrie.....	25
II.I.6.5	Ajustement des pluies maximales journalières.....	26
II.I.7	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	28
II.I.8	Etudes des apports.....	30
II.I.8.1	Apports liquides.....	30
II.I.8.2	Transport solide.....	35
II.I.9	Etude des crues.....	36
II.I.9.1	Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques.....	36
II.I.9.2	Détermination des hydrogrammes de crues probables.....	39
II.I.9.3	Choix de fréquence de la crue du projet et celle du chantier.....	42
II.I.10	Régularisation de l'écoulement.....	43
II.I.10.1	Courbes caractéristiques de la retenue.....	43
II.I.10.2	Détermination des besoins.....	44
II.I.10.3	Calcul du volume utile.....	45
II.I.11	LAMINAGE.....	47
II.I.11.1	Introduction.....	47
II.I.11.2	Méthode de KOTCHERINE.....	47
II.I.11.2.1	Estimation du débit de crue laminée.....	47
II.I.11.2.2	Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	48
II.I.11.3	Conclusion.....	49
II.I.12	ETUDE D'OPTIMISATION.....	50
II.I.12.1	Description du site de barrage.....	50
II.I.12.2	Choix du type de barrage.....	50
II.I.12.3	Dimensionnement de la digue.....	50
II.I.12.4	Etude d'optimisation.....	54
II.I.12.4.1	Calcul du coût de la digue.....	54
II.I.12.4.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	54
II.I.12.4.3	Calcul le coût total de la digue plus l'évacuateur de crues.....	57
II.I.12.5	Conclusion.....	57
Chapitre II : Etude de variante		
II.II.1	Introduction.....	58

Sommaire

II.II.2	Le choix du site de barrage	59
II.II.3	Le choix de l'axe du barrage	59
II.II.4	Variantes à choisir	59
II.II.5	Définition de profil général du barrage	60
II.II.5.1.1	Niveau d'eau du barrage	60
II.II.5.1.2	Calcul de la revanche	60
II.II.5.1.3	Tassement du barrage	61
II.II.5.2	Détermination de la largeur de la crête du barrage	61
II.II.5.3	Les pentes des talus	62
II.II.5.4	Les bermes	62
II.II.5.5	Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description général des variantes de protection des talus	62
II.II.5.6	Etanchéité du barrage	63
II.II.5.6.1	Noyau	63
II.II.5.6.2	La clé d'étanchéité	64
II.II.5.6.3	Masque en béton armé.....	64
II.II.5.7	Le drainage du barrage.....	65
II.II.6	Etude technico-économique	67
II.II.7	Conclusion	68

Chapitre III : Conception de la digue

II.III.1	Introduction.....	69
II.III.2	Dimensionnement de la digue.....	69
II.III.2.1	Hauteur du barrage	69
II.III.2.1.1	Niveau d'eau du barrage	69
II.III.2.1.2	Revanche	69
II.III.2.1.3	Tassement	70
II.III.2.2	Largeur en crête du barrage	71
II.III.2.3	Les bermes	72
II.III.2.4	Pentes des talus	72
II.III.2.5	Dimensionnement du noyau	72
II.III.2.6	Dimensionnement de la clé d'étanchéité	74
II.III.2.7	Ecran d'étanchéité	74
II.III.2.8	Protection des talus	74
II.III.2.9	Disposition des drains et des filtres	75
II.III.3	Etude d'infiltration	78
II.III.3.1	La ligne de saturation.....	79
II.III.3.1	Calcul du débit de fuite à travers le noyau	81
II.III.3.2	Calcul du débit de fuite à travers la fondation	82
II.III.4	Calcul de la stabilité.....	82

Sommaire

II.III.4.1	Les hypothèses de calcul.....	83
II.III.4.2	Ordre de Calcul.....	83
II.III.4.3	Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	84
II.III.4.4	Classement des forces	86
II.III.4.5	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	87
II.III.4.6	Calcul du Ks dans le cas d'une vidange rapide.....	88
II.III.4.7	Conclusion.....	89

Chapitre IV : Conception générale du dispositif d'auscultation

II.IV.1	Raison d'être d'un dispositif d'auscultation	90
II.IV.2	Paramètres significatifs à suivre	90
II.IV.3	Quelques principes de bases	92
II.IV.4	Choix et caractéristiques des appareils de mesure	92
II.IV.4.1	Critères de choix des appareils.....	92
II.IV.4.2	Types d'instruments entrant en ligne de compte.....	92
II.IV.5	Automatisation et transmission des mesures.....	94
II.IV.6	Description de l'instrumentation.....	94
II.IV.6.1	Mesure des conditions et des charges extérieurs.....	94
II.IV.6.1.1	Niveau d'eau.....	95
II.IV.6.1.2	Niveau de sédiment.....	95
II.IV.6.1.3	Température.....	95
II.IV.6.1.4	Pluviométrie.....	95
II.IV.6.1.5	Sismologie.....	95
II.IV.6.2	Mesure des déformations horizontales et verticales	96
II.IV.6.2.1	Repère de tassement vertical (tassomètre).....	96
II.IV.6.2.2	Mesure d'inclinaison locale.....	96
II.IV.6.2.3	Mouvement de fissures et de joints.....	96
II.IV.6.3	Réseau géodésiques.....	96
II.IV.6.4	Mesure des infiltrations.....	97
II.IV.6.5	Mesure des pressions.....	97
II.IV.6.6	La surveillance hors zone de l'ouvrage de retenue.....	98
II.IV.7	Conclusion.....	99

Chapitre V : Organisation de chantier

II.V.1	Introduction	100
II.V.2	Organisation technique de préparation	101
II.V.3	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	101
II.V.3.1	Le maître de l'ouvrage	101
II.V.3.2	Le maître d'œuvre	101
II.V.3.3	L'entrepreneur	101
II.V.3.4	L'organe de contrôle technique	101

Sommaire

II.V.4	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	102
II.V.4.1	Installations destinées au personnel	102
II.V.4.2	Installations destinées au stockage des matériaux	102
II.V.4.3	Installations destinées à la réparation des engins	102
II.V.4.4	Installation destinée pour la préfabrication	102
II.V.5	Ordre d'exécution des travaux	102
II.V.6	Travaux de réalisation	103
II.V.6.1	Travaux de terrassements	103
II.V.6.2	Travaux d'excavations	103
II.V.6.3	Travaux secondaires.....	103
II.V.7	Les moyens de chantier.....	103
II.V.7.1	Les moyens humains	104
II.V.7.2	Les moyens matériels.....	104
II.V.8	Programme des travaux.....	106
II.V.9	Planification	107
II.V.9.1	Définition.....	107
II.V.9.2	Techniques de la planification	107
II.V.9.3	Plannings.....	110
II.V.10	Délai de construction et programme des travaux.....	110
II.V.11	Symboles des différentes opérations.....	111
II.V.12	Détermination du chemin critique.....	111
II.IV.6.6	Devis estimatif.....	115

Chapitre VI : Protection et sécurité de travail

II.VI.1	Introduction	116
II.VI.2	Condition dangereuses dans le chantier.....	116
II.VI.3	Action dangereuses.....	117
II.VI.4	Mesures préventives	117
II.VI.5	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	117
II.VI.6	Conclusion.....	119

CONCLUSION GENERALE	120
---------------------------	-----

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

PARTIE I - MÉMOIRE DE SYNTHÈSE

<i>Tableau I.1</i>	Coefficients d'accélération du séisme	5
<i>Tableau I.2</i>	Précipitations moyennes mensuelles (Haricha).....	8
<i>Tableau I.3</i>	Apports mensuels au barrage en hm ³ (Haricha : 1964-1984).....	9
<i>Tableau I.4</i>	Sommaire 1.....	11
<i>Tableau I.5</i>	Sommaire 2.....	12
<i>Tableau I.6</i>	Etude des crues - synthèse des résultats (Haricha).....	12

PARTIE II

Chapitre I : Etude hydrologique

<i>Tableau II.I.1</i>	Surfaces par tranche d'altitudes	18
<i>Tableau II.I.2</i>	Pente moyenne du bassin versant	21
<i>Tableau II.I.3</i>	Relevés des températures en °c	23
<i>Tableau II.I.4</i>	Relevés des tensions de vapeur en mb	23
<i>Tableau II.I.5</i>	Relevés des tensions de l'évaporation en mm	24
<i>Tableau II.I.6</i>	Station Utilise dans Pmoy annuel	24
<i>Tableau II.I.7</i>	Station Utilise dans Pj,max	25
<i>Tableau II.I.8</i>	Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	26
<i>Tableau II.I.9</i>	Les caractéristiques pluviographiques de la région	26
<i>Tableau II.I.10</i>	La loi de Gumbel (doublement exponentielle).....	27
<i>Tableau II.I.11</i>	les précipitations des différent fréquence (mm).....	28
<i>Tableau II.I.12</i>	Les Intensité des pluies It (mm/h).....	28
<i>Tableau II.I.13</i>	Apport moyen interannuel	30
<i>Tableau II.I.14</i>	La loi de Gumbel (doublement exponentielle).....	31
<i>Tableau II.I.15</i>	Série des apports	32
<i>Tableau II.I.16</i>	Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	34
<i>Tableau II.I.17</i>	Répartition de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	34
<i>Tableau II.I.18</i>	: La loi de Log-Person type III.....	37
<i>Tableau II.I.19</i>	Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	37
<i>Tableau II.I.20</i>	Série des débits	38
<i>Tableau II.I.21</i>	Calcul des hydro-grammes de crues	41
<i>Tableau II.I.22</i>	Caractéristiques topographiques de la retenue	43
<i>Tableau II.I.23</i>	Besoins mensuels (Mm3)	44
<i>Tableau II.I.24</i>	Résultats de calcul des composantes saisonnière et pluriannuelle.....	45
<i>Tableau II.I.25</i>	Résultats de calcul du coefficient de débit	46
<i>Tableau II.I.26</i>	Caractéristique de largeur de déversoir	49
<i>Tableau II.I.27</i>	Récapitulatif du calcul du PHE	51

Liste des tableaux

Tableau II.I.28	Récapitulatif du calcul de la revanche	52
Tableau II.I.29	Récapitulatif du calcul de la Hb	52
Tableau II.I.30	Récapitulatif du calcul de bcr	53
Tableau II.I.31	Calcul le coût du remblai.....	54
Tableau II.I.32	Calcul le coût du déversoir	55
Tableau II.I.33	Calcul le coût du coursier	55
Tableau II.I.34	Calcul le coût du CANAL d'approche	56
Tableau II.I.35	Calcul le coût total de l'évacuateur de crues.....	
Tableau II.I.36	Coût totale (évacuateur + digue).....	56

57

Chapitre II : Etude de variantes

Tableau II.II.1	Récapitulatif du calcul de la revanche	60
Tableau II.II.2	Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de crête	61
Tableau II.II.3	Epaisseurs minimales du drain cheminée en sable	65
Tableau II.II.4	Les couts des variantes étudiées.....	67

Chapitre III : Conception de la digue

Tableau II.III.1	Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre (sable fin)	76
Tableau II.III.2	Récapitulatif des résultats de la 2ème couche de filtre (gravier sableux).....	76
Tableau II.III.3	Récapitulatif des résultats des argiles	76
Tableau II.III.4	Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	80
Tableau II.III.5	Valeurs de k1 et k2 en fonction des pentes de talus.....	84
Tableau II.III.6	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	89

Chapitre IV : Conception générale du dispositif d'auscultation

Tableau II.IV.1	Paramètres significatifs et contrôles pour le suivi d'un ouvrage de retenue en remblai et de ses fondations.....	91
Tableau II.IV.2	Instruments de mesures des charges et des conditions extérieures	93
Tableau II.IV.3	Instrumentation et contrôle pour les barrages en remblai.....	93
Tableau II.IV.4	Paramètres pouvant faire l'objet d'une mesure continue.....	94

Chapitre V : Organisation de chantier

Tableau II.V.1	Symboles des opérations.....	111
Tableau II.V.2	Détermination des chemins critiques.....	112
Tableau II.V.3	Programme des travaux pour la réalisation de barrage de Koudiat Haricha	114
Tableau II.V.4	Devis estimatif.....	115

Chapitre VI : Protection et sécurité de travail

Tableau II.VI.1	Objectifs visés et mesures à prendre.....	118
------------------------	---	-----

Liste des figures

PARTIE I - MÉMOIRE DE SYNTHÈSE

Fig. I.1	Situation du projet du barrage zaouïa	2
Fig. I.2	Risque sismique de la région de Haricha (Wilaya de Guelma). Accélération de pointe PGA avec 90% de probabilité qu'elle ne soit pas dépassée en 50 ans.....	5
Fig. I.3	Précipitations moyennes mensuelles (Haricha).....	8

PARTIE II

Chapitre I : Etude hydrologique

Fig. II.I.1	Réseau hydrographique du bassin versant	15
Fig. II.I.2	Rectangle équivalent	17
Fig. II.I.3	Répartition et courbe hypsométrique	18
Fig. II.I.4	Répartition mensuelle de la température	23
Fig. II.I.5	Répartition mensuelle de la tension de vapeur	24
Fig. II.I.6	Répartition mensuelle de l'évaporation.....	25
Fig. II.I.7	Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	26
Fig. II.I.8	Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel.....	27
Fig. II.I.9	Pluies de courte durée.....	29
Fig. II.I.10	Intensité durée fréquence.....	29
Fig. II.I.11	Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel.....	31
Fig. II.I.12	Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	35
Fig. II.I.13	Graphe d'ajustement selon la loi de Log-Person type III.....	37
Fig. II.I.14	Hydro-grammes de crues probables.....	40
Fig. II.I.15	Courbes capacité-surface-hauteur.....	44
Fig. II.I.12.1	Courbe d'optimisation.....	57

Chapitre III : Conception de la digue

Fig. II.III.1	Déferlement des vagues.....	70
Fig. II.III.2	Ligne de saturation dans un barrage a noyau	79

Chapitre IV : Conception générale du dispositif d'auscultation

Fig. II.IV.1	La répartition des cellules de pression dans le noyau et piézomètres dans la recharge aval.....	98
---------------------	---	----

Chapitre V : Organisation de chantier

Fig. II.V.1	Réseau à nœuds	113
--------------------	----------------------	-----

Liste des planches

Planche N° 1	Vue en plan de l'aménagement.
Planche N° 2	Coupe géologique + Profil en long de l'axe de la digue.
Planche N° 3	Coupe type des trois variantes.
Planche N° 4	Coupe détaillée de la digue choisie.
Planche N° 5	Coupes en travers de la digue choisie.
Planche N° 6	Schémas de calcul de stabilité.
Planche N° 7	Organisation de chantier.

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie parmi plusieurs pays du monde souffre d'un manque d'eau surtout dans le côté nord ouest car leur climat est peut tempérer, pour cela on trouve un nombre important des barrages dans l'Est afin de le combler.

L'eau est une source d'énergie renouvelable conduite au développement du pays ainsi que sa prospérité dans tous les secteurs. De ce fait notre pays surtout dans ces derniers temps a assigné une partie importante du revient pour la recherche scientifique de l'eau afin de profiter de cette dernière.

Le site de -Haricha (Wilaya de Guelma) fait partie du marché pour l'étude de faisabilité de 12 barrages dans la région Centre-Est de l'Algérie, que l'Agence Nationale des Barrages (ANB), Alger, a confié au Bureau d'études GEOTECNA PROGETTI (Italie) selon le contrat du 1996. Comprenant un programme de reconnaissances géotechniques et géologique, une étude hydrologique, et une étude de variante de la digue et des évacuateurs de crues.

Ce mémoire de fin d'étude, comprend l'étude d'avant-projet détaillée de la digue du barrage de KOUDIET HARICHA.

Nous allons compléter les recherches déjà conduites au stade de l'étude de faisabilité par une synthèse établie par le bureau d'étude, et nous parlerons de la géologie et la géotechnique, afin d'arriver au choix optimal (technico-économique) de la digue.

Enfin nous consacrerons une partie importante de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données mises à jour obtenues de l'ANRH, l'ONM et de l'ANBT, et on appliquera ces résultats à l'étude de conception de la variante choisie de la digue.

PARTIE I - MÉMOIRE DE SYNTHÈSE

I.1. Introduction

Le réservoir, destiné à régulariser les apports naturels du cours d'eau pour l'irrigation, l'alimentation en eau potable et l'industrie par l'ample vallée du fleuve Cherf.

I.2. Situation, Topographie

I.2.1 Situation géographique du site

La région du barrage se trouve dans la région Centre-Est de l'Algérie. L'aménagement en projet se situe dans la partie orientale du Tell constantinois, notamment dans la basse vallée de l'oued Cherf, pas loin de l'ancien centre thermal de Hammam Meskoutine.



Figure I. 1 : Situation du projet du barrage Koudiet Haricha

Coordonnées du site (UTM, fuseau 32):

X= 351 450 m ; Y= 4 025 500 m ; Z=359 m NGA.

I.2.2 Accès

L'accès dans la zone du projet est atteint le long de la route nationale Constantine-Guelma (RN 20); près du centre habité d'AïneHassainia on prend une piste d'à peu près 5 km, qui mène au fleuve Cherf en passant par le site d'AïneRoul.

I.2.3 Situation topographique

Notre bassin appartient à la partie orientale du tell constantinois d'où l'ensemble orographique comprend du N au S ;

A l'Est Dj. Mahouna (1411m), Dj. Massmassa (1319m), kefSbih (1154m) et Dj. El Fernane (1109m).

A l'Ouest Dj .Baibou (1051m), Koudiet Ain Hofra (1019m), KoudietHericha (832m) et Dj. Ain elHadja (809m).

Aussi il y a une vaste forêt de bois à l'Ouest de l'oued Charef et celle de Maquis épars à l'est.

La rive gauche de la Cherf est caractérisée par une basse terrasse qui s'étend sur une distance de 110 m et plus, tandis que les talus de la rive droite monte brusquement. Le profil transversal de la vallée est relativement dissymétrique avec pentes inclinées 15 à 45°.

I.3. Géologie, Géotechnique

I.3.1 Aspects tectoniques

La structure tectonique de la région en étude est caractérisée par plusieurs nappes, notamment (de haut en bas):

Nappes de Flysch: grès et pélites numidiens;

Nappes telliennes: lithofacièsmarno-calcaires et calcaires éocènes;

Ensemble allochtone écaillé à faciès de type Sellaoua, représenté par des formations crétaées.

I.3.2 Aspects litho stratigraphiques

Dans la zone étudiée, le fleuve Cherf coule du SSE au NNW d'une façon relativement sinueuse sur une longueur d'à peu près 3.5 km, avec un dénivellement de 103m, c.-à-d. entre les cotes 404 et 301 m NGA, qui correspond, cette dernière, à celle des méandres près du site CPS.

Le fond alluvial de la vallée de la Cherf est 150 –250 m en large dans l'endroit de confluent du chabetAïneZitouna, mais il se réduit à une largeur de 15-20 m, en remontant le cours d'eau, bien enfoncé entre les formations géologiques dominantes. Par contre, en aval du site, notamment dans le Bled Jaboth, le fond de la vallée s'élargit jusqu'à 1 Km, en formant des amples plaines alluviales.

Le versant de rive gauche est couronné par une ligne de crête, dominées par le Djebel Balbou (1065 m NGA), tandis que, dans le versant opposé, la vallée est délimitée par des sommets d'altitude variable (entre 1100 et 1200 m NGA) du massif du Dj. Mahouna.

I.3.3 Fondation

Le substratum rocheux de fondation de l'ouvrage est constitué par une formation marno-gréseuse du Miocène sup, en bancs plongeant vers NW, cachée en bonne partie sous une couverture alluviale et colluviale.

I.3.4 Géologie de la cuvette et du site

Il ressort que même ici la couverture alluviale et colluviale occupe une surface importante. En effet, la formation marno-gréseuse du Miocène sup. (Messinien) affleure avec un lithofaciès gréseux en bancs sub-horizontaux seulement dans le versant E de la colline de Bordj Hadj Omar.

Puisque la plupart de la cuvette rentre dans le domaine grés-marneux-pélitique du Miocène sup. (Messinien), il en résulte une morphologie mamelonnée, partiellement broussailleuse, à pentes généralement douces: 10-20° dans les surfaces recouvertes de sols limono-argileux colluviaux, et 25-40° là où affleurent les marnes et les grès. Un peu plus au SE, dans la partie basse du versant de rive droite, des dépôts de poudingues rouges, aussi du Messinien, rendent plus accidentée la morphologie avec pentes qui varient entre 13° et 30°.

Les alluvions du lit mineur de l'oued sont formées par des sables/graviers limoneux avec cailloux et blocs. Les sédiments de la plaine inondable, incluse la basse terrasse, sont sableux et limono-argileux. Plus caillouteuses et avec blocs sont les alluvions pléistocènes, qui se trouvent au sommet du plateau de Bordj Hadj Omar (524 m NGA, versant de rive gauche).

I.3.5 Sismicité de la région d'étude

Dans la région orientale de l'Algérie les foyers séismiques sont peu nombreux, mais relativement violents, et se concentrent dans les alentours de Constantine et de Guelma. Le site de Haricha, qui appartient à la zone séismique de Guelma, présente un degré de probabilité significatif d'un séisme d'intensité moyenne haute pendant la période de vie du barrage.

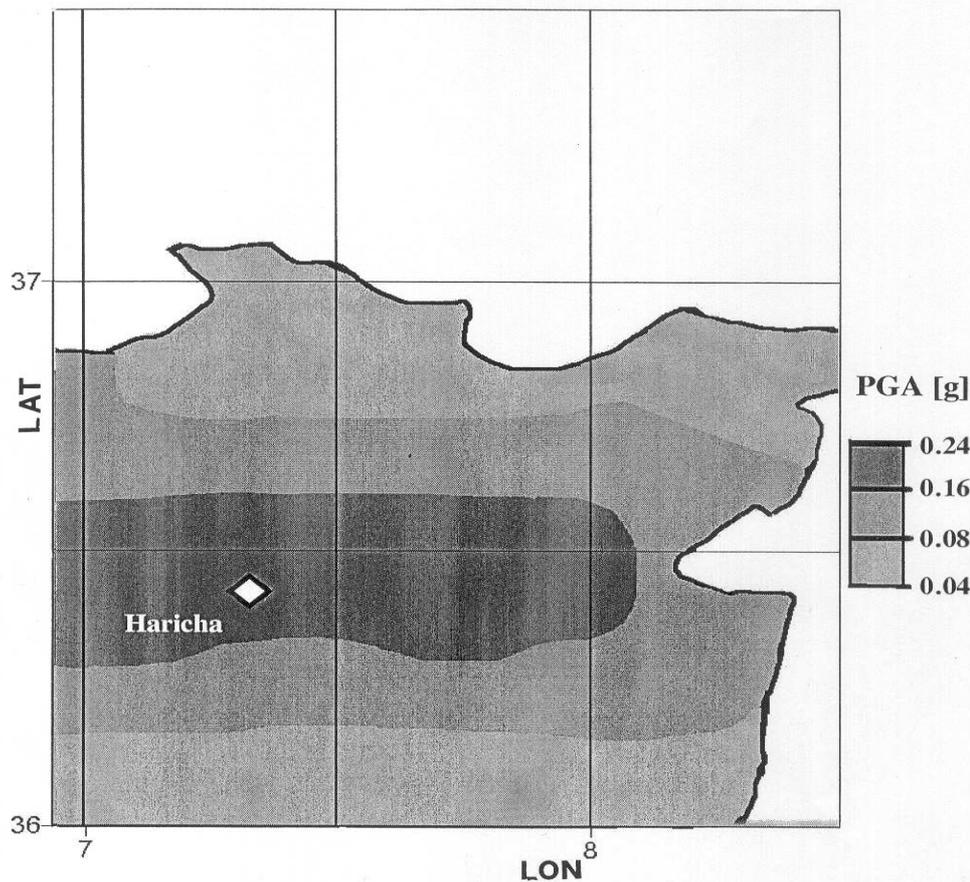


Figure I. 2: Risque séismique de la région de Haricha (Wilaya de Guelma). Accélération de pointe PGA avec 90% de probabilité qu'elle ne soit pas dépassée en 50 ans.

Extrait de : Jimenez, M. J, Fernandez, M. G. & GSHA Ibero Magreb Working Group (1997)-Seismic Hazard Assesment in the Ibro-Magreb Region Appendix D. Carte fortement agrandie, élaborée a l'ordinateur. Echelle 1 : 1000 00

I.3.6 Géologie du sous-sol

Est interprétée dans la coupe NNW à SSE, c'est-à-dire d'aval en amont, qui longe l'axe de la vallée, dans le versant de rive gauche.

Etant donné la nature d'une formation gréseuse de l'Oligocène, dans laquelle aux grès s'alternent fréquemment des bancs de pélite. Par conséquent il faut considérer le réservoir étanche. Aussi Il faut souligner que ce modèle géologique devra être vérifié d'une façon feuillée dans la phase des études géologiques pour l'APD avec une campagne de reconnaissances adéquate.

I.3.7 Aspect Géo-structural

La structure géologique est de type monoclinale avec direction de plongement des bancs vers NW et avec une inclinaison des mêmes qui tend à se redresser en passant de la rive gauche à celle droite, à savoir de 15° à 35-45°.

I.4. Travaux de reconnaissance

I.4.1 Sondage

On a effectué quatre (04) sondages carottés de profondeur respective :

S1 : 60m, S2 (fond de vallée) : 30m, S3 (RD) : 30m, S4 (RG) : 60m.

I.4.2 Essais de laboratoire (sur carottes représentatives de roche de fondation)

09 (Essais granulométriques complètes).

09 (Limites d'Atterberg).

42 (déterminations des paramètres physiques).

06 (teneur en compression simple).

07 (essai de compression simple).

05 (essai de cisaillement direct CD).

01 (compressibilité à l'odomètre).

I.4.3 Matériaux de construction

Les recherches des matériaux de construction se sont développées dans la basse terrasse alluviale située à Nord de l'axe envisagé.

Exploration de trois zones à l'aval du barrage :

Zone 01 : P1 à 7 : prof moyenne : 3.86 m.

Zone 02 : P7 à 16 : prof moyenne : 3.01 m.

Zone 03 : P17 à 20 : prof moyenne : 3.25 m.

En conclusion, à la lumière des études exécutées jusqu'à présent on suppose de pouvoir compter à titre indicatif sur les volumes exploitables suivants:

- Argiles de noyau: inférieur à $1 * 10^6 \text{ m}^3$;

- Alluvions pour le remblai amont, transitions, filtres et drainages :

4 à 6 * 10^6 m^3 environ;

- Remblai aval en enrochement et rip-rap: probablement en volumes et qualité suffisants pour les exigences envisagées, mais à coûts de transport considérables.

I.4.4 Zones d'emprunt

Zone 1 : - Située entre : 913800 à 914600 et 353100 à 354200.

- Surface : 400.000 m² environ.

- Reconnaissances : 07 puits (prof moyenne = 3.86 m).

Zone 2 : - Située entre : 913850 à 914300 et 354000 à 355000.

- Surface : 600.000 m² environ.

- Reconnaissances : 09 puits (prof moyenne = 3.01 m).

Zone 3 : - Située entre : 913200 à 914000 et 355000 à 356000.

- Surface : 700.000 m² environ.

- Reconnaissances : 04 puits (prof moyenne = 3.25 m).

I.5. Hydrologie

I.5.1 Précipitations

Sur la carte du bassin versant on a reproduit les isohyètes moyennes et la station pluviométrique plus proche, Ain Berda (140606).

Dans cette période la précipitation moyenne est de 587 mm/an, mais en considérant la période élaborée par la A.N.R.H. (1922-'60 et 1969-'89), on obtient : précipitation moyenne annuelle sur le bassin : 620 mm/an environ.

Des données disponibles à Ain Berda on tire les déroulements des précipitations mensuelles sur le bassin de Haricha, en multipliant par un facteur,

$$F_{ir} = \frac{420}{621} \cdot \frac{621}{587} = 0.716$$

qui tient compte soit du rapport entre les précipitations moyennes du long terme (Haricha – Ain Berda), soit du rapport entre les précipitations moyennes (1970-1987) et les correspondantes précipitations moyennes de long terme de Ain Berda.

La précipitation moyenne mensuelle sur le bassin de Haricha est de 35 mm; cette précipitation est répartie parmi sept mois pluvieux de Octobre à Avril, et le mois le plus pluvieux résulte Janvier avec 66mm.

Tableau I. 2 : Précipitations moyennes mensuelles (Haricha).

Mm	sep	oct	Nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	mai	Jui	jui	aou	année
MOYENNE	19	40	55	57	66	48	50	42	26	11	2	6	420
ECART TYPE	16.9	29.0	33.8	31.8	32.2	24.8	30.8	27.5	17.2	10.4	3.6	11.1	85.8
Cv	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.9	2.2	2.0	0.2

Source : A.N.R.H

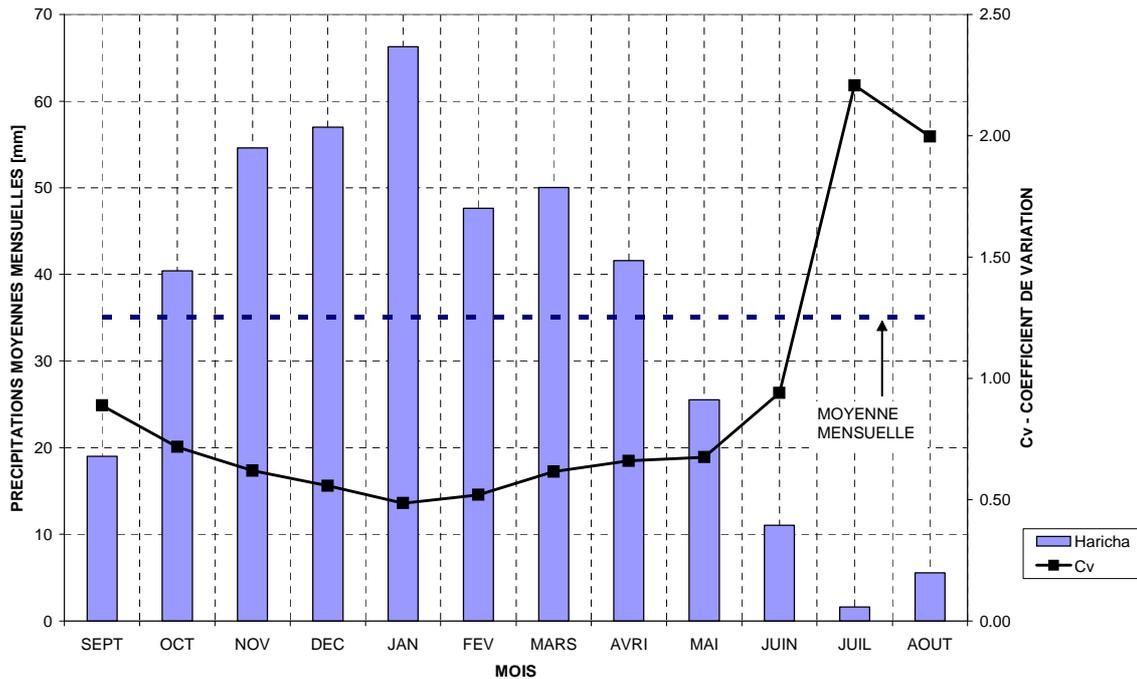


Figure I. 3 : Précipitations moyennes mensuelles (Haricha).

I.5.2 Apports

L'Oued Cherf ne dispose pas de station de jaugeage à la section de barrage à l'étude, donc les apports au site du barrage de Haricha ont été déterminés à partir des mesures effectuées à la station de jaugeage d'Ain Berda (140602) et à celle de Moulin Rochefort (140202), situées près de Haricha.

Tableau I. 3 : Apports mensuels au barrage en hm³ (Haricha : 1964-1984)

	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	MOYENNE
SEP	0.0	0.0	0.0	10.5	0.0	4.6	0.0	0.5	0.2	1.7	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9
OCT	10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	12.3	0.0	22.5	2.9	0.5	0.0	0.0	24.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	2.3	0.0	21.2	4.6
NOV	28.9	0.0	0.0	23.4	0.0	0.9	0.0	1.3	0.1	0.5	0.8	0.0	150.9	0.0	0.2	0.7	0.0	0.0	49.2	24.0	2.2	13.5
DEC	9.6	11.0	8.5	79.3	3.3	126.4	0.0	6.8	5.7	1.8	1.0	0.0	21.6	0.0	0.3	0.0	41.2	1.1	65.2	16.0	168.9	27.0
JAN	156.1	3.2	21.7	289.2	23.8	24.0	8.9	82.7	140.5	0.5	0.2	2.2	21.4	8.4	1.2	0.1	42.9	8.1	40.2	119.6	167.6	55.4
FEV	201.2	1.7	28.3	54.6	6.4	13.4	109.4	20.1	64.1	4.0	23.8	9.9	13.1	56.7	5.8	0.2	67.7	31.4	11.9	252.3	47.9	48.8
MAR	32.3	12.0	10.7	44.9	18.0	35.5	42.2	37.7	332.4	3.1	12.8	43.3	9.9	11.5	32.1	4.0	27.3	51.7	18.5	68.0	94.5	44.9
AVR	10.7	4.7	6.2	8.1	6.2	98.8	34.8	57.1	37.0	2.8	5.0	7.6	8.7	24.4	123.2	1.2	13.8	26.5	6.4	18.1	20.6	24.9
MAI	2.3	6.2	3.2	2.5	2.0	13.4	12.4	18.4	4.4	0.9	4.4	5.5	6.5	5.0	10.6	0.7	3.3	8.8	1.5	3.2	8.9	5.9
JUI	0.6	1.9	0.6	1.5	0.2	2.5	2.0	3.8	3.2	0.0	0.4	0.8	2.6	1.4	1.6	0.1	0.5	1.1	0.0	0.4	1.4	1.3
JUI	0.4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.6	0.2	0.5	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
AOU	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.1
ANNEE	452.5	40.8	79.1	514.0	59.9	332.4	209.9	251.4	590.6	15.7	48.4	69.3	259.2	107.4	174.9	7.0	196.8	128.8	195.2	502.9	533.1	226.3

Source : A.N.R.H

Dans le tableau I.3 on a reproduit les apports directs [hm³] au site de Haricha obtenus en multipliant les écoulements d'Ain Berda pour la surface du bassin de Haricha et le facteur de réduction.

