

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE 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 :

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE
L'OULDJA (W. KHENCHELA)**

Présenté par :

M^r : ZENATI Rabah

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : B. BENLAOUKLI	MC.B	Président
M^r: A. ZEROUAL	MA.B	Examineur
M^{me} : N. SAIL	MA .A	Examinatrice
M^r: S. BERBACHE	MA.A	Examinatrice
M^r: B.CHERIF	MA.B	Promoteur

Septembre 2012

DEDICACES

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

- *A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*
- *A mon promoteur sans ses conseils et sa disponibilité, ce travail ne sera pas terminé.*
- *A ma mère qui est un être cher et celle qui m'a bercé d'un amour sincère ;*
- *A mon père, de qui, je tiens ma fierté et ma persévérance*
- *A mes sœurs et mes frères, ma richesse sur cette terre.*
- *A tous mes amis .*
- *A tous mes collègues de L'ENSH.*

Zenati rabah.....2012.

Remerciement

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

Je ne saurai jamais, comment exprimer ma gratitude envers mes parents, qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, mon père qui a tant sacrifié pour que j'arrive a ce jour, ma mère, qui m'a toujours soutenu et réconforté dans les moments difficiles, sans oublier mes frères et sœurs.

Je tiens à remercier également le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne cite pas tous

mes amis, de la cité (3) ou ailleurs, avec qui j'ai passé des moments qui resteront gravé dans ma mémoire. Merci sincèrement mes amis, Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

ZENATI RABAH

ملخص:

سد الولجة

الهدف من بناء سد الولجة بواد الأعراب هو سقي الأراضي الفلاحية و تزويد السكان بالمياه الصالحة لشرب و هذا الأخير متكون من خرسانة مزود بجهاز إغناء الفيضانات المركز الوسط بكمية إستعاب 1289 م³ في الثانية و يبلغ إرتفاعه 69.5 م و قدرة تخزين 31.6 مليون م³ هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز حاجز لسد ولجة حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات سويسري (ستيكي ب ج) .

Résumé :

Le barrage d'Ouldja sur Oued El Arab dans la willaya de Khenchela est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en BCR et un évacuateur central incorporé dans la digue et permettant d'évacuer un débit de crues de prêt de 1289,03 m³/s. Le barrage a une hauteur de 69.5 m et un volume utile avoisinant les 31,6 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude de variante de la digue d'OULDDJA dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude Suisse (STUKY.BG).

Abstract:

The dam of Ouldja on Oued El Arab in willaya of Khenchela is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is a dam on BCR allows evacuating a sale of raw equal to 1289,03m³/s. The dam has a height of 69.5 m m and a volume useful adjacent of 31,6 Mm³.

Our job is to make the study of variant dyke Ouldja whose feasibility study was conducted by the research department Switzerland (STUKY.BG).

SOMMAIRE

PAGE

INTRODUCTION GENERALE

chapitre I : synthèse d'étude de faisabilité

Introduction.....	1
I.1.1 Présentation générale du projet.....	1
I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique.....	2
I.2.1. Topographie et morphologie du site.....	2
I.2.2 Géologie.....	3
I.2.3 Géomorphologie et tectonique.....	4
I.2.4. Travaux de reconnaissance effectuée.....	5
I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage.....	7
I.2.6. Synthèse des essais géotechniques	9
I.2.7 Matériaux de construction	12
I.2.8 Hydrogéologie	14
I.2.9 Sismicité du site	16
I.2.10 Conclusion sur la situation topographique, géologique et géotechnique	16
I.3 Conditions hydrologiques	18
I.3.1 Morphologie du bassin versant	18
I.3.2 Apports.....	18
I.3.3 Envasement	19
I.3.4 Evaporation	19
I.3.5 Crues du projet	19
I.3.6 Régularisation	20
I.4 Conclusion.....	21

Chapitre II : étude hydrologique :

Introduction.....	22
II.1 Le bassin versant	22
II.2 Caractéristiques climatique du bassin versant	25
II.2.1 Température	25
II.2.2 Evaporation.....	25
II.2.3 Humidité relative.....	26
II.2.4 Vitesse du vent.....	27
II.2.5 Pluviométrie	27
II.2.5.1. Stations et données disponibles.....	27

Choix de la loi d'ajustement	28
II.2.5.2.Les pluies maximales journalières.....	29
a-Ajustement a la loi de GUMBEL.....	29
b-Ajustement a la loi log normale:.....	31
-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	33
II.3 Etudes des apports	37
II.3.1.1 La Station Hydrométrique	37
II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	38
II.3.3 Les apports fréquentiels	38
II.3.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale	38
II.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	40
II.3.4 Apport solide et l'estimation du volume mort	41
II.3.4.1 Apport solide en suspension	41
II.4. Etude des crues	42
II.4.1 Hydro gramme de crue :.....	43
II.4.1.1 Détermination des Hydro gramme de crues méthode de Sokolovski	43
II .4.2 Choix de la crue de projet	47
II.4.3 Choix de la crue de chantier	48
II.5 Régularisation	50
II.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%	50
II.5.2. Répartition mensuel des besoins	50
II.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	50
II.5.4. Calcul du volume utile	52
II .5.4.1 Régularisation interannuelle	52
II.6.Laminage des crues.....	53
II.6.1. La méthode de KOCHERINE	54
II.7.Etude d'optimisation	55
II.7.1 La revanche	56
II.7.2 La largeur en crête	56
II.7.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	57
II.7.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	57
II.7.5 Coût du coursier.....	58
Conclusion	60

Chapitre III : analyse et choix de la variante de la digue

Introduction	61
III-1les variantes susceptibles d'être projeté sur le site :.....	61
III-1-1 selon les matériaux de construction	61
III-1-2 Selon La morphologie de la vallée	61
III-1-3 Selon Les condition géologique et géotechnique:.....	62

III-2 Les variantes envisageables	62
III- 2-1 Variante 1 : Barrage poids en béton (béton compacté au rouleau BCR) :.....	63
III-2-2 Variante 2: Barrage en enrochement avec masque amont	64
III-2-3 Variante3 : digue a noyau d'argile avec recharges en enrochements et graviers	65
III -3 Le choix définitif du type du barrage.....	66
III-3-1 Evaluation du prix total des différents matériaux	66
a) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton.....	66
b) Digue en enrochement avec un noyau argileux	68
c) Barrage poids en béton(BCR)	69
III-4 Caractéristique de la variante retenue	69
III-4-1 Coupe-type	69
III -4-2 La section type, adoptée.....	69
III -4-3 Etanchéité	70
a-la fondation.....	70
b- Les parements	71
III -4-4 Galerie d'injection et drainage.....	73
III -4-5 beton.....	73
III -4-5-1 Granulats.....	74
III -4-5 le liant	74
Conclusion	75

Chapitre IV Stabilité du barrage

Introduction	76
IV-1 Géométrie Du Barrage	76
IV-2 Actions.....	76
IV-2-1 Actions permanentes.....	76
a) Poids propre du barrage.....	76
IV-2-2 Actions variables.....	76
a) Poussée de l'eau	76
b) Sous pression sous la fondation.....	76
IV-2-3 Actions accidentelles.....	77
➤ Séisme	77
IV-3 Calcul de stabilité.....	77
IV-3-1 Calcul des charges verticales.....	78
a) Poids propre du barrage	78
b) sous pression hydrostatique.....	78
c) poids de la colonne d'eau aval	79
IV-3-2 Calcul des charges horizontales	79
a) Poussée hydrostatique à l'amont	79
b) Poussée hydrostatique à l'aval	80

c) Poussée des sédiments	80
IV 3-3 calculs de la charge sismique	80
a) Une force horizontale vers l'aval	80
b) un supplément de poussée hydrostatique.....	81
IV-4 Stabilité au Glissement.....	82
IV-4-1 Conditions normales	82
IV-4-2 Conditions exceptionnelles	83
IV-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme).....	83
IV-5 Stabilité au renversement.....	83
IV-5-1 Conditions normales.....	84
IV-5-2 Conditions exceptionnelles	84
IV-5-3 Conditions extrêmes	84
IV-6 Calcul de Résistance.....	85
IV -6-1 Méthode de Pigeaud	85
IV-6-2 Méthode de la résistance des matériaux.....	86
IV-6-3 Vérification de la condition de Maurice Levy	88
Conclusion.....	88

Chapitre V Organisation de chantier

Introduction	89
V.1. Organisation du chantier	89
V.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	89
V.1.1.1. Maître de l'ouvrage	89
V.1.1.2. Maître d'œuvre	89
V.1.1.3. L'entrepreneur	89
V.1.2. Installations du chantier	90
V.1.2.1. Installations destinées au personnel.....	90
V.1.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	90
V.1.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	90
V.1.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	90
V.1.3. Ordre d'exécution des travaux.....	90
V -4. planification.....	90
V -4-1 Définition.....	90
V -4-2 Les méthodes de planification	90
V -4-2-1 Symboles des différentes opérations.....	91
V -4-2-2 La méthode potentiel	92
V -4-2-3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau.....	92

Conclusion 93

CONCLUSION GENERALE..... 94

Liste des Tableaux

Chapitre I : synthèse de faisabilité

Tableau I.01 : Situations et profondeurs des sondages.....	5
Tableau I.02 : synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	11
Tableau I.03 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux fins).....	12
Tableau I.04 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux grossiers).....	13
Tableau I.05 récapitulatif des essais LA et MDE.....	14
Tableau I.06 : Variation du niveau de la nappe (du 14.04.2005 au 14.11.2005).....	15
Tableau I.07 : Répartition mensuelle des apports.....	19
Tableau I.08 : Crues de projet.....	20
Tableau I.09 : Modulation mensuelle des besoins.....	20

Chapitre II : étude hydrologique

Tableau II.01: Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja.....	24
Tableau II.02 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA.....	25
Tableau II.03 : Evaporation Moyenne Mensuelle.....	26
Tableau II.04 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	26
Tableau II.05: répartition des vitesses de vent.....	27
Tableau II.06: Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude.....	27
Tableau II.07: Station pluviométrique.....	28
Tableau II.08: Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	28
Tableau II.09: Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	29
Tableau II.10: Ajustement à la loi de GUMBEL.....	30
Tableau II.11: Ajustement a la loi log normale.....	32
Tableau II.12: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	33
Tableau II.12: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	34
Tableau II.13 : Pluies de courtes durées et leur intensité	37
Tableau II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	37
Tableau II.15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	37
Tableau II.15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	38
Tableau II.16 : caractéristique de l'écoulement	39
Tableau II.17 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale	40
Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon	40
Tableau II.19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	42
Tableau II.20 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	42
Tableau II.21 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	42
Tableau II.22 : Débits fréquentielles calculés.....	43
Tableau II.23 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	44
Tableau II.24 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps	48
Tableau II.24 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps	48
Tableau II.25: Choix de la crue de projet.....	50
Tableau II.26: La répartition mensuelle de l'apport 80%	50
Tableau II.27 : Répartition mensuelle des besoins en eau	50

	51
Tableau II.28 : Courbe topographiques et volumétriques	53
Tableau II.29: Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$	54
Tableau II.30: Détermination h et I_{Dev} par la méthode de KOCHERINE.....	56
Tableau II.31: Les différents résultats de la revanche.....	57
Tableau II.32: Les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	57
Tableau II.33: Volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	58
Tableau II.34: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	59
Tableau II.35: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes....	59
Tableau II.36: Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	

Chapitre.III : analyse et choix de la variante de la digue

	61
Tableau III-1 : Les quantités des matériaux disponibles sur les zones d'emprunts.....	62
Tableau III-2: Les différents résultats de la revanche.....	63
Tableau III-3: les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	66
Tableau III-4 : Les variantes de barrage.....	67
Tableau III-5 : coût de la digue (1ère variante).....	68
Tableau III-6 : coût de la digue (2eme variante).....	69
Tableau III-7 : coût de la digue (3eme variante).....	75
Tableau III-8 : récapitulatif des résultats des caractéristiques du barrage.....	

Chapitre IV : stabilité de la digue

	77
Tableau IV-1 : Coefficients de sécurité.....	81
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.....	82
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des charges sismiques.....	

Chapitre V ; organisation de chantier

	91
Tableau V -1 : symboles des opérations et leurs durées	92
Tableau V -2 : Résultats de calcul pour la méthode du tableau	

Liste des figures

N° page

Liste des Figures

Chapitre. I : synthèse de faisabilité.

Figure I.01 : Extrait de la carte routière de la région du site d'OULDJA.....	2
Figure I.02 : Situation d barrage d'OULDJA.....	3
Figure I. 03 : Emplacement des forages de reconnaissance de la phase APD	6
Figure I.04 : Carte géologique de la cuvette.....	7
Figure I.05 : Carte géologique du site.....	9
Figure I.06 : carte du zonage sismique du territoire national	16

Chapitre. II : étude hydrologique

Figure II.01. : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	23
Figure II.02 : La répartition mensuelle des températures.....	25
Figure II.03 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	26
Figure II.04. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	26
Figure II.05 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	27
Figure II.06 : Répartition mensuelle des précipitations.....	28
Figure II.7 : Ajustement a la loi de GUMBEL.....	31
Figure II.8 : Ajustement a la loi log normale.....	32
Figure II.9 : courbe des pluies à courtes durées.....	35
Figure II.10 : courbe des intensités fréquentielles.....	36
Figure II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	38
Figure II.12 : représentation graphique de la loi log-normale.....	39
Figure II.13 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	41
Figure II.14 :L'Hydro-grammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).....	47
Figure II.15 : L'Hydro-gramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans.....	48
Figure II.16 : L'Hydro-gramme de la crue de chantier.....	49
Figure II.17 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur.....	52
Figure II.18 : courbe d'optimisation.....	60

Chapitre. III : choix de la variante de la digue

Figure. III-1 : barrage en BCR.....	64
Figure. III-2 : barrages en enrochements avec un masque amont.....	64
Figure. III-3 : Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers.....	65
Figure .III-4 : Coupe-type du barrage.....	70
Figure III-5 : masque amont réalisé au moyen d'un béton conventionnel	72
Figure III-6 : Détail de drain vertical.....	72

Figure III-7 : revêtement réalisé au moyen d'un béton conventionnel.....	73
Figure III-8 : fuseau granulométrique des granulats pour remblai dur.....	74

Chapitre IV stabilité de la digue

Figure IV-1: les différentes charges agissantes sur le corps du barrage.....	78
------------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre VII organisation de chantier

Figure VII.1: Réseau à nœuds.....	92
-----------------------------------	----

INTRODUCTION GENERALE

La pénurie de l'eau potable dans la wilaya de KHENCHELA est un problème qu'on doit régler. En effet, le secteur de l'hydraulique dans cette région, a bénéficié d'une attention particulière concrétisée par la mise en œuvre d'un ensemble d'opérations de développement local, appelées à répondre aux priorités des besoins des populations en matière d'alimentation en eau potable, d'assainissement et d'irrigation des terres agricoles.

La réalisation de ce futur ouvrage hydraulique, le plus grand de la wilaya de KHENCHELA, et dont l'étude technique a été élaborée par un bureau grec, et supervisée par l'Agence nationale des barrages et transferts (ANBT).

Le barrage destiné à renforcer l'alimentation en eau potable et l'irrigation dans la région, Notre projet d'étude a pour but l'étude de la variante de la digue d'OULDJA.

Le contenu comprendra cinq chapitres. Nous allons faire en premier lieu une synthèse de l'étude de faisabilité.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydro-gramme de crue ; de l'estimation et du choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique ; et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacra une partie pour le choix de la variante la plus adéquate en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que des conditions économiques ; et détailler la variante adoptée.

Un chapitre consacré pour a la vérification de la stabilité de la variante retenue et nous terminons par une organisation de chantier qui nous permette d'avoir le planning des travaux.

Chapitre I

***SYNTHESE D'HYDROLOGIE ET GEOLOGIE
ET GEOTECHNIQUE***

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction :

L'Agence Nationale des Barrages (ANBT) a confié au groupement d'études Stucky & Bonnard –Gardel, les études de faisabilité de trois sites de barrages dans l'Est algérien, qui sont : Barika, Ouldja et Chebabta. Le présent rapport relate l'étude géologique et géotechnique ; ainsi que et l' Etude technico-économique des variantes pour le site d'Ouldja (wilaya de Khenchela).

Ce chapitre synthétise les résultats de l'étude hydrologique et de régularisation de la retenue, et l'étude géologique et géotechnique.

I -1 Présentation générale du projet :

Le site du barrage d'EL OULDJA se trouve sur l'oued EL ARAB , à environ 80 km au sud ouest de KHENCHELA, chef lieu de Wilaya. Il porte le nom d'une petite localité située à environ 2 km, plus au sud. On accède au site :

-Par le nord ; depuis KHENCHELA, en prenant la route menant vers BABAR, on passe par le barrage du même nom sur sa rive gauche et ensuite par le petit village de TABERDGA. On continue vers EL OULDJA par une route sinueuse. A environ, 500 m avant le village d'EL OULDJA, on emprunte à droite vers le nord une piste très rocailleuse sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

-Par le sud ; on quitte la route contournant les AURES, au niveau de la localité de KHANGA SIDI NADJI et on remonte la vallée sur une vingtaine de kilomètres jusqu'au village d'EL OULDJA. A l'entrée du village, il faudra prendre sur la droite la route qui monte en direction de TABERDGA. Après 500 m environ, on devra suivre une piste très rocailleuse, partant sur la gauche, sur environ 2 km, celle-ci mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

Le site est porté sur la carte au 1/500 000. Il est repéré par les coordonnées Lambert ci-dessous :

X=862.750 Km

Y=188.800 Km

Z=326 (lit de l'Oued) m NGA

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

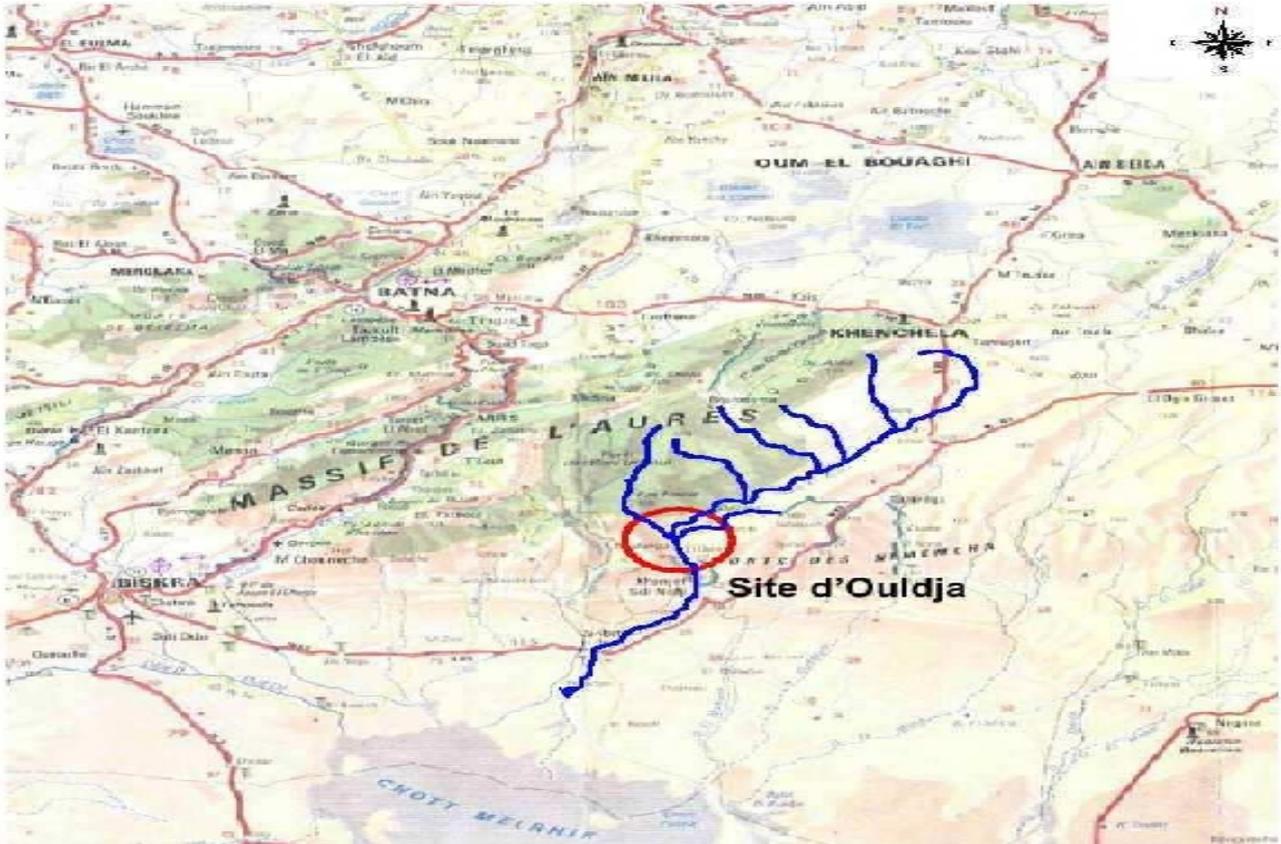


Figure I.01 : Extrait de la carte routière de la région du site d'OULDJA

(ECH : 1/50000) (source ANBT)

I-2 Situation topographique, géologique et géotechnique :

I-2 -1 Topographie et morphologie du site :

Les relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue. Des mesures plus denses complètent et affinent les connaissances topographiques sur une zone plus restreinte autour de l'axe du futur barrage. Cependant, pour une étape ultérieure des études, une campagne complémentaire est à prévoir en extrémité droite de l'axe du barrage.