Apport annuel minimal \cong **7.4 hm³/an**

Apport annuel maximal \cong **590.6 hm³/an**

Apport garanti pour 8 ans sur 10 \cong **48.4 hm³/ans**

I.5.3 Transport solide

En manquant des données locales on s'est référé, pour l'estimation du module de transport solide, à l'évaluation fournie par l'étude géologique qui estime le taux d'érosion moyen du bassin versant de l'ordre de 530 t/km²/an (fond et suspension), correspondant à une érodibilité moyenne du bassin versant d'environ 0.2 mm/an.

En supposant pour le matériel de comblement un poids spécifique de 1.5 t/m³ on trouve un module à peu près de 353 m³/km²an.

Pour le réservoir de Haricha, avec un bassin versant de 2760 km², le débit solide total résulte donc: 353[m³/km²an] x 2760[km²] = 966 000 [m³/an].

Par conséquent le volume mort, pour 50 ans d'utilisation du réservoir, ne doit pas être mineur de 49 hm³.

I.5.4 Régularisation des apports

La régularisation des apports mensuels au réservoir de Haricha fait référence à un volume utile de 100 hm³.

Les pertes pour évaporation, en principe supposées de 1500 mm/an, ont été réparties sur les 12 mois avec un critère climatique. La susdite évaporation spécifique mensuelle est mise en compte sur l'effective surface libre du réservoir calculée à la fin du mois précédent.

La demande écologique à l'aval du barrage a été fixée en se basant sur deux valeurs de débits constants de 0.5 m³/s et 0.1 m³/s : pour chaque valeur on a développé le calcul de la régularisation des apports au barrage.

En tenant compte de tous les cas considérés, on parvient au sommaire suivant.

Tableau I. 4 : Sommaire 1

1974 - ANNEE MINIMALE (garanti 8/10)	hm³	hm³
Apport direct au réservoir	48.4	48.4
Besoin écologique aval	3.48	17.42
Evaporation du réservoir	1.76	1.73
Volume déversé	0	0
Volume disponible pour l'irrigation	43.1	29.2

Tableau I. 5 : Sommaire 2

1970 - ANNEE MOYENNE	hm ³	hm ³
Apport direct au réservoir	209.9	209.9
Besoin écologique aval	3.48	17.42
Evaporation du réservoir	2.00	1.98
Volume déversé	69.73	65.05
Volume disponible pour l'irrigation	134.6	125.4

I.5.5 Régularisation des apports

L'évaluation de la crue de projet au site du barrage a été développée par les formules empiriques et les méthodes probabilistes de Gumbel et log-normale.

Le temps de concentration T_c pour le bassin versant de Haricha a été évalué en 19,6 heures.

Les débits spécifiques de pointe q_T , déterminés aux stations de Ain Berda et Moulin Rochefort, ont été transférés au bassin versant du barrage en tenant compte de la variation du débit spécifique maximal en sens inverse de la surface du bassin versant (Gherardelli-Marchetti, Mayer). Dans le suivant tableau on a reporté le sommaire des résultats :

Tableau I. 6 : Etude des crues - synthèse des résultats (Haricha)

T (ans)	Q_{max} (m ³ /s)							
	Mallet Gauthier	Fuller		Francou Rodier	Gumbel		Log Normale	
		MR	AB		MR	AB	MR	AB
50	2388	2181	653	3834	679	523	700	564
100	2698	2403	720		795	597	960	683
500	3307	2920	875		1063	769	1817	1008
1000	3537	3143	942		1178	842	2321	1171

Pour le choix de la crue de projet parmi les différentes valeurs trouvées, il n'y a pas une règle objective à suivre, par conséquent on a fait référence aux données du rapport «Evacuateur de crue du barrage Al Ibtissam (Algerie)» (K. Belbachir, R. Lafitte) contenues dans le volume III du «Treizième congrès des Grand Barrages». Le Bureau d'études propose par conséquent d'adopter une crue de projet (millénaire): $Q_{max,1000} = 2760$ m³/s et une crue des travaux (50ale) : $Q_{max,50} = 1380$ m³/s.

PARTIE II**Chapitre I : Etude hydrologique****II.I.1. Introduction**

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Cherf pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

Le barrage de Haricha est destiné à accumuler les eaux pour l'irrigation l'AEP et les besoins industriels de la région de Guelma.

L'ouvrage barre l'Oued Cherf, course d'eau qui descend des reliefs côtiers algérois orientaux.

Dans le bassin versant de l'Oued Cherf, il existe seulement une station de jaugeage à Moulin Rochefort, en amont de Haricha.

On a choisi de prendre en considération les stations, pluviométriques et hydrométriques, les plus proches au site.

Pour l'étude des précipitations, on a pris en compte les stations pluviométrique de Tamlouka (140204), Madjez Amar (140313), Foum Elkhangua (140105), et d'Ain Makhoulouf (140205), qui disposent des série pluri décennale de mesures contiennent des anomalies considérables qui ont été comblées par la méthode des vecteurs régionales suivi par une analyse des précipitations sur l'ensemble du bassin par la méthode de Thiessen afin d'obtenir une série représentative sur l'ensemble du bassin versant.

Pour l'étude des apports, la station hydrométrique adoptée est Moulin Rochefort.

Le climat de la région est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, pendant laquelle les perturbations cycloniques sont dispersées et souvent pas suffisantes à produire ruissellement, suivie par une période chaude et sèche.

II.I.2. Caractéristiques morphologiques 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 passent par la section de mesure pour suivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur la carte d'état-major :

Carte pluviométrique de l'Algérie (A.N.R.H. - 1992), E : 1 : 25000.

Les caractéristiques géométriques du bassin sont :

a. Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 1006.66 \text{ Km}^2$$

b. Périmètre du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$P = 165.68 \text{ Km}$$

c. Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 7.9 \text{ Km}$$

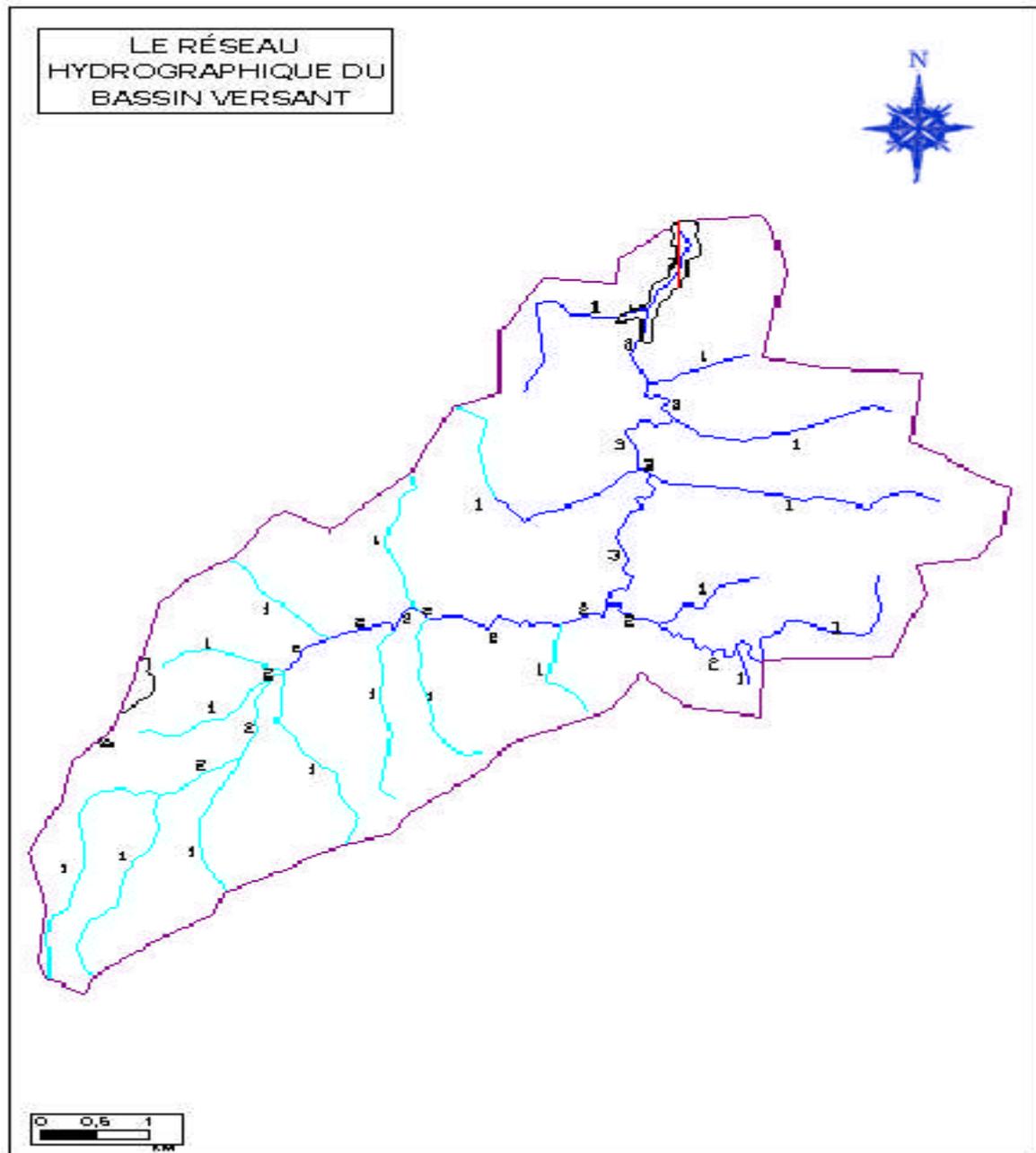


Figure II.1.1 : Réseau hydrographique du bassin versant

II.1.3. Caractéristiques hydro-morphologiques

II.1.3.1 Indice de compacité de Graveluse "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R}; \quad (I.1)$$

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad (\text{I.2})$$

De (I.1) et (I.2) on trouve ;

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{I.3})$$

Avec : P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²) ;

K_C : indice de Graveleuse.

A.N : **K_C = 1.46.**

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

Si K_C = 1 => bassin parfaitement circularise ;

Si K_C = 1.128 => bassin ramassé ;

Si K_C > 1.128 => bassin allongé.

Selon la valeur de K_C = 1.46, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

II.I.3.2 Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (\text{I.4})$$

Avec : L : la longueur du talweg principal ;

S : la superficie du bassin versant.

A.N : **C_a = 0.06.**

II.I.3.3 Rectangle équivalent

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad (I.5)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S a partir de (I.3) et (I.5), on obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions Lr ; lr :

La longueur est donnée par la formule :

$$L_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (I.6)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$l_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (I.7)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Graveleuse.

On obtient : **Lr = 68.05 km**, et

lr = 14.79 k.

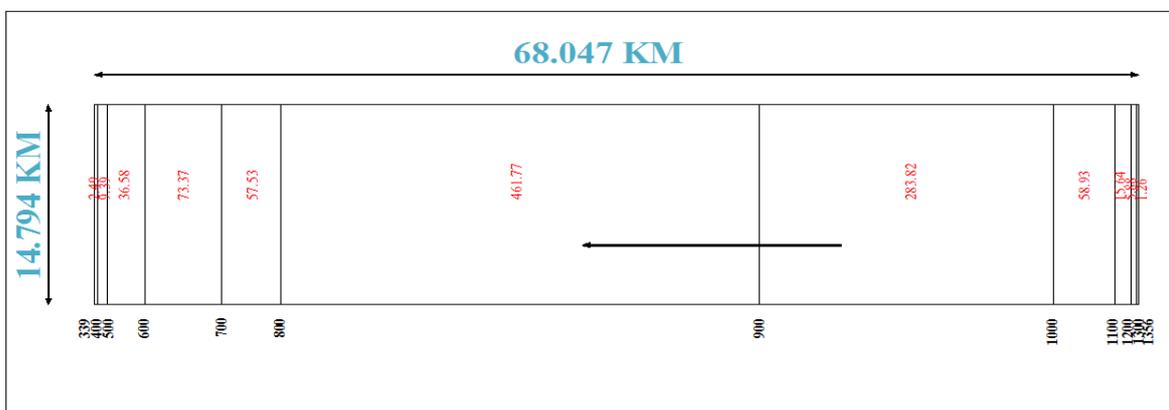


Figure II.1. 2 : Rectangle équivalent

II.I.4. Caractéristiques du relief

II.I.4.1 Courbe hypsométrique

Tableau II.I. 1: Surfaces par tranche d'altitudes

Altitudes (m)		Hi (m)	Si (km ²)	Si %	Si cumul
339	400	61,0	1,3	0,1	0,1
400	500	100,0	5,9	0,6	0,7
500	600	100,0	15,6	1,6	2,3
600	700	100,0	58,9	5,9	8,1
700	800	100,0	283,8	28,2	36,3
800	900	100,0	461,8	45,9	82,2
900	1000	100,0	57,5	5,7	87,9
1000	1100	100,0	73,4	7,3	95,2
1100	1200	100,0	36,6	3,6	98,8
1200	1300	100,0	9,4	0,9	99,8
1300	1356	56,0	2,5	0,2	100,0

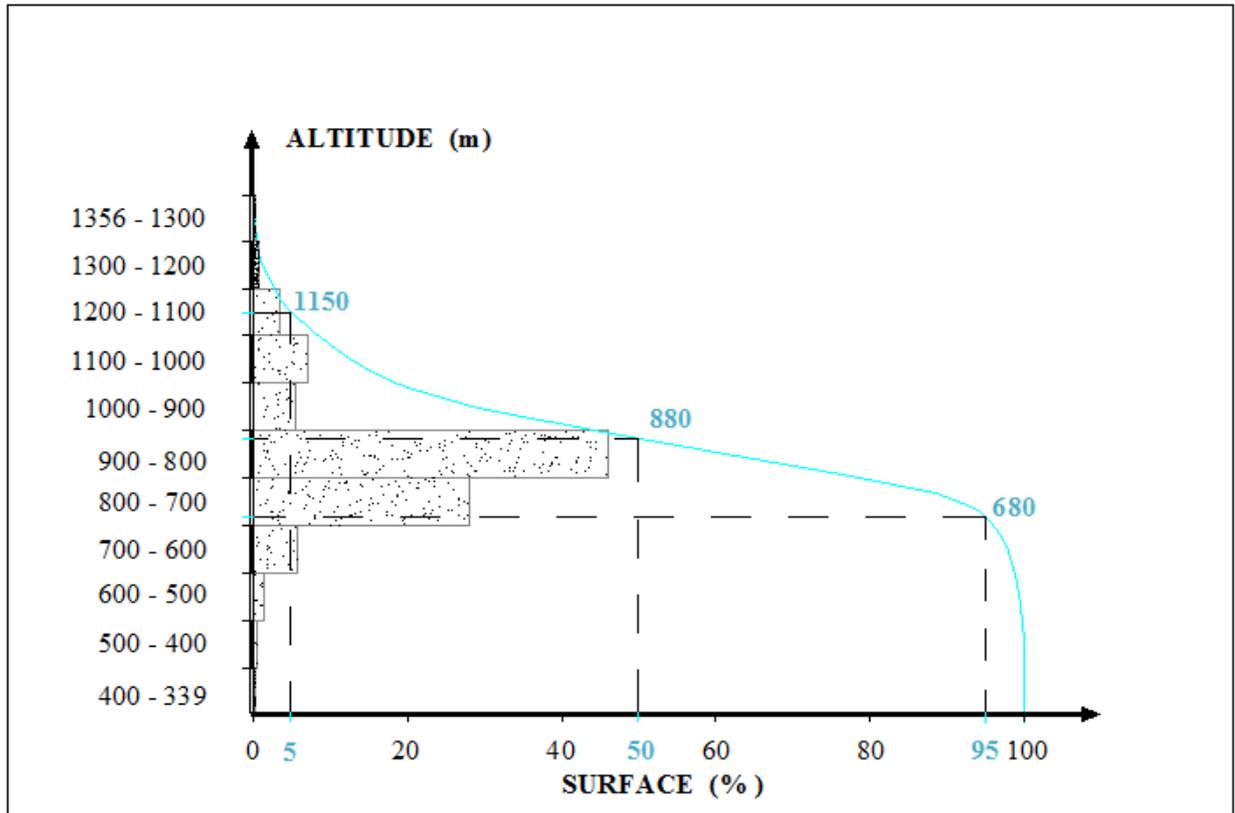


Figure II.1.3 : Répartition et courbe hypsométrique

II.I.4.2 Altitudes du bassin versant

a. Altitude médiane

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%

D'où $H_{50\%} = 880$ m.

b. Altitude moyenne

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} \quad (I.8)$$

Avec : S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en(m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

A.N : $H_{moy} = 838.61$ m.

II.I.4.3 Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (I.9)$$

Avec : ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m),

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km),

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II.I. 2 : Pente moyenne du bassin versant

ΔH (m)	100									
Altitudes (m)	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300
Longueurs (m)	5477	21122	52808	167228	281905	305643	294370	221692	173493	168234

A.N: $I_m = 159.4$ m/km.

II.I.4.4 Indices de pente

a. Indice de pente globale I_g

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (I.10)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent = 68.05 km.

On a: $H_{5\%} = 1150$ m.

$H_{95\%} = 680$ m.

A.N: $I_g = 0.69$ %.

b. Indice de pente moyenne I_{pm}

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (I.11)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

On a: $H_{max} = 1356$ m.

$H_{min} = 339$ m (l'exutoire).

A.N: $I_{pm} = 1.49$ %.

c. Indice de pente M.ROCHE I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (I.12)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

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

AN: $I_p = 0.96$ %.

II.I.4.5 Dénivelée spécifique

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (I.13)$$

A.N : $D_s = 219.14$ m.

II.I.5. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II.I.5.1 Profil en long de l'oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/500.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

II.I.5.2 Pente moyenne du cours d'eau principal

$$I_c = \frac{\Delta H_c}{\Delta L} \quad (I.14)$$

Avec : ΔH_c : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

A.N : $I_c = 9.63 \%$.

II.I.5.3 Densité de drainage

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (I.15)$$

Avec : $\sum L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre $i = 266.4$ Km.

S: surface du bassin versant.

A.N: $D_d = 0.26 \text{ Km/Km}^2$.

II.I.5.4 Coefficient de torrentialité

$$C_t = D_d * F = D_d * \frac{N}{S} \quad (I.16)$$

Avec: D_d : la densité de drainage.

F1: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. ($N = 20$).

S : Surface du bassin versant.

A.N : $C_t = 0.005$.

II.I.5.5 Temps de concentration

On calcule avec GIANDOTTI (Sud Italie 1937) qui est d'emploi fréquent en Algérie

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (I.17)$$

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

S : La superficie du bassin versant (Km^2).

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA).

H_{\min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN : $T_c = 7.46$ heures.

II.I.5.6 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (I.18)$$

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

T_c : Temps de concentration (h).

AN: $V_r = 1.06$ km/h.

II.I.6. Caractéristiques climatiques

Pour la zone étudiée, la plus représentative station qui dispose des enregistrements est la station de Guelma appartenant au réseau O.N.M.

II.I.6.1 Température

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle de cette station est de 17°C

Tableau II.I. 3 : Relevés des températures en °c

Paramètre : Température en °c													
Station : Guelma													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moyenne	23,0	18,3	13,6	10,4	9,5	10,3	11,9	14,1	18,2	22,8	26,1	26,5	17,1
MAX	26,1	22,0	15,3	13,4	12,4	13,1	14,6	16,4	21,2	25,6	28,6	30,1	18,4
MIN	21,1	15,4	10,8	8,2	7,4	8,3	9,4	11,7	14,7	20,9	23,9	24,8	16,1

Source A.N.R.H

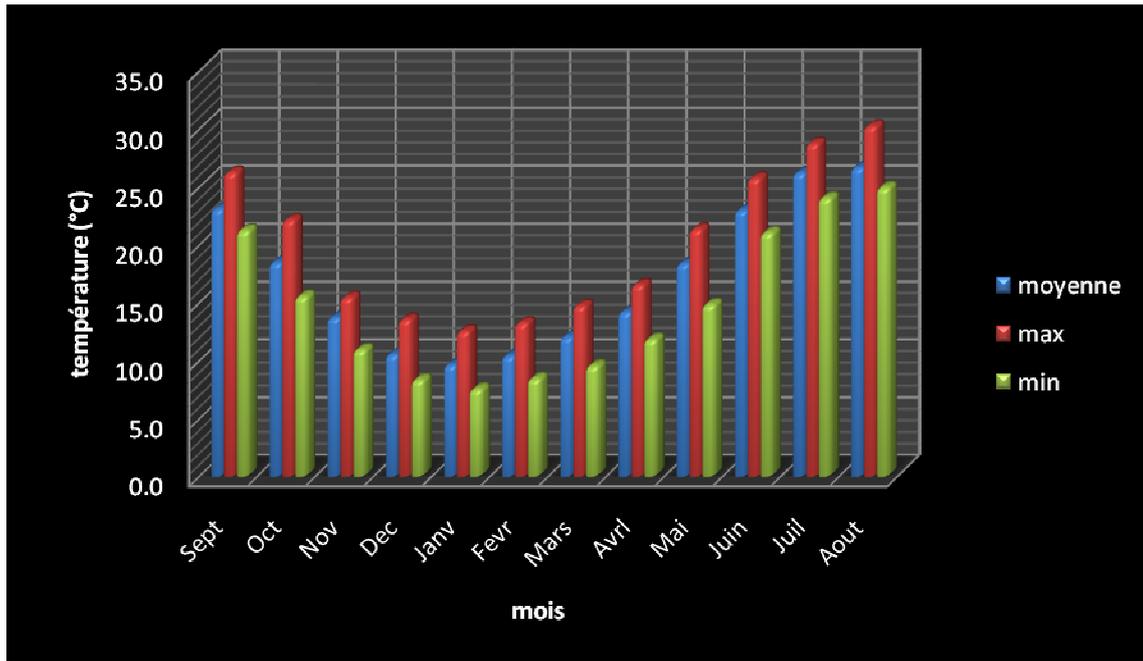


Figure II.1.4 : Répartition mensuelle de la température

II.1.6.2 Tension de vapeur

Tableau II.1.4 : Relevés des tensions de vapeur en mbar

Paramètre : Tension de vapeur en mbar													
Station : Guelma													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moyenne	16.7	14.0	11.4	9.5	9.0	9.4	10.3	11.5	14.0	16.5	18.2	18.3	13.2
MAX	19.6	17.1	13.3	11.0	10.6	11.0	11.9	12.9	16.0	18.5	21.1	20.2	14.3
MIN	15.5	12.3	9.7	8.3	7.8	8.3	8.5	10.2	12.2	14.8	15.2	17.1	12.5

Source A.N.R.H

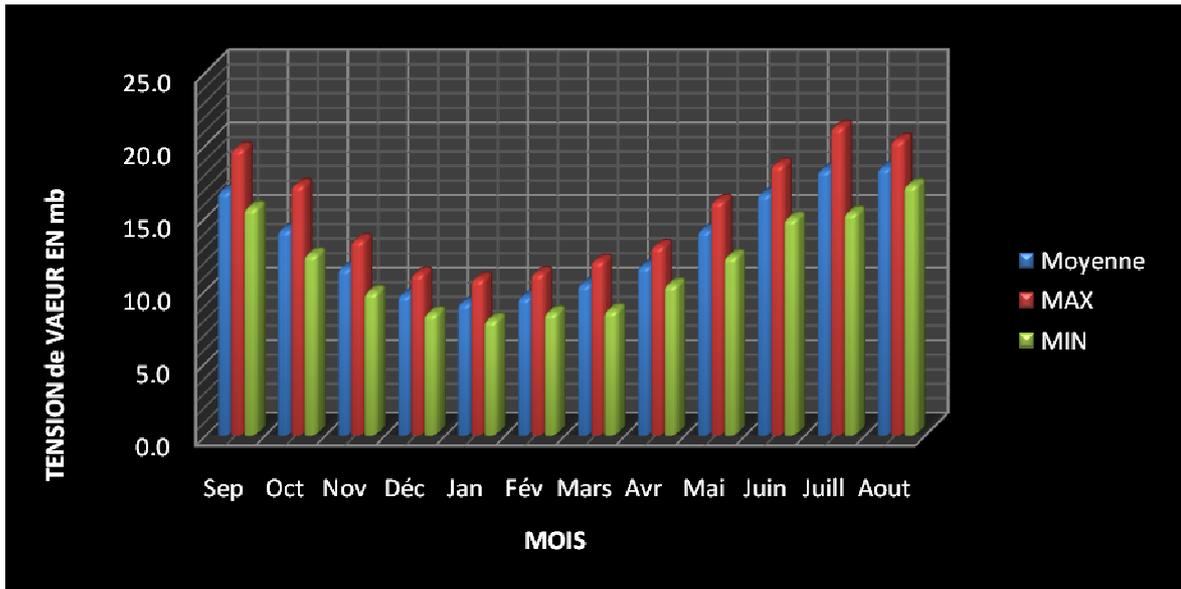


Figure II.1. 5 : Répartition mensuelle de la tension de vapeur

II.I.6.3 Évaporation

Tableau II.1. 5 : Relevés des tensions de l'évaporation en mm

Paramètre : Évaporation en mm													
Station : Guelma													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moyenne	146.5	110.8	71.6	54.2	49.2	54.0	67.2	83.4	110.0	146.4	211.7	211.6	109.7
MAX	200.0	166.0	92.9	90.3	91.8	82.0	105.0	104.0	163.0	193.0	256.0	270.0	134.5
MIN	131.0	85.6	28.5	31.1	18.0	31.5	47.7	64.1	70.2	103.0	167.0	133.0	92.5

Source A.N.R.H

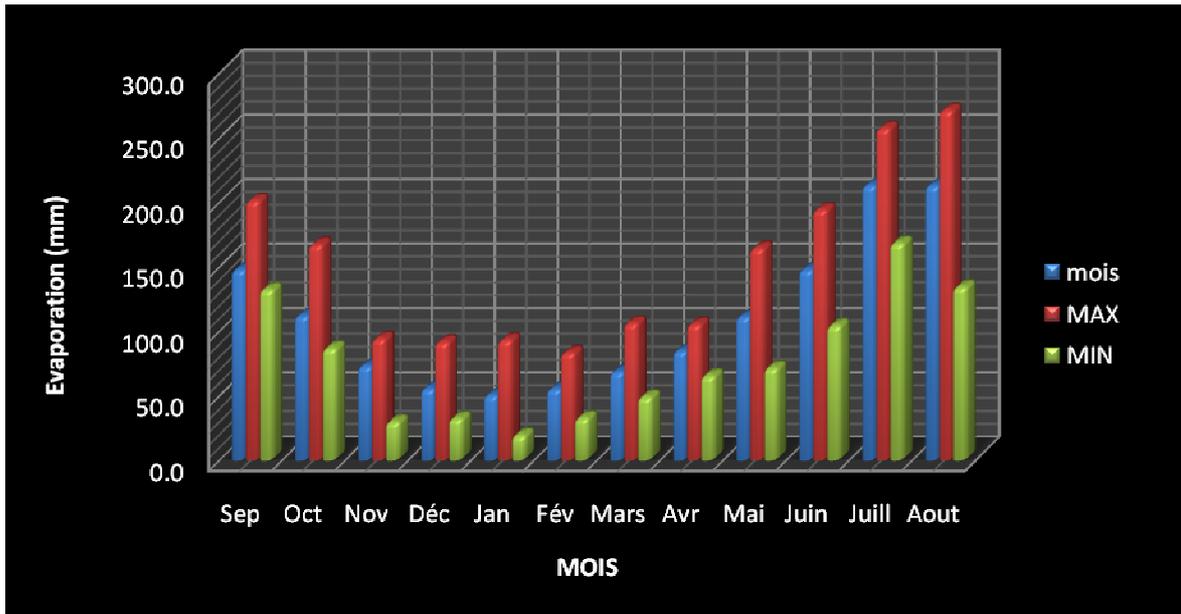


Figure II.1. 6 : Répartition mensuelle de l'évaporation

II.I.6.4 Pluviométrie

On n'a pas une station situé à proximité de notre région, pour cela on a utilisé plusieurs stations à côté pour qu'on détermine notre série.

Tableau II.1. 6: Station Utilise dans
Pmoy annuel

Station	Code
AIN MAKHLOUF	140205
TAMLOUKA	140204
FOUM AL KENGA	140105
MEDJEZ AMAR 2	140313

Tableau II.1. 7: Station Utilise dans $P_{j,max}$

Station	Code
TAMLOUKA	140204
FOUM AL KENGA	140105
MEDJEZ AMAR 2	140313
GUELMA LYCEE	140412
AIN MAKHLOUF	140205

a. Pluie moyenne annuelle

On a utilisé les stations représentées dans le Tableau II.I.6, la répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau II.I.8

Tableau III. 8 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
P_m (mm)	34,5	37,9	44,8	54,4	50,2	41,1	29,6	47,5	43,4	19,1	7,3	12,3	422,1
P_m (%)	8,18	8,99	10,62	12,88	11,89	9,73	7,01	11,24	10,29	4,51	1,74	2,91	100

Source A.N.R.H

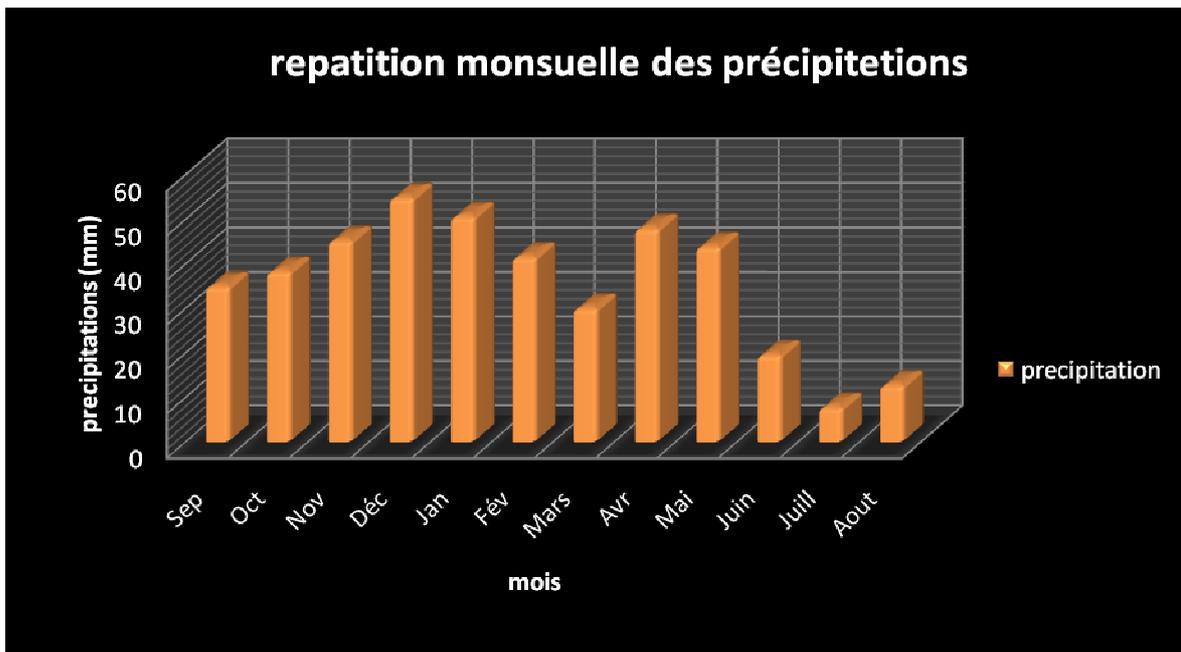


Figure III. 7 : Répartition mensuelle des précipitations

Tableau III. 9 : Les caractéristiques pluviographiques de la région

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max journalière (mm)	Exposant climatique b
422,1	43,4	0,34

b. Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières ($P_{\max,j}$) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages.

II.I.6.5 Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), Gauss (normale) et Pearson III a l'aide de l'Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

D'après les graphes d'ajustement Figure, on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et Pearson III sont très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

La série est homogène, et la loi de Gumbel donne un ajustement satisfaisant, cela est tiré d'après le test d'adéquation et on a :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant

Tableau II.I. 10 : La loi de Gumbel (doublement exponentielle)

T	q	XT
1000.0	0,999	109
200.0	0,995	92,3
100.0	0,99	85,1
50.0	0,98	77,8
20.0	0,95	68,2
10.0	0,9	60,7
5.0	0,8	52,9

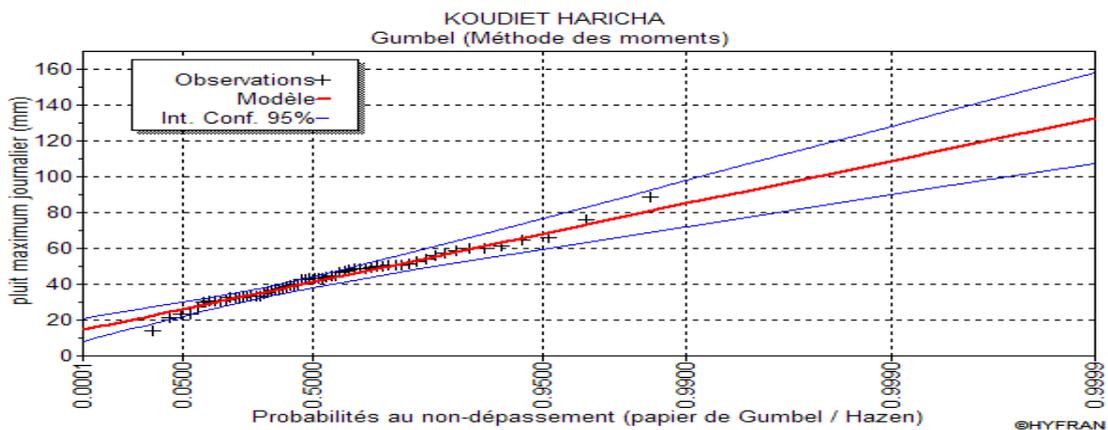


Figure II.I. 8 : Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel

II.I.7. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami.

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{I.19})$$

Avec : $P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique.