Au niveau du site du barrage, l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite, suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont, toutes les deux, dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur comprend de larges terrasses alluviales.

Sur le site, la vallée est assez large ; le lit actuel de l'oued est dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m.

La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales, localement en surplomb.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite, dans le lit alluvial, à 1 km à l'amont de l'axe. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'El Ouldja) ont été trouvées à environ 500 m, en amont du site.

I -2 -2 Géologie :

Le site du barrage d'El Ouldja fait partie intégrante du flanc sud du grand anticlinal de TOUBOUNT. Les terrains d'assises qui affleurent aussi bien sur le site, que dans la cuvette sont caractérisés par une structure monoclinale avec un léger pendage vers le sud-sud-ouest. Des failles avec un rejet considérable n'existent ni dans la cuvette ni au niveau du site.

Le fond rocheux de la retenue est principalement constitué de marnes bleues-grises localement gypseuses alternant avec des calcaires plus ou moins marneux et calcaires durs du crétacé supérieur. Ces sédiments du crétacé supérieur de direction E-O ont un pendage sud variant de 10 à 20°.

Les terrains qui affleurent, comme un vaste monoclinale, sont:

Trias : Affleure en quelques îlots aux djebels Aidel et Toubount, et aux environs de Khenchela, mais n'affleure ni le site, ni dans la cuvette. Il est représenté par des roches détritiques carbonatées (dolomies, marnes) et des sédiments haloides (sel, gypse, etc.).

Crétacé inférieur : Caractérisé par des grès fins quartzeux en masses importantes au sommet du djebel Aidel et par des grès, calcaires et marnes au sommet du djebel Chelia.

Crétacé moyen : Affleure principalement sur le versant droit de la vallée de l'oued El Arab ; dans la région des djebels TOUBOUNT, TAOURIRT et TAQFIST. Ce sont des sédiments très variés, formés de marnes, de calcaires marneux de calcaire et de grès.

Crétacé supérieur : Présente un faciès néritique à pélagique profond à peu profond caractérisé par des intercalations de marnes avec des bancs de calcaires marneux et de calcaire.

Il est important de savoir que tout le fond rocheux de la retenue est formé par des marnes, calcaires marneux et calcaires du crétacé supérieur.

Eocène inférieur : Apparaît sous de faibles étendues aux djebels BERGA, TADLIST et ICH MERZOU. Il est formé de bancs de calcaires à sommet marneux dans lesquels s'observent des niveaux de rognons siliceux bruns ou noirs qui deviennent des marnes noires à la base.

Quaternaire : Formé par des alluvions anciennes et récentes, des terrasses et des éboulis de pentes.

I -2 -3 Géomorphologie et tectonique :

Le site d'El Ouldja sur l'oued El Arab se présente par une morphologie assez prononcée. Au droit de l'axe, la vallée est large avec un fond plat et des pentes de rives parfois très raides, on y relève également des parois rocheuses à pentes subverticales.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

L'oued, coulant du nord vers le sud, serpente entre des terrasses alluviales passant d'une rive à l'autre du talweg au gré de ses larges courbes. Les terrasses alluviales sont localement épaisses et de granulométrie souvent très grossière.

Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur ; alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Sur le site, la vallée est assez large, et a une cote de 410 m, la largeur de la vallée est d'environ 860 m.

Le lit actuel de l'oued est, d'environ, 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m.

La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb. Localement, on trouve des graviers grossiers à des altitudes d'environ 350 à 450m interprétés comme étant les restes des anciennes terrasses épaisses. Ces anciennes terrasses sont partiellement érodées ou couvertes par des éboulis plus jeunes ; c'est pour cela, qu'elles ne forment plus un élément de la morphologie actuelle. Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluviale à 1 km à l'amont de l'axe. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'El Ouldja) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site

L'histoire tectonique de cette partie de l'Atlas Saharien, formé d'une série de plis d'âge pyrénéen, correspond à une succession d'événements dont chacun a laissé sa trace sur la physionomie actuelle de la région.

Elle englobe le massif des Aurès, les Monts des Ouleds Nails, le Djebel Amour, les Monts des Ksour. L'activité sismique y est plus réduite, elle est localisée en un certain nombre de foyers dans les monts du Ksour, dans les Zibans et dans les Aurès. Certains de ces séismes peuvent atteindre une grande énergie. De faible profondeur (70km), les séismes algériens peuvent atteindre des magnitudes assez élevées et, par conséquent, entraîner des dégâts importants au voisinage de leur foyer

I -2 -4 Travaux de reconnaissance effectués :

Pour reconnaître les conditions morphologiques, géologiques et géotechniques du site, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués.

➤ Topographie :

Un relevé topographique du site au 1/1000 a été effectué par le cabinet GEOCAT Alger. Il porte sur une surface d'environ 134 ha.

Un relevé de la cuvette au 1/5000 a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 917 ha.

➤ Levé géologique :

Sur la base des cartes topographiques, le Groupement d'Etudes a levé la géologie du site et de la cuvette.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

➤ Sondages :

Pour la fondation du barrage, 8 sondages carottés avec essais systématiques de perméabilité

Lugeons au rocher ont été exécutés sur l'axe du barrage par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) dans le courant de l'année 2005. Ils portent les N° F01, F02, F03, F04, F04bis, F05, F06 et F06bis.

Par ailleurs, 6 sondages ont été réalisés pour étudier les zones d'emprunt :

- 2 F07 et F08 dans la carrière de calcaire en haut de la rive droite ;
- 2 F09 et F10 dans la terrasse alluviale à l'amont de l'axe en rive gauche ;
- 2 F11 et F12 dans la terrasse alluviale à la sortie sud de l'agglomération

Tableau I.01 : Situations et profondeurs des sondages

N°	Désignation	Inclinaison	Profondeur	Situation
1	F01	Vertical	Prof = 70 m	Haut rive droite
2	F02	Vertical	Prof = 50 m	Mi-pente, rive droite
3	F03	Vertical	Prof = 34 m	Fond de vallée
4	F04	Incliné 30° N 100°	Long = 80 m	Haut rive gauche
5	F04 bis	Incliné 30° N 100°	Long = 35 m	Haut rive gauche (proche de la falaise)
6	F05	Vertical	Prof = 50 m	Fond de vallée, terrasse rive droite
7	F06	Vertical	Prof = 40,5 m	Haut rive gauche Amont F06bis
8	F06 bis	Vertical	Prof = 32 m	Haut rive gauche
9	F07	Vertical	Prof = 26 m	Carrière rive droite
10	F08	Vertical	Prof = 20 m	Carrière rive droite
11	F09	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse amont (Zone d'alluvions)
12	F10	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse amont (Zone d'alluvions)
13	F11	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse en aval d'El Quldja
14	F12	Vertical	Prof = 20 m	Terrasse en aval d'El Quldja

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

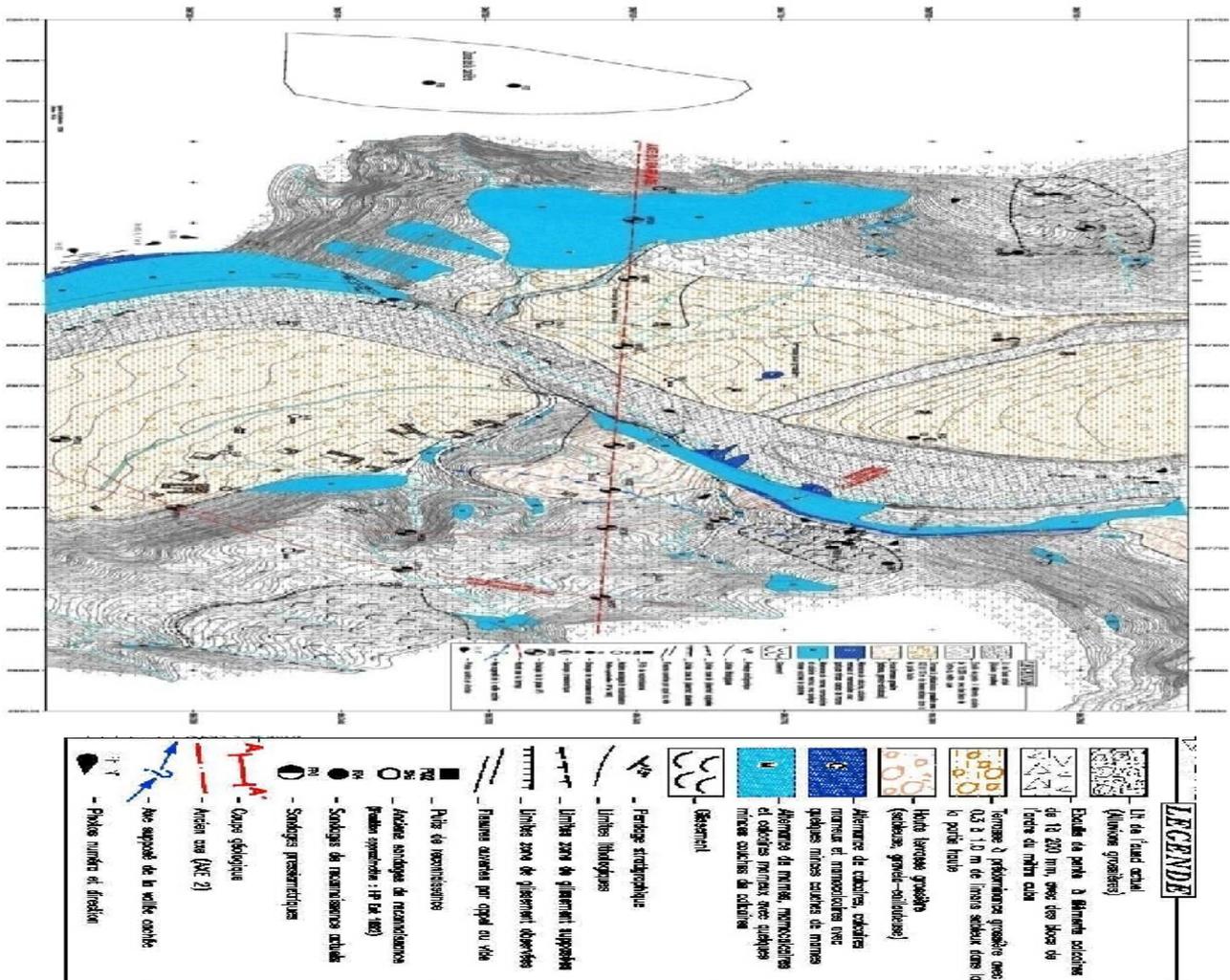


Figure I. 03 : Emplacement des forages de reconnaissance de la phase APD

➤ Préssiomètres :

Les sondages F01, F02, F03, F04 et F05 ont été doublés par des forages dans lesquels ont été réalisés des essais pressiométriques tous les deux mètres. Ces sondages pressiométriques sont numérotés :

FP01, FP02, FP03, FP04 et FP05.

➤ Puits :

- 18 puits ont été exécutés sur les zones identifiées pour les emprunts de matériaux de construction :
- 10 puits dans la plaine alluviale à l'aval de l'agglomération d'El OULDJA dans la zone de matériaux fin.
- 8 puits à l'amont de l'axe pour reconnaître les alluvions grossières. Les puits ont presque tous été réalisés sur une profondeur de 3 à 4m. Tous les puits ont été échantillonnés

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

I-2-5 Géologie de la cuvette et du site du barrage :

La cuvette : La figure si dessous représente la carte géologique du site

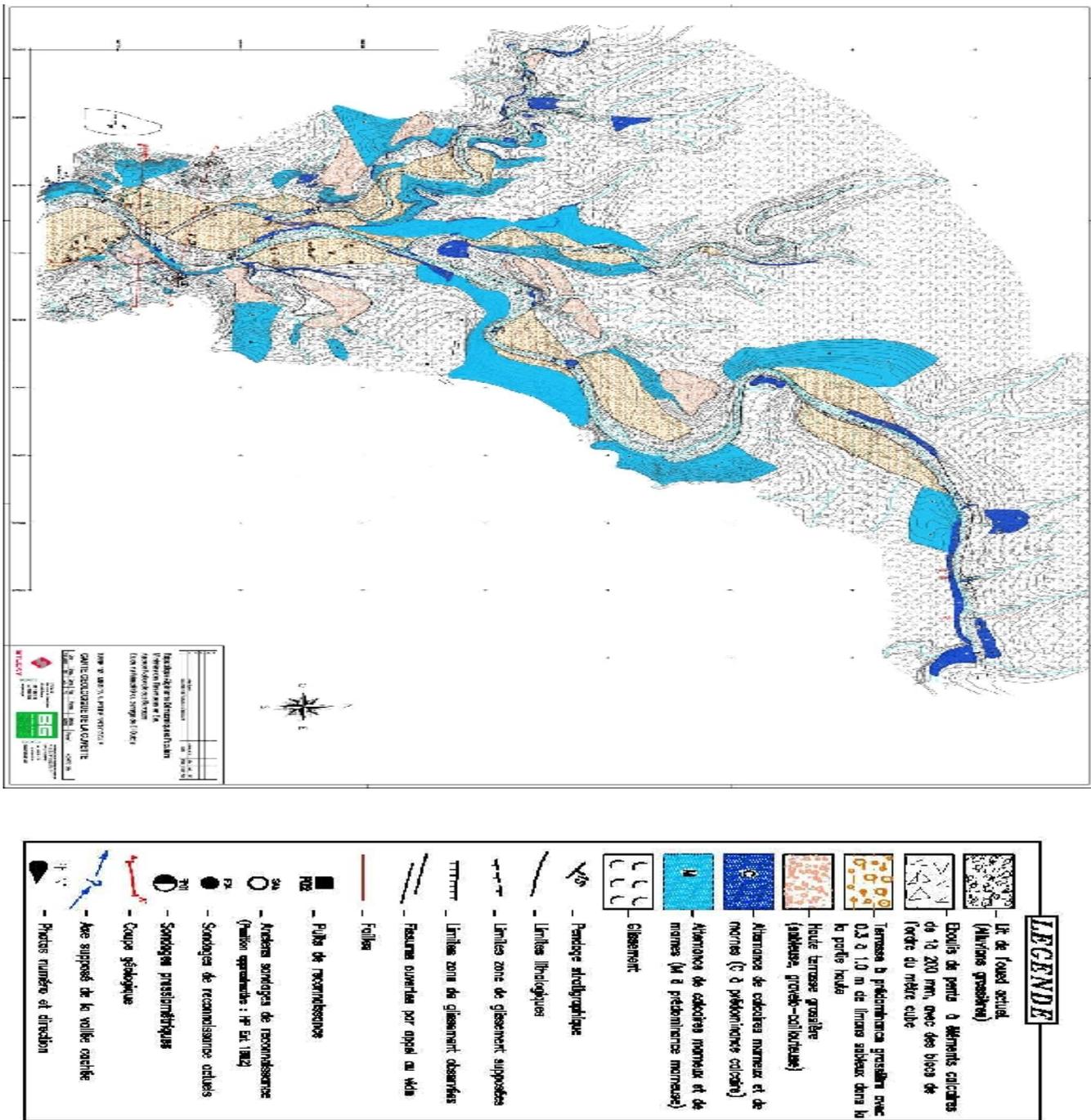


Figure I.04 : Carte géologique de la cuvette

La cuvette du barrage d'El Ouldja est longue, elle présente des flancs raides parfois sub-verticaux voire même en surplomb. Elle fait près de 479 ha à la cote 410 m. La géologie de la cuvette a été levée au 1/5'000. Le site du barrage ainsi que la cuvette font partie du grand anticlinal de TOUBOUNT, dont la cuvette constitue le flanc sud. Celle-ci s'étale dans un massif à prédominance marneuse armée de bancs de calcaires marneux et de calcaire d'épaisseur variant du décimètre au mètre, atteignant parfois 2 à 3 m. L'épaisseur des faciès marneux varie du décimètre à une dizaine de mètres voire parfois plus.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

La structure générale est monoclinale avec une direction des bancs vers le sud et un pendage général de l'ordre de 10-15° vers le sud.

L'altération des calcaires alimente des éboulis grossiers (du décimètre au mètre cube) qui recouvrent les pentes sur de grandes surfaces et qui donnent à la région un aspect ruiniforme. Dans la cuvette, on a relevé quelques failles locales à faibles rejets.

Quelques petites loupes de glissements, sont relevées localement. Elles sont de faible importance mettant en mouvement des masses de quelques centaines de mètres cube. Toutes ces instabilités se trouvent dans la partie basse du plan d'eau, proches du talweg. Cependant les zones à très fortes pentes (falaises) sont souvent fissurées, fissures ouvertes par appel au vide. Ces falaises peuvent s'écrouler de façon instantanée dans le plan d'eau, pour des masses représentant jusqu'à quelques milliers de mètres cube. Quant à l'axe du barrage, il a été localisé un peu plus à l'aval de l'axe des travaux de reconnaissance qui présentait des inconvénients majeurs, d'ordre géologique, trop importants. L'axe des travaux de ces reconnaissances correspond à l'axe du barrage choisi au terme de l'étude d'HYDROPROJET EST. La géologie de celui-ci n'avait pas été reconnue au cours de ces études antérieures.

Issus de l'étude d'HYDROPROJET EST, nous disposons ainsi d'une série de sondages (SA1, SA7, SA11, SA12, SA13 et SA14) qui, recoupent avec notre connaissance du terrain, nous a permis de reconstituer la coupe longitudinale à l'axe du barrage.

Sur la rive droite, le rocher (alternance de marnes, marno-calcaires et calcaires) est affleurant partout en dessous de la cote 405 m. De grandes fissures, ouvertes par appel au vide, n'existent pas.

Au fond de la vallée, la terrasse grossière n'est pas profonde, elle est posée directement sur le rocher.

Sur la rive gauche, l'épaisseur des terrains meubles est réduite. Environ entre 40 m et 100 m à l'est du sondage SA12, la coupe traverse la continuation de l'ancienne vallée remplie d'un mélange de graviers et d'éboulis. Cette vallée a été mise en évidence dans le rapport géologique.

Ni sa position exacte, ni sa profondeur et sa largeur ne sont connues en détail. Il est très probable que cette vallée a une continuation en direction sud-ouest. D'après la carte géologique, elle doit traverser la coupe géologique dans la région mentionnée. Pour un barrage, cette petite vallée ne pose pas, dans cette position, un problème majeur.