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante : $I = Pt/t$

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans les Tableau II.I.11 et Tableau II.I.12

Tableau II.I. 11: les précipitations des différent fréquence (mm)

Fréquence	Période de retour (an)	Temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9000	10	20,60	26,08	33,01	37,89	41,78	45,07	47,96	50,54	52,88	55,04	57,05	58,93	60,70
0.9500	20	23,15	29,30	37,09	42,57	46,94	50,64	53,88	56,78	59,42	61,85	64,10	66,21	68,20
0.9800	50	26,41	33,42	42,31	48,56	53,55	57,77	61,47	64,77	67,78	70,55	73,12	75,53	77,80
0.9900	100	28,88	36,56	46,28	53,12	58,57	63,19	67,23	70,85	74,14	77,17	79,98	82,62	85,10
0.9990	1000	31,33	39,65	50,19	57,61	63,53	68,54	72,92	76,84	80,41	83,70	86,75	89,61	92,30

Tableau II.I. 12: Les Intensité des pluies I_t (mm/h)

Fréquence	Période de retour (an)	Temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9000	10	20,60	13,04	8,25	6,31	5,22	4,51	4,00	3,61	3,31	3,06	2,85	2,68	2,53
0.9500	20	23,15	14,65	9,27	7,09	5,87	5,06	4,49	4,06	3,71	3,44	3,21	3,01	2,84
0.9800	50	26,41	16,71	10,58	8,09	6,69	5,78	5,12	4,63	4,24	3,92	3,66	3,43	3,24
0.9900	100	28,88	18,28	11,57	8,85	7,32	6,32	5,60	5,06	4,63	4,29	4,00	3,76	3,55
0.9990	1000	31,33	19,83	12,55	9,60	7,94	6,85	6,08	5,49	5,03	4,65	4,34	4,07	3,85

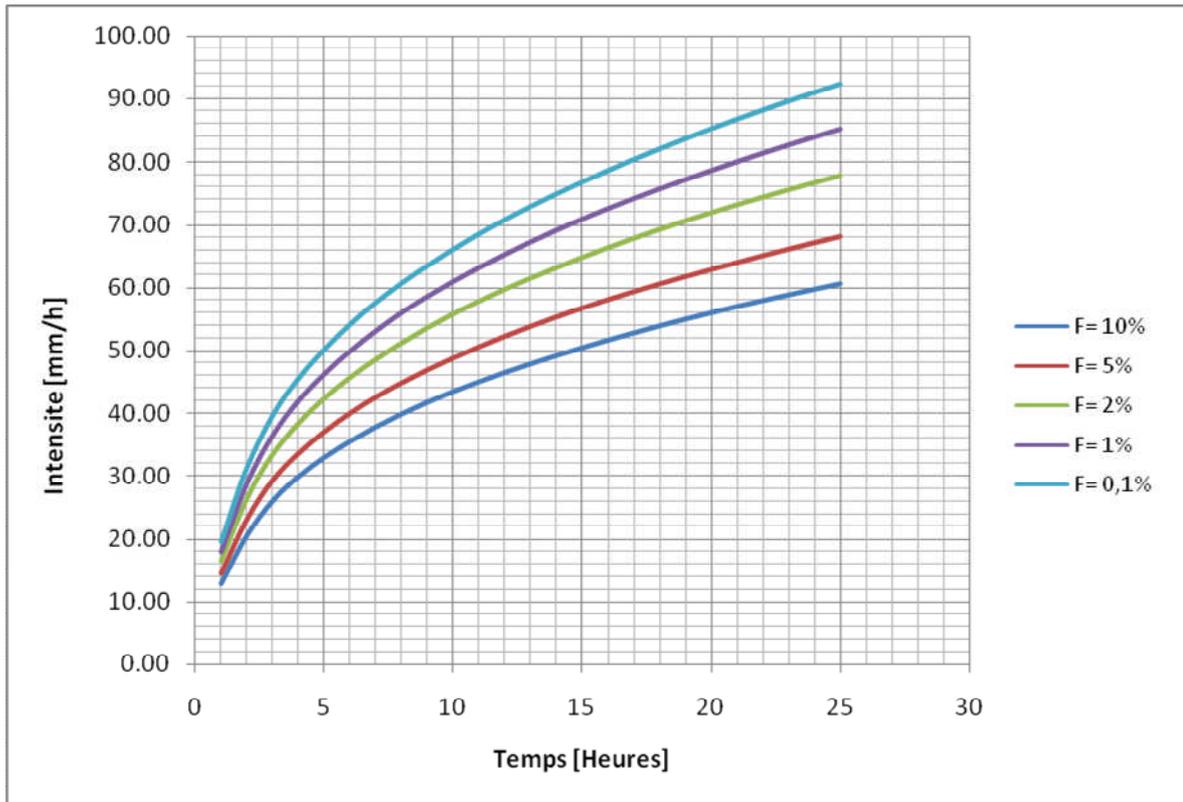


Figure II.I. 9 : Pluies de courte durée

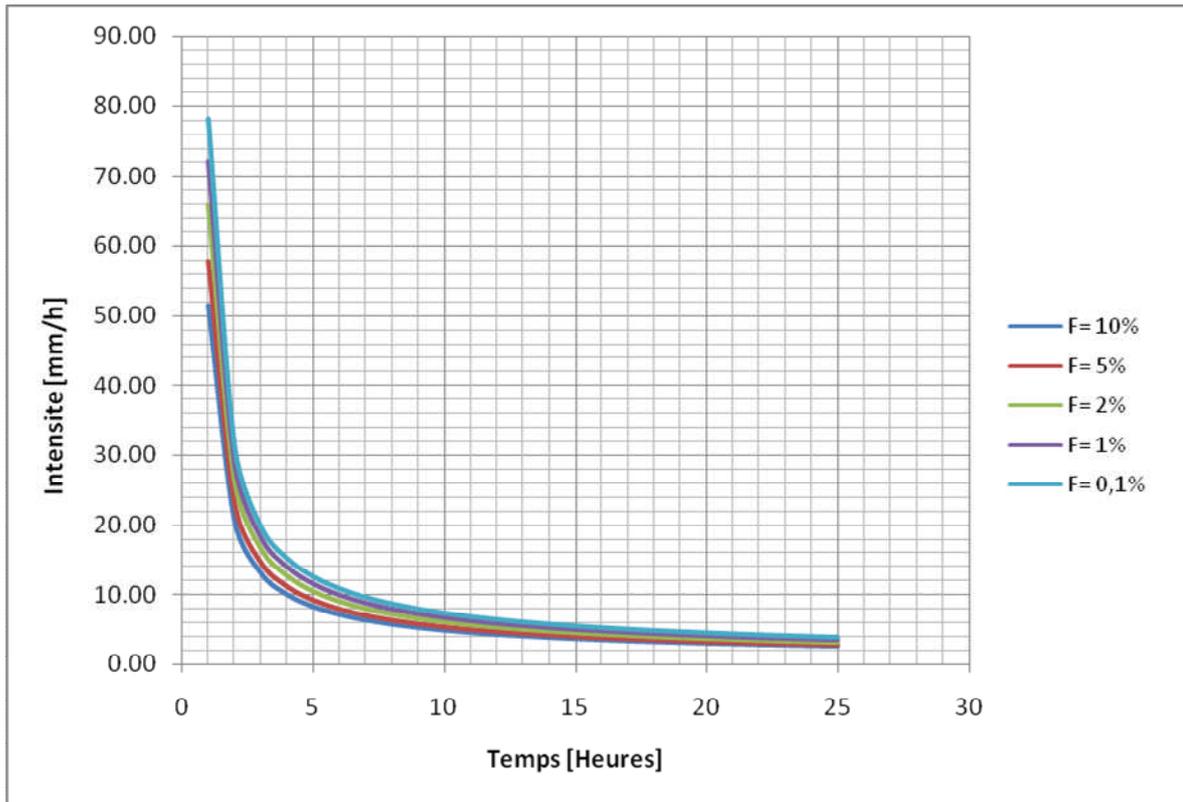


Figure II.1.10 : Intensité durée fréquence

II.1.8. Etudes des apports

Compte tenu du manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin.

Pour cela on a utilisé un bassin voisin qui a une station hydrométrique avec une série des années suffisantes, une superficie proche de la nôtre, et aussi les conditions topographiques géologiques et climatologiques presque les mêmes.

II.1.8.1 Apports liquides

a. Apport moyen interannuel (A_0)

D'après la méthode des bassins voisins on a trouvé une série de 1971 – 2003 mais il existe sur notre talweg un barrage construit en 1990, pour cela on doit corriger ces valeurs. La correction de ces valeurs de 1971 – 1989 se fera selon la formule :

Apport de l'année $\times (S/S_{\text{voisin}}) + \text{moy des apports des années}$ (Tableau II.1.13).

La surface du bassin voisin $S_2=1398.14 \text{ Km}^2$.

Tableau II.I. 13 : Apport moyen interannuel

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Apport moyen de Moulin Rochefort	1,56	1,56	0,90	1,63	3,44	3,88	4,00	2,78	2,04	1,01	0,63	1,01	24,45
Apport par analogie	1,12	1,12	0,64	1,18	2,48	2,80	2,88	2,00	1,47	0,73	0,46	0,73	17,60
REJETS (Mm ³)	0,57	0,58	1,08	2,81	4,75	3,59	2,44	3,63	2,10	1,07	0,62	0,80	24,04
Apport totale (Mm ³)	1,69	1,71	1,73	3,99	7,23	6,39	5,31	5,63	3,57	1,79	1,08	1,53	41,65

Donc : $A_0 = 41.65 \text{ Mm}^3$.

On a fait l'ajustement de notre série tiré par analogie plus les rejets du barrage de Foum el Khengua avec Hyfran et on a remarqué que Gumbel donne des résultats plus fiables que les autres méthodes.

Tableau II.I. 14 : La loi de Gumbel (doublement exponentielle)

T	q	XT
1000.0	0,999	100
200.0	0,995	85.4
100.0	0,99	78.9
50.0	0,98	72.4
20.0	0,95	63.8
10.0	0,9	57.1
5.0	0,8	50.2

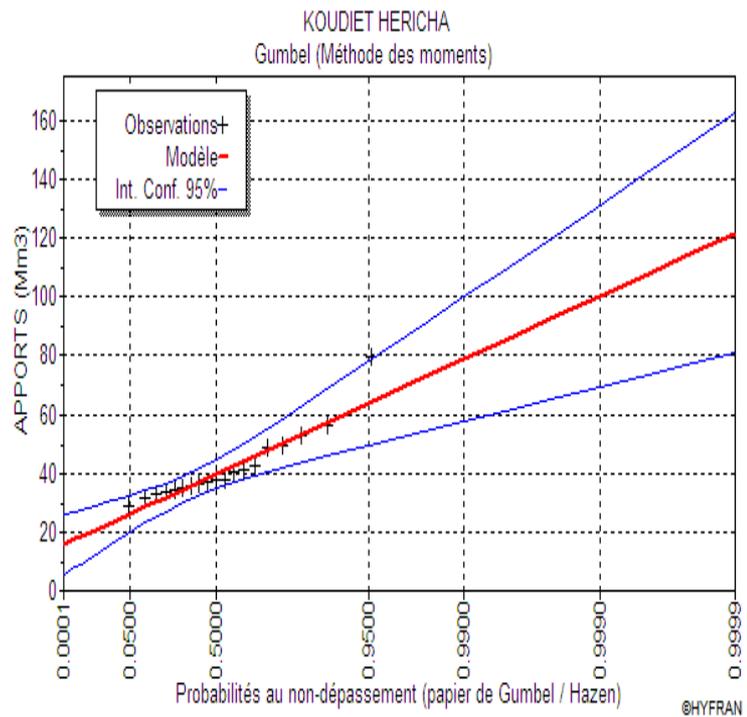


Figure II.I. 11 : Graphe d'ajustement selon la loi de Gumbel

Tableau II.I. 15 : Série des apports

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuelle	Annuelle + rej
1971	4,4	5,8	0,7	0,9	9,5	4,0	2,5	8,0	3,3	0,7	0,3	0,3	40,4	53,14
1972	1,8	2,8	1,1	2,0	12,4	7,5	31,6	8,4	4,0	2,3	1,5	2,1	77,5	79,87
1973	1,3	1,4	1,1	1,9	2,3	2,6	2,3	2,1	1,1	0,7	0,6	0,3	17,7	36,81
1974	1,3	0,8	0,9	1,1	1,0	4,0	2,1	2,2	1,7	0,5	0,1	0,2	15,9	35,51
1975	1,7	0,3	0,5	0,8	1,1	1,5	3,1	1,6	2,1	0,8	3,5	0,3	17,4	36,60
1976	0,8	2,9	1,5	4,3	4,8	2,4	2,9	2,1	6,8	4,7	0,1	0,7	34,0	48,53
1977	0,4	0,3	1,0	0,3	0,9	3,7	1,0	4,6	0,7	0,4	0,1	0,9	14,2	34,24
1978	0,1	1,7	0,3	0,4	0,4	0,6	0,7	7,7	0,8	0,5	0,1	0,0	13,1	33,48
1979	4,4	1,1	0,5	0,3	0,5	0,5	3,1	1,5	0,5	0,2	0,0	0,0	12,4	32,95
1980	3,4	1,4	0,4	4,2	4,2	3,5	1,9	2,4	0,8	1,7	0,2	0,1	24,2	41,48
1981	1,9	0,5	0,6	1,0	1,1	1,7	3,7	4,0	7,5	2,0	0,8	0,4	25,3	42,23
1982	1,5	0,9	1,8	4,1	4,0	1,2	2,9	0,6	0,2	0,1	0,0	1,4	18,6	37,46
1983	0,0	0,4	0,4	0,6	10,5	24,3	4,2	1,9	1,0	0,6	0,4	0,4	44,7	56,25
1984	0,5	0,9	0,8	1,2	7,5	5,7	9,8	3,0	3,3	1,0	0,7	0,4	34,8	49,07
1985	0,7	1,3	1,0	1,2	1,6	1,4	1,2	0,6	0,7	0,6	0,1	0,1	10,5	31,64
1986	0,6	6,2	1,8	3,0	0,9	<u>3,8</u>	1,7	0,8	0,1	0,0	0,0	0,0	18,9	37,68
1987	0,0	0,3	0,6	0,5	0,9	0,6	0,8	1,0	0,2	0,5	0,9	0,1	6,4	28,62
1988	0,3	0,4	2,0	3,0	1,1	4,5	0,4	0,3	0,2	1,7	0,2	1,1	15,2	34,98
1989	4,6	0,3	0,1	0,3	0,6	0,3	0,2	0,2	3,6	0,1	2,4	10,4	23,2	40,73
1990	0,1	0,3	1,5	4,3	2,1	2,5	2,5	4,9	1,4	1,5	0,1	0,0	21,0	
1991	0,1	0,3	0,3	0,4	0,4	0,7	1,2	8,1	3,3	1,3	0,4	0,1	16,5	
1992	0,1	0,2	0,4	1,1	8,8	1,9	3,5	1,5	1,7	0,3	0,1	0,0	19,5	
1993	0,0	0,1	0,2	1,4	0,9	3,9	0,9	0,6	0,2	0,0	0,0	0,0	8,2	
1994	0,5	0,6	0,6	0,7	6,9	1,0	3,7	1,0	0,7	0,6	0,5	0,5	17,3	
1995	0,8	0,8	0,8	1,0	1,7	10,7	7,8	6,3	4,8	1,1	0,8	0,8	37,4	
1996	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9	<u>0,8</u>	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,6	<u>7,9</u>	
1997	0,8	0,8	2,2	9,1	4,5	3,0	1,8	2,3	1,6	0,7	0,6	0,6	28,0	
1998	0,9	0,9	4,1	2,4	3,7	7,4	2,6	1,6	1,0	0,6	0,5	0,5	26,2	
1999	1,0	0,6	0,6	2,0	1,7	1,0	0,9	0,8	6,2	1,2	0,6	0,6	17,2	
2000	0,5	0,6	0,6	0,6	2,2	<u>4,9</u>	1,1	1,0	1,3	0,7	0,6	0,6	<u>14,7</u>	
2001	0,7	0,8	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7	0,6	0,6	1,3	9,2	
2002	0,6	0,5	1,4	4,4	16,9	8,4	3,5	18,2	2,1	1,4	1,1	1,0	59,5	
2003	1,3	1,2	1,1	10,7	15,1	3,4	3,0	3,0	3,8	4,5	2,4	4,5	54,0	

Source A.N.R.H

b. Caractéristiques de l'écoulement :

Module de l'écoulement (Me) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (I.20)$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

AN : $M_e = 1320.7$ l/s.

Module de l'écoulement relatif ou spécifique (Mer):

On a :

$$M_{er} = \frac{M_0}{S} \quad (I.21)$$

Avec : M_0 : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

AN : $Mer = 1.312$ l/s/km².

Lame d'eau écoulée:

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (I.22)$$

Avec : S : Superficie du bassin.

AN : $L_e = 0.041$ m = 41.37 mm.

Coefficient de l'écoulement:

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (I.23)$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN : $C_e = 0,098$.

Coefficient de variation :

Tableau II.I. 16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

KOUDIET HERICHA		
Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon		
Gembel (Méthode des moments)		
	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	28.6
Maximum	Aucun	79.9
Moyenne	41.6	41.6
Ecart-type	11.9	11.9
Médiane	39.7	37.5
Coefficient de variation (Cv)	0.285	0.285
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.05
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	5.97

D'après le tableau on tire le Coefficient de variation (Cv) qui est ;

$$Cv = 0.285.$$

c. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen $A_{80\%} = 50.2 \text{ Mm}^3$.

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

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Apports (%)	4.07	4.10	4.15	9.58	17.36	15.34	12.76	13.52	8.56	4.31	2.58	3.66	100
Apports 80% (Mm3)	2.04	2.06	2.08	4.81	8.72	7.70	6.41	6.79	4.30	2.16	1.30	1.84	50.20

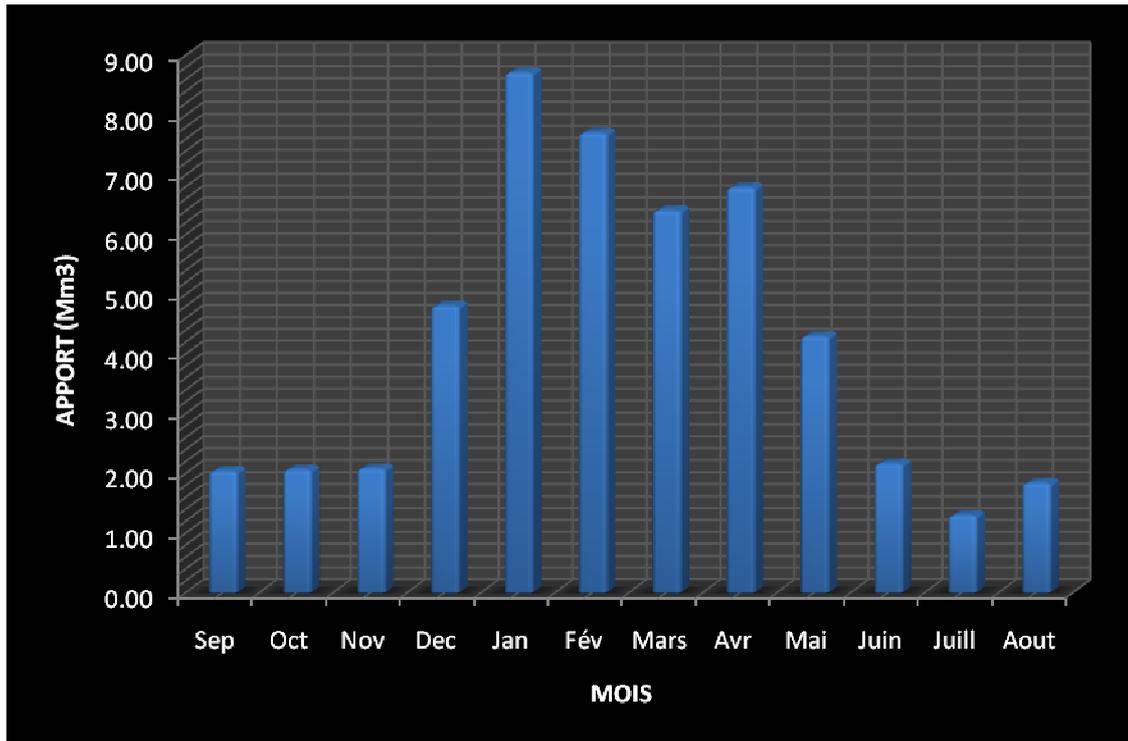


Figure II.I. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

II.I.8.2 Transport solide

Détermination du volume mort

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous donne un ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

La formule utilisée est empruntée au guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires, éditée par le P.N.U.D. /O.P.E. en mai 1987.

C'est la formule de TIXERONT, elle est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion.

Formule de TIXERONT

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

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \quad (I.24)$$

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

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$\alpha = 350$ (faible à moyenne).

Soit : $T_s = 611.74$ (t/Km²/an).

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (I.25)$$

Avec : Q_s : Le débit solide (t/an) $Q_s = T_s * S$.

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.2$ t/m³).

S : Superficie du bassin versant.

T : Délai de service ; $T = 50$ ans.

AN: $Q_s = 6.158.10^5$ t/an

D'où: le volume mort en suspension égale : $V_{ms} = 28.22$ Mm³.

Le volume mort en charriage est estimé à : $V_{mc} = 0.35 * 28.22 = 9.88$ Mm³.

Le volume mort est : $V_m = V_{ms} + V_{mc} = 38.10$ Mm³.

II.I.9. Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydro-grammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

II.I.9.1 Détermination des débits maximaux fréquents par analogie

Vue le manque de séries des débits au niveau du talweg principal, on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin.

Pour cela on a utilisé un bassin voisin d'après cette méthode on a trouvé une série de 1967 – 2003 mais il existe sur notre talweg un barrage construit en 1990, pour cela on doit corriger ces valeurs. La correction de ces valeurs de 1967 – 1989 se fera selon la formule :

débit de l'année * (S/S_{voisin}) + max des années Voir (Tableau II.I.20).

La surface du bassin voisin $S_2 = 1398.14$ Km².

On a fait l'ajustement de notre série avec HYFRAN et on a remarqué que Log-Person type III donne des résultats plus fiables que les autres méthodes.

Tableau II.I. 18: La loi de Log-Person type III

T	q	XT
10000	0.9999	1540
1000	0.9990	769
100	0.99	392
50	0.98	323
20	0.95	251
10	0.9	210

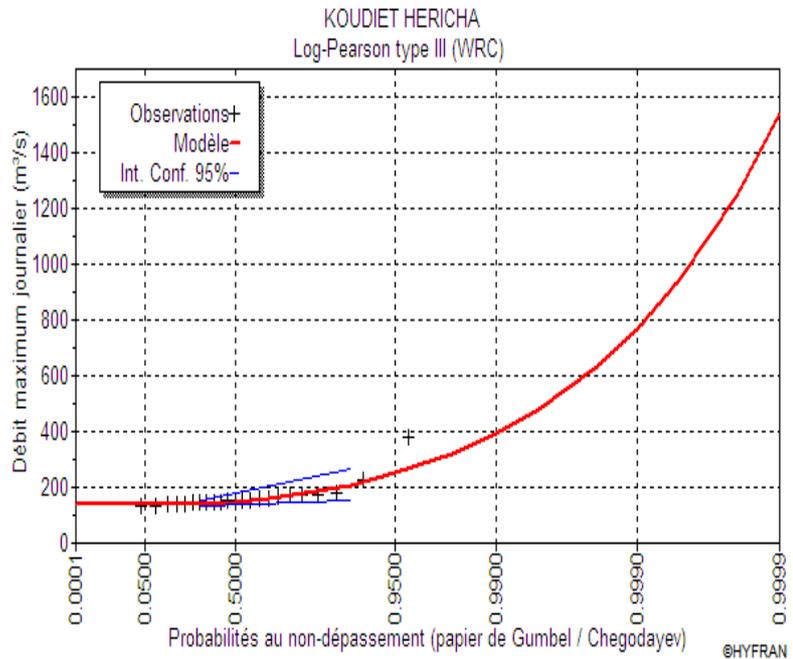


Figure II.I. 13 : Graphe d'ajustement selon la loi de Log-Person type III

Tableau II.I. 19 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	10	20	50	100	500	1000	10000
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	210	251	323	392	626	769	1540

Tableau II.I. 20: Série des débits

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuelle	Annuelle + rej
1967	6,2	6,4	2,0	11,3	29,3	8,2	7,1	5,7	3,0	29,5	23,7	1,8	29,5	151,2
1968	5,1	4,0	1,5	3,0	3,0	2,9	7,5	7,4	1,7	1,7	18,2	0,6	18,2	143,0
1969	52,6	33,6	1,6	53,5	2,3	5,0	36,9	29,2	4,6	2,3	27,0	0,6	53,5	168,4
1970	4,8	5,3	1,6	1,8	6,7	17,6	58,5	25,7	5,7	1,9	1,0	0,5	58,5	172,0
1971	15,8	17,5	0,4	0,5	24,1	2,9	2,3	18,9	3,5	1,5	0,2	0,2	24,1	147,3
1972	6,2	25,4	0,4	18,8	70,7	13,6	345,0	14,3	2,0	2,4	0,7	5,1	345,0	378,3
1973	2,2	1,1	0,7	3,5	1,1	4,2	1,8	3,9	3,3	3,2	1,5	0,2	4,2	133,0
1974	13,1	0,4	0,5	0,5	0,6	33,7	1,8	24,3	7,2	3,3	0,1	0,3	33,7	154,2
1975	15,5	0,1	0,9	0,6	0,6	1,6	4,2	3,5	7,5	6,3	136,4	0,1	136,4	228,1
1976	7,2	26,6	4,1	4,8	6,2	2,3	1,5	8,4	24,3	21,4	0,1	6,1	26,6	149,0
1977	0,7	0,1	8,6	0,2	0,7	8,2	2,9	13,3	3,1	6,0	0,0	9,9	13,3	139,5
1978	0,0	40,4	0,3	0,5	0,2	3,3	1,2	39,3	3,0	2,1	0,0	0,0	40,4	159,0
1979	28,8	16,2	0,3	0,2	0,5	0,3	22,9	21,9	0,6	1,0	0,0	0,0	28,8	150,7
1980	39,3	35,8	1,2	59,4	6,9	8,1	3,7	3,4	0,7	16,5	0,2	0,1	59,4	172,7
1981	13,2	1,2	0,3	3,0	6,3	10,8	3,9	7,5	23,4	1,6	0,4	0,4	23,4	146,7
1982	5,1	7,1	8,4	16,2	12,0	0,8	13,6	0,5	0,1	0,1	0,0	33,0	33,0	153,7
1983	0,0	8,1	4,3	1,0	19,5	74,2	4,4	1,6	0,4	0,4	0,2	0,2	74,2	183,3
1984	0,5	1,1	0,4	6,5	23,8	13,2	15,8	5,0	12,8	0,6	0,3	0,2	23,8	147,0
1985	8,5	1,8	0,5	0,5	1,1	0,7	2,6	0,4	0,6	3,4	0,1	0,0	8,5	136,0
1986	3,6	45,0	5,7	12,6	2,5	0,0	9,9	1,4	0,2	0,0	0,0	0,0	45,0	162,3
1987	0,0	2,0	1,4	0,2	1,1	0,3	0,8	10,5	0,3	0,7	12,4	0,2	12,4	138,9
1988	0,4	3,1	10,6	22,0	0,6	7,6	0,5	0,2	0,2	21,4	0,6	17,4	22,0	145,7
1989	50,0	0,7	0,1	0,2	1,3	0,2	0,1	0,1	30,7	0,1	47,2	56,8	56,8	170,8
1990	0,1	0,6	4,8	8,1	11,7	1,6	1,7	12,6	1,5	14,1	0,1	0,0	14,1	
1991	1,4	1,6	0,2	0,2	0,2	1,6	2,6	63,4	27,2	0,8	0,2	0,5	63,4	
1992	0,1	0,1	0,4	5,2	18,1	1,3	6,0	1,3	2,6	0,4	0,1	0,0	18,1	
1993	0,0	0,1	0,2	9,3	0,6	31,6	0,5	0,4	0,2	0,0	0,0	0,0	31,6	
1994	5,1	5,5	1,6	1,9	13,4	3,4	7,0	6,2	1,7	3,5	0,2	3,9	13,4	
1995	7,8	6,7	1,7	3,1	3,0	8,1	17,6	4,5	12,4	3,0	8,4	15,7	17,6	
1996	5,0	4,6	1,6	1,8	0,3	3,6	9,6	4,4	2,5	3,3	1,8	6,1	9,6	
1997	10,7	10,8	2,8	14,7	5,9	6,9	8,7	6,3	3,2	3,6	3,4	7,2	14,7	
1998	15,0	6,1	3,7	2,6	4,0	6,4	1,8	5,6	9,2	5,1	39,0	20,2	39,0	
1999	22,6	6,8	1,7	9,0	0,6	2,8	10,6	5,1	27,4	13,7	22,9	21,6	27,4	
2000	6,4	8,0	1,7	1,8	5,5	6,9	9,3	5,1	6,2	8,7	26,0	23,1	26,0	
2001	6,6	8,8	1,7	1,7	0,5	3,0	13,3	4,8	5,2	7,9	31,7	32,5	32,5	
2002	7,7	4,9	2,6	7,0	46,2	19,9	8,1	89,9	4,0	3,0	33,3	2,0	89,9	
2003	8,9	5,6	1,5	38,4	65,7	2,0	6,1	6,1	8,5	31,6	129,9	2,4	129,9	

Source A.N.R.H

II.I.9.2 Détermination des hydro-grammes de crues probables

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydro-gramme de crues à deux équations

Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \quad (I.26)$$

Pour la décrue de la crue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \quad (I.27)$$

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : débit instantané de la décrue.

t_m : temps de la montée de la crue en heures.

t_d : temps de la décrue en (h).

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

x, y : Puissance des courbes : $x= 2$ pour la montée de la crue, $Y= 3$ pour la décrue.

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

$t_m = t_c$, avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$

avec : δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; on prend ($\delta =4$).

$t_d = 4 * 7.76 = 31.04$ heures.

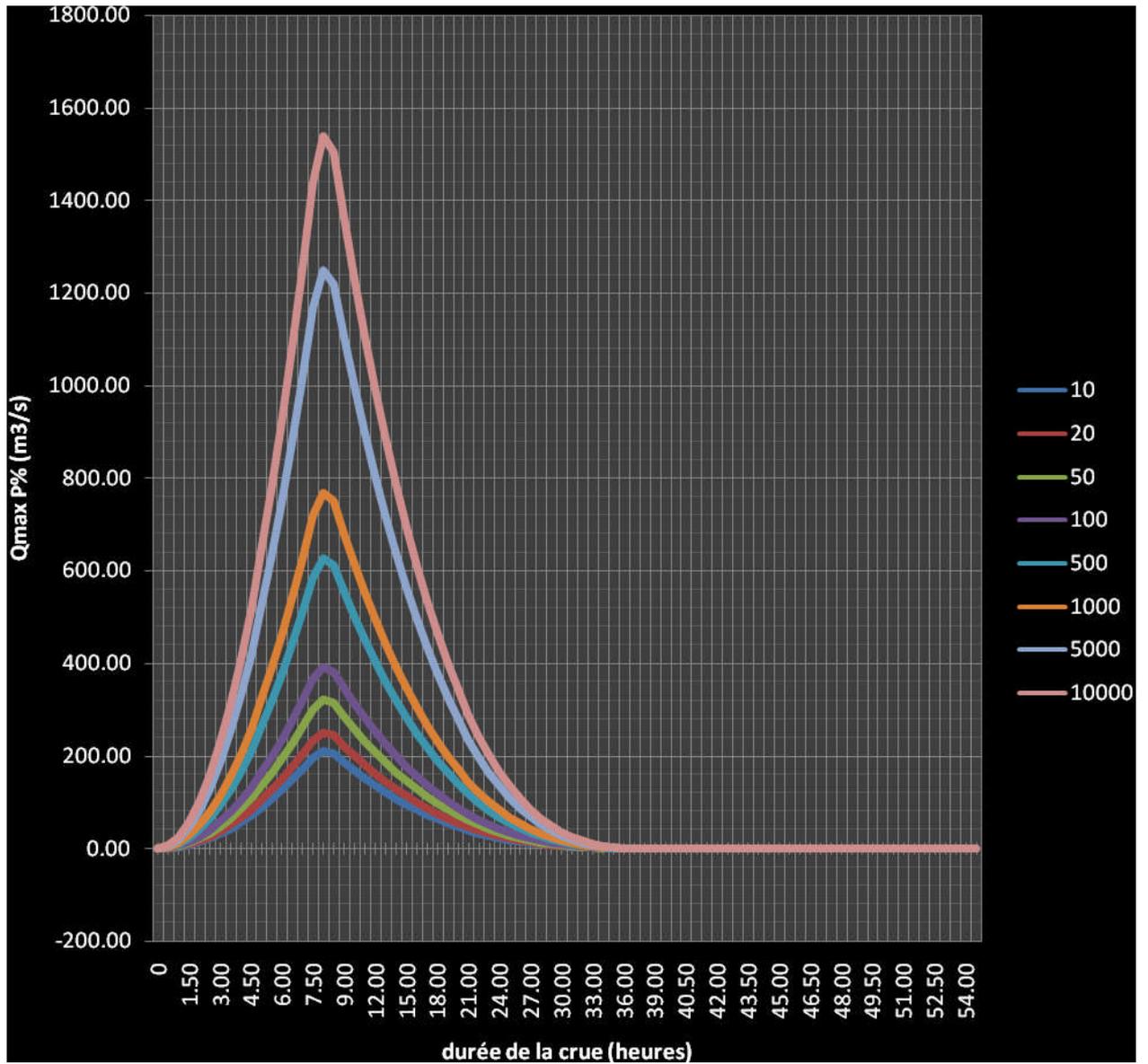


Figure III.14 :Hydro-grammes de crues probables

Tableau II.1.21: Calcul des hydro-grammes de crues

Temps (h)		Période de retour (an)							
		10	20	50	100	500	1000	5000	10000
0	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	<u>0.50</u>	0.87	1.04	1.34	1.63	2.60	3.19	5.19	6.39
1.00	<u>1.00</u>	3.49	4.17	5.36	6.51	10.40	12.77	20.76	25.57
1.50	<u>1.50</u>	7.85	9.38	12.07	14.65	23.39	28.73	46.71	57.54
2.00	<u>2.00</u>	13.95	16.67	21.46	26.04	41.58	51.08	83.03	102.30
2.50	<u>2.50</u>	21.80	26.05	33.52	40.69	64.97	79.81	129.74	159.84
3.00	<u>3.00</u>	31.39	37.51	48.27	58.59	93.56	114.93	186.82	230.17
3.50	<u>3.50</u>	42.72	51.06	65.71	79.74	127.35	156.44	254.29	313.28
4.00	<u>4.00</u>	55.80	66.69	85.82	104.16	166.33	204.33	332.13	409.18
4.50	<u>4.50</u>	70.62	84.41	108.62	131.82	210.51	258.60	420.35	517.87
5.00	<u>5.00</u>	87.18	104.21	134.10	162.74	259.89	319.26	518.95	639.35
5.50	<u>5.50</u>	105.49	126.09	162.26	196.92	314.47	386.30	627.93	773.61
6.00	<u>6.00</u>	125.54	150.06	193.10	234.35	374.24	459.73	747.29	920.66
6.50	<u>6.50</u>	147.34	176.11	226.62	275.04	439.22	539.55	877.03	1080.50
7.00	<u>7.00</u>	170.88	204.24	262.83	318.98	509.39	625.75	1017.14	1253.12
7.50	<u>7.50</u>	196.16	234.46	301.72	366.17	584.75	718.33	1167.64	1438.53
7.76	<u>7.76</u>	210.00	251.00	323.00	392.00	626.00	769.00	1250.00	1540.00
8.00	<u>0.24</u>	205.17	245.22	315.57	382.98	611.59	751.30	1221.23	1504.55
9.00	<u>1.24</u>	185.82	222.10	285.82	346.87	553.93	680.47	1106.10	1362.71
10.00	<u>2.24</u>	167.74	200.49	258.00	313.11	500.02	614.24	998.44	1230.08
11.00	<u>3.24</u>	150.87	180.32	232.04	281.61	449.72	552.45	898.01	1106.34
12.00	<u>4.24</u>	135.16	161.55	207.89	252.30	402.92	494.95	804.54	991.20
13.00	<u>5.24</u>	120.59	144.13	185.48	225.10	359.47	441.59	717.80	884.33
14.00	<u>6.24</u>	107.10	128.02	164.74	199.93	319.27	392.21	637.53	785.44
15.00	<u>7.24</u>	94.66	113.15	145.60	176.71	282.19	346.65	563.48	694.20
16.00	<u>8.24</u>	83.23	99.47	128.01	155.36	248.09	304.77	495.39	610.32
17.00	<u>9.24</u>	72.75	86.95	111.89	135.80	216.86	266.40	433.03	533.49
18.00	<u>10.24</u>	63.19	75.53	97.19	117.95	188.36	231.39	376.13	463.39
19.00	<u>11.24</u>	54.51	65.15	83.84	101.75	162.48	199.60	324.44	399.72
20.00	<u>12.24</u>	46.66	55.77	71.76	87.10	139.09	170.86	277.73	342.16
21.00	<u>13.24</u>	39.60	47.33	60.91	73.92	118.05	145.02	235.72	290.41
22.00	<u>14.24</u>	33.30	39.80	51.21	62.15	99.25	121.92	198.19	244.17
23.00	<u>15.24</u>	27.70	33.10	42.60	51.70	82.56	101.42	164.86	203.11
24.00	<u>16.24</u>	22.76	27.21	35.01	42.49	67.86	83.36	135.50	166.93
25.00	<u>17.24</u>	18.45	22.06	28.38	34.45	55.01	67.58	109.85	135.33
26.00	<u>18.24</u>	14.73	17.60	22.65	27.49	43.90	53.93	87.65	107.99
27.00	<u>19.24</u>	11.54	13.79	17.75	21.54	34.39	42.25	68.67	84.61
28.00	<u>20.24</u>	8.85	10.57	13.61	16.51	26.37	32.39	52.65	64.87
29.00	<u>21.24</u>	6.61	7.90	10.17	12.34	19.70	24.20	39.34	48.47
30.00	<u>22.24</u>	4.79	5.72	7.36	8.93	14.26	17.52	28.48	35.09
31.00	<u>23.24</u>	3.33	3.98	5.13	6.22	9.93	12.20	19.83	24.44
32.00	<u>24.24</u>	2.21	2.64	3.40	4.12	6.58	8.09	13.14	16.19
33.00	<u>25.24</u>	1.37	1.64	2.11	2.56	4.08	5.02	8.16	10.05

34.00	<u>26.24</u>	0.78	0.93	1.19	1.45	2.31	2.84	4.62	5.69
35.00	<u>27.24</u>	0.39	0.46	0.59	0.72	1.15	1.41	2.29	2.83
36.00	<u>28.24</u>	0.15	0.18	0.24	0.29	0.46	0.56	0.92	1.13
37.00	<u>29.24</u>	0.04	0.05	0.06	0.08	0.12	0.15	0.24	0.30
38.00	<u>30.24</u>	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
39.00	<u>31.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39.50	<u>31.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40.00	<u>32.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40.50	<u>32.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41.00	<u>33.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41.50	<u>33.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
42.00	<u>34.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
42.50	<u>34.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43.00	<u>35.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43.50	<u>35.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44.00	<u>36.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44.50	<u>36.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45.00	<u>37.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45.50	<u>37.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46.00	<u>38.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46.50	<u>38.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47.00	<u>39.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47.50	<u>39.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48.00	<u>40.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48.50	<u>40.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49.00	<u>41.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49.50	<u>41.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50.00	<u>42.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50.50	<u>42.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51.00	<u>43.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51.50	<u>43.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52.00	<u>44.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52.50	<u>44.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53.00	<u>45.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53.50	<u>45.74</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
54.00	<u>46.24</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
54.04	<u>46.28</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

II.I.9.3 Choix de fréquence de la crue du projet et celle du chantier

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant.

On peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans)

D'où $Q_{0,1\%} = 769 \text{ m}^3/\text{s}$.

Et pour la crue du chantier de probabilité de 2% (T=50ans)

D'où $Q_{2\%} = 323 \text{ m}^3/\text{s}$.

II.I.10. Régularisation de l'écoulement

II.I.10.1 Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 339.14 m et une côte maximale de 499.14m.

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{I.28})$$

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

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

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

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

Tableau II.I. 22: Caractéristiques topographiques de la retenue

Cote (m)	H (m)	S(km^2)	S_{moy} (km^2)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	V (Mm ³)	H_{moy} (m)
339,14	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
340,00	0,86	0,001	0,001	0,860	0,001	0,001	0,573
350,00	10,86	0,027	0,014	10,000	0,141	0,142	5,181
360,00	20,86	0,067	0,047	10,000	0,471	0,612	9,171
370,00	30,86	0,152	0,109	10,000	1,093	1,705	11,229
380,00	40,86	0,279	0,215	10,000	2,152	3,858	13,849
390,00	50,86	0,427	0,353	10,000	3,527	7,385	17,299
400,00	60,86	0,604	0,515	10,000	5,152	12,537	20,771
410,00	70,86	0,760	0,682	10,000	6,819	19,356	25,462
420,00	80,86	0,941	0,851	10,000	8,508	27,864	29,599
430,00	90,86	1,192	1,066	10,000	10,664	38,528	32,336
440,00	100,86	1,569	1,380	10,000	13,804	52,332	33,347
450,00	110,86	1,922	1,746	10,000	17,456	69,788	36,311
460,00	120,86	2,266	2,094	10,000	20,938	90,726	40,044
470,00	130,86	2,643	2,454	10,000	24,544	115,270	43,611
480,00	140,86	3,145	2,894	10,000	28,941	144,211	45,855
487,20	148,06	3,685	3,415	7,200	24,586	168,797	45,812

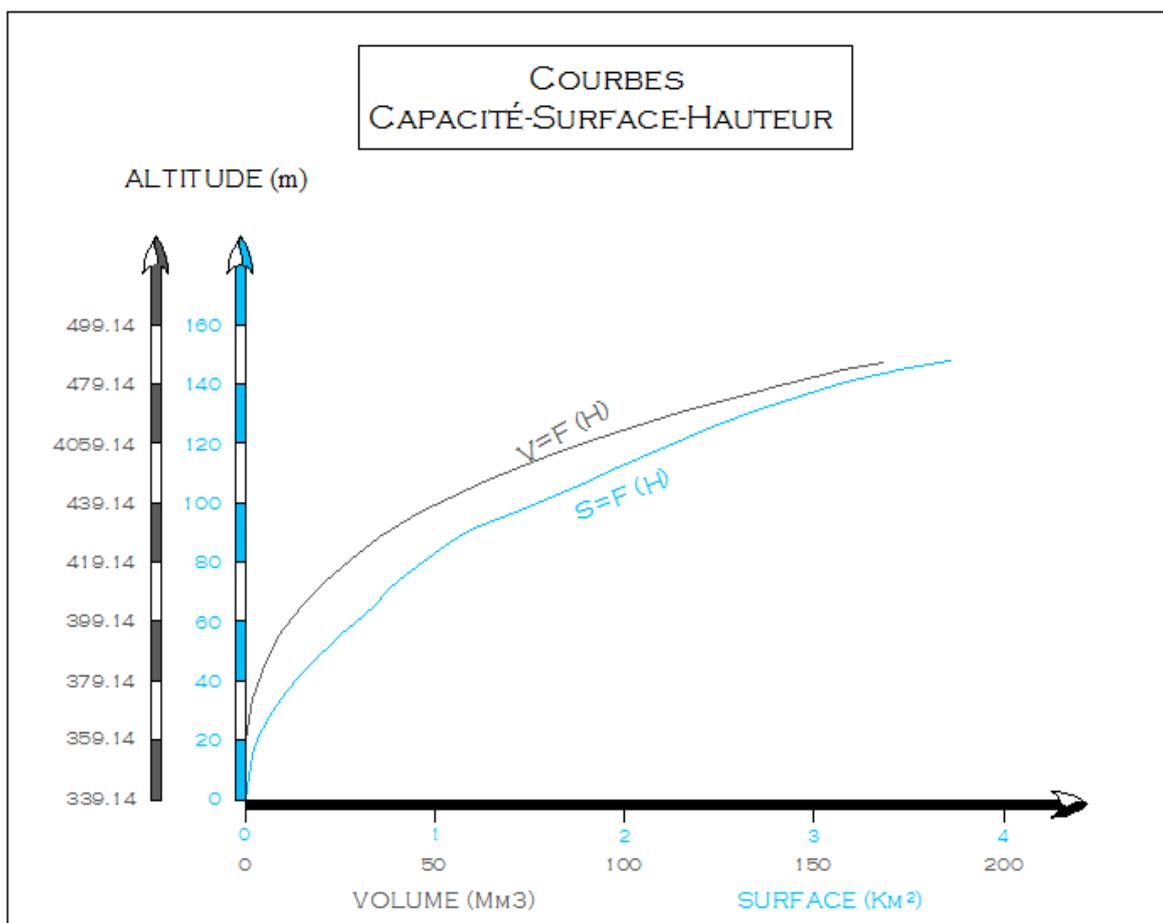


Figure II.I.15 : Courbes capacité-surface-hauteur

II.I.10.2 Détermination des besoins

Tableau II.I. 23 : Besoins mensuels (Mm³).

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	Annuel(Mm3)
AEP	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	2.16	2.16	2.16	2.16	24
IRR	3.63	1.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.06	3.63	6.63	8.94	8.05	33
IND	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	2
totale	5.72	3.14	2.09	2.09	2.09	2.09	2.09	3.14	5.96	8.96	11.27	10.38	59.00

II.I.10.3 Calcul du volume utile [8]

Puisque la demande annuelle est supérieure à celle de l'apport ($59 > 50.2 \text{ Mm}^3$) d'où la Régularisation est **interannuelle**.

Régularisation interannuel

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour :

- Méthode de KRISTEKLY M pour le calcul du volume utile

$$V_{up\alpha} = (\beta_s + \beta_{int}) * W_0 \quad (I.29)$$

Avec : β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel = 50.20 Mm^3 .

$$\beta_s = \alpha (T_{ét} - W_{ét}), \quad \text{avec} \quad (I.30)$$

$$T_{ét} = N_{ét} / 12 \quad (I.31)$$

$$\text{Et } W_{ét} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \quad (I.32)$$

α : coefficient de régularisation

$T_{ét}$: durée relative de l'étiage au cours de l'année,

$W_{ét}$: volume relative de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

Le tableau suivant récapitule les résultats :

Tableau II.I. 24: Résultats de calcul des composantes saisonnière et pluriannuelle.

α	1.18
Nét	7
W_m	15.78
W_{pm}	50.20
$T_{ét}$	0.58333333
$W_{ét}$	0.31434882
W_0	50.20
β_s	0.34737338
β_{int}	0.13251696

On a : $\beta_s W_0 = \text{volume utile saisonnière} = V_{\text{sais}} = 17.43 \text{ Mm}^3$.

$$\beta_{\text{int}} = (\alpha - K_p^n)n = \max[\alpha - (F_p C_v + 1)]n$$

Avec : K_p^n : coefficient de débit pour n années de régularisation.

Tableau II.I. 25: Résultats de calcul du coefficient de débit

n	n ^{0,5}	Cv	Cs	F80%	Kp=Cv*Fp+1	Zp= (α-Kp)n		
						α=70%	α=80%	α=90%
						0.7	0.8	0.9
1	1.000	0.285	2.050	-0.760	0.783	-0.083	0.017	0.117
2	1.414	0.202	1.450	-0.825	0.834	-0.267	-0.067	0.133
3	1.732	0.165	1.184	-0.850	0.860	-0.480	-0.180	0.120
4	2.000	0.143	1.025	-0.850	0.879	-0.716	-0.316	0.084
5	2.236	0.127	0.917	-0.850	0.892	-0.958	-0.458	0.042
6	2.449	0.116	0.837	-0.850	0.901	-1.207	-0.607	-0.007
7	2.646	0.108	0.775	-0.850	0.908	-1.459	-0.759	-0.059
8	2.828	0.101	0.725	-0.850	0.914	-1.715	-0.915	-0.115
9	3.000	0.095	0.683	-0.850	0.919	-1.973	-1.073	-0.173
10	3.162	0.090	0.648	-0.850	0.923	-2.234	-1.234	-0.234
11	3.317	0.086	0.618	-0.850	0.927	-2.497	-1.397	-0.297
12	3.464	0.082	0.592	-0.850	0.930	-2.761	-1.561	-0.361
13	3.606	0.079	0.569	-0.850	0.933	-3.027	-1.727	-0.427
14	3.742	0.076	0.548	-0.850	0.935	-3.294	-1.894	-0.494
15	3.873	0.074	0.529	-0.850	0.937	-3.562	-2.062	-0.562

D'après le tableau N°II.I.25 ; $\beta_{\text{int}} = 0.133$.

Donc :

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est : $V_{\text{upa}} = 24.09 \text{ Mm}^3$.

Le volume correspondant au niveau normal de la retenue est :

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{upa}} \rightarrow V_{\text{NNR}} = 62.19 \text{ Mm}^3$$

II.I.11. Laminage

II.I.11.1 Introduction

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

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

II.I.11.2 Méthode de KOTCHERINE [8]

II.I.11.2.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{\text{laminé}}}{Q_{\%}} \right) \quad (\text{I.33})$$

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

$q_{\text{laminé}}$: le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{laminé}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c} \right) \quad (\text{I.34})$$

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.

II.I.11.2.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m * L * \sqrt{2g} * H_0^{3/2} \quad (I.35)$$

Pour le calcul préliminaire on néglige l'énergie cinétique (E_c) $\rightarrow H_0 = H$

Avec :

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 égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur = 9,81m²/s.

L : la largeur de déversoir,

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

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S * V_{moy} \quad \text{Et} \quad S = L * (H + P)$$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L * (H + P)} \quad (I.36)$$

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha * V_{moy}^2}{2g} \quad (I.37)$$

Avec : H_0 : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} .

Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b", (*Tableau N° 5 : ANNEXE E*).

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

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $h=f(q)$ et $v=f(q)$ comme montre (*Figure N° 1 et Figure N° 2 : ANNEXE E*)

Données initiales	
g	9.81 m ² /s
α	1
Q_{0.1%}	769
V_{crue0.1%}	107.41
m	0.49

Tableau II.I.26 : Caractéristique de largeur de déversoir

N°: Variante	Largeur de seuil b (m)	Hauteur d'eau H (m)	Débit laminé q (m ³ /s)	Vf (Mm ³)	Hauteur de PHE (m)	Cote de PHE (mNGA)
1	60	2.554	734.03	4.885	109.13	448.27
2	70	2.310	736.70	4.512	108.89	448.03
3	80	2.120	739.50	4.121	108.70	447.84
4	90	1.963	742.03	3.767	108.54	447.68
5	100	1.830	742.00	3.771	108.41	447.55

II.I.11.3 Conclusion

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir, pour l'étude d'optimisation on prendra les valeurs obtenues par la méthode de KOTCHERINE.

II.I.12. Etude d'optimisation

II.I.12.1 Description du site de barrage

Le site du barrage de Koudiet Haricha se caractérise par une vallée large autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant et vérifie la possibilité d'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes, la fondation composée d'une série de schistes satinés.

II.I.12.2 Choix du type de barrage

L'étude des variantes arrêtées sur 4 types du barrage :

Variante 1 - Barrage en remblai avec noyau central en argile.

Variante 2 - Barrage en remblai avec masque en béton armé.

Variante 3 - Barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR).

Variante 4 - barrage en terre zone.

Un barrage en BCR n'est pas convenable à cause de la difficulté d'exploitation des agrégats pour les bétons, pour la 2eme variante on a une quantité insuffisante à la quantité des alluvions de remblais ainsi que la distance trop éloignée de site.

On a la 1ere variante un barrage en remblai avec noyau central en argile la recharge des alluvions propre en amont et recharge des alluvions tout venant en aval, cette variante est faisable avec des incertitudes concernant les quantités des alluvions propre.

Le choix est arrêté sur un barrage en terre zone car on a une quantité suffisante de la recharge de remblais (alluvions en aval, alluvions fines en amont).

II.I.12.3 Dimensionnement de la digue

a. Calcul de la hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

-Niveau normale de la retenue NNR

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de tranche morte éventuellement prévue en fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

$$\text{NNR} = 445.72 \text{ m.}$$

-Niveau de plus hautes eaux PHE

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + H$$

Avec H : la charge de déversoir

Tableau II.I.27 : Récapitulatif du calcul du PHE

Largeur de seuil b (m)	Hauteur d'eau déversant H (m)	Cote de PHE (mNGA)
<u>60</u>	<u>2.554</u>	448.27
<u>70</u>	<u>2.310</u>	448.03
<u>80</u>	<u>2.120</u>	447.84
<u>90</u>	<u>1.963</u>	447.68
<u>100</u>	<u>1.830</u>	447.55

- Détermination de la revanche

Connaissant la longueur du Fetch qui est la largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage **F= 2.228 Km.**

La revanche est déterminée en utilisant des formules empiriques

Tableau II.I.28 : Récapitulatif du calcul de la revanche

Méthode	Formules		R (m)
Stevenson gaillard	$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[3]{F}$	0,940	1,29
	$V = 1,5 + 2H$	3,380	
	$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g}$	1,29	
Mallet et pacquant	$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F}$	0,9925741	1,61
	$V = 1,5 + 2H$	3,4851481	
	$R = H + \frac{V^2}{2g}$	1,61	
Formule simplifier	$R = 1 + 0,3 \sqrt{F}$	1,45	1,45

On prend la valeur la plus grande pour plus de sécurité **R = 1.61m**.

- Cote de la crête du barrage (Tableau II.I.29)

$$N_{cr} = N_{PHE} + R$$

Où : N_{PHE} : Niveau de plus hautes eaux PHE

R : la revanche = 1.61 m.

-Hauteur du barrage (Tableau II.I.29)

$$H_b = N_{cr} - C_{TN} + H_{exc}$$

Où : N_{cr} : niveau de la crête du barrage

C_{TN} : cote terrain naturel ; $C_{TN} = 339.14$ m

H_{exc} : tranche à excaver ; $H_{exc} = 0.5$ m

b. Calcul de la largeur en crête (Tableau II.I.30)

On doit prendre une largeur supérieur à 8m afin de permettre le passage des engins et le bon déroulement des travaux de terrassement, elle est en générale égale au 1/3 de la hauteur du barrage, Les différentes formules suivantes nous aide a déterminé la largeur b_{cr} :

Formule de KNAPPEN, Formule de PREECE et Formule SIMPLIFIE

Tableau II.I.29 : Récapitulatif du calcul de la H_b

NPHE (mNGA)	Ncr (mNGA)	CTN (mNGA)	Hexe (m)	Hb (m)
448.27	449.89	339.14	0.5	111.25
448.03	449.64	339.14	0.5	111.00
447.84	449.45	339.14	0.5	110.81
447.68	449.29	339.14	0.5	110.65
447.55	449.16	339.14	0.5	110.52

Tableau II.I.30 : Récapitulatif du calcul de b_{cr}

H_b (m)	Formule			Moy b_{cr} (m)
	KNAPPEN $b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b}$	PREECE $b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1$	ANONYME $b_{cr} = 3,6\sqrt{H_b} - 3$	
111.25	17.40	12.60	14.31	15.47
111.00	17.38	12.59	14.30	15.46
110.81	17.37	12.58	14.29	14.45
110.65	17.36	12.57	14.28	15.44
110.52	17.35	12.56	14.28	15.43

c. Pente des talus

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques (cohésion C et l'angle de frottement ϕ) et de la hauteur. Amont : $m_1 = 3$.

Aval : $m_2 = 3$.

Et seront vérifiés par le calcul de stabilité au glissement des talus

II.I.12.4 Calcul d'optimisation

II.I.12.4.1 Calcul du coût de la digue

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi directement grâce à l'utilisation de l'outil informatique à l'occurrence l'AUTOCAD.

Le volume total du barrage

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d_j \quad (I.38)$$

Avec : d_j : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

Tableau II.I.31 : Calcul le coût du remblai

b (m)	Charge h (m)	Volume des remblais (m3)	Coût unitaire (DA)	Coût du remblai (MDA)
60	2.55	8683421.74	450	3907.54
70	2.31	8631409.35		3884.13
80	2.12	8591032.95		3865.96
90	1.96	8557751.91		3850.99
100	1.83	8529616.91		3838.33

II.I.12.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est choisi selon les conditions topographiques et géologiques, son type est un évacuateur de crues à surface libre, il est constitué des éléments suivantes (déversoir latéral type USCE [United States Army, Corps of Engineers], canal a adduction latéral, coursier, bassin dissipation, ouvrage de restitution).

a. Coût du déversoir

Tableau II.I.32 : Calcul le coût du déversoir

N°: DE VARIANTE	LARGEUR DU DEVERSOIR b(m)	HAUTEUR DEVERSANTE H (m)	P (m)	Si (m ²)	Vi (m ³)	Cout unitaire (DA)	Cout totale (MDA)
1	60	2.55	1.28	2.81	168.56	45000	7.59
2	70	2.31	1.16	2.45	171.81	45000	7.73
3	80	2.12	1.06	1.96	156.88	45000	7.06
4	90	1.96	0.98	1.74	156.79	45000	7.06
5	100	1.83	0.92	1.58	157.84	45000	7.10

b. Coût du coursier

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

La longueur du coursier est $L = 490$ m

La hauteur du mur $H = h_{cr} + R$ avec $h_{cr} = \sqrt{\frac{q^2}{g}}$ (h_{cr} = lame d'eau maximale, car

le régime est torrentiel).

On prend pour tout sécurité $R = 1.61$ m

La largeur du coursier est : $b' = q^{0.4}$

L'épaisseur du mur est prise égale à 0,5m

Tableau II.I.33 : Calcul le coût du coursier

N°:	b (m)	H (m)	Débit laminé Q (m ³ /s)	b' (m)	Hcr (m)	H mur (m)	Vi béton (m ³)	Vi de sable (m ³)	PRIX DE béton (MDA)	PRIX DE sable (MDA)	prix totale (MDA)
1	60	2.55	734.03	14.005	6.541	7.83	5894.30	1372.50	265.24	1.235	266.48
2	70	2.31	736.70	14.025	6.551	7.84	5901.95	1374.50	265.59	1.237	266.82
3	80	2.12	739.50	14.047	6.561	7.85	5909.96	1376.58	265.95	1.239	267.19
4	90	1.96	742.03	14.066	6.569	7.86	5917.18	1378.46	266.27	1.241	267.51
5	100	1.83	742.00	14.066	6.569	7.86	5917.09	1378.44	266.27	1.241	267.51

c. Coût du CANAL d'approche

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

La longueur du canal d'approche est $L = 20$ m.

$H_{ca} = P + H + R$ avec P (hauteur de pèle).

On prend pour tout sécurité $R = 1.61$ m.

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

Tableau II.I.34 : Calcul le coût du CANAL d'approche

b (m)	Charge h (m)	p (m)	Hca (m)	Si (m2)	Vi 350kg/m3 (m3)	Vi 200kg/m3 (m3)	Coût 350(DA)	Coût 200(DA)	Coût total (MDA)
60	2,55	1.28	5.12	29.12	942.35	3.00	42405852.87	105000.00	42.51
70	2,31	1.16	4.75	32.75	1075.03	3.50	48376452.87	122500.00	48.50
80	2,12	1.06	4.47	36.47	1209.33	4.00	54419952.87	140000.00	54.56
90	1,96	0.98	4.23	40.23	1344.62	4.50	60508002.87	157500.00	60.67
100	1,83	0.92	4.03	44.03	1480.63	5.00	66628452.87	175000.00	66.80

Avec : **350kg/m3** correspond au dosage du béton qui est en contact avec l'eau

et **200kg/m3** correspondent au dosage du béton contrairement au précédant.

d. Coût total de l'évacuateur de crues

Tableau II.I.35 : Calcul le coût total de l'évacuateur de crues

b (m)	Charge h (m)	q (m3/s)	Coût du déversoir	Coût du coursier	Coût du canal d'approche	Coût de l'évacuateur de crues
60	2,55	734,03	7.59	266.48	42.51	316.58
70	2,31	736,70	7.73	266.82	48.49	323.06
80	2,12	739,50	7.06	267.19	54.56	328.81
90	1,96	742,03	7.06	267.51	60.67	335.23
100	1,83	742,00	7.10	267.51	66.80	341.42

II.I.12.4.3 Calcul le coût total de la digue plus l'évacuateur de crues

Tableau II.I.36 : Coût total (évacuateur + digue)

b (m)	Débit laminé (m ³ /s)	Coût de la digue (MDA)	Coût de l'évacuateur de crues (MDA)	Coût total (M DA)
60	734	3907.54	316.58	4224.11
70	737	3884.13	323.06	4207.19
80	740	3865.96	328.81	4194.77
90	742	3850.99	335.23	4186.22
100	742	3838.33	341.42	4179.94
110	745	3834.33	347.61	4181.93
120	747	3830.33	353.60	4183.94

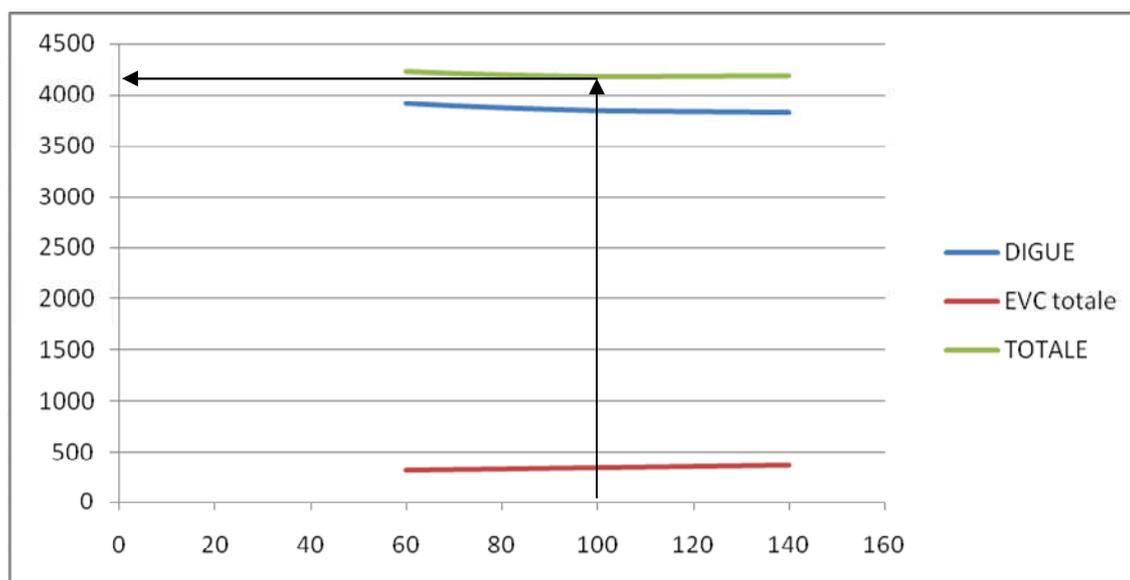


Figure II.I.16 : Courbe d'optimisation

II.I.12.5. Conclusion

A travers la courbe d'optimisation, on remarque que le cout totale minimale (4179.94 M.D.A) correspond a une largeur du déversoir $b = 100$ m ; d'où la hauteur déversant est $H = 1.83$ m

Avec : $Q_{\text{dév}} = 742$ m³/s.

Chapitre II : Etude de variantes

II.II.1. Introduction

Selon les conditions géologiques, géotechniques et topographiques a titre d'exemple la nature de la fondation, qui est un facteur très important dans la détermination du type de barrage possible a envisagé.

Dans notre cas on a une fondation rocheuse mais de mauvaise qualité car son module de déformation $E=1000$ Mpa qui est inférieur a 4000 Mpa, d'où la déformabilité du rocher est trop grande pour y fonder une structure rigide comme un barrage en béton, aussi la préférence d'être donnée un barrage en remblai, a noyau ou éventuellement a masque amont. Dans ce type de rocher le creusement des galeries de reconnaissance nécessite des mesures de soutènement particulières (centres métalliques, béton projeté).

En outre, la construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est un objet de grande importance, car l'influence apparaitre clairement dans le cout de l'ouvrage (plus les matériaux de construction sont loin du site plus le cout augmente).

Avantage des barrages en remblai

Si l'on compare d'une manier générale les barrages en béton avec les barrages en remblai, ces derniers présentes les avantages suivantes ;

Les conditions topographiques et géologiques sont moins déterminantes ;

Ils nécessitent mois d'installations et d'équipements, mais exige le même soin lord de leur construction ;

Ils sont peut sensibles aux tassements et aux séismes.

Inconvénients des barrages en remblai

Ils présents l'inconvénient majeur d'avoir en générale aucune tolérance a la submersion ;

Une revanche adéquate et essentielle ;

Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage ;

II.II.2. Le choix du site de barrage

Lord de l'identification de sites les principaux point a examinés sont :

1. La morphologie de la vallée.
2. La géologie.
3. La disponibilité de matériaux de constructions.
4. La séismicité,
5. Les conditions climatiques,

II.II.3. Le choix de l'axe du barrage

L'axe du barrage est choisis de tel sorte que la topographie est la plus fiable par rapport a celle choisis dans l'étude de faisabilité car elle représente un resserrement et une morphologie de la vallée plus étroite aussi l'augmentation du volume stocke/la hauteur est plus grande.

De point de vue géologiquement la fondation est de résistance élevé et perméabilité faible (**grès quartzeux** de l'oligocène sup).

II.II.4. Variantes à choisir

Variante I : Le barrage en terre homogène(en matériaux fins)

Le plus simple a réalisé, du fait de l'abondance des gisements d'argile latéritique dont les propriétés – aptitude au compactage, perméabilité après compactage – s'avers généralement a la confection de remblai étanche et stable.

Variante II : Le barrage en remblai zoné avec noyau étanche

Dans le quel un noyau vertical en argile, destiné à assurer l'étanchéité du remblai, est intercalé entre deux recharges (amont et aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Variante III : Le barrage en remblai a masque

Dont la résistance mécanique est apportée par un remblai homogène a granulométrie élevée (enrochement, en générale) alors qu'un organe mince – tel qu'une géo membrane ou un masque en béton armé ou bitumineux – placé le plus couramment sur sa face amont, en assure l'étanchéité.

II.II.5. Définition de profil général du barrage**II.II.5.1 Hauteur de barrage****II.II.5.1.1 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 le déversoir.

$$N_{PHE} = NNR + h_{dev} \quad (II.1)$$

$$N_{PHE} = 106.58 + 1.83 = 108.41 \text{ m}$$

II.II.5.1.2 Calcul de la revanche

Connaissant la longueur du Fetch qui est la largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage **F = 2.228 Km.**

La revanche est déterminée en utilisant des formules empiriques

Tableau II.II.1 : Récapitulatif du calcul de la revanche

Méthode	Formules		R (m)
Stevenson gaillard	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[3]{F}$	0,940	1,29
	$V = 1,5 + 2H$	3,380	
	$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$	1,29	
Mallet et pacquant	$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$	0,9925741	1,61
	$V = 1,5 + 2H$	3,4851481	
	$R = H + \frac{V^2}{2g}$	1,61	
Formule simplifié	$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1,45	1,45

On prend la valeur la plus grande pour plus de sécurité **R = 1.61m.**

II.II.5.1.3 Tassement du barrage

D'après **LAWTON** le tassement pour les hauts barrages se calcule par la formule :

$$t = 0,001H_b^{3/2} \quad (\text{II.2})$$

On admet une valeur de tassement **t=1.15 m**

Donc :

$$H_b = N_{\text{PHE}} + h_{\text{dév}} + R + t \quad (\text{II.3})$$

$$H_b = 108.41 + 1.61 + 1.15 = \mathbf{111.2m.}$$

II.II.5.2 Détermination de la largeur de la crête du barrage

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur du barrage :

Formule de T-KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \quad (\text{II.4})$$

Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1$$

(II.5)

Formule **d'Anonyme (simplifiée)** :

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{II.6})$$

Formule de **pratique** :

$$b_{cr} = 5/3\sqrt{H_b} \quad (\text{II.7})$$

Avec H_b : Hauteur du barrage (m)

Tableau II.II. 2 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de crête.

Formule	br (m)
KNAPEN	17.39
F-PREECE	12.59
ANONYME	14.31
PRATIQUE	17.55
moyenne	15

On opte une largeur en crête égale a : **bcr = 15 m**

II.II.5.3 Les pentes des talus

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

D'après le *Tableau N° 1* : (ANNEXE E) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage, on choisi pour les calculs les pentes suivantes :

- Parement amont $m_1=3$
- Parement aval $m_2=3$

Ce qui va être vérifié après le calcul de stabilité.

II.II.5.4 Les bermes

- **Talus amont**

Deux bermes sont projetées de largeurs de 4 m. une a la cote 359 mNGA et l'autre a la cote 397.12 m NGA.

- **Talus aval**

Quatre bermes sont projetées de largeurs de 4 m. le premier a la cote 352.14 mNGA, le deuxième a la cote 377.14 m NGA, le troisième a 402.14 mNGA, et le quatrième a 427.14 mNGA

II.II.5.5 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description général des variantes de protection des talus

- **Le talus aval :**

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement.

- **Le talus amont :**

Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C.V^2 \quad (II.8)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement (m);

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

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

On a $\theta=2.2 \text{ _ } 2.5$ et la pente=1/3 $\rightarrow C=0.028$

$V=3.38$ m/s

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,32$ m.

Nous prenons une épaisseur égale à 0,50m. (Pour plus de sécurité)

II.II.5.6 Etanchéité du barrage

II.II.5.6.1 Noyau

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable. Nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

*Dimensionnement du noyau:

-Les fruits des talus du noyau :

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2.C_0}{\gamma_s.H_n} \quad (II.9)$$

Ainsi en fonction de $\text{tg } \varphi$ telle que :

C_0 : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

γ_s : Densité.

H_n : hauteur du noyau.

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \quad (II.10)$$

$$H_n = 110.2\text{m}$$

$$\text{Avec ; } C_0 = 0.2\text{bar} \text{ et } \gamma = 1.8\text{t/m}^3$$

$$\frac{2.C_0}{\gamma_s.H_n} = 0,2 \text{ et } \text{tg } \varphi = 19^\circ$$

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est 0,5
- Talus aval est aussi 0,5
- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule

$$\text{suivante : } L_{n,s} = \frac{1}{6}.H_b$$

(II.11)

$L_{n,s} = 18.1\text{m}$. Puisque la largeur est supérieur a celle en crête du barrage on prend $L_n = 11 \text{ m}$

- La largeur en base du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2.m.H_n + L_{n,s} \quad (\text{II.12})$$

$$L_b = 121.2\text{m}$$

- La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 66.1\text{m}$$

II.II.5.6.2 La clé d'étanchéité

La continuité du noyau est assurée jusqu'à une profondeur de 5m,

- Pente du talus = 1 ;
- Longueur maximale = **121.2m** ;
- Longueur minimale = **110.2m**.

II.II.5.6.3 Masque en béton armé

$$e = 0.3 + 0.004H \quad (\text{II.13})$$

H ; la hauteur du barrage = 111.2m

D'où : $e = 0.7448 \text{ m}$

II.II.5.7 Le drainage du barrage

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer jusqu'à l'aval de la digue.

➤ Dimensionnement du drain tapis

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{II.14})$$

L_b : Longueur transversale du barrage, $L_b=682.2\text{m}$.

D'où **$L_d=227.4\text{m}$**

➤ Dimensionnement du drain vertical

Les valeurs de l'épaisseur minimale préconisée sont données par le tableau suivant :

Tableau II.II.3 : Epaisseurs minimales du drain cheminée en sable

$H\sqrt{V}$	30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

Avec : H : hauteur correspond à la digue.

V : volume correspond à la hauteur de la digue.

D'après le tableau précédant la Largeur minimale est 1.5 m et on prend une largeur de **2 m** pour plus de sécurité.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 447.55 \text{ m NGA}$$

➤ **Dimensionnement du drain prisme**

- Hauteur:

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \quad (\text{II.15})$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 111.2 \text{ m}$)

On prend $H_p = 0,15 H_b$

On aura : **$H_p = 16.7 \text{ m}$**

- Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{II.16})$$

On prend $b_p = 1/3 H_p$, ce qui donne : **$b_p = 5,6 \text{ m}$**

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc on prend : **$m_1 = 1,5$ et $m_2 = 2,5$**

II.II.6. Etude technico-économique

Le choix d'un type de barrages est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisante, et enfin du coût total du barrage.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.II.4 : Les couts des variantes étudiées

Désignation des travaux	Prix unitaire DA	Variet I (homogène)		Variante II (noyau)		Variante III (a masque)	
		Volume m3	Cout M.D.A	Volume m3	Cout M.D.A	Volume m3	Cout M.D.A
Remblai argileux	850	8803531.79	7483.00202	-	-	-	-
Remblai du sable pour le filtre et drain	2100	183385.22	385.108963	46290.8546	97.2107946	-	-
Remblai de gravier pour le filtre et drain	2100	91692.6102	192.554481	23145.4273	48.6053973	-	-
Enrochement rip-rap	850	55460.272	63.7793128	55460.272	63.7793128	-	-
Noyau d'argile	1150	-	-	1724911.71	1466.17495	-	-
Recharge enrochement	1050	-	-	7078620.08	7432.55108	8803531.79	9243.70838
Béton	18500	-	-	-	-	82458.3324	1525.47915
Acier	200	-	-	-	-	3298.3333	0.65966666
Coffrage	5500	-	-	-	-	85756.6657	471.661661
Somme			8124.4448		9108.3215		11241.509

II.II.7. Conclusion

D'après le cout des trois variantes, on remarque que la **variante I** (barrage homogène) est la plus économique, mais si on analyse bien cette variante on trouve que pour des questions de stabilité, les pentes adoptées sont douce, de ce fait le barrage occupe une grande surface et requiert la mis en place d'un cubage important de matériau.

C'est pourquoi les barrages en terre homogène permanent ne dépassent que très rarement une hauteur de **15 m**. On les rencontre très souvent le long des cours d'eau (comme endiguements, certains sont déjà enceins), d'où pour des hauteurs plus élevées le barrage en terre homogène n'est pas une solution économique, aussi les matériaux pour le remblai, qu'ils doivent être inaltérables, avoir une faible teneur en matière organique et soient suffisamment imperméables ne sont pas en quantité suffisantes.

En conséquence la **variante II** qui est une digue à noyau argileux avec de recharge en enrochement de quantité suffisante semble qu'elle est technico-économique.

Chapitre III : Conception de la digue

II.III.1. Introduction

Ce type de barrage est une solution largement ré pondue. Le barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux, lequel consiste l'élément étanche. Les corps d'appui sont généralement constitué d'enrochement, mais peuvent aussi être formés de matériaux grossiers relativement imperméables.

La solution du noyau centrale est choisie puisque on dispose a proximité du site un matériau naturel très peu perméable (de l'ordre de 10^{-11} m/s).

Puisque la roche de fondation est adéquate, c'est-à-dire peu déformable ($50 < \sigma_c < 200$ bar et $8 < \sigma_t < 13$ bar), résistante a l'érosion interne et imperméable, le noyau peut être relativement mince. A la base, le gradient hydraulique ne devrait pourtant pas être supérieur à 3. Ce noyau mince est peu pénalisant pour la stabilité de la digue, ce qui est avantageux.

II.III.2. Dimensionnement de la digue

II.III.2.1 Hauteur du barrage

II.III.2.1.1 Niveau d'eau du barrage

D'après la formule (II.1), $N_{PHE} = 108.41$ m.

II.III.2.1.2 Revanche :

En raison de la vulnérabilité d'un barrage en remblai en cas de submersion, il est primordial de prévoir une revanche qui, par définition correspond à la distance verticale mesurée entre le niveau maximale d'exploitation et celui du couronnement (après la consolidation).

➤ Hauteur Des Vagues.

Parmi les nombreuses formules empiriques basées sur des essais ou des observations in situ, on peut citer la formule de Molitor.

$$F < 30 \text{ km} \rightarrow h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{V_v * F} - 0,26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.1})$$

$$H_v = h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{60 * 2.224} - 0,26 \sqrt[4]{2.224} = 0.81 \text{ m} \quad (\text{III.2})$$

➤ Déferlement Des Vagues.

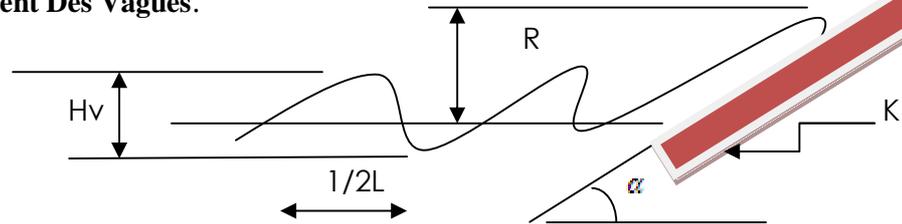


Figure II.III.1 : Déferlement des vagues.

Dans le cas d'une protection de surface avec des blocs, l'USBR (1981) propose la formule suivante :

$$R_{vag} = \frac{H_v}{0.4 + (H_v / L_{vag})^{0.5} * \cot \alpha} \quad (\text{Applicable pour } \cot \alpha < 5) \quad (\text{III.3})$$

Avec

$$L_{vag} = 1.56 * T^2 \text{ (m)} \quad (\text{III.4})$$

$$T = 0.556 * V_v^{0.41} * F^{1/3} \text{ (s)} \quad (\text{III.5})$$

$$\cot \alpha = 3, F = 2.224 * 10^3 \text{ m}, V_v = 60 * 10^3 / 3600 \text{ m/s}$$

D'où $T = 23 \text{ s}$ et $L_{vag} = 825.3 \text{ m}$

$$R_{vag} = 1.64 \text{ m}$$

II.III.2.1.3 Tassement

➤ Tassement du remblai ;

Quelles que soient les modalités de compactage envisagées, nous ne serons trop recommander la réalisation de planches d'essai de compactage in situ, lors de l'ouverture du chantier. Celle-ci permet de vérifier et d'affiner, dans les conditions réelles du chantier les résultats des essais de laboratoire effectué lors des études préalable ; détermination de l'épaisseur des couches et du nombre de passe pour atteindre la densité sèche désirée.

Et pour minimiser l'anisotropie structurale d'un remblai compacté ($k_h > k_v$, après construction) chaque épandage d'une nouvelle couche doit être précédé de la scarification (5cm au minimum) de la couche de matériau déjà compacté sous-jacente.

Les couches inférieures ($2/3H \rightarrow w = w_{opt} - 1$ à 2%) pour éviter l'augmentation du degré de saturation, mais l'inconvénient est que les matériaux sont un peu plus friables sous le compactage.

Les couches supérieures ($1/3H \rightarrow w=w_{opt}+1$ à 2%) d'où on privilège une plus grande flexibilité qui est souhaitée dans la partie supérieure du noyau pour supporter des tassements sans fissuration.

On a:

$$t = \int_0^z \frac{\Delta\sigma z}{E} dz \quad (\text{III.6})$$

$$\Delta\sigma z = (\gamma_{sat}-\gamma_w)*h \quad (\text{III.7})$$

Avec : $\Delta\sigma z$ la contrainte due au poids de la digue

E : module élastométrique du noyau (E= 200 bar).

h : la hauteur du noyau.

γ_{sat} : poids volumique de l'argile à l'état saturé

γ_w : poids volumique de l'eau.

Z : la demi-hauteur du noyau.

$$t_1 = \frac{(17-10)10^5 \frac{110.410}{2}}{200.10^5} = 2.11 \text{ m}$$

➤ **Tassement de la fondation :**

$$t_2 = \frac{(24-10)10^5 \frac{110.5}{2}}{117.10^5} = 0.33 \text{ m}$$

D'où $H_T = t_1 + t_2 = 2.44 \text{ m}$.

La hauteur de la digue sera

$$H_b = H_{PHE} + H_T + H_R + H_{exca}$$

H_{exca} : Hauteur excavée = **0,5m**

$$H_b : 108.41+2.11+0.33+1.64+0.5 = \mathbf{113 \text{ m}}$$

→ La cote en crête sera ; $N_{cr} = 339.14+113 = \mathbf{452.14 \text{ m}}$

II.III.2.2 Largeur en crête du barrage :

Calculer dans le chapitre précédent ; **$b_{cr} = 15 \text{ m}$**

II.III.2.3 Les bermes

Les bermes ont de rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tel que l'accès pour la réparation de talus amont et aval.

➤ **Talus amont:**

Une berme au niveau de la crête du batardeau, de niveau 359mNGA, et a mi-hauteur correspond a un niveau de 397.12mNGA.

➤ **Talus aval :**

On a quatre bermes sont disposées aux niveaux :

* 352.14mNGA;

* 377.14mNGA;

* 402.14mNGA;

* 427.14mNGA.

Avec une largeur de 4m, et de pente 1%.

II.III.2.4 Pentés des talus

D'après le tableau N° 1 (ANNEXE E) qui donne les pentés des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage, on choisi pour les calculs les pentés suivantes :

- Parement amont $m_1=3$
- Parement aval $m_2=3$

II.III.2.5 Dimensionnement du noyau

- Pour la largeur en crête du noyau on peut prendre une valeur inférieure de celle de la digue.

$$b_{nct} = 11m$$

- la hauteur du noyau tirée a partir de la formule suivante :

$$\nabla \text{Noyau} = NPHE + (0,5+1) \quad (\text{III.8})$$

On prend ; $H_{noyau} = H_{PHE} + 1$

$$\nabla \text{Noyau} = 108.41+1=109.41 \text{ m}$$

$$H_{\text{noy}}=109.41 \text{ m}$$

On a $113-109.41=3.59 \text{ m}$ qui est une hauteur admissible ($>1 \text{ m}$) d'où le siphonage dû à l'effet de la capillarité par la crête du noyau est évité.

➤ **Détermination de la classe du barrage**

D'après le **Tableau N° 2**: Classe de barrage en terre (annexe E), notre barrage appartient à la **classe I**

Vérification de la condition suivante :

$$J = \frac{\Delta H}{B_{\text{moy}}} \leq J_{\text{ad}} \quad (\text{III.9})$$

ΔH : différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau,

B_{noy} : Largeur a la base du noyau.

J_{adm} : Gradient admissible donné par le **Tableau N° 3** : *Gradient admissible en fonction du type de sol et de la classe de l'ouvrage*

(ANNEXE E), qui est égale à **1.5**

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=H_{\text{PHE}}=108.41 \text{ m}$),

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$).

D'après (III.9) on trouve :

$$B_n \geq \frac{H_1}{J_{\text{adm}}} = \frac{108.41}{1.5} = 72.27$$

On prend, **$B_n=72.27 \text{ m}$**

- D'où les pentes des talus du noyau déduites a partir de la formule suivante :

$$B_n = b_{\text{nct}} + 2 \text{ m } H_{\text{noy}} \quad (\text{III.10})$$

m : Fruits de talus du noyau.

$$\Rightarrow m = \frac{B_n - b_{\text{cm}}}{2.H_n} = \frac{72.27 - 11}{2*109.41} \quad ; m = 0.28$$

D'où : **$m_1=m_2 = 0.28=1/3.5$**

II.III.2.6 Dimensionnement de la clé d'étanchéité

Selon la coupe géologique de l'axe de la digue extrapolée

- Profondeur $h = 5\text{ m}$.
- Pentes des talus ; $m_1 = m_2 = 1$

D'où la largeur à la base sera égale à $72.27 - (1+1) * 5 = 62.27\text{ m}$.

II.III.2.7 Ecran d'étanchéité

Etant donnée la nature surtout gréseuse de l'Oligocène, dans laquelle aux grès s'alternent fréquemment des bancs de pélite en général très peu perméable.

Par conséquent il faut considérer le réservoir étanche.

L'assiette géologique du sous-sol dans la section du barrage a été interprétée surtout en base aux observations sur le terrain, en extrapolant une partie des résultats des reconnaissances exécutées dans la zone du site CPS.

Le modèle adopté, certainement à vérifier lors de l'étude de faisabilité avec une campagne d'exploration fouillée pendant la phase des études pour l'avant-projet détaillé, présente des couvertures colluviales et alluviales avec des épaisseurs variables entre 3-4 m et 15 m et un substratum rocheux constitué par un lithofaciès en prépondérance gréseux de la formation du Miocène sup., plus marneux dans les flancs.

En considération de l'importance du barrage et du tirant d'eau du réservoir on a quand même prévu un écran d'étanchéité avec deux files d'injections cimentaires à distance de **1.5 m** en correspondance de l'axe, pas de **3 m** et profondeur maximale d'environ **35 m** sur le fond de la vallée.

Aval du noyau, un tapis drainant protège les terrains d'appui de la recharge de toute éventuelle filtration pendant l'exercice du réservoir. Le susdit tapis, qui s'étend aussi sur les flancs, est intéressé par une série de drains et collecteurs connectés à une galerie de drainage pour le contrôle et la mesure des débits filtrants. Le fonctionnement de tout le système de drainage a été conçu à gravité vers le lit de l'oued Cherf.

II.III.2.8 Protection des talus

Les talus sont susceptibles à plusieurs dangers tels que :

- Erosion causée par les vagues de la retenue, ruissellement de la pluie ou des vents.
- Action de l'homme.

- Animaux creuseurs.
- Glissement des talus.

Puisque les deux parements sont en enrochement donc protégés contre les actions précédentes, pour cela on fait juste des gros enrochements dans les bords pour <<façonner>> les deux parements.

II.III.2.9 Disposition des drains et des filtres

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

➤ Les filtres :

La fonction du filtre est de retenir les particules du noyau et de la fondation qui pourraient être emportées par des forces de percolation. Le filtre permet donc d'empêcher

- La suffusion par le transport de matériaux à l'intérieur du filtre,
- L'érosion par l'échange des matériaux à la frontière du filtre,
- Le colmatage à la surface du filtre.

Les critères pour la construction du filtre et les plus couramment utilisées ont été définis par TERZAGUI et PECK (1965) qui sont résumés par la double inégalité suivante qui réunissent les conditions de perméabilité et de non entrainement des fines.

$$5 * d_{15} < D_{15} < 4 * d_{85} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

D_{15} : Diamètre des particules du sol protégé correspond à 15%

d_{85} : Diamètre des particules du sol protéger correspond à 85%

d_{15} : Diamètre des particules du sol protéger correspond à 15%

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit

vérifier la condition d'uniformité $2 < \frac{D_{60}}{d_{10}} < 8$

Calcul des filtres inversés (zones de transition) :

D'après les courbes granulométriques des matériaux de construction de la zone d'emprunte (ANNEXE D), on a opte pour les données suivantes :

Tableau II.III.1 : Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} couche de filtre (sable fin).

D3 (mm)	D10 (mm)	D15 (mm)	D17 (mm)	D60 (mm)	D85 (mm)
0.0012	0.0017	0.002	0.0025	0.01	0.4

Tableau II.III.2 : Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} couche de filtre (gravier sableux).

D3 (mm)	D10 (mm)	D15 (mm)	D17 (mm)	D60 (mm)	D85 (mm)
0.007	0.01	0.012	0.013	0.068	6.5

Tableau II.III.3 : Récapitulatif des résultats des argiles.

D15 (mm)	D85 (mm)
0.0007	0.26

Filtre 1

- Condition 1(vérification de phénomène de renard)

$$\frac{D_3}{D_{17}} \geq 0.32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{III.12})$$

$n_0=0.4$ pour les sols caillouteux

$n_0=0.45$ pour les sols argileux

Avec :

$$n = n_a - 0.1 \log(\eta) \quad (\text{III.13})$$

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 6.25 \quad , \quad n_0 = 0.4 \rightarrow n = 0.32 \quad \text{et} \quad \frac{D_3}{D_{17}} = \frac{0.0012}{0.0025} = 0.43 \geq 0.27$$

D'où La condition est vérifiée

- Condition 2 (vérification de la zone de transition entre le noyau et la 1^{ère} couche de filtre)

$$\frac{D_3}{d_{85}} = \frac{0.0012}{0.26} = 0.005 < 4$$

La condition est vérifiée → pas de zone de transition

Filtre 2

- Condition 1 (vérification de phénomène de renard)

D'après (III.12) et (III.13) on aura :

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 6.8 \quad n_0 = 0.4 \rightarrow n = 0.32 \quad \frac{D_3}{D_{17}} = \frac{0.007}{0.013} = 0.54 \geq 0.27$$

La condition est vérifiée

- Condition 2 (vérification de la zone de transition entre la 1^{ère} couche et la 2^{ème} couche de filtre)

$$\frac{D_3}{d_{85}} = \frac{0.007}{0.4} = 0.018 < 4$$

La condition est vérifiée → pas de zone de transition

Vérification du contact entre la 2^{ème} couche de filtre, et l'enrochement

$$5 * d_{15} < D_{15} < 4 * d_{85}$$

D_{15} : Diamètre des particules des enrochements.

d_{85} : Diamètre des particules de la 2^{ème} couche de filtre.

d_{15} : Diamètre des particules de la 2^{ème} couche de filtre.

$$d_{85} = 0,26 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,00035 \text{ mm}$$

$$5 * 0.00035 < D_{15} < 4 * 0.26$$

Donc il est nécessaire de prévoir une couche de gravier dont le diamètre moyen est compris entre 5 à 20 mm

Conclusion ;

Deux filtres entre le noyau et les deux corps d'appuis (amont et aval). Avec le filtre entre le noyau et le corps amont joue le rôle d'une zone de transition, et entre le noyau et le corps aval on met 1 m pour la 1^{ère} couche et 1 m de la 2^{ème} couche de filtre.

Le débit filtrant est évacué par une couche drainante à l'aval sous le long de la digue.

➤ Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une couche drainante qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer jusqu'à l'aval de la digue.

Dimensionnement du drain tapis

D'après (II.14) la longueur du drain tapis est : **Ld=231m**

Avec ;

Lb : Longueur transversale du barrage, qui est égale $113*6+15=693$ m.

Dimensionnement du drain vertical

D'après le Tableau II.II.3 : Epaisseurs minimales du drain cheminée en sable (Chap II : Etude de variantes), l'épaisseur minimale est 1.5 m mais on prend **2 m** pour plus de sécurité.

La cote du drain vertical est déterminée comme de suite :

$$N_{dr}=N_{PHE}=Cf+H_{PHE}= 339.14+108.14 = 447.55 \text{ m}$$

II.III.3. Etude d'infiltration

L'étude et le tracé précis des lignes de saturation et de courant ne s'imposent, que dans le cadre de la conception de grands barrages en remblai. Une telle étude d'hydraulique interne permet, en effet, d'aboutir à l'évaluation fine des débits de fuites et des pressions interstitielles, en vue de la réalisation des calculs détaillés de stabilité de l'ouvrage.

II.III.3.1 La ligne de saturation

Quelle que soit la perméabilité, un remblai soumis à une charge en eau, tel un barrage, va se saturer partiellement. Dans le cas d'un barrage homogène idéal, la ligne de saturation qui en résulte prend la forme de la parabole de KOZENY.

A partir de ce simple cas, toutes les variantes existent suivre la structure interne du barrage.

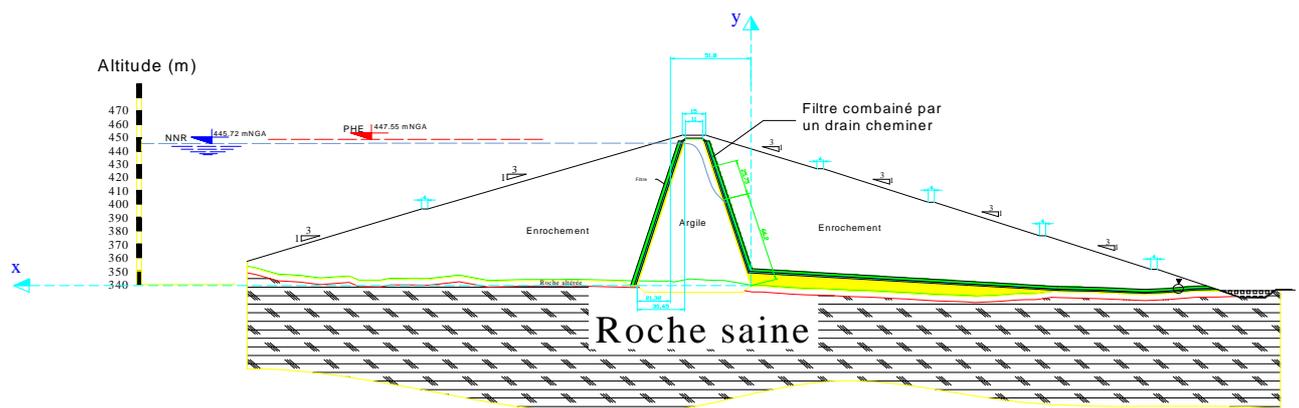


Figure II.III.2 : Ligne de saturation dans un barrage à noyau.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$Y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (\text{III.14})$$

Avec:

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (\text{III.15})$$

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

X et Y : Coordonnées dans le plan (X, Y)

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

A.N :

$$b = 106.58 * 0.28 = 30.45 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } d = L_b - 0.7b = 73.13 - 0.7 * 30.45 = 51.8$$

$$d = \mathbf{51.8 \text{ m}}$$

$$\text{On aura : } \mathbf{Y_0 = 66.7}$$

Les coordonnées X et Y qui définissent la parabole de KOZENY sont données par l'équation suivante :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \quad \text{donc : } 2xy_0 = y^2 - (66.71)^2$$

$$\text{D'où : } \boxed{y^2 = 133.41 x + 4449.93}$$

Les résultats sont présentés dans le Tableau suivant :

Tableau II.III.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y
0	66.7
2	68.7
4	70.6
6	72.5
8	74.3
10	76.1
12	77.8
14	79.5
16	81.1
18	82.8
20	84.4
22	85.9
24	87.5
26	89.0
28	90.5
30	91.9
32	93.4
34	94.8
36	96.2
38	97.6
40	98.9
42	100.3
44	101.6
46	102.9
48	104.2
50	105.5
52	106.7

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (\text{III.16})$$

α : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casa grande on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : $\alpha = 74.05^\circ$ d'où :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.28 \quad (\text{III.17})$$

De (V.16) et (V.17) :

$\Delta a = 25.75$, D'où : $a = 66.2$ m et $\Delta a = 25.75$ m

Le tracé de la ligne de saturation est présenté sur le plan n° 04.

II.III.3.1 Calcul du débit de fuite à travers le noyau

Le débit de fuite estimé par la loi de DARCY :

$$q_n = K_n \cdot I \cdot A \quad (\text{III.18})$$

K_n : Coefficient de perméabilité du noyau (argile) $= 7 \cdot 10^{-11}$ m/s.

A : Aire soumise à l'infiltration (m²).

I : Gradient hydraulique. $I = \frac{dy}{dx}$.

Avec : $y \cdot dy/dx = y_0 = 66.7$ m

D'où : $q_n = 7 \cdot 10^{-11} \cdot 66.7 = 4.67 \cdot 10^{-9} \rightarrow q_n = 4.67 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s.ml}$

II.III.3.2 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Dans ce cas, on considère le débit de fuite à travers la clé d'étanchéité donné par la formule:

$$q_p = k_p \frac{H_1^2 - h_1}{S_p} P \quad (\text{III.17})$$

K_p : Coefficient de perméabilité de la parafouille ($K_p = 7 \cdot 10^{-11}$ m/s)

H_1 : Charge d'eau à l'amont. $H_1 = 109.7$ m.

S_p : Distance moyenne de la parafouille. $S_p = 68.13$ m.

P : Profondeur de la parafouille ($P = 5$ m).

h_1 : Niveau d'eau amont de la ligne de saturation dans la recharge donné par la relation :

$$q_p = \sqrt{2LY_0 \frac{K_n}{Kr} + h_0^2} \quad (\text{III.19})$$

h_0 : Niveau d'eau à l'aval. $H = 0$ m.

y_0 : Ordonnée de la parabole théorique ($y_0 = 66.7$ m).

L : longueur en crête du massif ($L = 711.21$ m).

K_n : Coefficient de perméabilité du noyau ($K_n = 7.10^{-11}$ m/s).

K_r : Coefficient de perméabilité de la recharge (presque même matériaux du noyau $K_r = 7.10^{-10}$ m/s).

II.III.4. Calcul de la stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

On définit plusieurs cas de chargement pour le barrage. Ainsi, on distinguera les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles.

- **Les actions permanentes :**

Sont le poids propre du barrage.

- **Les actions variables :**

Sur le barrage sont celles dues à la variation du niveau de la retenue. Ainsi, on considérera l'effet de la poussée hydrostatique de la retenue sur le noyau de barrage (dans le sens horizontal). Pour ce qui concerne l'effet des sous pressions, on doit considérer que l'enrochement mis en place à l'amont est perméable, et que le drainage est assuré à l'aval. Puisque la largeur du noyau argileux est faible devant celle des enrochements, on pourra considérer, sans perte significative de précision, que l'effet des sous-pressions sur le barrage se manifeste par une réduction du poids volumique de l'enrochement amont du barrage.

- **Les actions accidentelles :** que l'on considérera sont celles dues aux séismes. Notre barrage est situé dans une zone à faible sismicité.

Pour calculer la stabilité du barrage on utilisera la méthode de calcul de FELIENIUS simplifiée par BISHOP (qui a pour but de résoudre un problème de glissement dans un plan incliné), selon les cas suivants :

- **Talus amont**

- Condition normale d'exploitation avec et sans séisme
- Vidange rapide.

- **Talus aval**

- Condition normale d'exploitation avec et sans séisme.
- Fin de construction (Réservoir vide).

II.III.4.1 Les hypothèses de calcul

Les hypothèses sont les suivants :

- Le glissement se produit instantanément et simultanément ;
- Les courbes de glissement sont des arcs de cercle ;

- Les interactions entre les tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement ;
- Le mouvement de la surface de terre est assimilé à une rotation autour d'un autre cercle de glissement.
- Le coefficient de sécurité sera le rapport, de forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices.

T : (force tangentielle) a tendance à entraîner le glissement (Moteur).

N : (force normale) mobilise le frottement interne (stabilisateur).

II.III.4.2 Ordre de Calcul

- 1- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 2- Tracer deux lignes au milieu du talus, la première est verticale, la deuxième est inclinée avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- 3- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (II.III.5) en fonction de pentes de talus.

Tableau II.III.5: Valeurs de k_1 et k_2 en fonction des pentes de talus

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

4- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

5- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b = 0,1R$;

6- Numéroté toutes les parties qui se trouvent à droite du centre « O » avec des chiffres positifs, et des chiffres négatifs à gauche du centre « O ». Par la suite, nous établissons l'équation des moments des efforts agissant sur les parties par rapport au centre de glissement. Ces efforts sont :

- Poids de la tranche « Gn » qui se décompose en deux forces qui sont :
- ◆ Force normale, (stabilisatrice $\mathbf{N} = \mathbf{Gn} \cdot \cos \alpha$) ;
- ◆ Force tangentielle, (déstabilisatrice $\mathbf{T} = \mathbf{Gn} \cdot \sin \alpha$) ;

Où :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

- Force de pression interstitielle ;
- Force de frottement au pied de la tranche ;
- Effets du séisme.

II.III.4.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

➤ Force du poids propre de la tranche

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. La formule qui donne la valeur de cette force s'écrit comme suite :

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \quad (\text{III.20})$$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation, (γ_d : densité sèche) ;

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation, (γ_{sat} : densité des matériaux de construction l'état saturé) ;

γ_3 : densité de l'assise. (γ_{sat} : densité à l'état saturé) ;

b : largeur de la tranche.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

La force G_n a deux composantes :

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha \quad (\text{III.21})$$

Qui est une force normale stabilisatrice.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha \quad (\text{III.22})$$

Qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement

Avec :

$$\sin \alpha = \text{Numéro d'ordre de la tranche} / \text{nombre des tranches} \quad (\text{III.23})$$

➤ **Force de pression interstitielle**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P_{\text{plain}} = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad (\text{III.24})$$

Où :

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w = 1 \text{ tf/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

a) **Force de cohésion**

La force de cohésion est donnée par la formule suivante :

$$F_c = c \cdot dl \quad (\text{III.25})$$

Ou :

C : Cohésion du sol considéré.

b) **Force dues au séisme**

Ces forces sont considérés horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme. Ils sont exprimés comme suit :

$$T = a \cdot G_n \quad (\text{III.26})$$

Ou : a : Coefficient d'accélération de la zone ($a=0,24$ d'où $A_g=0.24 \cdot g$ (m/s^2)).

G_n : Poids de la tranche.

II.III.4.4 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. **Les Forces stabilisatrices**

a. **Force de frottement**

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg } \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg } \varphi \quad (\text{III.27})$$

Ou:

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_c = c \cdot dl \quad (\text{III.28})$$

Avec :

$$dl = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

Ou :

R : rayon de la courbe de glissement.

B : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi + c \cdot dl] \cdot R. \quad (\text{III.29})$$

2. Les forces déstabilisatrices (motrices)

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par apports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \cdot \sum_{i=1}^n T_n \quad (\text{III.30})$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M = a \cdot G_n \cdot d_n \quad (\text{III.31})$$

III.4.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient K_s est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par apport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos a - P_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl]}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad (\text{III.32})$$

Où : d_n : la distance entre le cercle de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement ;

Pour le cas d'une retenue vide ($P = 0$). On vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

a) Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum [G_n \cos a \operatorname{tg} \varphi + \sum Cdl]}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad (\text{III.33})$$

b) Sans l'effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum [(G_n \cos a) \operatorname{tg} \varphi + \sum Cdl]}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (\text{III.34})$$

II.III.4.6 Calcul du K_s dans le cas d'une vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont.

a) Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n + \sum Cdl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \quad (\text{III.35})$$

b) Sans l'effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum Cdl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (\text{III.36})$$

Les résultats de calcul de stabilité sont présentés par des tableaux dans l'ANNEXE C

Les résultats de calcul de coefficient de stabilité pour les différents cas et les différents rayons sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.III.6: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus amont		
	R=160	1.64	2.66
	R=215	1.78	2.59
	R=260	1.89	2.559
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R=160	1.63	2.65
	R=215	1.75	2.51
	R=260	1.85	2.52
Vidange rapide	Talus amont		
	R=160	1.86	2.25
	R=215	2.09	2.26
	R=260	2.23	2.25

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à K_{adm} .

Pour un ouvrage de classe I :

$$K_{ss} = 1,05$$

$$K_{as} = 1,15$$

II.III.4.7 Conclusion

Les fruits de talus choisis auparavant assurent la stabilité de l'ouvrage car les résultats confirment que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles, sans séisme et avec séisme ($1.63 > 1.15$).

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre IV : Conception générales du dispositif d'auscultation

II.IV.1. La raison d'un dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation est une composante essentielle d'une surveillance adéquate d'un ouvrage d'accumulation. Il est donc incontournable et son étude se fait déjà au stade du projet. Il doit permettre des mesures demandées fiables, c'est-à-dire contrôlables, les paramètres nécessaires à l'évaluation du comportement de l'ouvrage de retenue et de ses fondations en regard des charges qui les sollicitent.

La conception du système d'auscultation dépend bien étendu des caractéristiques propre de l'ouvrage : son type, mais aussi ses particularités géométrique et géologique, les matériaux employés, l'époque de sa construction et les moyens techniques à disposition.

Ce système de mesure poursuit fondamentalement les objectifs suivants :

- exécuter des contrôles pendant la construction et le premier remplissage,
- exécuter des contrôles pendant l'exploitation,
- détecter à temps toute anomalie du comportement,
- disposer de renseignements complémentaire en cas d'anomalie de comportement (le cas échéant, la mise en place d'une instrumentation complémentaire peut s'avérer nécessaire),
- compléter et améliorer les connaissances de l'ingénieur (recherche techniques ou scientifique, prévision analytique, analyse de risque).