La figure ci-dessous représente la carte géologique du site

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

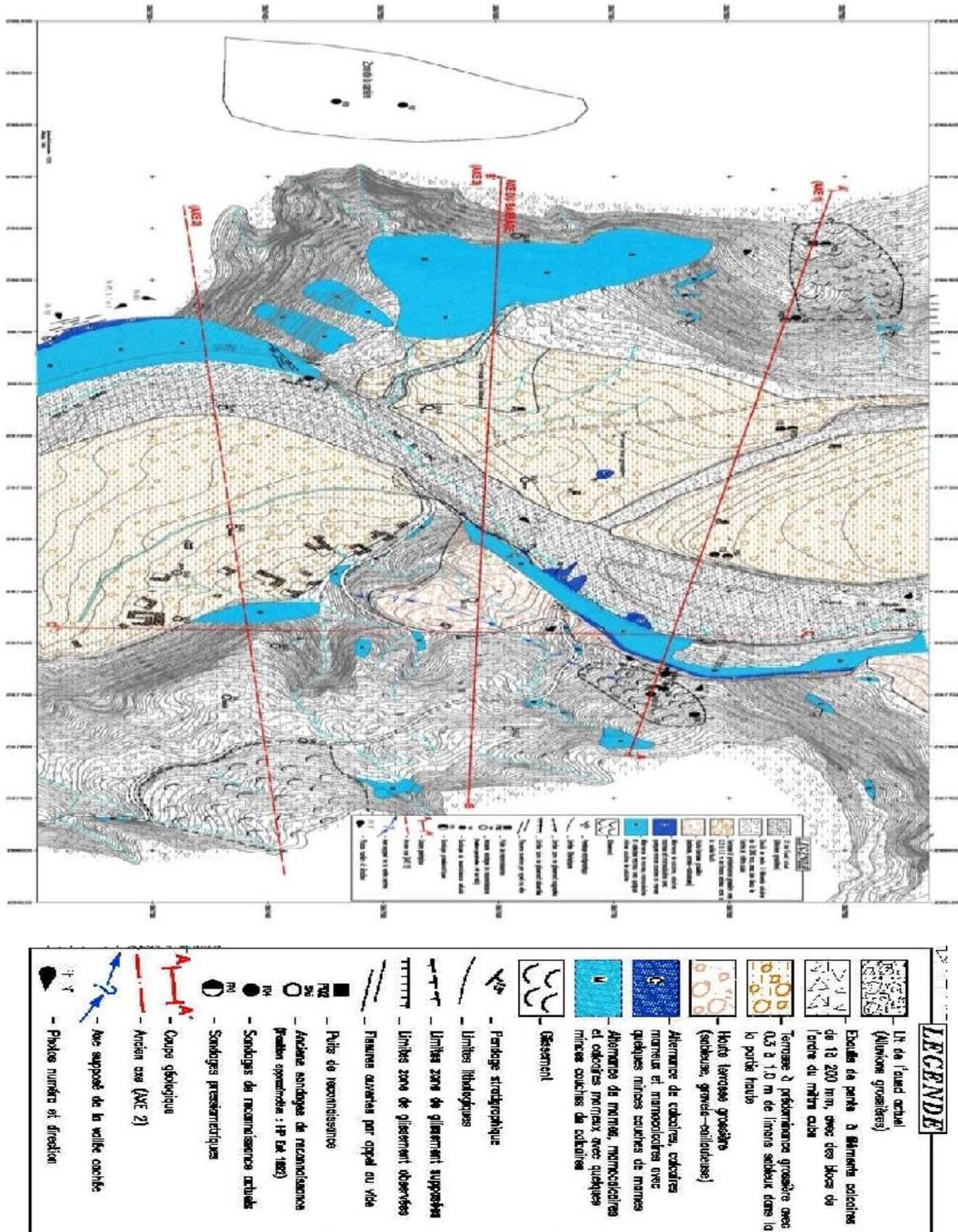


Figure I.05 : Carte géologique du site

I -2 -6 Synthèse des essais géotechniques :

Dans tout le réservoir et au site du barrage, le fond rocheux est très monotone. Il est constitué d'une alternance de marnes, calcaires plus ou moins marneux et quelques bancs de calcaires. Ces sédiments du Crétacé supérieur plongent selon un pendage de 10 à 20 degrés vers le sud. La perméabilité de ces sédiments est moyenne à faible et ne diminue que peu avec la profondeur.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Dans la cuvette :

La vallée a la forme d'un U avec un fond assez plat et des rives raides parfois verticales. Ces falaises sont souvent très fissurées ; de grandes fissures parallèles aux falaises, et des ouvertures par appel au vide existent. La stabilité de ces falaises n'est localement pas assurée, des écroulements (quelques milliers de m³) sont possibles, mais ils ne mettent pas, ainsi que les petits glissements localisés dans la cuvette, en danger les ouvrages sur le site.

Dans tout le réservoir et au site du barrage, le fond rocheux est très monotone. Il est constitué d'une alternance de marnes, calcaires plus ou moins marneux et quelques bancs de calcaires.

La perméabilité de ce fond rocheux est faible à moyenne et de grandes failles avec un rejet important n'existent pas.

Au site du barrage :

L'emplacement retenu de l'axe du barrage est proche d'un des axes de reconnaissance de l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST (axe amont). Le BET dispose ainsi d'une série de sondages situés à proximité immédiate de l'axe. La monotonie de la géologie, le levé géologique de ces anciens forages (SA1, SA7, SA11, SA12, SA13 et SA14), les reconnaissances effectuées sur l'axe de reconnaissances et la localisation de l'ancienne vallée en rive gauche recoupées avec la connaissance du terrain a permis au BET de reconstituer la coupe géologique à l'axe du barrage.

Le futur ouvrage reposera sur une faible couche d'alluvions quaternaires qui peut atteindre quelques mètres d'épaisseur (moins de 12 m).

A l'est du forage SA12, l'axe retenu traverse la suite de la vallée cachée. La phase APD aura pour mission de décider si les matériaux de remplissage de cette vallée, dont la profondeur est estimée à environ 20 m à cet endroit, doivent être excavés ou si on adopte un voile d'injection ou une paroi moulée pour assurer un écran étanche.

Les échantillons prélevés dans les sondages forés de la fondation rocheuse ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. Des essais pressiométriques ont été également faits sur site.

On note que les faciès à prédominance marneuses sont des marnes dures, grises, feuilletés ou compacts.

Les faciès à prédominance calcaire sont les calcaires marneux, gris et compacts.

Les teneurs en eau sont basses. Les porosités sont en moyenne basses mais avec quelques valeurs très fortes. Les poids spécifiques secs γ_d mesurés paraissent trop bas pour être réalistes.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I.02 : synthèse des essais géotechniques de l'assise de la fondation

		Densité		Résistance mécanique		
		γ_d	γ_s	$R_{c, nat}$	$R_{c, Sat}$	$R_{t, nat}$
		[t/m ³]	[t/m ³]	[bars]	[bars]	[bars]
Facies a prédominance marneuse	Valeur moy	2.48	2.69	167.3	273.5	7.2
	Valeur min	2.58	2.63	21.2	33.1	7.2
	Valeur max	2.62	2.73	468.6	521.5	7.2
Facies a prédominance calcaire	Valeur moy	2.50	2.69	334.9	318.7	19.6
	Valeur min	2.60	2.63	35.3	25.0	17.8
	Valeur max	2.55	2.73	620.4	768.0	21.3

Source ANBT

. Pour les faciès marneux, la présence de l'eau dans les vides de l'échantillon et sa faible perméabilité permettent à l'eau présente de développer une pression interstitielle "u" qui réduit la contrainte effective appliquée sur le squelette solide de l'échantillon. Ceci explique pourquoi les "Rc" mesurées sont plus élevées dans le cas saturé que dans le cas naturel.

Quant aux faciès calcaires, la présence des fissures éventuelles dans l'échantillon permet un drainage efficace de l'eau présente dans les vides, ce qui empêche la formation d'une telle pression interstitielle, et par la suite, des valeurs de "Rc" comparables entre le cas naturel et le cas saturé.

➤ Synthèse des essais pressiométriques :

Les valeurs obtenues, en moyenne, sont sensiblement équivalentes pour les alluvions et colluvions (E = 2698.1 bars et PL = 44.7 pour les colluvions et E = 2479.2 bars et PL = 53.0 pour les alluvions). Elles sont toujours élevées aussi bien pour le module, pression limite et le rapport (E/PL).

Pour les marnes et les calcaires marneux les valeurs sont nettement plus élevées (E = 5316.5 bars et PL = 78.3 pour les marnes et E = 6479.0 bars et PL = 88.6 pour les calcaires marneux), ce qui est normal pour ce type de matériau. Les niveaux franchement marneux donnant toujours les valeurs les plus basses. D'après les résultats pressiométriques obtenus, on a :

- Les terrains meubles sont surconsolidés et très serrés
- Les roches de la fondation (calcaires et marnes) sont compactes et peu fracturées

Il faut noter également que les basses valeurs de la moyenne des calcaires sont dues aux valeurs mesurées dans le calcaire de surface du sondage FP03, probablement très fracturé.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

I -2 -7 Matériaux de construction :

Les matériaux fins ont été recherchés à l'aval de l'agglomération d'El OULDJA. Ils pourront être exploités par le moyen des pelles mécaniques et utilisés après séparation des éléments grossiers. Ce sont des argiles sablo-limoneuses brunes, pouvant contenir des passes plus grossières, sur des épaisseurs dès 70 cm à plus que 4 m. La zone reconnue s'étale sur plusieurs kilomètres de long et 300 m de large. Avec une épaisseur moyenne de 5 m, on obtient un volume des matériaux fins de l'ordre de 3000000 m³. Les deux sondages réalisés dans cette zone rencontrent respectivement 4,8 et 5 m de limons argileux, puis 5,5 et 9,2 d'alluvions grossières surmontant des marnes grises tendres.

Tableau I.03 : synthèse des essais géotechniques des puits

	Granulométrie [%]					W [%]	Limites d'Atterberg			
	Sable gr	Sable fin	Limons	Argile	Totale		W _L	W _p	I _p	I _c
	D 2 ~ 0.2	D 0.2 ~ 0.02	D 0.02 ~ 22μ	D 2μ ~ 0.2μ	D <80μ					
Max.	33.00	32.00	33.00	61.00	96.00	19.04	66.00	33.50	35.6	1.84
Min.	2.00	9.00	7.00	9.00	21.00	7.46	48.00	23.66	24.34	1.29
Moy.	13.22	20.89	19.89	39.56	72.33	15.55	58.82	29.88	28.95	1.50

	Proctor			Cisaillement				Oédomètre			
	W _{opt}	γ _{d max}	S _r	C _{uu}	Ø _{uu}	C _{cu}	Ø _{cu}	P _c	C _c	C _g	C _s
	[%]	[t / m ³]	[%]	[bars]	[degr]	[bars]	[d]	[bars]	[%]	[%]	[%]
Max.	22.20	1.85	82.90	1.97	12.09	1.86	3	4.30	12.00	2.86	0.26
Min.	12.40	1.55	75.72	1.04	6.60	0.48	1	2.12	8.33	1.02	0.00
Moy.	16.98	1.69	77.89	1.48	10.73	0.92	2	2.89	9.67	1.78	0.17

➤ Matériaux grossiers pour remblai :

Des sondages ont été réalisés à la pelle mécanique dans les terrasses alluviales, répartis à l'amont de l'axe abandonné du barrage, en rive gauche et en rive droite de l'oued. Ces sondages rencontrent, en principe, un peu de terre végétale en surface (jusqu'à 40 cm) des limons sablo-graveleux couvrant des alluvions grossières. Le puits P15 montre des limons sablo-graveleux de la couverture sur toute la profondeur du puits avec des passes graveleuses plus grossières. Ces dépôts marbrés avec des passes plus ou moins fines ou grossières sont typiques des alluvions de rivière. Les passes fines correspondent à des périodes de dépôts où le courant d'eau était plus faible et les passes grossières à des périodes où l'oued avait plus de vigueur. Dans ce mélange interfèrent également les éboulis de pente, éléments de grosse taille qui n'ont pas été entraînés par l'eau. Sur l'axe des reconnaissances, le forage F05 a montré que l'épaisseur de la terrasse alluviale avait jusqu'à

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

près de 9 m d'épaisseur. L'observation des affleurements où l'oued a tranché la terrasse alluviale, relève des épaisseurs de plus de 5-6 m d'alluvions parfois très grossières avec beaucoup d'éléments supérieurs à 200 mm.