II.IV.2. Paramètres significatifs à suivre

Le dispositif d'auscultation est un système de mesure judicieusement conçu de telle façon qu'il soit possible de mesurer tant les charges qui sollicitent l'ouvrage (causes) que les différents paramètres (grandeurs) qui caractérisent le comportement d'un ouvrage de retenue (conséquences).

En ce qui concerne les sollicitations extérieures, elles sont les suivantes :

- la charge hydrostatique par la mesure du niveau du plan d'eau,
- la charge des sédiments,
- la température de l'eau,
- les conditions climatiques (radiation du soleil, température de l'air, pluviométrie, hauteur de neige),
- les conditions sismiques,
- la poussée de la glace.

Ces charges directes et les conditions extérieures vont engendrer :

- des déformations et des déplacements,
- des variations de température particulièrement dans le corps d'un ouvrage en béton,
- des pressions (sous-pressions, pressions interstitielles) et
- des fuites et des percolations a travers le barrage et les fondations.

Le Tableau II.IV.1 résume les principaux paramètres significatifs qui doivent être relevés et les contrôles à effectuer pour suivre le comportement des barrages en remblai, ainsi que leurs fondations.

Tableau II.IV.1 : Paramètres significatifs et contrôles pour le suivi d'un ouvrage de retenue en remblai et de ses fondations.

BARRAGE EN REMBLAI	FONDATIONS
Déformation du corps de la digue	Déformations
Mouvements particuliers (liaisons avec une structure béton)	Mouvements des appuis
	Mouvement particuliers (fissures, diaclases)
Température dans le corps de la digue pour la détection de percolation (éventuel)	
Pression interstitielles dans le corps du barrage en remblai et niveau piézométrique	Pressions interstitielles
	Sous-pressions au contacte béton fondation
	Niveau piézométrique
Débits de fuites et de drainage	Débits de fuites, de drainage, résurgences
Chimie des eaux de percolation	Chimie des eaux de percolation
Turbidité	Turbidité

II.IV.3. Quelques principes de bases

De la conception d'un dispositif d'auscultation, il est important de suivre quelques principes de base, entre autre :

- le barrage et ses fondations constituent un ensemble. toutefois, le dispositif d'auscultation doit permettre de distinguer clairement le comportement du barrage de celui de ses fondations et de ses environs.
- le dispositif d'auscultation est adapté aux particularités et a l'importance de l'ouvrage d'auscultation.
- il est préférable de disposer un nombre restreint d'instrument fiables, ce qui facilite aussi l'interprétation des mesures.
- il est bon d'examiner périodiquement si le dispositif d'auscultation satisfait toujours aux exigences et aux besoins.

II.IV.4. Choix et caractéristiques des appareils de mesure

II. IV.4.1 Critères de choix des appareils

Le choix des appareils dépend des paramètres à observer, du mode de construction de l'ouvrage et des possibilités d'installation. Le choix doit répondre aux critères suivants :

- simple dans leur concept et leur exploitation
- robustes
- insensible aux conditions environnementales : température, humidité.
- durable (la longévité des appareils doit être assurée surtout pour ceux qui sont directement intégrer dans le corps de l'ouvrage lors de la construction).
- précis et fiable.
- lecture facile.

Pour autant qu'il ne soit pas noyé dans le corps de l'ouvrage, ils doivent être :

- accessible
- remplaçables fiablement (pour assurer la continuité des mesures).

II. IV.4.2 Types d'instruments entrant en ligne de compte

Les tableaux II.VI.2 et II.VI.3 fournissent les listes de déférents et moyen de mesure généralement mis en place dans un système d'auscultation, selon la publication du Comité Suisse des Barrages (CSB, 2005a, 2006).

Tableau II.VI.2 : Instruments de mesures des charges et des conditions extérieures.

PARAMETRES	INSTRUMENTS
Niveau du plan d'eau	Echelle limnimétrique
	Balance à pression
	Manomètre câble avec témoin (sonore ou lumineux)
Niveau des sédiments	Bathymétrie
Température de l'eau	Thermomètre
Conditions climatiques	Thermographe, thermomètre
	Pluviomètre
Conditions sismiques	Sismomètre, accélérographe

Tableau II.VI.3: Instrumentation et contrôle pour les barrages en remblai.

TYPES DE MESURE	INSTRUMENT
Déformation horizontales et verticales (tassement)	Géodésie
	Réseau extérieur (mesures terrestres et GPS)
	Nivèlement
	Polygonale
	Alignement
	Mesure d'angle et de distance
	Tassomètre
Ligne de saturation	Piézomètre
Pression interstitielles	Manomètre
	Cellule de pression
Débits fuite et de drainage	Déversoir, venturi
	Mesure volumétrique
Température dans le corps du remblai	Thermomètre électrique, fibre optique

II.IV.5. Automatisation et transmission des mesures

Suite aux développements de l'électronique et de l'informatique, les possibilités et l'intérêt de l'automatisation des dispositifs d'auscultation se sont accrus.

Le recours aux mesures automatiques, en des points rigoureusement choisis, ainsi que la télétransmission des résultats permettent une surveillance quasi permanente. Un système automatique de mesure peut être utile en cas d'accès difficile au site du barrage, de même que pour la mesure de point dont l'emplacement est d'un accès peu commode.

Dans le cas d'une mesure automatisée de variables, on prend en compte les points suivants :

- capteur simple et robustes,
- compatibilité électronique,
- protection contre les surtensions,
- protection contre l'humidité,
- plage de température de fonctionnement adéquate.

En outre, il est important de procéder à une vérification périodique de fonctionnement d'un dispositif automatique. Un dysfonctionnement d'une partie de l'installation pourrait entraîner la perte fâcheuse de données.

Tableau II.VI.4 : Paramètres pouvant faire l'objet d'une mesure continue.

POUR LES BARRAGES EN REMBLAI
Débits de percolation et de drainage caractéristiques (par exemple, débit totale)
Pressions interstitielles
Turbidité des eaux de percolation

Il est indiqué de sauvegarder au moins une valeur par jours (instantané ou moyenne) pour les paramètres mesurés automatiquement (niveau du lac, température de l'air, paramètres de comportement tels que déformations, pressions, débit de percolation). Il faut veiller que les informations sortant de rapports éditée automatiquement soient libre d'erreurs.

II.IV.6. Description de l'instrumentation

II.IV.6.1 Mesure des conditions et des charges extérieurs

II.IV.6.1.1 Niveau d'eau

Cette mesure est indispensable pour permettre l'analyse du comportement de l'ouvrage. Elle est souvent gérée par l'exploitant de la retenue.

Plusieurs systèmes permettent cette mesure, la plus fiable est la balance à pression, dont la plage de mesure permet de couvrir toute la variation de niveau de la retenue avec une précision demandée de l'ordre de ± 10 cm. Parmi les autres moyens, on peut citer l'échelle limnimétrique, qui est une latte calibrée en bois ou en métal avec repère décimétriques et centimétriques et la sonde ultrasons qui détecte la surface de l'eau par réflexion d'impulsions d'ultrasons.

II.IV.6.1.2 Niveau de sédiment

Elle peut se faire à partir d'une embarcation, soit par sondage à la perche ou au fil lesté, soit par ultrasons. Pour dresser des profils et la topographie des dépôts, la position du bateau au moment de la mesure doit être déterminée, soit par mesure d'angle et de distance soit par GPS.

II.IV.6.1.3 Température

La mesure peut se faire au moyen d'un thermomètre industriel à capillaire. Un thermomètre maximum/minimum est particulièrement bien indiqué, car en plus de la mesure courante il permet de connaître la température la plus basse et la plus haute de la période de mesure.

Quand à la mesure de la température de l'eau, un thermomètre est placé dans un tube métallique de protection muni d'un réservoir d'eau perforée. Le principe consiste à remplir le réservoir jusqu'à ce qu'il acquiert température de l'eau. Le thermomètre est remonté à la surface, le réservoir rempli d'eau captée à la profondeur voulue.

II.IV.6.1.4 Pluviométrie

Les pluviomètres, les pluviomètres totalisateurs et les pluviographes permettent de connaître l'ampleur des précipitations tombées dans la région du barrage.

Les résultats de mesure permettent de tenir compte des conditions météorologiques dans l'interprétation des débits d'infiltration et de drainage ainsi que des pressions d'eau dans la fondation, qui sont tous influencés par le niveau de la nappe phréatique. Par ailleurs les mesures fournissent des données pour les études hydrologiques.

II.IV.6.1.5 Sismologie

L'équipement doit être conçu de telle manière que suite à un tremblement de terre important l'on puisse retirer des renseignements relatifs au comportement dynamique de la structure et aux mouvements effectifs le long des appuis.

Les directifs de l'OFEN recommandent de répartir les capteurs au moins sur le couronnement, au pied du barrage ainsi que sur le rocher de fondation à une certains

distance. En outre, la mise en place d'accélérographes permet également de disposer d'un moyen d'alarme.

Concernant notre barrage on met **6** accélérographes en crête et **4 en mi-hauteur et 1 à la base**.

II.IV.6.2 Mesure des déformations horizontales et verticales

Une surveillance adaptée des déformations requiert un dispositif de mesure spatiale, qui permet de recueillir des informations sur les déplacements altimétriques planimétriques de points choisis. Les points de contrôles ou de mesures sont situés sur le **couronnement** et dans les **galeries**, sur les **talus**, ainsi que sur le **terrain (environ du barrage)**.

L'objectif est d'abord de connaître l'évolution des déformations verticales (tassement) et horizontales de l'ouvrage en crête. Les déplacements horizontaux des points sont déterminés par des mesures géodésiques telles que les mesures de l'angle et de distance. Quand aux déplacements verticaux (tassement ou soulèvement), ils peuvent être déterminés par des mesures de nivellement.

II.IV.6.2.1 Repère de tassement vertical (tassomètre)

L'appareil de mesure est constitué d'un tube plastique vertical placé dans la digue au fur et à mesure de la construction. Des plaques en acier (ou des bagues métalliques) sont placées à des intervalles réguliers à l'extérieur du tube.

Une sonde à induction a été introduite dans le tube depuis la surface cpte les interférences électromagnétiques créées par la présence des plaques en acier. La précision est de l'ordre de $\pm 1 \text{ cm}$ en phase d'exploitation, pour des longueurs pouvant atteindre **100 m**.

II.IV.6.2.2 Mesure d'inclinaison locale

Les appareils se subdivisent en deux types. Le système avec liquide et celui avec masse pendulaire. Il faut cependant prendre garde au fait que les variations d'inclinaisons à proximité de galerie peuvent être influencées par le flux local des forces.

II.IV.6.2.3 Mouvement de fissures et de joints

Il est bon dans certains cas de pouvoir suivre le mouvement des lèvres de certaines fissures. En outre des points de repères sont mis en place

Les appareils les plus fréquents sont les micromètres, les jointmètres, les rissmaximètres.

II.IV.6.3 Réseau géodésiques

La réalisation d'un réseau de mesure géodésique par des points fixes du réseau extérieur soit entre autres

- Implanté d'une distance de **600 m** à l'aval de l'axe de la digue pour ne pas être influencé par les mouvements de la fondation.
- Situés tant a la l'amont qu'a l'aval **6 points**
- Constitués par des piliers en bétons

II.IV.6.4 Mesure des infiltrations

La mesure de tous les débits peut être volumétrique ou s'effectuer au moyen d'un déversoir. Les mesures volumétriques sont des mesures manuelles, effectuées à l'aide d'un récipient taré et d'un chronomètre. Avec un déversoir calibré, la mesure de la hauteur d'eau a l'amont d'un déversoir placé dans le canal d'évacuation des eaux permet de calculer le débit. La mesure se fait à l'aide d'une sonde à ultrasons avec la possibilité d'automatisation et télétransmission. La précision demandée est de l'ordre de $\pm 5\%$ de la plage de mesure, soit le débit maximal présumé + 100%.

On complète les mesures de débit par des contrôles de qualité des eaux, tels que la mesure de la turbidité et des analyses chimiques périodiques.

La mesure de la turbidité permet une appréciation concernant l'entraînement de particules fines. Quant à l'analyse chimique, elle livre des informations relative à l'origine des eaux et également à l'existence éventuelle d'une interaction entre les eaux d'infiltration et les matériaux du barrage ou d'injection.

II.IV.6.5 Mesure des pressions

L'écoulement des infiltrations à travers un barrage en remblai et dans son sous bassement est a l'origine de pressions interstitielles qui sont d'une importance capitale pour la stabilité de l'ouvrage et il importe d'en contrôler leur variations et leur évolution. Ces paramètres sont déterminés au moyen de cellules de pression pneumatiques, hydraulique ou bien électriques.

Les cellules sont posées dans le remblai lors de la construction. La précision demandée est de l'ordre 1% de la charge maximale ($\Delta h = 113/100 = 1.13$ m), mais au minimum de ± 50 cm.

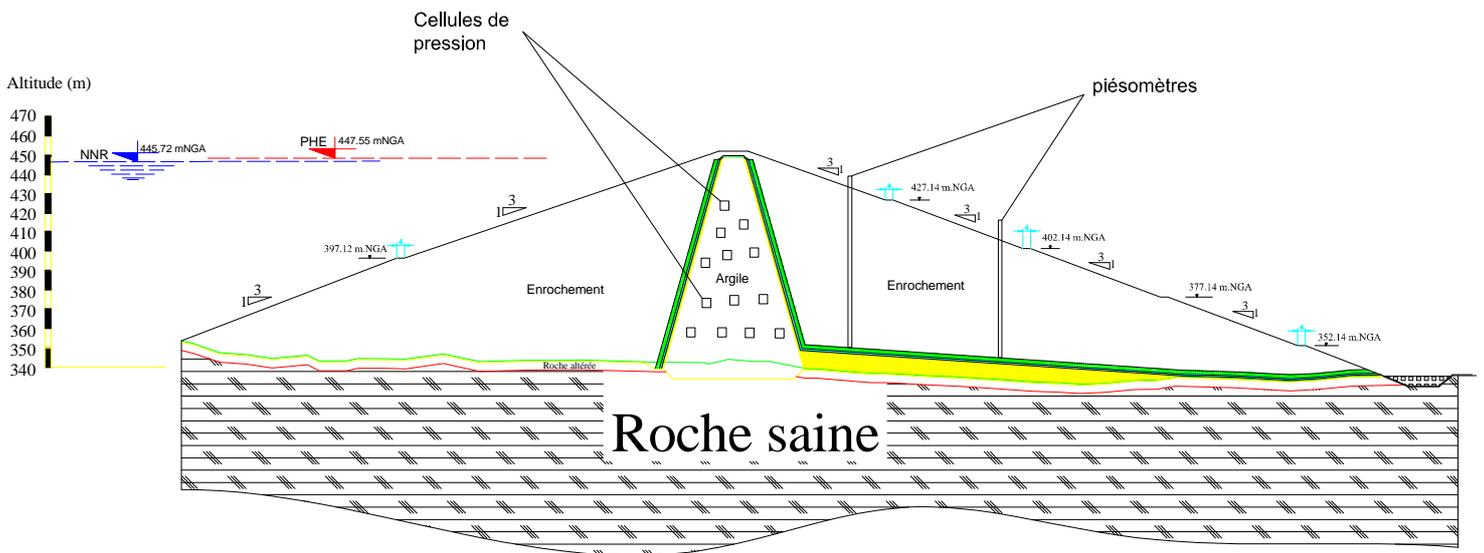


Figure II.IV.1 : La répartition des cellules de pression dans le noyau et piézomètres dans la recharge aval.

II.IV.6.6 La surveillance hors zone de l'ouvrage de retenue

Cette surveillance englobe des mesures (déformation du terrain, venues d'eau) et des observations visuelles. Elle intéresse les zones de contact amont et aval, le pied aval de l'ouvrage, les flancs du réservoir, de même que l'ensemble du bassin versant. Dans la zone située directement au pied aval du barrage, le relevé topographique, bathymétrique en cas de présence d'eau) des éventuelles affouillements sera périodiquement effectué (tous les 5 à 10ans) ou suite a une crue exceptionnelle.

II.IV.7. Conclusion

Le système d'auscultation de l'aménagement comprend un contrôle topographique, géotechnique et hydrologique.

Le système de contrôle topographique est fondé sur des mesures directes au moyen d'un théodolite électronique et d'une série de mires fixes et mobiles, placées aux endroits opportuns, et reliées à la base topographique qui est prévue sur les affleurements rocheux des deux rives.

Les types et le placement des instruments satisferont l'exigence d'effectuer des contrôles pendant les travaux et pendant l'exploitation.

L'instrumentation géotechnique dans le barrage sera organisée en trois sections en traverse. Elle comprendra essentiellement des tassomètres, des cellules piézométriques, des piézomètres ouverts et des déversoirs pour mesurer les pertes. Piézomètres ouverts seront placés aux épaules et à l'aval du barrage pour contrôler la nappe.

L'instrumentation hydrologique comprendra la registration des paramètres climatologiques: vent, température, humidité et précipitations. Elle sera placée en proximité de la maison de garde. Un hydromètre permettra de mesurer aussi le niveau du réservoir.

Le système d'auscultation comprendra la possibilité de mesures à distance, avec la centralisation partielle ou totale, et de mesures directes, manuelles, de vérification (critère du double contrôle). Tout l'ensemble des appareils à mesure digitale fera cap à une unité logicielle pour lire, contrôler et archiver les données. Cette unité sera placée dans la maison de garde.

Chapitre V : Organisation de chantier

II.V.1. Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation ou une organisation optimale de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte d'une main d'œuvre qualifiée et un ensemble des moyens matériels adéquats à mettre en œuvre dans le cadre de la réalisation du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir avec précision les méthodes d'exécution et les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
2. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée.
3. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité.
4. Structurer convenablement les postes de travail.
5. Repartir et coordonner les tâches par l'utilisation d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée.

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage de Koudiet Haricha, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. Une rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des tâches.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

II.V.2. Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les 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.

II.V.3. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

II.V.3.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer les marchés et de régler les situations de travaux.

II.V.3.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi les décomptes.

II.V.3.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception

détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction jusqu'à la réception provisoire.

II.V.3.4 L'organe de contrôle technique

Il est sensé contrôler et approuver les plans fournis par le maître d'œuvre avant le lancement des travaux de réalisations, il contrôle aussi les agrégats utilisés et l'exécution de l'ouvrage.

II.V.4. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

II.V.4.1 Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

II.V.4.2 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 peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés dans des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

II.V.4.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

II.V.4.4 Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

II.V.5. Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier.
2. Implantation des axes des différents ouvrages.
3. Coupure et dérivation de l'oued.
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
5. Coupure finale et mise en eau.

II.V.6. Travaux de réalisation

II.V.6.1 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.

II.V.6.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue 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.

II.V.6.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

II.V.7. 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 compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes 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 destinés à excaver, niveler, compacter et transporter les matériaux.

Afin de distinguer le matériel de compactage : la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage sont très importants.

II.V.7.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en place du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences et leurs expériences.

II.V.7.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel générale de terrassement, le matériel lié au type de barrage à construire et en fin les matériels spécifiques.

Pour l'ensemble des matériels, l'entrepreneur doit mentionner les marques, types, puissance, rendement et nombre des engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phase des travaux.

➤ Les matériels de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiements– enrochements ...),

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les camions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

➤ **Les matériels liés au type de barrage**

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération soit liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

Le noyau :

Les compacteurs à pneus (6 à 8 t, 4 à 6 passes)

Pour réduire les pressions interstitielles dans les couches, on utilise également des rouleaux avec des grandes surfaces, tels :

- * Le rouleau a grille et disques,
- * Le rouleau a pied de mouton.

On évite ainsi également que les matériaux ne collent pas aux rouleaux par effet de succion. Par contre, les rouleaux lisses présentent l'avantage de protéger la couche mis en place de la pénétration de l'eau en cas de pluie. Avant la mise en place de la prochaine couche, la surface est rendue rugueuse au moyen d'une herse.

Les corps d'appuis (enrochement) :

-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.

➤ **Matériels spécifiques**

Ce sont les matériels non systématiquement mis en œuvre sur les chantiers et répondant à un problème technique particulier. Il s'agit :

- D'engins de foration et d'injection ;
- De matériels pour fabrication et mise en place de produits bitumineux.

II.V.8. Programme des travaux

La réalisation de barrage Koudiet Haricha se fera pendant les deux saisons sèches et sans difficultés particulières (printemps et été).

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

- Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) sont terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au-dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit en premier sous la protection du batardeau.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1ère phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, aménager la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permettra la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2ème phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

II.V.9. Planification

II.V.9.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

II.V.9.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

a. Méthodes basées sur le réseau

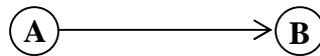
-Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



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.

-Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Construction du réseau.

b. 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 :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entrepreneur.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

- Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation ;

DCP: Date de commencement au plus tôt ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.Pcc \end{cases}$$

- 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 ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q * N}{n} \quad (\text{II.VI.1})$$

Avec:

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

II.V.9.3 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

a. plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

II.V.10. 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 compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

- La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :
- 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 ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

II.V.11. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau II.V. 1 : Symboles des opérations

<i>Travaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Duré (mois)</i>
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Galerie de dérivation	D	3
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	12
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement de E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambers des vannes	L	1
Équipements hydromécaniques	M	2
<i>Travaux de finition</i>	N	4

II.V.12. Détermination du chemin critique

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau II.V.2 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	3	8	11	8	11	0
E	5	11	16	11	16	0
F	4	16	20	16	20	0
G	12	20	32	20	32	0
H	3	6	9	19	22	13
I	7	9	16	22	29	13
J	3	16	19	29	32	13
K	6	11	17	23	29	12
L	1	17	18	29	30	12
M	2	18	20	30	32	12
N	4	32	36	32	36	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à $2+4+2+3+5+4+12+4=36$ mois.

Figure II.V. 1 : Réseau à nœuds

Réseau à nœuds

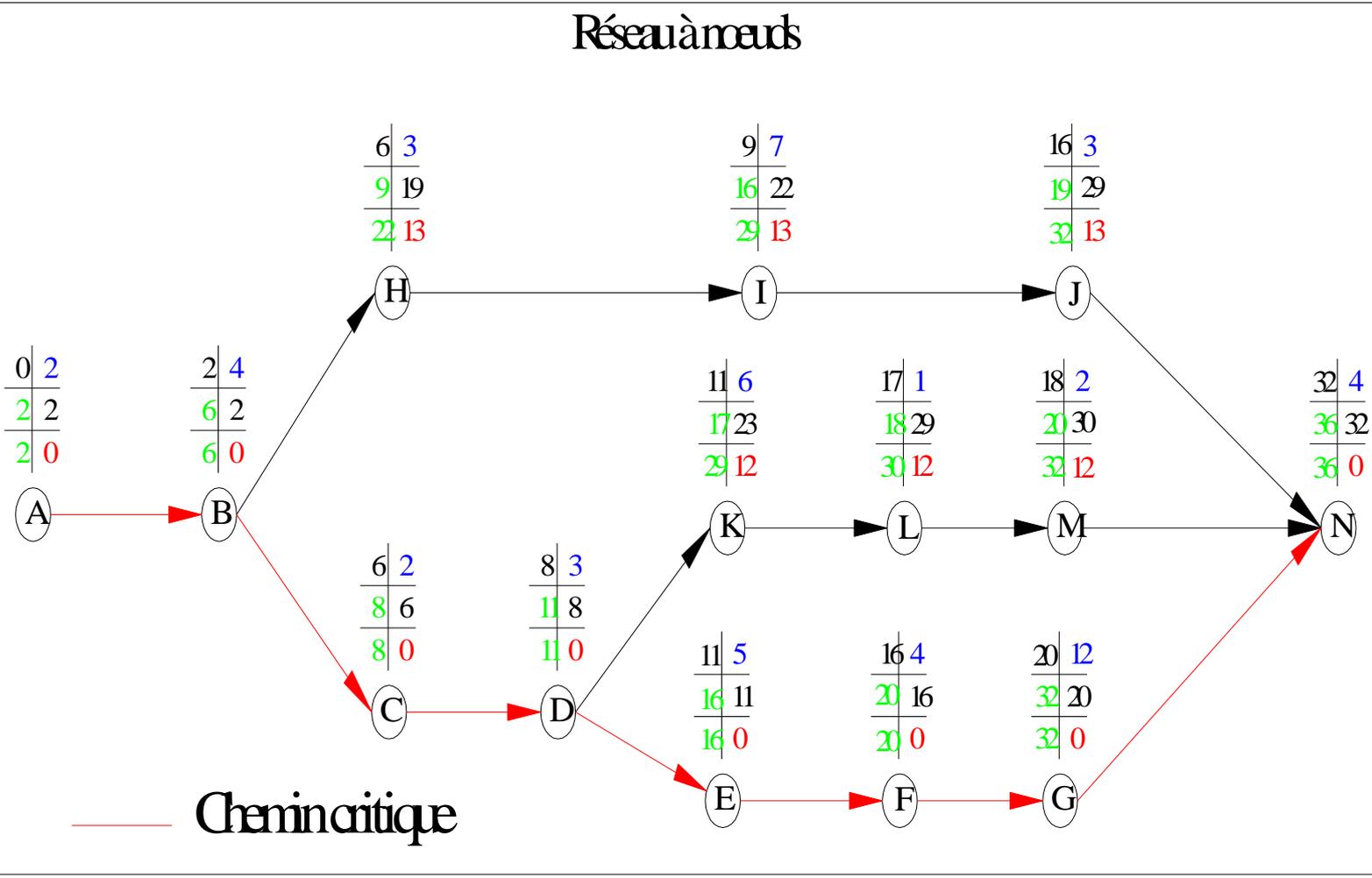


Tableau II.V. 3 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage de Koudiat Haricha

Désignation des travaux	Première année												Deuxième année								Troisième année						Commentaire										
	1 ^{er} Trimestre			2 ^{ème} Trimestre			3 ^{ème} Trimestre			4 ^{ème} Trimestre			5 ^{ème} Trimestre		6 ^{ème} Trimestre		7 ^{ème} Trimestre		8 ^{ème} Trimestre		9 ^{ème} Trimestre		10 ^{ème} Trimestre		11 ^{ème} Trimestre			12 ^{ème} Trimestre									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26		27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
A	Travaux routiers																																				
B	Installations de chantier																																				
C	Pré-Batardeau																																				
D	Galerie de dérivation																																				
E	Batardeau																																				
F	Excavations du barrage																																				
G	Recharge du barrage																																				
H	Excavation de l'évacuateur de crues																																				
I	Construction de l'évacuateur de crues																																				
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues																																				
K	Prise d'eau et conduite																																				
L	Chambre des vannes																																				
M	Equipements Hydromécaniques																																				
N	Travaux de finition																																				

II.V.13. 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 (par ANBT) adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.

Le détail estimatif du barrage est basé sur les prix unitaires pour la construction des barrages KOUDIET HARICHA (W .GUELMA).

Tableau II.V.4 : Devis estimatif

BRRAGE	Unité	Quantité	P.U (D.A)	Montant (M.D.A)
Travaux A l'air Libre				
Excavation				
En terrain meuble	m3	1513234	450	680.9553
En terrain compact	m3	1513234	1050	1588.8957
Remblai				
Noyau	m3	1223392.12	850	1039.883304
Filtre	m3	158803.312	2100	333.4869546
Drain	m3	158803.312	2100	333.4869546
Enrochement	m3	7580139.67	1050	7959.14665
Travaux en sous terrain				
Injection de peau	ml	1130	1800	2.034
Etanchéité	m2	100591	2800	281.6548
Canal du colmatage en amont				
Béton arme	m3	1958	45000	88.11
Ballast routier sur couronnement	m3	4038	45000	181.71
Route d'accès	ml	6570	50000	328.5
Somme				12817.86366
Aléas (20%)				2563.572733
Divers non métrés (10%)				1281.786366
Auscultation (2%)				256.3572733
Equipement hydromécaniques (15%)				1922.679549
Supervision des travaux (6%)				769.0718198
Maitrise d'ouvrage (2%)				256.3572733
TOTAL				19867.68868

Le prix d'évaluation global de la digue du barrage est **19867.68868 millions de DA.**

Chapitre VI : Protection et sécurité de travail

II.VI.1. Introduction

Selon la définition tirée de la Norme SIA (Société suisse des ingénieurs et architectes) 160 en Suisse concernant les actions sur les structures porteuses, « la sécurité face à un risque doit être assurée lorsque ce risque est maintenu sous contrôle par des mesures appropriées ou qu'il reste inférieur à un minimum acceptable. Une sécurité absolue ne saurait être garantie. »

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage et parer aux dangers éventuels, l'autorité de haute surveillance de la confédération a développé et mis en place pour les barrages une approche globale de la sécurité reposant sur les trois piliers suivants :

- * La sécurité structurale implique une conception, un dimensionnement et une réalisation adéquate des ouvrages d'accumulations ;
- * La surveillance et l'entretien impliquent la mise en place d'une organisation stricte pour le suivi du comportement et de l'état des ouvrages d'accumulation ;
- * Le plan en cas d'urgence implique des préparatifs adéquats en cas de situation de crise.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent être appliqués sur chantier.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et donc les dégâts humains et matériels qui en découlent. Pour une bonne et efficace sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

II.VI.2. Condition dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.

- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

II.VI.3. Action 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.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

II.VI.4. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

II.VI.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent le plus de temps dans la réalisation du barrage, on propose un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde ; on a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau II.VI.1 : Objectifs visés et mesures à prendre

Objectifs visés	Mesures à prendre
Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour, nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre. Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier.	Repérage des lignes électriques.
Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel de :	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière
Renversement des engins, éboulement des terrains.	
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

II.VI.6. Conclusion

Les ouvrages d'accumulation sont des ouvrages qui peuvent entraîner en cas de rupture de lourdes pertes en vies humaines et des dégâts sérieux aux biens (habitations, voies de communication)

Il est ressort des autorités responsables du contrôle des barrages d' établir des lois et des règles fixant les dispositions à prendre pour se prémunir des dangers et des dommages résultant du mode de construction, de l'exploitation, d'un entretien insuffisant. Les responsabilités et les tâches des exploitants de barrage et des autres intervenants doivent aussi être définies.

En fin l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

CONCLUSION GENERALE

A propos de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de faire l'étude de l'avant-projet détaillé de la digue du barrage de Koudiet Haricha.

La solution d'un barrage en remblai avec noyau central argileux et de corps d'appuis en enrochement est la conséquence des analyses faites à partir des études topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques ainsi que le coût optimal des différentes variantes (économique).

Dans l'étude hydrologique qui est l'étude la plus longue et la plus importante dans ce travail car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation du barrage sont liés directement à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyen mais surtout des débits extrêmes (crues). L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques (suivis par un comblement des anomalies) effectués dans Cinq stations sur la surface topographique du bassin versant, aussi sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station, et par la méthode de THIESSEN nous avons déterminé la précipitation moyenne représentative de l'ensemble du bassin versant.

En fin, dans tout ce qui a été dit précédemment, il en ressort la nécessité d'un approfondissement des reconnaissances sur le nouveau site du barrage et pour la recherche des matériaux de construction. Nous nous limiterons de suite à fournir des suggestions sur les questions principales pas encore complètement éclaircies.

- vérification avec une campagne de sondages (forages et tranchées) du modèle géologique proposé;
- délimitation et définition des différents faciès constituant l'ensemble grés-quartzeux de l'Oligocène;
- éclaircissement de l'assiette géologique - structurale;
- profondeur de la couche d'altération;
- perméabilité des alluvions et du substratum rocheux;
- caractéristiques géotechniques des sols et des roches de fondation du barrage avec un programme d'essais de classification et géo-mécaniques en laboratoire sur échantillons intacts prélevés avec triple carottier.
- étude des calcaires de la carrière d'Oued Zenati.

Vue l'importance de cet ouvrage, on conseille de confier ce travail à un Bureau d'Etudes ayant déjà acquis une bonne expérience sur des ouvrages analogues.

Références bibliographiques

[1] A.N.B.T. Etude géologique et géotechnique de Barrage de Koudiat Haricha (W. GUELMA).

[2] AONTON, J et HENRI, P. LES BARRAGES : Vol.17. Lausanne, mai 2011.

[3] ATTALAH, M. Etude d'avant projet détaillée de la digue du Barrage de BARIKA (W. Batna) : Mémoire de fin d'étude (2010).

[4] BEREAU D'ETUDE, G.T (Italie). Étude de faisabilité du barrage de HARICHA (W. Guelma) : ETUDE DE FAISABILITE DE 12 SITES DE BARRAGES (2003).

[5] JEAN-MAURICE, D. PAUL, R et PATRICE, M. Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale : Cemagref. Paris, avril 1999.

[6] MIHOUBI, K. Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique (4ème Année).

[7] TOUAIBIA, B. Manuel pratique d'hydrologie : ENSH. Blida, mars 2004.