Deux sondages de 18 m de longueur ont été également forés environ 500 m à l'amont de l'axe des reconnaissances sur la terrasse rive gauche. Ils montrent que la terrasse alluviale, à cet endroit, respectivement 9,5 m et 11,6 m d'épaisseur. Les épaisseurs d'alluvions grossières rencontrées sont respectivement de 8 m et 10,1 m sous 1,5 m de limons sableux ; Ainsi, la zone reconnue s'étale sur une superficie de l'ordre de 40 ha, soit, si l'on admet une épaisseur moyenne des alluvions de l'ordre de 4 m d'épaisseur au moins, un volume reconnu de l'ordre de 1 600 000 m³. Il est clair que les réserves sont de l'ordre de plusieurs millions de m³ dans la cuvette et également à l'aval de celle-ci. On doit signaler que parfois ces alluvions renferment quelques blocs marneux très altérés qu'il faudrait expurger si on souhaite utiliser ces alluvions comme agrégats à béton. Ces matériaux seront extraits par le moyen des pelles mécaniques. Ils seront éventuellement criblés pour les séparer des matériaux fins. Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques dont. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivants

Tableau I.04 : synthèse des essais géotechniques des puits

	Granulométrie [%]					W	Limites d'Atterberg			
	Sable gr	Sable fin	Limons	Argile	Totale		W _L	W _p	I _p	I _c
	D 2 ~ 0.2	D 0.2 ~ 0.02	D 0.02 ~ 22μ	D 2μ ~ 0.2μ	D <80μ		[%]	[%]	[%]	[-]
Max.	27.00	25.00	13.00	28.00	62.00	12.4	42.00	21.03	21.13	1.56
Min.	10.00	11.00	0.00	0.00	8.00	12.4	30.90	16.69	14.21	1.30
Moy.	18.83	14.00	7.50	11.00	27.00	12.4	36.50	19.53	16.97	1.42

	Proctor			Cisaillement			
	W _{opt}	Y _{dmax}	S _r	C _{uu}	Ø _{uu}	C _{cu}	Ø _{cu}
	[%]	[t/m ³]	[%]	[bars]	[degr]	[bars]	[degr]
Max.	10.10	2.09	79.12	1.74	15.68	0.33	43.93
Min.	8.00	1.96	75.91	3.10	9.52	0.31	41.89
Moy.	8.70	2.04	77.38	1.94	13.01	0.31	39.59

On remarque que les matériaux sont en moyenne à forte composante grossière, avec une proportion d'éléments >0,2 mm en moyenne de l'ordre de 62.5 %. Ces matériaux se classent en catégorie GA (graves argileuses). La partie fine est toujours en catégorie CL à compressibilité et plasticité moyenne.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Au Proctor normal les densités obtenues sont moyennes à élevées pour des teneurs en eau faibles souvent supérieures à la teneur en eau naturelle. Les caractéristiques au cisaillement sont très élevées.

➤ **Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton :**

Une carrière à matériau pour enrochements et agrégats à béton a été identifiée à proximité immédiate du site du barrage. Elle est située au droit de l'axe, sur la rive droite, dans une barre calcaire qui domine la vallée et qui présente souvent une paroi en surplomb. Deux sondages forés reconnaissent cette barre. Ils rencontrent respectivement, sous 9,4 et 6 m de colluvions, 16,6 et 14 m de calcaires compacts gris parfois blanchâtres avec quelques passées marneuses. L'épaisseur de calcaire compact, exploitable, est de l'ordre de 8 mètres et se situe dans la partie supérieure du banc.

Ces calcaires ont été soumis à une série d'essais géotechniques.

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau I.05 : récapitulatif des essais LA et MDE

SONDAGE	NATURE	LA%	MDE%
F07	Calcaire jaune	18.18	6.47
F08	Calcaire gris	12.13	6.86

MDE : essai micro deval

LA : essai los angelos

Les valeurs de densité obtenues sont relativement faibles avec des porosités élevées pour ce type de matériaux. Les résistances à la compression simple sont dispersées mais en général moyenne. L'essai Los Angeles donne des valeurs montrant que l'on peut obtenir des agrégats à béton de bonne qualité. Cette carrière pourrait fournir des enrochements et des agrégats d'assez bonne qualité et en quantité très largement suffisante pour couvrir la totalité des besoins du barrage. Les sables pour filtres et drains seront produits par criblage et séparation à partir des matériaux extraits de la carrière.

I -2 -8 Hydrogéologie :

Le tableau suivant donne les résultats de ces essais par tranche de 10 à 48 essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m en général. Les résultats complets de ces essais sont donnés en m de profondeur.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I.06 : Variation du niveau de la nappe

Sondage	F01	F02	F03	F05	F06
Côte sondage (NGA)	426.12	394.44	336.32	336.40	415.55
Côte nappe (NGA) 01/10/05	395.62	374.94	329.16	331.90	399.75
Côte nappe(NGA) 24/10/05	Sec	sec	329.26	332.25	Sec

On a constaté que le niveau de la nappe sur la rive droite (sondages F01 et F02) passe respectivement de la cote 404,92 et 384,14 à 386,12 et 374,94 en l'espace de 2 semaines environ pour s'assécher à partir du début du mois d'octobre. Les cotes auxquelles s'assèchent ces sondages se situent presque à la limite du toit du rocher.

En rive gauche le niveau de la nappe (F06) passe de 399,75NGA à 386,25NGA en une semaine puis s'assèche.

Les résultats des mesures du niveau piézométrique ne reflètent pas ce que le BET attendait vis à vis le comportement de la nappe. Une décroissance progressive dans le niveau de l'eau est attendue par le BET dû probablement à des petits réservoirs qui se remplissent durant les pluies et se vident, ensuite, gentiment. Les observations ont montré, au contraire, une chute brusque du niveau à la fin de la période hivernale. Celle là peut être la cause d'une formation probable de bouchons de boue obstruant les trous dans les forages de mesure qui, sous la charge de la colonne d'eau, se sont débouchés subitement.

Donc, on peut conclure qu'un tel comportement donne l'impression d'une présence d'une nappe perchée sur les rives. Un tel type de nappe n'existe pas réellement dans le site d'OULDJA

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Fondation :

Rocher en place :

- Prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire
- Résistance à la compression des bancs à prédominance marneuse : 17 MPa.
- Résistance à la compression des bancs à prédominance calcaire : 33 MPa.

Alluvions en place :

- Terrasses alluviales grossières d'épaisseur jusqu'à 10 m.
- La fondation du barrage et de la cuvette est considérée comme globalement peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. La perméabilité varie peu avec la profondeur.

Matériaux de construction :

Matériaux de remblai fins :

- dépôts alluvionnaires, argiles sablo-limoneuses Provenance : plaine en aval du site, en aval de la localité d'EL OULDJA. Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction ($V \sim 3\,000\,000\text{ m}^3$).

Humidité naturelle : 16 %.

Humidité optimale : 17%

Angle de frottement interne : 11°

Cohésion : 100 kPa

Poids volumique : 17 kN/m³

Matériaux de remblai grossiers :

- dépôts alluvionnaires.

Provenance : terrasses alluviales au niveau du site, en amont ou en aval.

Quantité : plus de 1 600 000 m³, suffisamment pour les recharges d'une digue en remblai.

Matériaux rocheux :

- banc de calcaires compacts.

Provenance : carrière à ouvrir, située à proximité du barrage, en rive droite.

Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction (également suffisante pour un barrage en béton).

Poids spécifique : 2.7 t/m³

Résistance à la compression : 40 Mpa.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Résistance à l'abrasion, essai Los Angeles : 18%.

Matériaux granuleux :

- obtenus par concassage des calcaires compacts ou par triage des alluvions grossières (blocs pouvant être altérés).

Sismicité du site : Accélération au sol : 0.15 x g

Qualité de l'eau : Minéralisation : 1650 mg/l et SO₄ : 800 mg/l

Chlorures : 1000 mg/l (concentration prévue dans la retenue

I -3 Condition hydrologique :

I -3-1 Morphologie du bassin versant :

L'oued El Arab se jette dans le Chott Melhrir (altitude -30m). Il draine le versant S-E des massifs des Aurès, chaîne qui culmine à 2328m au Djebel Chelia et l'extrémité Ouest des Nemencha (1834m au Djebel Chechar).

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued El Arab jusqu'à El Ouldja sont

les suivantes :	-Surface du bassin versant de l'oued El Arab	1900 km ²
	-Surface du bassin versant de la retenue de Babar	567 km ²
	-Surface du bassin versant de la retenue d'El Ouldja	1200 km ²
	-Altitude maximale du bassin versant de l'oued El Arab	2328 NGA
	-Altitude moyenne du bassin versant de l'oued El Arab	1128 NGA
	-Altitude de la fondation du barrage d'El Ouldja	314 NGA

I -3-2 Apports :

L'étude, des données pluviométriques, montre une notable baisse des précipitations après 1976. Cette baisse d'environ 15% entraîne une diminution de la lame d'eau écoulée de près de 53% qui se traduit par une diminution des apports de 32% , après 1976.

L'apport moyen annuel généré s'élève à 27.4 hm³, moyenne de la série des apports obtenus par l'étude de simulation effectuée dans ce rapport .Cette valeur a été déterminée, en se basant sur un bassin versant utile limité à l'amont par le barrage de Babar (superficie = 1333 km²).

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I -7: La répartition mensuelle des apports (source ANBT)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Apports en%	7	8	14	14	10	6	3	4	10	9	8	7
Apports en Hm ³ sur toute la série de simulation	1.92	2.19	3.84	3.84	2.74	1.64	0.82	1.10	2.74	2.46	2.19	1.92
Apport en Hm ³ 1976	1.57	1.80	3.15	3.15	2.25	1.35	0.68	0.90	2.25	2.03	1.80	1.57

I -3-3 Envasement :

Le volume utile de la retenue, est celui pour lequel l'exploitant de l'aménagement peut compter pour stocker de l'eau. En d'autres termes, il s'agit du volume total de la retenue moins le volume mort (ou envasement).

Les sédiments provoquant l'envasement arrivent principalement lors de fortes crues. Ne sachant pas quand celles-ci se produiront, il a été admis que la retenue puisse se remplir d'un gros volume de sédiments, rapidement, après la mise en eau du barrage (envasement maximal). On admet donc que sur les 50 années de simulation, on dispose du même volume utile. Cette hypothèse conduit à sous-évaluer le volume d'eau réellement disponible, en tout cas pour les premières années d'exploitation.

L'estimation de l'envasement, donc du volume mort de la retenue se base sur une concentration moyenne en sédiments des apports « c » de 35 g/l [1]. Le volume des dépôts peut être calculé en connaissant les apports annuels « Va », soit 22.5 hm³ (moyenne des apports après 1976), et en estimant la densité volumique des sédiments « ps » à 1.265 t/m³. Ainsi, pour une période de 50 ans, le volume d'envasement est de **31.1 hm**

I -3-4 Evaporation :

Les pertes d'eau de la retenue d'Ouldja sont essentiellement dues à l'évaporation. Elle est estimée à : 1850 mm/an

I -3-5 Crues du projet :

Les crues de projet ont été établies dans l'étude hydrologique sans tenir compte de l'effet de rétention du barrage de Babar existant à l'amont (ce qui va dans le sens de la sécurité puisqu'il amortit un peu les crues). Pour le site d'Ouldja, les crues ,à considérer, sont présentées dans le Tableau ci-dessous.

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I.8 : Crues de projet

Temps de retour	[ans]	10	20	50	100	1000	5000	10000
Pluie journalière	[mm]	63	72	85	200	266	312	333
Pointe de crue (QT)	[m³/s]	935	1190	1559	4817	6687	7890	8585
Volume de crue	[hm³]	40	50	66	202	281	335	360

(Source ANBT)

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

$$Q_{1000} = 6687 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydrogramme de crue utilisé dans le calcul d'amortissement sera un hydrogramme triangulaire possédant un débit de pointe QT = pointe de crue, un temps de base TB = 24 heures et un temps de montée

$$T_M = 1/3 \times T_B = 8 \text{ heures.}$$

Concernant la crue de chantier, elle peut être estimée à une périodicité d'au moins dix fois la durée de la construction dans la zone inondable.

En considérant que cette durée des travaux est de 3 ans pour une digue et de 2 ans pour un barrage en béton, la période de retour pour la crue de chantier serait de 30 ans pour la variante digue et 20 ans pour celle en béton. Soit un débit de pointe de chantier :

$$QT = 1313 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (variante digue)}$$

$$QT = 1190 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (variante béton)}$$

I -3-6 Régularisation :

Tableau I -9 : Modulation mensuelle des besoins

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Demandes en%	0	0	1	7	13	17	21	18	12	11	0	0

(Source ANBT)

Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

En résumé, L'étude de régularisation conclut avec les recommandations suivantes :

- le niveau normal maximal de la retenue se situe à 396.20 NGA.
- Volume mort est égal 31.1 hm³.
- Niveau normal de la retenue : 396.20 m
- Volume total de la retenue : 90.1 hm³
- Volume utile de la retenue : 59.0 hm³

Chapitre II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre II : Etude hydrologie

Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement du barrage.

Les études hydrologiques sont indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve, d'une part, et , d'autre part d'estimer la crue , contre laquelle, il est nécessaire de protéger le barrage.

Les études sont basées sur la statistique ; si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Les ressources hydriques superficielles de la région sont concentrées durant la saison pluvieuse, qui s'étend de septembre à avril. Les calculs de régularisation de l'écoulement permettent à ces réserves de couvrir les différents besoins durant la saison de l'irrigation.

La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- a- La disponibilité relative de l'écoulement superficiel
- b- L'existence d'un site adéquat
- c- L'existence d'un utilisateur potentiel.

Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur les principaux facteurs de formation de la crue, dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard, disponibles au niveau des différents services techniques spécialisés (**A.N.R.H** et **O.N.M.**).

Les résultats, de telle ou telle méthode, ne peuvent être considérés comme fiables que s'ils sont comparés avec des données d'observations hydrologiques et climatiques de la région d'étude.

II.1 Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section.

Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure, pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un 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 des cartes d'état major :(sourceINCT)

- DJEBEL TOUBOUNT (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- BABAR (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

Chapitre II : Etude hydrologie

- KHENGA SIDI NADJIA a l'échelle 1/50.000.

- OULDJA (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

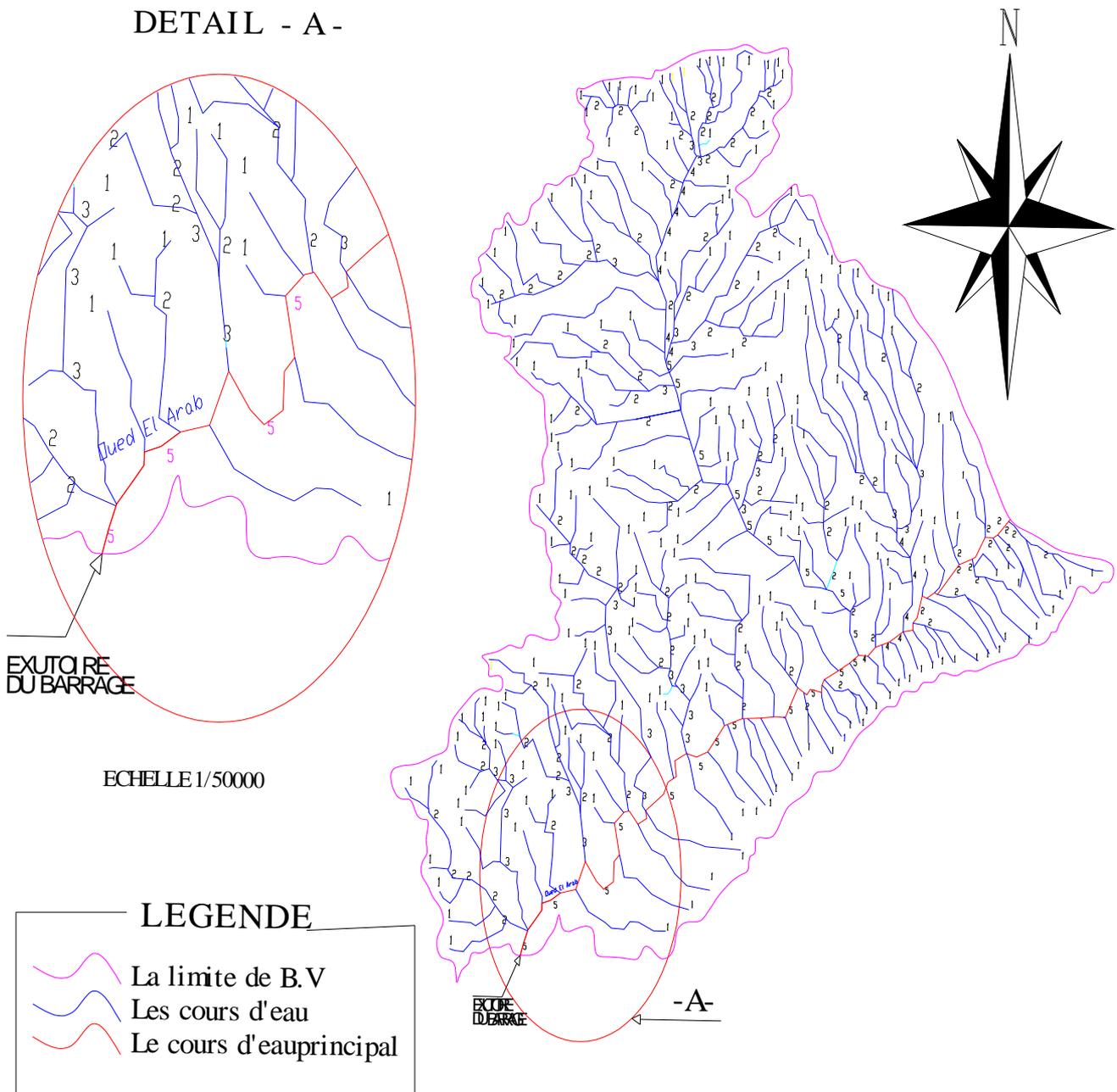


Figure II.01. : Le réseau hydrographique du bassin versant (Classification de schum)

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau II.01 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant du barrage d'Ouldja

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1260
Périmètre		P	km	160.2
Longueur du thalweg principal		L	km	110.3
Indice de compacité		K _C		1,26
Coefficient d'allongement		Ca		9,54
Rectangle Equivalent	longueur	L _r	Km	57.82.
	largeur	l _r	Km	21.48
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1947
	moyenne	H _{moy}	m	1138.1
	médiane	H _{med}	m	1026.6
	minimale	H _{min}	m	326
Indice de pente de Roche		I _p	%	1.47
Indice de pente globale		I _g	%	1.56
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2.8
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.04
Coefficient de torrentialité		C _t	-	0.42
Temps de concentration		T _c	h	13.48
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	8,18

Chapitre II : Etude hydrologie

II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant

II.2.1 Température :

Tableau II.2: Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Tmax °C	28,85	23,3	17,09	12,82	11,8	13,53	16,18	20,05	25,69	31,16	34,64	34,12	21.33
Tmin °C	15,26	11,36	6,65	2,9	1,37	2,21	4,4	7,05	11,56	15,42	18,18	18,35	9.56
Tmoy °C	17,45	12	7,99	8	8	10,58	13,88	19,19	23,7	27,2	26,51	22	16.37

Source : O.N.M (office national de la météorologie)

Tmax : température maximal en °C

Tmin : température minimal en °C

Tmoy : température moyenne en °C

La température moyenne annuelle est de **16.37 °C**.