[8] TOUAIBIA, B. LES RETENUES. Polycopie de cours de régularisation des retenues : ENSH. Blida, janvier 2001

ANNEXE A

Précipitation moyenne représentative de l'ensemble du bassin versant													
années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1949	1,0	51,9	47,0	22,9	59,3	77,6	38,9	79,1	68,0	0,3	0,4	16,4	462,7
1950	78,5	34,0	54,5	43,4	41,0	61,0	10,7	1,1	55,9	7,8	3,9	5,3	397,2
1951	29,9	85,6	42,6	77,2	19,6	65,1	25,9	52,3	59,8	7,6	23,1	61,5	550,1
1952	95,4	14,1	63,4	128,9	83,9	68,0	58,4	12,6	59,8	31,4	20,3	35,7	671,8
1953	13,3	25,6	62,1	23,8	39,1	60,7	30,3	105,9	19,3	25,5	0,4	1,7	407,5
1954	29,1	56,3	53,7	48,2	39,7	51,9	14,2	138,6	81,9	5,5	4,1	71,1	594,3
1955	71,9	65,1	28,4	117,3	18,9	116,0	48,3	15,3	61,3	0,1	0,4	1,7	544,7
1956	23,3	28,6	26,9	56,7	45,4	2,2	11,8	68,3	93,2	39,5	0,4	8,6	405,1
1957	53,7	155,6	175,1	82,6	91,2	10,6	15,9	27,6	2,8	8,6	0,3	1,3	625,3
1958	32,0	94,8	57,6	55,3	14,4	29,1	34,0	70,3	79,0	77,5	0,4	7,8	552,2
1959	101,3	35,0	65,8	82,6	24,8	12,9	28,1	127,4	39,0	43,9	1,4	0,7	562,9
1960	4,7	8,5	32,5	66,2	65,3	5,6	9,0	17,9	9,0	57,0	15,0	8,3	298,9
1961	2,0	2,6	23,5	33,5	16,8	77,1	12,5	53,4	70,9	34,5	4,8	30,3	362,1
1962	8,7	116,3	24,0	30,4	20,1	82,5	21,9	31,8	51,9	87,4	36,1	27,4	538,7
1963	59,8	5,0	13,7	68,1	83,3	34,2	30,3	40,1	29,7	1,4	0,3	7,7	373,6
1964	3,5	48,7	27,1	16,8	99,0	52,8	17,5	46,3	24,4	4,7	6,7	8,7	356,3
1965	37,6	14,1	12,3	106,7	8,2	10,4	31,5	35,2	52,8	9,5	2,2	0,7	321,1
1966	38,3	43,4	45,8	29,7	27,5	25,6	22,6	29,2	34,9	2,5	0,3	13,0	312,8
1967	54,3	16,5	108,0	101,8	108,0	37,7	31,6	20,9	9,7	67,0	2,2	0,7	558,4
1968	23,5	2,6	4,0	58,8	76,8	26,1	29,0	9,7	20,5	20,0	18,3	9,1	298,5
1969	117,9	54,8	6,3	118,5	27,3	36,2	29,0	93,1	29,5	1,7	8,8	3,9	527,1
1970	4,6	24,8	1,1	18,7	88,4	73,1	43,6	16,2	62,3	1,7	19,1	7,1	360,7
1971	55,1	49,5	16,2	13,9	150,2	39,3	27,2	110,0	38,1	7,1	4,8	4,1	515,7
1972	52,4	53,0	6,3	87,6	81,8	44,0	92,1	37,5	6,6	9,3	0,1	7,1	477,8
1973	16,6	20,7	3,5	38,0	14,7	35,9	23,5	39,8	11,3	0,3	1,2	1,2	206,6
1974	39,9	25,1	27,6	17,8	16,3	80,9	34,7	19,2	58,9	3,1	0,0	20,0	343,6
1975	20,2	1,7	54,5	17,2	50,1	68,6	42,5	44,7	80,4	25,2	58,8	19,3	483,3
1976	37,9	79,8	96,9	17,5	33,1	6,9	16,2	50,9	71,6	23,4	0,0	46,1	480,3
1977	11,5	4,7	100,0	4,2	40,4	43,0	25,8	58,4	33,0	4,6	0,0	13,2	339,0
1978	1,0	37,1	25,6	13,4	20,6	72,4	17,1	145,2	40,7	29,9	0,7	15,1	418,6
1979	80,9	15,7	32,3	6,6	32,4	26,7	39,5	37,4	47,3	5,2	0,0	0,1	324,1
1980	45,8	7,1	25,7	113,4	43,8	38,5	20,0	34,1	13,3	35,3	1,9	7,5	386,4
1981	41,3	26,2	15,1	40,2	54,1	49,0	41,9	45,2	47,1	1,8	0,5	1,8	364,3
1982	26,3	43,0	81,3	40,1	11,4	9,4	22,6	3,2	21,3	8,9	3,0	16,5	287,0
1983	9,7	35,8	71,0	30,5	88,6	123,2	19,4	37,8	3,3	12,4	0,9	4,6	437,2
1984	18,5	64,8	6,4	172,5	34,9	40,0	46,5	29,2	51,3	0,2	1,9	1,9	468,0
1985	44,9	30,9	12,8	8,1	49,3	16,8	33,1	23,9	11,4	14,7	1,6	1,6	248,8
1986	29,3	52,2	74,5	80,3	33,0	78,6	34,5	27,8	52,2	10,0	16,1	2,0	490,5
1987	7,1	14,8	38,4	12,6	41,2	19,0	22,7	24,0	37,5	65,2	3,2	1,8	287,4
1988	30,9	5,4	29,1	77,8	18,3	39,2	13,9	37,4	11,7	42,8	18,8	7,5	332,8

ANNEXE A

1989	35,7	40,2	18,0	25,8	69,4	1,5	18,8	17,7	68,4	10,3	16,9	21,4	344,1
1990	2,9	19,4	81,3	76,0	30,4	39,5	43,6	55,3	45,8	13,6	7,1	3,1	418,1
1991	26,9	106,1	21,5	13,2	23,8	55,5	31,4	109,5	79,7	9,2	37,5	19,1	533,3
1992	6,0	29,5	97,4	107,6	21,7	34,3	16,8	17,6	65,4	5,5	0,5	2,5	404,9
1993	12,8	5,3	4,4	79,4	38,9	50,1	4,3	57,3	8,3	0,5	2,9	5,1	269,2
1994	21,8	60,7	7,5	26,4	74,7	4,3	72,5	30,0	6,1	31,4	0,0	2,9	338,4
1995	39,6	16,7	15,4	14,2	46,4	90,2	16,8	33,7	48,0	8,1	14,3	5,7	349,0
1996	11,4	7,0	6,7	25,5	40,4	11,7	7,6	23,2	7,0	18,1	1,4	9,7	169,7
1997	34,0	62,3	79,0	54,4	18,9	38,4	47,5	57,8	55,5	7,8	3,0	26,6	485,2
1998	86,6	50,7	174,3	44,6	96,0	31,0	62,2	28,3	23,1	13,6	5,9	6,3	622,4
1999	33,2	17,3	51,3	86,0	20,3	12,8	11,3	32,8	99,5	24,2	0,0	23,6	412,2
2000	16,7	62,4	8,7	33,3	109,8	10,3	17,1	40,1	43,1	0,0	0,6	2,7	344,8
2001	33,9	6,6	24,9	24,9	28,8	47,0	17,2	29,1	12,6	13,3	36,7	36,8	312,0
2002	47,1	26,8	112,9	65,4	184,3	57,7	14,4	141,2	43,4	9,5	0,6	2,4	705,7
2003	57,3	71,1	13,7	170,0	52,5	12,6	36,8	43,3	100,8	93,2	0,6	12,6	664,5
2004	16,2	11,6	156,0	118,2	48,0	51,6	21,6	52,9	7,2	18,4	3,6	13,3	518,5
2005	11,5	12,4	4,1	65,7	84,6	46,5	15,6	15,9	56,0	4,4	6,7	11,6	334,9
2006	25,0	25,2	14,6	72,2	44,9	27,2	79,6	55,1	13,8	17,0	2,6	2,7	380,2
2007	45,1	24,2	19,1	32,5	4,7	3,9	40,0	15,1	52,6	15,6	10,7	42,4	305,9
2008	25,7	29,2	22,5	12,7	65,5	36,5	37,2	107,1	62,6	0,5	11,4	7,7	418,6
2009	81,2	47,5	7,7	21,4	87,4	23,3	27,1	43,9	60,9	15,8	1,2	0,9	418,2
2010	17,4	69,1	144,7	21,8	8,7	14,3	28,0	37,0	81,2	17,4	8,1	1,8	449,6
1949:2010	34,5	37,9	44,8	54,4	50,2	41,1	29,6	47,5	43,4	19,1	7,3	12,3	422,1

	Pjmax (mm)	Pjmax (mm)	Pjmax (mm)	Pjmax (mm)
	Code station : 140204	Code station : 140105	Code station : 140205	Code station : 140313
Nom de la station	Nom station : TAMLOUKA	Nom station : AIN MAKHLOUF	Nom station : MEDJEZ AMAR PV	Nom station : GUELMA LYCEE MBM
	X : 899.45	X : 908.8	X : 913.4	X : 924.1
	Y : 326.7	Y : 337.4	Y : 359.1	Y : 361.4
	Z : 740	Z : 830	Z : 295	Z : 280
1949	38	36,9	52,6	47
1950	45	37,0	41,6	48,9
1951	30	32,7	28,3	28,4
1952	52	40,9	48,2	56,4
1953	30	30,8	36,4	35,5
1954	72	68,2	46,9	46,1
1955	46	30,5	42,4	58,5
1956	30,5	31,1	37	36,1
1957	56	40,5	72,2	75,6
1958	45	53,6	60	39,3
1959	59,2	46,6	62	66,1
1960	22	27,8	44,5	34,3
1961	39,7	33,5	40,5	46,2
1962	48	46,8	48	44,2

ANNEXE A

1963	41	45,5	48	37,4
1964	16	17,9	35	33,7
1965	37	35,6	65	54,6
1966	24	30,9	45	33,2
1967	44	33,7	60	62,5
1968	30	22,9	49,6	52,9
1969	34	46,7	95	54,9
1970	32	22,9	36	47,3
1971	27	30,6	62	47,1
1972	42,5	29,6	53	61,6
1973	18	23,8	24	22,5
1974	52	30,2	70	46,4
1975	55,5	45,0	30	41,4
1976	36,5	43,7	68	44,3
1977	46,8	21,8	46,8	61,9
1978	49,2	43,3	56,4	51,6
1979	38,2	29,0	28,6	31,8
1980	45,3	46,4	37,5	43,7
1981	17,4	32,1	26	26,5
1982	49,5	20,5	30,5	63,8
1983	47,8	31,5	60	60,9
1984	60,8	51,0	110	79,5
1985	29,1	47,1	24	28,8
1986	36,6	37,8	40,5	46,9
1987	34,2	14,5	30	48,1
1988	34,4	22,7	34	45,7
1989	29,3	27,0	37	49,3
1990	25,4	22,5	30	38,2
1991	49,8	61,5	48	57,3
1992	35,4	42,6	81,5	53,8
1993	30	33,8	66	49
1994	22,1	28,2	62	44,1
1995	45,8	12,7	13,2	63,1
1996	15,4	18,5	8,6	16,8
1997	48,3	36,5	55,5	45,7
1998	45,2	43,0	62,5	49,8
1999	58,7	20,0	40,5	85,5
2000	29,7	40,1	43,1	42,8
2001	41,3	44,1	32,7	30,6
2002	47	46,4	73,4	58,1
2003	60,7	58,2	74,9	61,2
2004	55,7	44,7	88,7	79,7
2005	28,5	26,2	46,1	45
2006	32,2	35,4	80,1	57,9
2007	33,1	36,1	38,1	33,7
2008	31,9	19,3	39,5	53,7
2009	67,8	52,5	51,9	63,3
2010	70,9	58,0	126,5	103,7

ANNEXE A

série représentative des $P_{j,max}$ (sur l'ensemble du bassin versant)	
années	$P_{j,max}$ (mm)
1949	43,1155682
1950	42,8036538
1951	29,8040681
1952	49,1837797
1953	32,5453237
1954	61,6436179
1955	43,0188726
1956	33,0481844
1957	59,8863514
1958	50,9569119
1959	58,4305032
1960	31,0223868
1961	39,3246352
1962	47,573551
1963	43,8077538
1964	23,564631
1965	46,9461128
1966	32,5281628
1967	48,6093027
1968	36,5761111
1969	57,2130807
1970	32,7216731
1971	40,188474
1972	44,9322765
1973	21,1799773
1974	53,8877195
1975	44,6103394
1976	48,4081227
1977	43,5656148
1978	50,7058745
1979	33,1622688
1980	42,8504018
1981	23,1906979
1982	39,3774745
1983	49,8541926
1984	76,299662
1985	30,4145051
1986	38,693532
1987	30,4080723
1988	33,0138716
1989	32,6372708
1990	27,1920275
1991	51,6149921
1992	52,6957261
1993	43,4945261
1994	37,4206501
1995	30,7540602
1996	13,79652
1997	48,5215193
1998	50,7368744
1999	47,9856443
2000	36,5797264
2001	38,318079
2002	56,1556413
2003	64,9256549

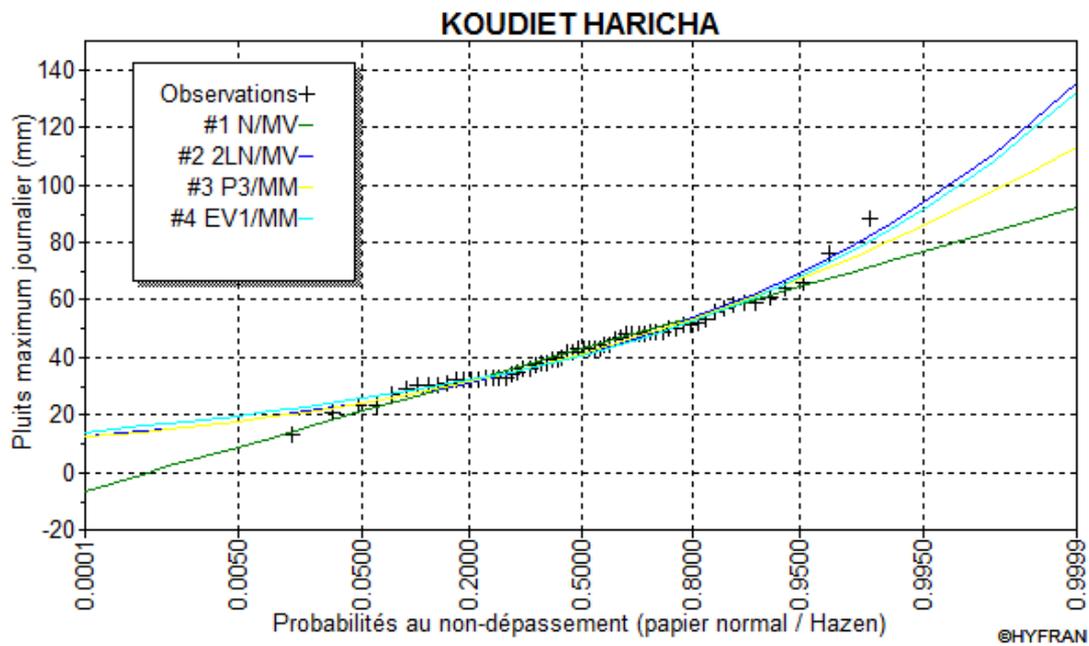
ANNEXE A

2004	66,0630254
2005	34,8373348
2006	49,8688654
2007	35,2601378
2008	33,5956322
2009	59,8112281
2010	88,8219648

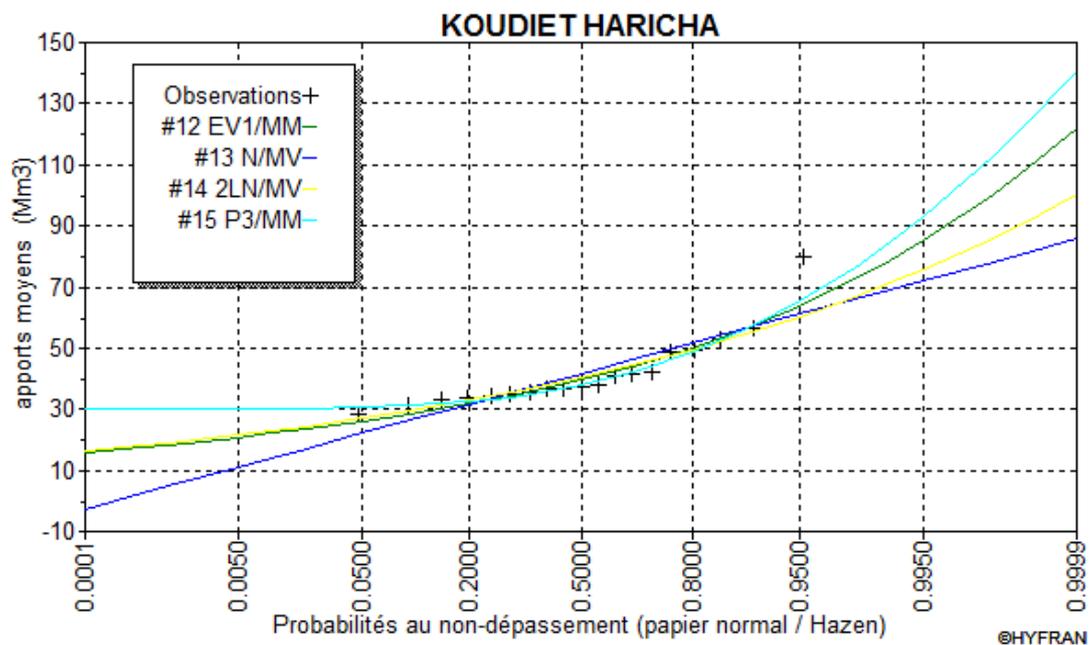
ANNEXE B

Comparaisons Graphique De D'ajustement

1-Pluies maximums journaliers (mm)

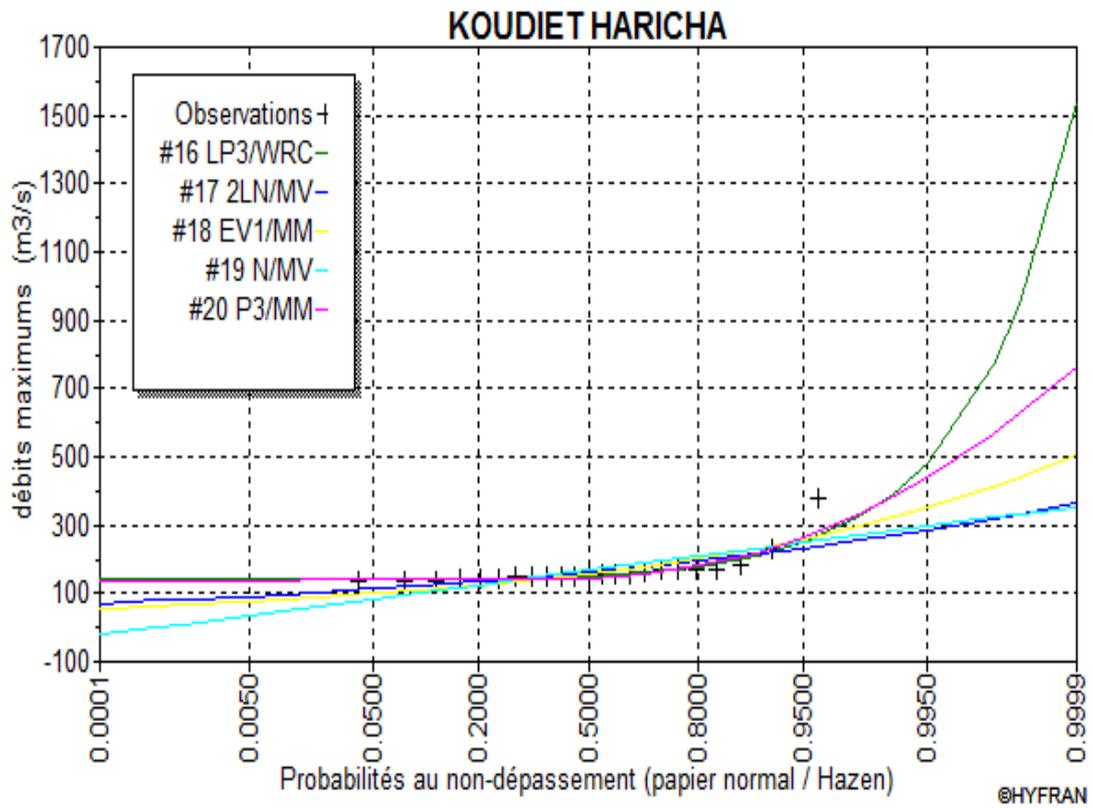


2- Apports moyens (Mm³)



ANNEXE B

3-Débits maximums (m³/s)



ANNEXE C

Tableaux De Calcul De Stabilité Pour Les Différentes Cas

a=	0.24	tangø=	0.78
R	160.00		
C=	1.2		
γ ¹	2.22	corps barrage	
γ ²	2.35	fondation	
r	114.00		

1-Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	14.77	4.57	0	-0.3	0.95394	149.85	-44.95427	142.94546	14.77	17.724	0.78	111.4975	0	0	0	114	4099.83
-2	16	14.07	0	-0.2	0.9798	499.77	-99.95328	489.66907	16	19.2	0.78	381.9419	0	0	0	114	13673.6
-1	16	21.87	0	-0.1	0.99499	776.82	-77.68224	772.92853	16	19.2	0.78	602.8843	0	0	0	114	21253.9
0	16	28.03	0	0	1	995.63	0	995.6256	16	19.2	0.78	776.588	0	0	0	114	27240.3
1	16	32.57	0	0.1	0.99499	1156.9	115.68864	1151.0874	16	19.2	0.78	897.8482	0	0	0	114	31652.4
2	16	35.55	0	0.2	0.9798	1262.7	252.5472	1237.2236	16	19.2	0.78	965.0344	0	0	0	114	34548.5
3	16	36.79	0	0.3	0.95394	1306.8	392.03424	1246.5894	16	19.2	0.78	972.3398	0	0	0	114	35753.5
4	16	36.18	0	0.4	0.91652	1285.1	514.04544	1177.8261	16	19.2	0.78	918.7043	0	0	0	114	35160.7
5	16	33.48	0	0.5	0.86603	1189.2	594.6048	1029.8857	16	19.2	0.78	803.3109	0	0	0	114	32536.8
6	16	28.29	0	0.6	0.8	1004.9	602.91648	803.88864	16	19.2	0.78	627.0331	0	0	0	114	27493
7	16	19.93	0	0.7	0.71414	707.91	495.53952	505.55143	16	19.2	0.78	394.3301	0	0	0	114	19368.5
8	14.4	7.04	0	0.8	0.6	225.05	180.04378	135.03283	14.4	17.28	0.78	105.3256	0	0	0	114	6157.5

somme							2924.8303			227.004		7556.838			0		288938
-------	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	---------	--	----------	--	--	---	--	--------

Kss 2.6613

Kas 1.64539

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	215.00	corps barrage fondation	
C=	1.2		
γ ¹	2.22		
γ ²	2.35		
r	114.00		

2-Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	21.56	3.54	0	-0.3	0.95394	169.44	-50.83072	161.63138	21.56	25.872	0.78	126.0725	0	0	0	114	4635.76
-2	21.5	20.33	0	-0.2	0.9798	970.35	-194.0702	950.74583	21.5	25.8	0.78	741.5817	0	0	0	114	26548.8
-1	21.5	30.79	0	-0.1	0.99499	1469.6	-146.9607	1462.2402	21.5	25.8	0.78	1140.547	0	0	0	114	40208.4
0	21.5	39.12	0	0	1	1867.2	0	1867.1976	21.5	25.8	0.78	1456.414	0	0	0	114	51086.5
1	21.5	45.26	0	0.1	0.99499	2160.3	216.02598	2149.4314	21.5	25.8	0.78	1676.556	0	0	0	114	59104.7
2	21.5	49.26	0	0.2	0.9798	2351.2	470.23596	2303.6763	21.5	25.8	0.78	1796.868	0	0	0	114	64328.3
3	21.5	50.89	0	0.3	0.95394	2429	728.69391	2317.099	21.5	25.8	0.78	1807.337	0	0	0	114	66456.9
4	21.5	50.07	0	0.4	0.91652	2389.8	955.93644	2190.3255	21.5	25.8	0.78	1708.454	0	0	0	114	65386.1
5	21.5	46.44	0	0.5	0.86603	2216.6	1108.2906	1919.6156	21.5	25.8	0.78	1497.3	0	0	0	114	60645.7
6	21.5	39.46	0	0.6	0.8	1883.4	1130.0555	1506.7406	21.5	25.8	0.78	1175.258	0	0	0	114	51530.5
7	21.5	28.33	0	0.7	0.71414	1352.2	946.53363	965.65745	21.5	25.8	0.78	753.2128	0	0	0	114	36995.9
8	20.34	10.91	0	0.8	0.6	492.64	394.11109	295.58332	20.34	24.408	0.78	230.555	0	0	0	114	13478.6

somme							5558.0215			308.28		14110.16			0		540406
-------	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--------	--	----------	--	--	---	--	--------

Kss 2.59417
Kas 1.78633

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	260.00		
C=	1.2		
γ^1	2.22	corps barrage	
γ^2	2.35	fondation	
r	114.00		

3-Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	26	7.72	0	-0.2	0.9798	445.6	-89.11968	436.59548	26	31.2	0.78	340.5445	0	0	0	114	12191.6
-1	26	20.41	0	-0.1	0.99499	1178.1	-117.8065	1172.1601	26	31.2	0.78	914.2849	0	0	0	114	32231.9
0	26	30.45	0	0	1	1757.6	0	1757.574	26	31.2	0.78	1370.908	0	0	0	114	48087.2
1	26	37.88	0	0.1	0.99499	2186.4	218.64336	2175.474	26	31.2	0.78	1696.87	0	0	0	114	59820.8
2	26	42.67	0	0.2	0.9798	2462.9	492.58248	2413.1515	26	31.2	0.78	1882.258	0	0	0	114	67385.3
3	26	44.68	0	0.3	0.95394	2578.9	773.67888	2460.142	26	31.2	0.78	1918.911	0	0	0	114	70559.5
4	26	43.69	0	0.4	0.91652	2521.8	1008.7147	2311.2558	26	31.2	0.78	1802.78	0	0	0	114	68996.1
5	26	39.3	0	0.5	0.86603	2268.4	1134.198	1964.4886	26	31.2	0.78	1532.301	0	0	0	114	62063.3
6	26	30.87	0	0.6	0.8	1781.8	1069.0898	1425.4531	26	31.2	0.78	1111.853	0	0	0	114	48750.5
7	26	17.28	0	0.7	0.71414	997.4	698.18112	712.28721	26	31.2	0.78	555.584	0	0	0	114	27288.9
8	9.05	0	0	0.8	0.6	0	0	0	9.05	10.86	0.78	0	0	0	0	114	0

somme							5188.1622			322.86		13126.29			0		497375
-------	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--------	--	----------	--	--	---	--	--------

Kss 2.59228

Kas 1.89394

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	160.00		
C=	1.2		
γ ¹	2.22	corps barrage	
γ ²	2.35	fondation	
r	114.00		
γ ³	2.32	corps du barrage saturé	

4-Stabilité pour le cas fonctionnement normal

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	11.56	2.96	0	-0.4	0.91652	75.963	-30.38523	69.621305	11.56	13.872	0.78	54.30462	0	0	0	114	2078.35
-3	16	14.54	0	-0.3	0.95394	516.46	-154.9382	492.6722	16	19.2	0.78	384.2843	0	0	0	114	14130.4
-2	16	24.26	0	-0.2	0.9798	861.72	-172.343	844.30502	16	19.2	0.78	658.5579	0	0	0	114	23576.5
-1	16	32.28	0	-0.1	0.99499	1146.6	-114.6586	1140.8383	16	19.2	0.78	889.8538	0	0	0	114	31370.6
0	16	38.68	0	0	1	1373.9	0	1373.9136	16	19.2	0.78	1071.653	0	0	0	114	37590.3
1	16	43.46	0	0.1	0.99499	1543.7	154.36992	1535.9613	16	19.2	0.78	1198.05	0	0	0	114	42235.6
2	16	46.62	0	0.2	0.9798	1655.9	331.18848	1622.4856	16	19.2	0.78	1265.539	0	0	0	114	45306.6
3	16	48.16	0	0.3	0.95394	1710.6	513.19296	1631.8496	16	19.2	0.78	1272.843	0	0	0	114	46803.2
4	16	47.67	0	0.4	0.91652	1693.2	677.29536	1551.8786	16	19.2	0.78	1210.465	0	0	0	114	46327
5	16	45.18	0	0.5	0.86603	1604.8	802.3968	1389.792	16	19.2	0.78	1084.038	0	0	0	114	43907.2
6	16	40.21	0	0.6	0.8	1428.3	856.95552	1142.6074	16	19.2	0.78	891.2337	0	0	0	114	39077.2
7	16	32.06	0	0.7	0.71414	1138.8	797.13984	813.2453	16	19.2	0.78	634.3313	0	0	0	114	31156.8
8	16	19.39	0	0.8	0.6	688.73	550.98624	413.23968	16	19.2	0.78	322.327	0	0	0	114	18843.7
9	7.24	0	0	0.9	0.43589	0	0	0	7.24	8.688	0.78	0	0	0	0	114	0
somme							4211.2001		0	252.96		10937.48			0		422403

Kss 2.6573

Kas 1.63335

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	215.00		
C=	1.2		
γ^1	2.22	corps barrage	
γ^2	2.35	fondation	
r	114.00		
γ^3	2.32	corps du barrage saturé	

5-Stabilité pour le cas fonctionnement normal

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	11.86	0.8	0	-0.3	0.95394	21.063	-6.319008	20.093165	11.86	14.232	0.78	15.67267	0	0	0	114	576.294
-2	21.5	13.87	0	-0.2	0.9798	662.02	-132.403	648.63968	21.5	25.8	0.78	505.9389	0	0	0	114	18112.7
-1	21.5	24.64	0	-0.1	0.99499	1176.1	-117.6067	1170.1721	21.5	25.8	0.78	912.7342	0	0	0	114	32177.2
0	21.5	33.24	0	0	1	1586.5	0	1586.5452	21.5	25.8	0.78	1237.505	0	0	0	114	43407.9
1	21.5	39.66	0	0.1	0.99499	1893	189.29718	1883.4832	21.5	25.8	0.78	1469.117	0	0	0	114	51791.7
2	21.5	43.91	0	0.2	0.9798	2095.8	419.16486	2053.4801	21.5	25.8	0.78	1601.714	0	0	0	114	57341.8
3	21.5	45.86	0	0.3	0.95394	2188.9	656.66934	2088.0754	21.5	25.8	0.78	1628.699	0	0	0	114	59888.2
4	21.5	45.32	0	0.4	0.91652	2163.1	865.24944	1982.5355	21.5	25.8	0.78	1546.378	0	0	0	114	59183.1
5	21.5	41.98	0	0.5	0.86603	2003.7	1001.8527	1735.2598	21.5	25.8	0.78	1353.503	0	0	0	114	54821.4
6	21.5	35.29	0	0.6	0.8	1684.4	1010.635	1347.5134	21.5	25.8	0.78	1051.06	0	0	0	114	46085
7	21.5	24.34	0	0.7	0.71414	1161.7	813.22374	829.65416	21.5	25.8	0.78	647.1302	0	0	0	114	31785.4
8	17.61	7.31	0	0.8	0.6	285.78	228.62288	171.46716	17.61	21.132	0.78	133.7444	0	0	0	114	7818.9
somme							4928.3864		0	293.364		12103.2			0		462990

Kss 2.51534

Kas 1.75048

ANNEXE C

6-Stabilité pour le cas fonctionnement normal

a=	0.24	tangø=	0.78
R	260.00		
C=	1.2		
γ ¹	2.22	corps barrage	
γ ²	2.35	fondation	
r	114.00		
γ ³	2.32	corps du barrage saturé	

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	26	9.78	0	-0.2	0.9798	564.5	-112.9003	553.09635	26	31.2	0.78	431.4152	0	0	0	114	15444.8
-1	26	22.81	0	-0.1	0.99499	1316.6	-131.6593	1309.9937	26	31.2	0.78	1021.795	0	0	0	114	36022
0	26	33.12	0	0	1	1911.7	0	1911.6864	26	31.2	0.78	1491.115	0	0	0	114	52303.7
1	26	40.97	0	0.1	0.99499	2364.8	236.47884	2352.9347	26	31.2	0.78	1835.289	0	0	0	114	64700.6
2	26	46.1	0	0.2	0.9798	2660.9	532.1784	2607.1311	26	31.2	0.78	2033.562	0	0	0	114	72802
3	26	48.51	0	0.3	0.95394	2800	839.99916	2671.0271	26	31.2	0.78	2083.401	0	0	0	114	76607.9
4	26	47.86	0	0.4	0.91652	2762.5	1104.9917	2531.854	26	31.2	0.78	1974.846	0	0	0	114	75581.4
5	26	43.86	0	0.5	0.86603	2531.6	1265.7996	2192.4292	26	31.2	0.78	1710.095	0	0	0	114	69264.6
6	26	35.73	0	0.6	0.8	2062.3	1237.4014	1649.8685	26	31.2	0.78	1286.897	0	0	0	114	56425.5
7	26	22.5	0	0.7	0.71414	1298.7	909.09	927.45731	26	31.2	0.78	723.4167	0	0	0	114	35532.4
8	14.9	1.85	0	0.8	0.6	61.194	48.95544	36.71658	14.9	17.88	0.78	28.63893	0	0	0	114	1674.28
somme							5930.3348		0	329.88		14620.47			0		556359

Kss 2.521
 Kas 1.85254

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	160		
C=	1.2		
γ ¹	2.22		
γ ²	2.35		
r	114		

7-Stabilité pour le cas de Vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	14.77	4.57	0	-0.25	0.96825	149.85	-37.46189	145.08927	8.96	10.752	0.78	113.1696	0	0	0	114	4099.83
-2	16	14.07	0	-0.167	0.98601	499.77	-83.2944	492.77632	8.72	10.464	0.78	384.3655	0	0	0	114	13673.6
-1	16	21.87	0	-0.083	0.99652	776.82	-64.7352	774.1204	8.6	10.32	0.78	603.8139	0	0	0	114	21253.9
0	16	28.03	0	0	1	995.63	0	995.6256	8.54	10.248	0.78	776.588	0	0	0	114	27240.3
1	16	32.57	0	0.0833	0.99652	1156.9	96.4072	1152.8624	8.6	10.32	0.78	899.2327	0	0	0	114	31652.4
2	16	35.55	0	0.1667	0.98601	1262.7	210.456	1245.0745	8.72	10.464	0.78	971.1581	0	0	0	114	34548.5
3	16	36.79	0	0.25	0.96825	1306.8	326.6952	1265.2851	8.96	10.752	0.78	986.9224	0	0	0	114	35753.5
4	16	36.18	0	0.3333	0.94281	1285.1	428.3712	1211.6167	9.33	11.196	0.78	945.061	0	0	0	114	35160.7
5	16	33.48	0	0.4167	0.90906	1189.2	495.504	1081.0621	9.87	11.844	0.78	843.2284	0	0	0	114	32536.8
6	16	28.29	0	0.5	0.86603	1004.9	502.4304	870.23498	10.7	12.84	0.78	678.7833	0	0	0	114	27493
7	16	19.93	0	0.5833	0.81223	707.91	412.9496	574.99069	12.01	14.412	0.78	448.4927	0	0	0	114	19368.5
8	14.4	7.04	0	0.6667	0.74536	225.05	150.03648	167.74588	14.35	17.22	0.78	130.8418	0	0	0	114	6157.5
somme							2437.3586			140.832		7781.657			0		288938

Kss	2.250441
Kas	1.867092

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	215		
C=	1.2		
γ ¹	2.22		
γ ²	2.35		
r	114		

8-Stabilité pour le cas de Vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	14.77	4.57	0	-0.25	0.96825	149.85	-37.46189	145.08927	8.96	10.752	0.78	113.1696	0	0	0	114	4099.83
-2	16	14.07	0	-0.167	0.98601	499.77	-83.2944	492.77632	8.72	10.464	0.78	384.3655	0	0	0	114	13673.6
-1	16	21.87	0	-0.083	0.99652	776.82	-64.7352	774.1204	8.6	10.32	0.78	603.8139	0	0	0	114	21253.9
0	16	28.03	0	0	1	995.63	0	995.6256	8.54	10.248	0.78	776.588	0	0	0	114	27240.3
1	16	32.57	0	0.0833	0.99652	1156.9	96.4072	1152.8624	8.6	10.32	0.78	899.2327	0	0	0	114	31652.4
2	16	35.55	0	0.1667	0.98601	1262.7	210.456	1245.0745	8.72	10.464	0.78	971.1581	0	0	0	114	34548.5
3	16	36.79	0	0.25	0.96825	1306.8	326.6952	1265.2851	8.96	10.752	0.78	986.9224	0	0	0	114	35753.5
4	16	36.18	0	0.3333	0.94281	1285.1	428.3712	1211.6167	9.33	11.196	0.78	945.061	0	0	0	114	35160.7
5	16	33.48	0	0.4167	0.90906	1189.2	495.504	1081.0621	9.87	11.844	0.78	843.2284	0	0	0	114	32536.8
6	16	28.29	0	0.5	0.86603	1004.9	502.4304	870.23498	10.7	12.84	0.78	678.7833	0	0	0	114	27493
7	16	19.93	0	0.5833	0.81223	707.91	412.9496	574.99069	12.01	14.412	0.78	448.4927	0	0	0	114	19368.5
8	14.4	7.04	0	0.6667	0.74536	225.05	150.03648	167.74588	14.35	17.22	0.78	130.8418	0	0	0	114	6157.5
somme							2437.3586			140.832		7781.657			0		288938

Kss	2.250441
Kas	2.095199

ANNEXE C

a=	0.24	tangø=	0.78
R	260		
C=	1.2		
γ ¹	2.22		
γ ²	2.35		
r	114		

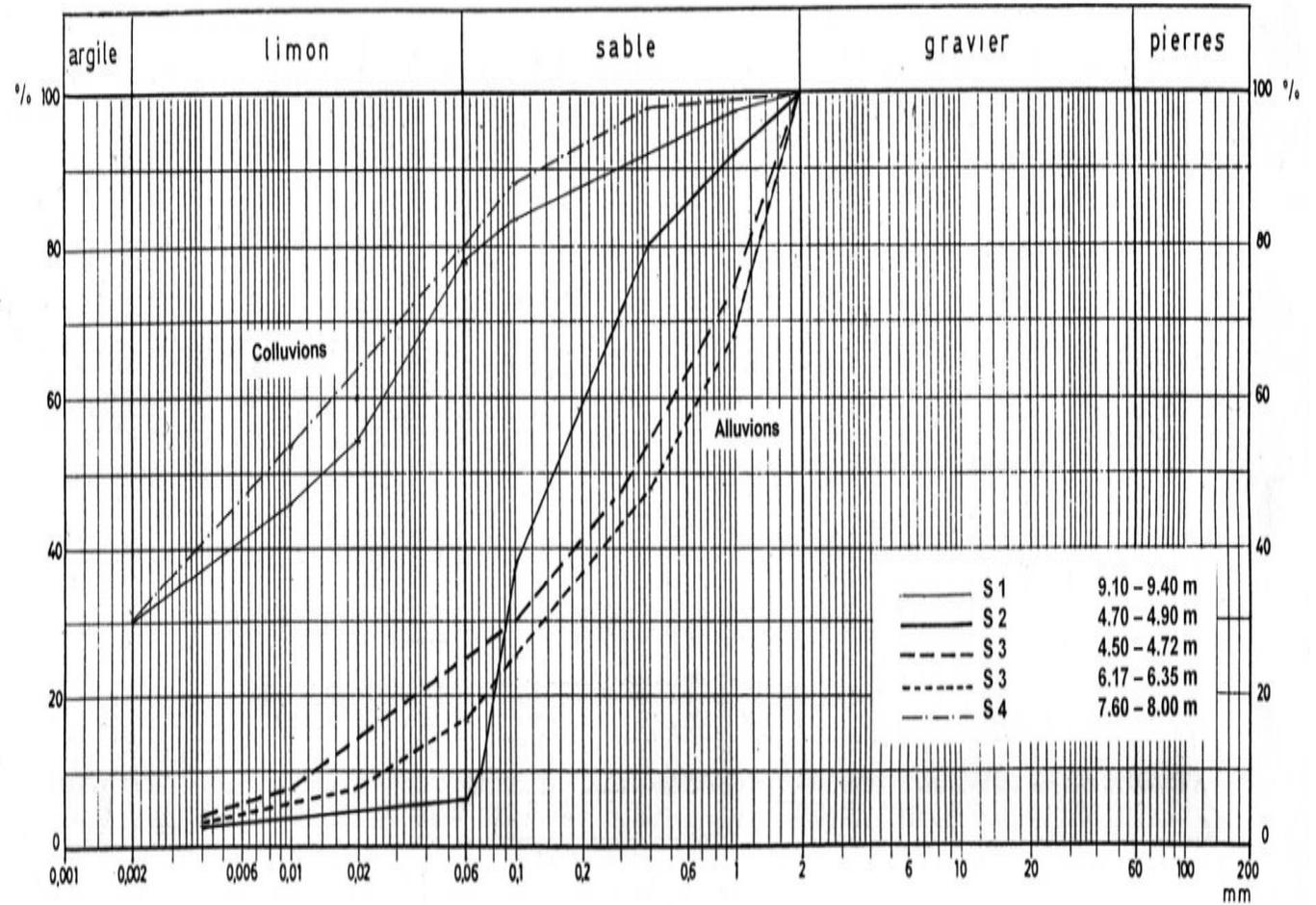
9-Stabilité pour le cas de Vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	14.77	4.57	0	-0.25	0.96825	149.85	-37.46189	145.08927	8.96	10.752	0.78	113.1696	0	0	0	114	4099.83
-2	16	14.07	0	-0.167	0.98601	499.77	-83.2944	492.77632	8.72	10.464	0.78	384.3655	0	0	0	114	13673.6
-1	16	21.87	0	-0.083	0.99652	776.82	-64.7352	774.1204	8.6	10.32	0.78	603.8139	0	0	0	114	21253.9
0	16	28.03	0	0	1	995.63	0	995.6256	8.54	10.248	0.78	776.588	0	0	0	114	27240.3
1	16	32.57	0	0.0833	0.99652	1156.9	96.4072	1152.8624	8.6	10.32	0.78	899.2327	0	0	0	114	31652.4
2	16	35.55	0	0.1667	0.98601	1262.7	210.456	1245.0745	8.72	10.464	0.78	971.1581	0	0	0	114	34548.5
3	16	36.79	0	0.25	0.96825	1306.8	326.6952	1265.2851	8.96	10.752	0.78	986.9224	0	0	0	114	35753.5
4	16	36.18	0	0.3333	0.94281	1285.1	428.3712	1211.6167	9.33	11.196	0.78	945.061	0	0	0	114	35160.7
5	16	33.48	0	0.4167	0.90906	1189.2	495.504	1081.0621	9.87	11.844	0.78	843.2284	0	0	0	114	32536.8
6	16	28.29	0	0.5	0.86603	1004.9	502.4304	870.23498	10.7	12.84	0.78	678.7833	0	0	0	114	27493
7	16	19.93	0	0.5833	0.81223	707.91	412.9496	574.99069	12.01	14.412	0.78	448.4927	0	0	0	114	19368.5
8	14.4	7.04	0	0.6667	0.74536	225.05	150.03648	167.74588	14.35	17.22	0.78	130.8418	0	0	0	114	6157.5
somme							2437.3586			140.832		7781.657			0		288938

Kss	2.250441
Kas	2.23253

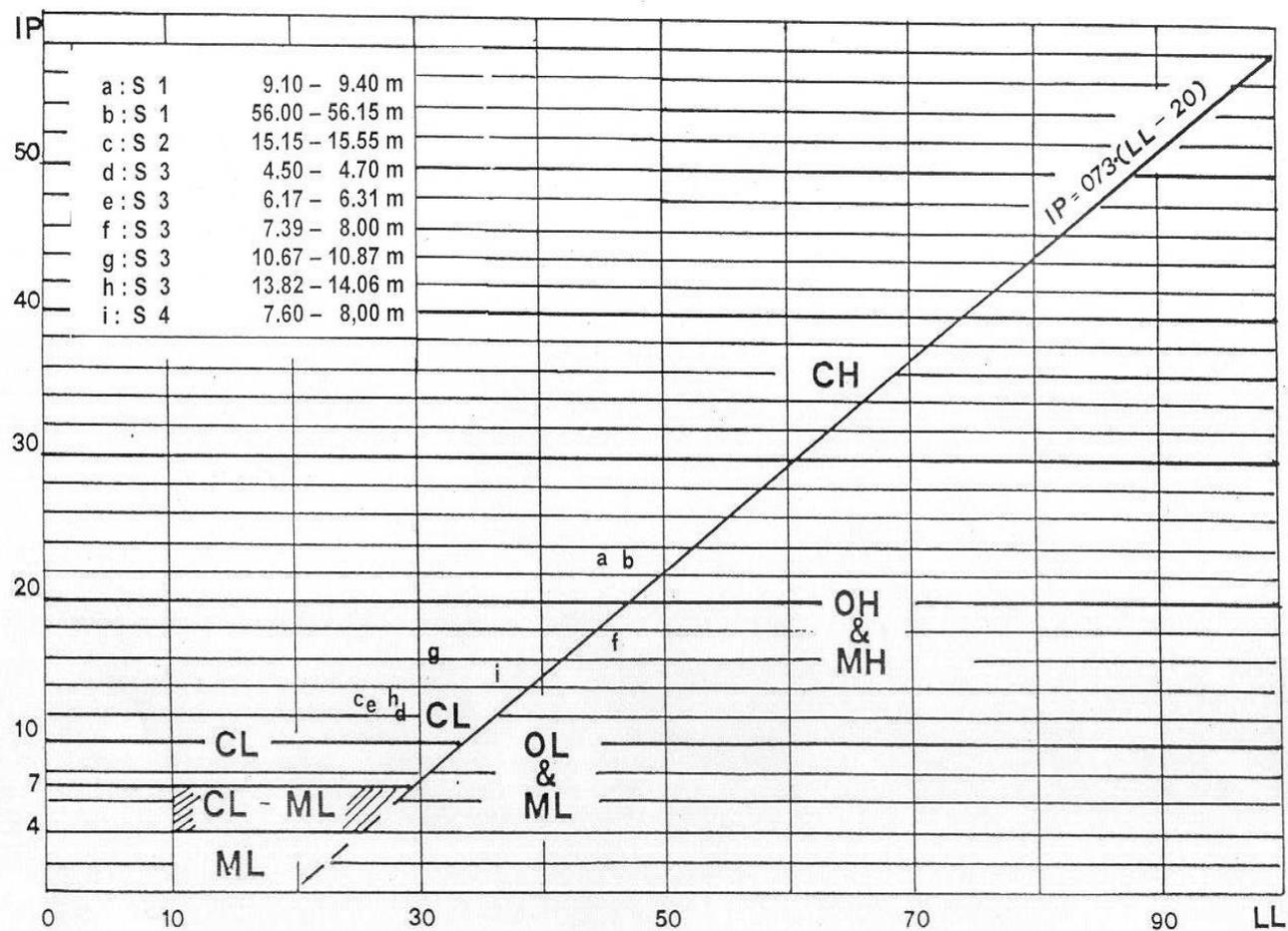
ANNEXE D

FIG. 1 -Fuseau granulométrique
(sol de fondation)



ANNEXE D

FIG. 3 - Abaque de plasticité
(pelites de fondation)



ANNEXE D

Tab. 2 : Puits de reconnaissance

Puits N°	Profondeur [m]	Description sommaire du matériau en chantier
Zone 1		
P 1	0.4 - 3.0	Gravier limono-argileux
P 2	0.5 - 4.0	Argile noirâtre, peu graveleuse, avec débris de coquille
P 3	0.5 - 4.0	Argile noirâtre, peu graveleuse, avec débris de coquille
P 4	0.5 - 4.0	Argile noirâtre, peu graveleuse, avec rares blocs de grès
P 5	0.4 - 2.4	Argile sablo-graveleuse et limon argileux, noirâtres
	2.4 - 4.0	Gravier limono-argileux
P 6	0.4 - 1.8	Argile sablo-graveleuse, noirâtre
	1.8 - 4.0	Alluvions grossières
P 7	0.4 - 1.6	Argile sablo-graveleuse, noirâtre

ANNEXE D

	1.6 – 4.0	Alluvions sableuses
Zone 2		
P 8	0.4 – 1.5	Argile sableuse noirâtre, légèrement graveleuse
	1.5 – 4.0	Gravier limono-argileux
P 9	0.4 – 2.2	Gravier limono-argileux
	2.2 – 3.5	Argile sablo-graveleuse, noirâtre
P10	0.4 – 1.7	Argile limoneuse, légèrement sableuse
	1.7 – 3.0	Alluvions grossières
P11	0.4 – 4.0	Limon argileux avec débris de coquilles
P12	0.4 – 1.3	Argile légèrement sablo-graveleuse
	1.3 – 2.0	Gravier limono-argileux
P13	0.4 – 1.7	Argile légèrement graveleuse avec débris de coquilles
	1.7 – 3.0	Gravier limono-argileux
P14	0.4 – 1.3	Argile peu graveleuse avec débris de coquilles
	1.3 – 2.0	Alluvions grossières

ANNEXE D

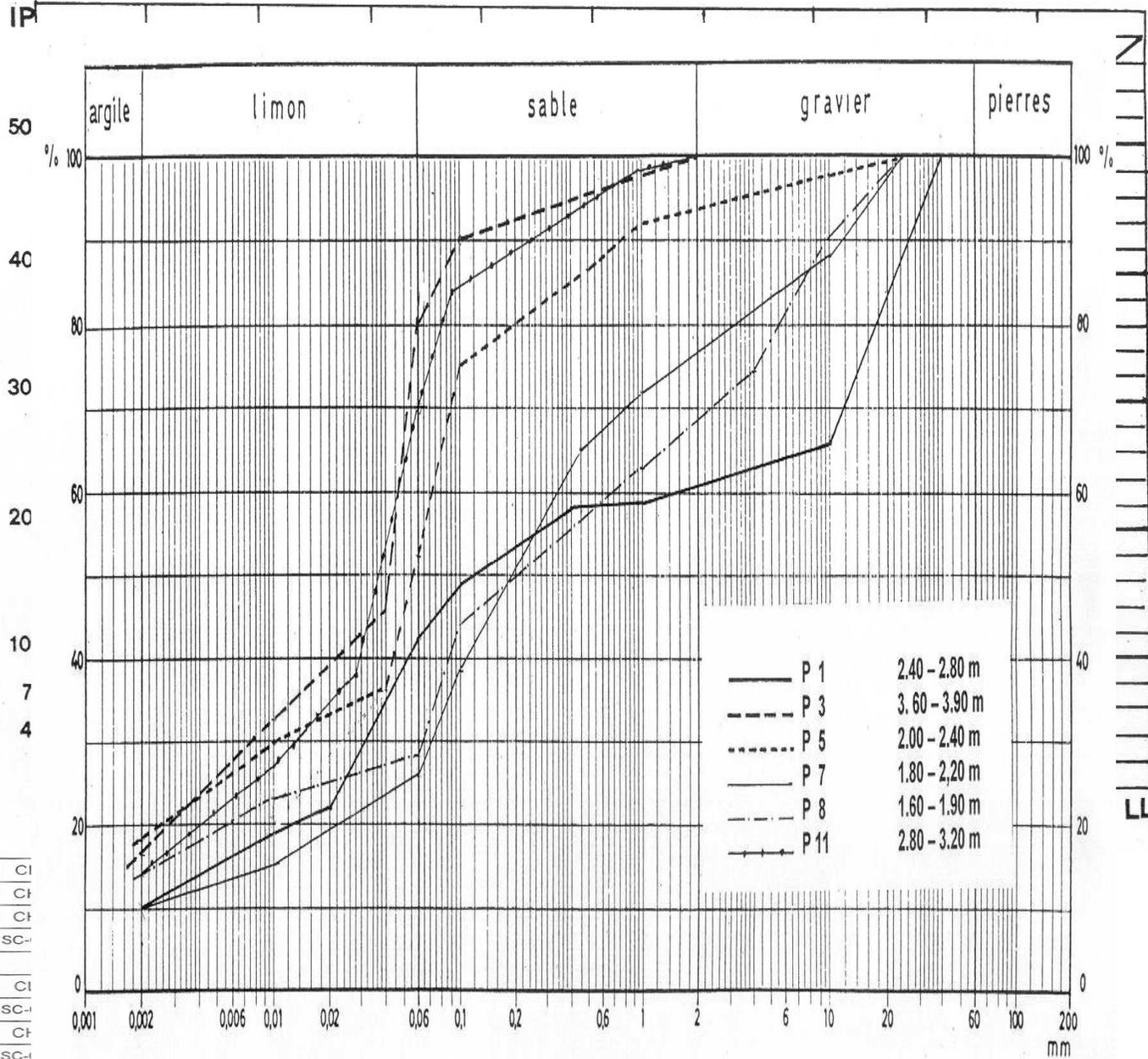
P 15	0.4 – 2.3	Argile légèrement sablo-graveleuse
	2.3 – 3.0	Gravier limono-argileux
P 16	0.4 – 1.7	Argile légèrement sablo-graveleuse
	1.7 – 2.6	Alluvions sableuses
Zone 3		
P 17	0.5 – 4.0	Limon argileux à argile noirâtre, peu sableuse, légèrement graveleuse, avec débris de coquilles
P 18	0.5 – 1.8	Sable argileux à limon argileux noirâtre avec débris de coquilles
	1.8 – 2.5	Gravier limono-argileux
P 19	0.5 – 3.5	Argile noirâtre
P20	0.5 – 1.9	Argile noirâtre
	1.9 – 3.0	Alluvions sableuses

ANNEXE D

FIG. 4 – Abaque de plasticité (Matériaux argileux)

FIG. 5 – Fuseau granulométrique (Matériaux argileux et granulaires)

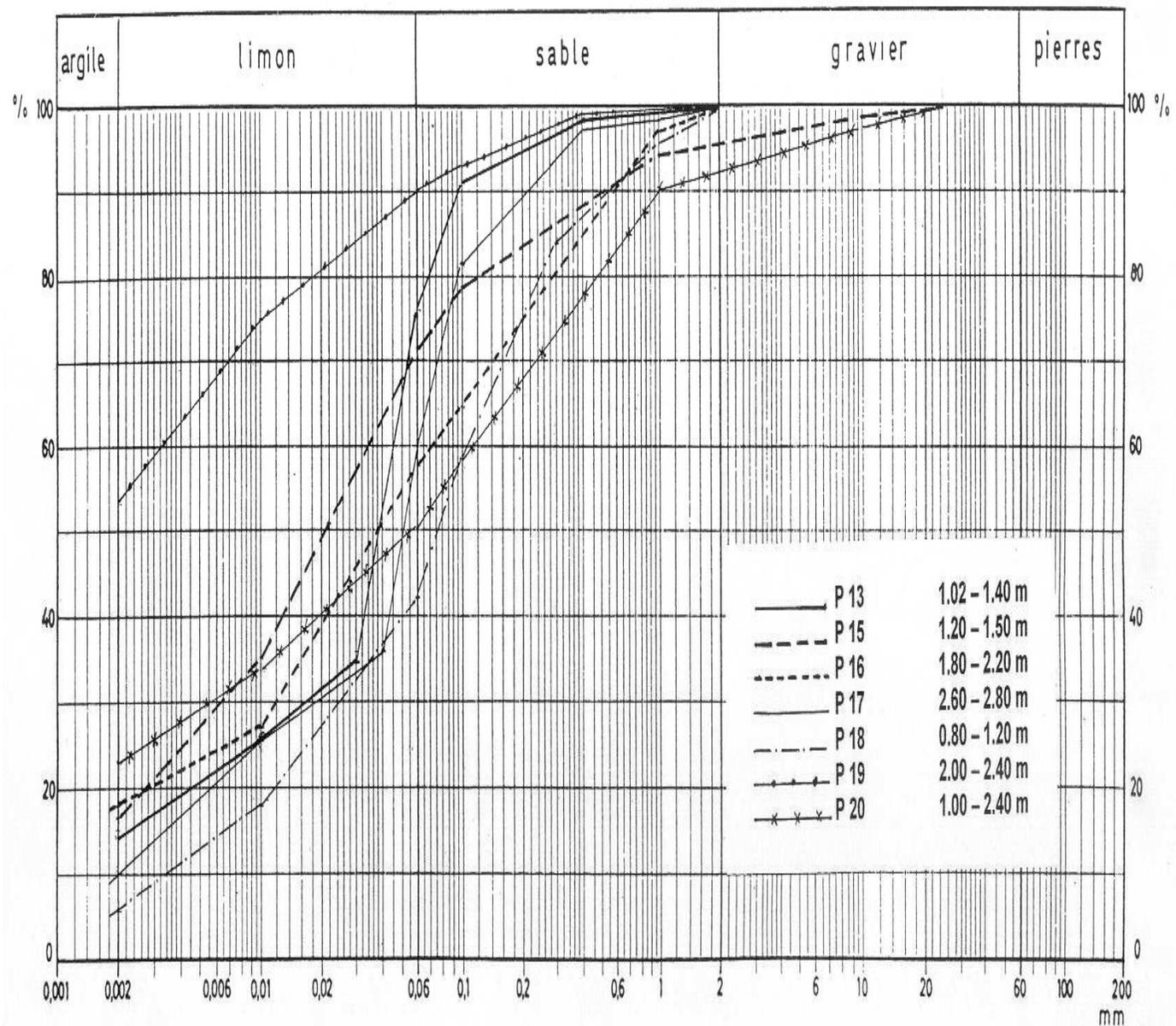
SONDAGE	Profondeur de prélèvement	CLASSIFICATION						
		Granulométrie				Atterberg		
		Gravier (2-60 mm)	Sable (0.06-2 mm)	Limon (0.002-0.06)	Argile (< 0.002 mm)	Limite liquidité LL	Indice de plasticité IP	
N°	m	%	%	%	%	%	%	
Zone 1								
P 1	2.4 – 2.8	40	18	32	10	41.1	18.1	
P 3	3.6 – 3.9	0	20	63	17	51.3	24.1	
P 5	2.0 – 2.4	6	42	34	18	34.1	15.1	
P 7	1.8 – 2.2	23	51	20	6	31.0	14.1	
Zone 2								
P 8	1.6 – 1.9	33	29	24	14	35.0	17.1	
P 11	2.8 – 3.2	0	34	52	14	34.3	16.6	Cl
P 13	1.02 – 1.4	0	24	62	14	50.5	24.38	Cl
P 15	1.2 – 1.5	4	24	55	17	51.0	23.06	Cl
P 16	1.8 – 2.2	0	52	30	18	31.15	13.72	SC-
Zone 3								
P 17	2.6 – 2.8	0	41	48	11	34.2	14.9	Cl
P 18	0.8 – 1.2	0	58	36	6	36.0	19.3	SC-
P 19	2.0 – 2.4	0	10	37	53	50.4	23.8	Cl
P 20	1.0 – 1.4	7	44	26	23	40.5	19.5	SC-



ANNEXE D

FIG. 6 – Fuseau granulométrique (Matériaux argileux)

ANNEXE D



ANNEXE E

Tableau N° 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

Tableau N° 2 : Classe de barrage en terre

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs des barrages, m			
- Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
- Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
- Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

ANNEXE E

Tableau N° 3 : Gradient admissible en fonction du type de sol et de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Tableau N° 4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

ANNEXE E

Tableau N° 5 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)																
Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	q _{max,p} % = Q _{max,p} % (1-Vf/Vcr)	q _{max,p} % = m.b√2g . Hd Puis(3/2) (m3/s)											
					b (m)											
					10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
0.00	106.58	62.194	0.000	769.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.20	106.78	62.570	0.376	766.310	2.681	5.362	8.043	10.723	13.404	16.085	18.766	21.447	24.128	26.809	29.490	32.170
0.40	106.98	62.946	0.751	763.620	7.583	15.165	22.748	30.331	37.913	45.496	53.079	60.661	68.244	75.826	83.409	90.992
0.60	107.18	63.321	1.127	760.930	13.930	27.860	41.791	55.721	69.651	83.581	97.511	111.442	125.372	139.302	153.232	167.162
0.80	107.38	63.697	1.503	758.241	21.447	42.894	64.341	85.788	107.235	128.682	150.129	171.576	193.023	214.470	235.916	257.363
1.00	107.58	64.073	1.879	755.551	29.973	59.946	89.919	119.892	149.865	179.838	209.811	239.784	269.757	299.730	329.703	359.676
1.20	107.78	64.449	2.254	752.861	39.401	78.801	118.202	157.602	197.003	236.403	275.804	315.205	354.605	394.006	433.406	472.807
1.40	107.98	64.824	2.630	750.171	49.650	99.301	148.951	198.602	248.252	297.902	347.553	397.203	446.854	496.504	546.154	595.805
1.60	108.18	65.200	3.006	747.481	60.661	121.322	181.983	242.645	303.306	363.967	424.628	485.289	545.950	606.611	667.273	727.934
1.80	108.38	65.576	3.381	744.791	72.383	144.767	217.150	289.534	361.917	434.301	506.684	579.068	651.451	723.835	796.218	868.602
2.00	108.58	65.951	3.757	742.102	84.777	169.553	254.330	339.106	423.883	508.659	593.436	678.212	762.989	847.765	932.542	1017.318
2.20	108.78	66.327	4.133	739.412	97.806	195.612	293.417	391.223	489.029	586.835	684.641	782.446	880.252	978.058	1075.864	1173.670
2.40	108.98	66.703	4.509	736.722	111.442	222.883	334.325	445.767	557.208	668.650	780.091	891.533	1002.975	1114.416	1225.858	1337.300
2.60	109.18	67.079	4.884	734.032	125.658	251.316	376.974	502.633	628.291	753.949	879.607	1005.265	1130.923	1256.582	1382.240	1507.898
2.80	109.38	67.454	5.260	731.342	140.433	280.865	421.298	561.730	702.163	842.595	983.028	1123.460	1263.893	1404.325	1544.758	1685.190
3.00	109.58	67.830	5.636	728.652	155.744	311.489	467.233	622.978	778.722	934.467	1090.211	1245.955	1401.700	1557.444	1713.189	1868.933

ANNEXE E

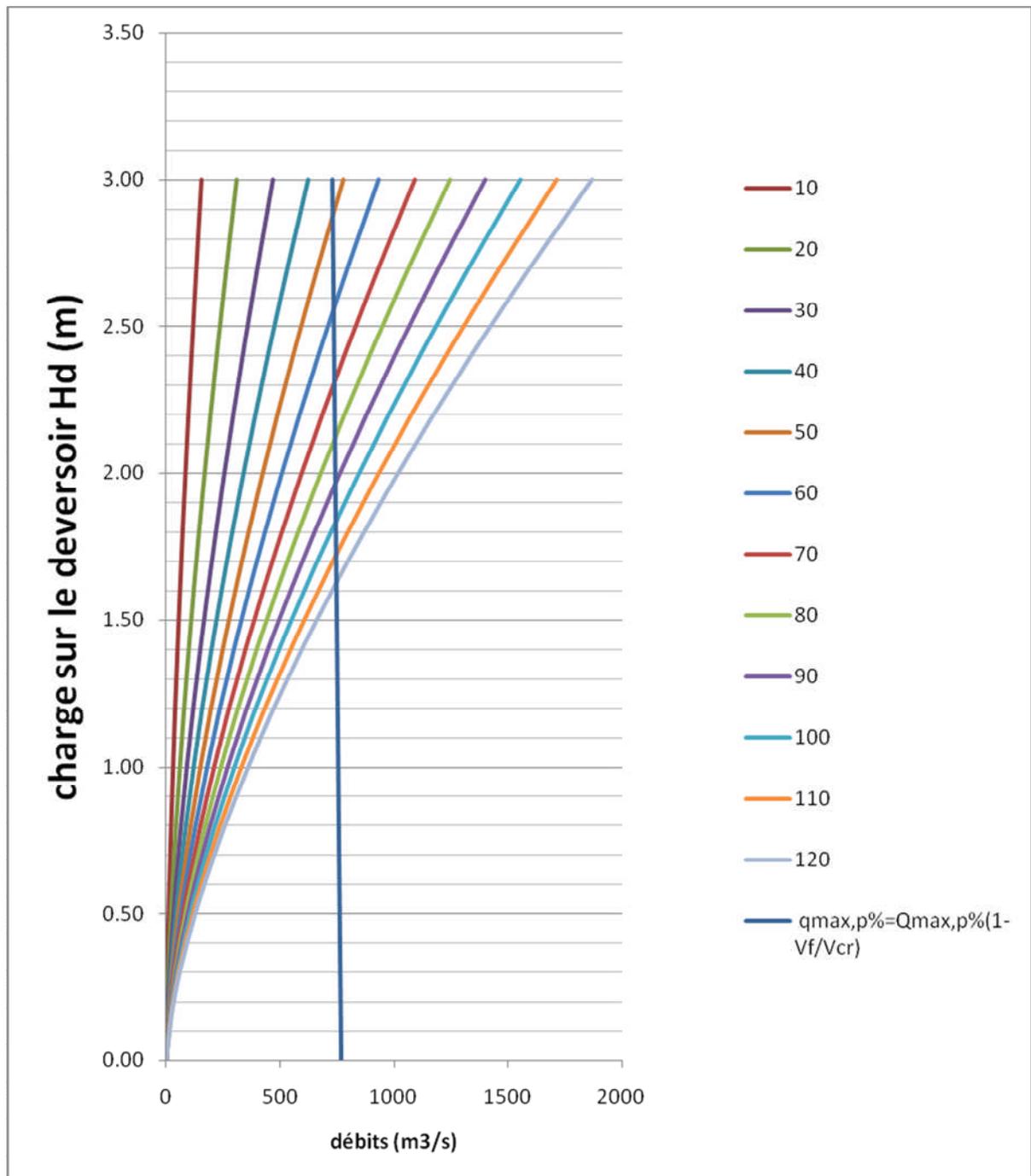


Figure N° 1 : Laminage des crues pour différentes largeur du déversoir

ANNEXE E

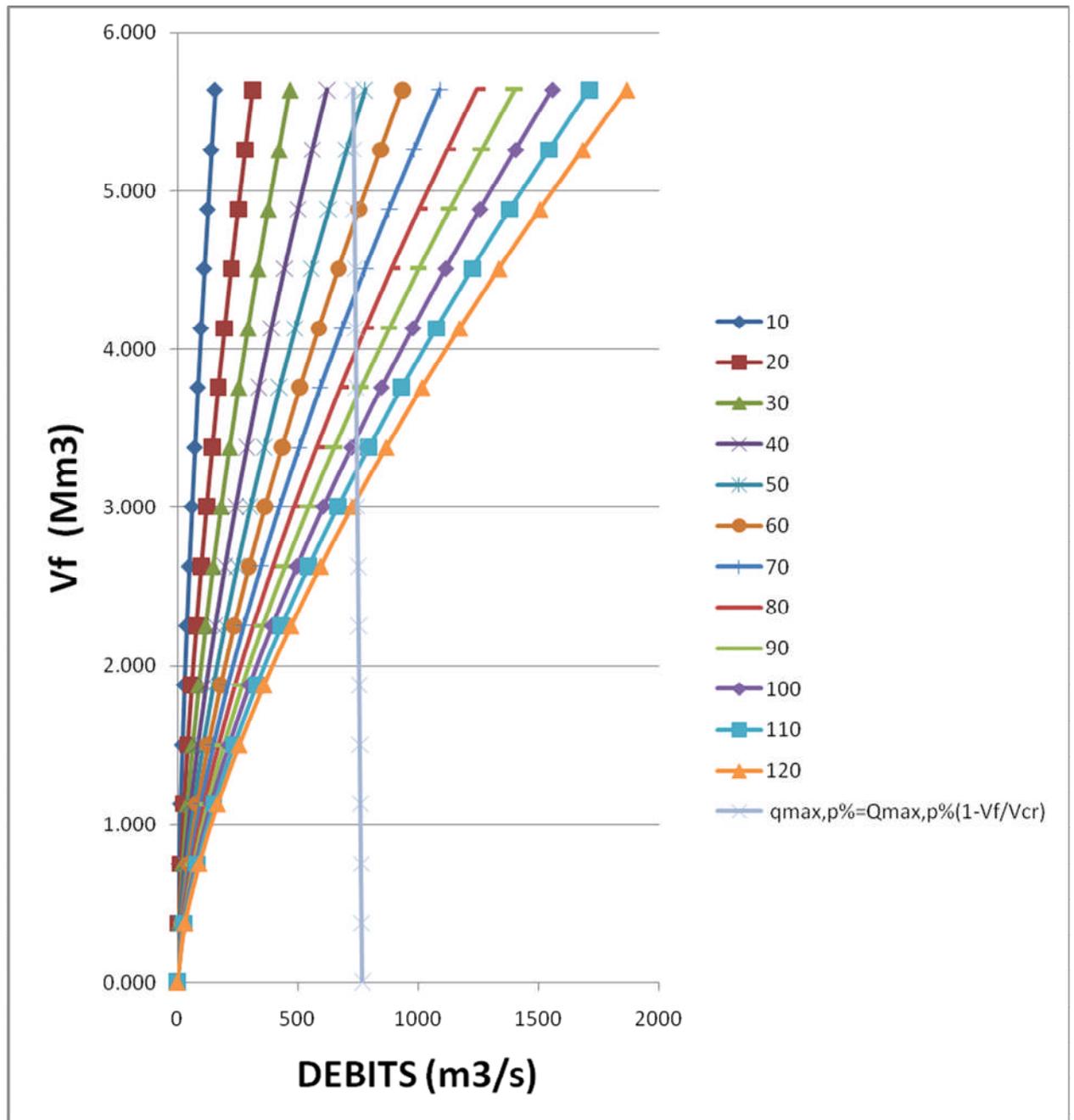


Figure N° 2 : Laminage des crues pour différentes largeur du déversoir