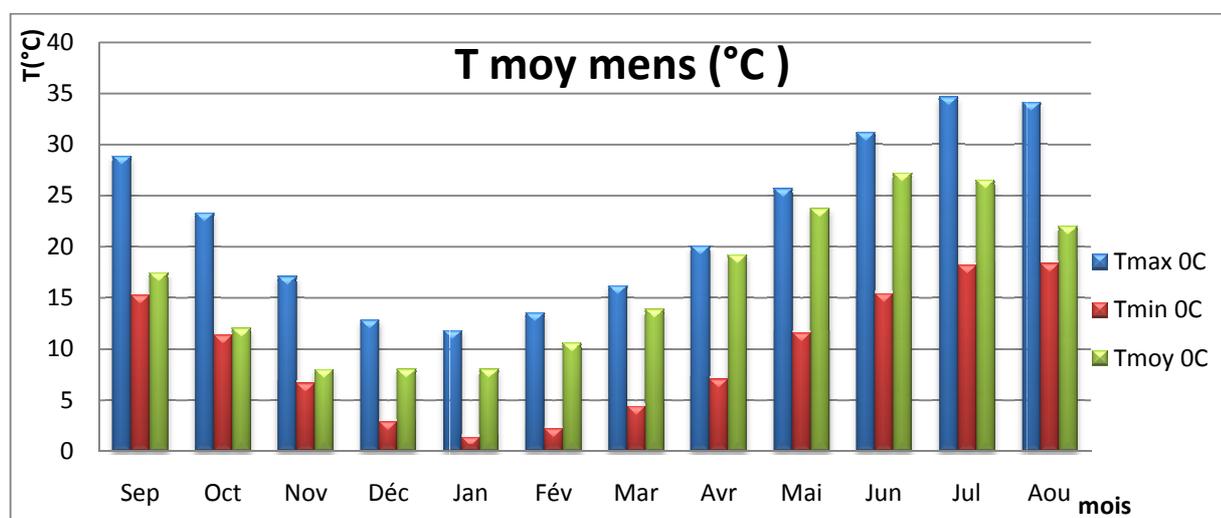


Figure II.2 : La répartition mensuelle des températures

II.2.2 Evaporation :

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de KHENCHELA. Sous le climat semi-aride, la valeur moyenne annuelle de l'évaporation est estimée à 130 mm/an, avec la distribution mensuelle présentée dans le Tableau N°II.3

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau II.3 : Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1561
Ev(%)	10,57	6.47	3.65	2.56	2.50	3.65	6.28	7.62	10.38	14.22	17.81	14.29	100

Source : O.N.M

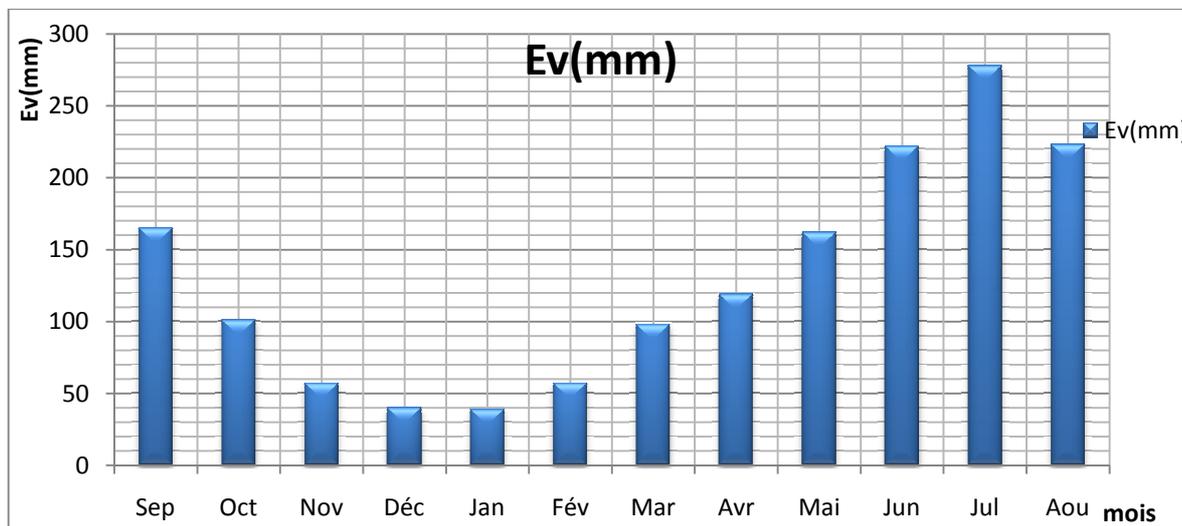


Figure II.3 : répartition mensuelle de l'évaporation

II.2.3 Humidité relative :

Tableau II.4 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
H (%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60

Source : O.N.M

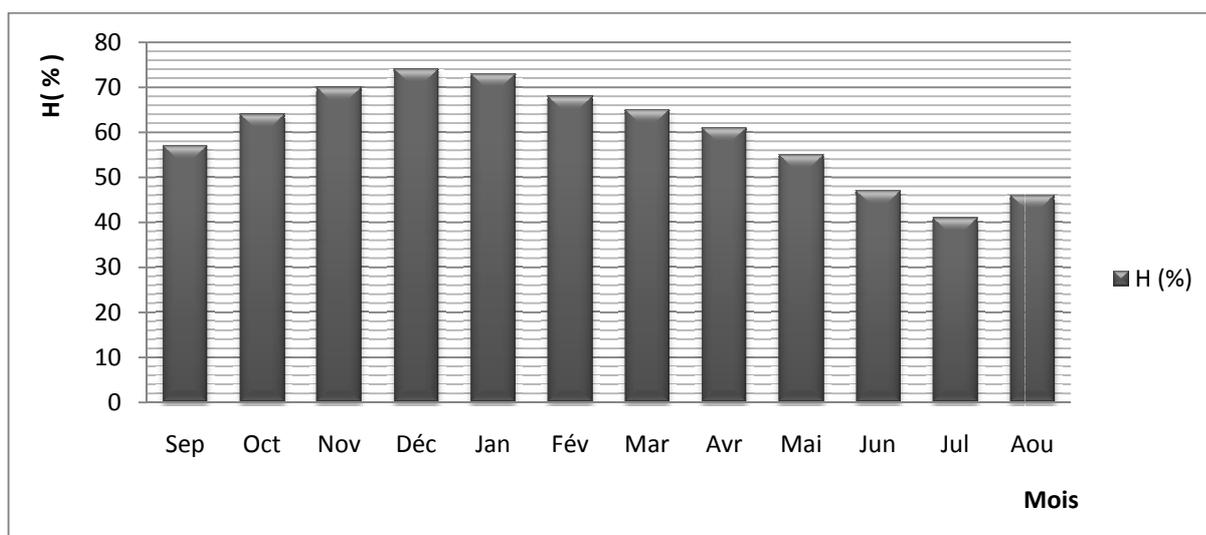


Figure II.4: Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

II.2.4 Vitesse du vent :

Chapitre II : Etude hydrologie

II.4. Tableau II.5 : répartition des vitesses de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	M,ann
V (m/s)	2.60	2.35	2.87	2.93	2.88	3.40	3.46	3.70	3.37	3.08	2.98	2.60	2.74

Source : O.N.M

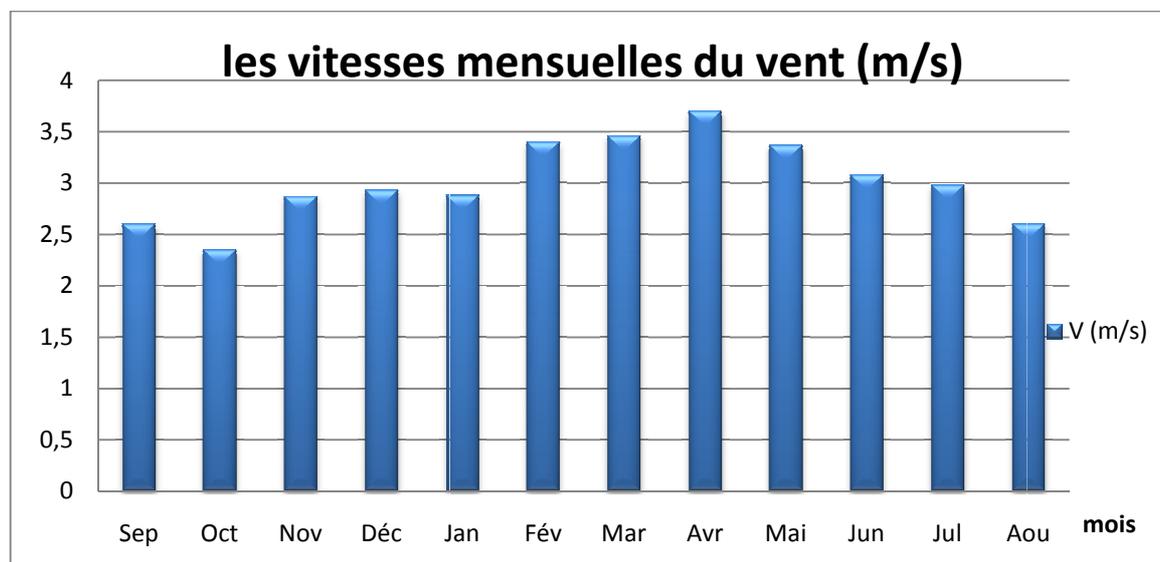


Figure II.5 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

Remarque : Les vents dominants sont de secteur nord (de Nord-est à Nord-Ouest).

II.2.5 Pluviométrie :

II.2.5.1 Stations et données disponibles :

Tableau II.6 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Station	Code de la station	Altitude(m)	Pluie en (mm)	Années de fonctionnement
HALLA BOUDELLA	61802	750	269	1941
BABAR	61804	1100	420.5	1943
K.S.NADJI	61801	220	119	1924

Source : A.N.R.H (agence nationale des ressources hydrauliques)

Tableau II.7: Station pluviométrique.

Chapitre II : Etude hydrologie

Station	Code	Source	Coordonnées LAMBERT			Année de service	Période d'observations (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
HALLA BOUDELLA	61802	A.N.R.H	877.9	203.9	750	1969-2009	41

Source : A.N.R.H

La station de HALLA BOUDELLA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1969-2009 soit 41 ans, la série pluviométrique est représenté sur l'annexe2.

Tableau II.8 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	26.16	25.10	21.40	16.23	14.62	15.92	26.69	26.37	25.95	13.25	6.23	9.74	227.66
P %	11.49	11.02	9.40	7.13	6.42	6.99	11.72	11.58	11.40	5.82	2.74	4.28	100

Source : A.N.R.H

P :précipitation mensuelle en mm

P% : pourcentage de précipitation mensuelle

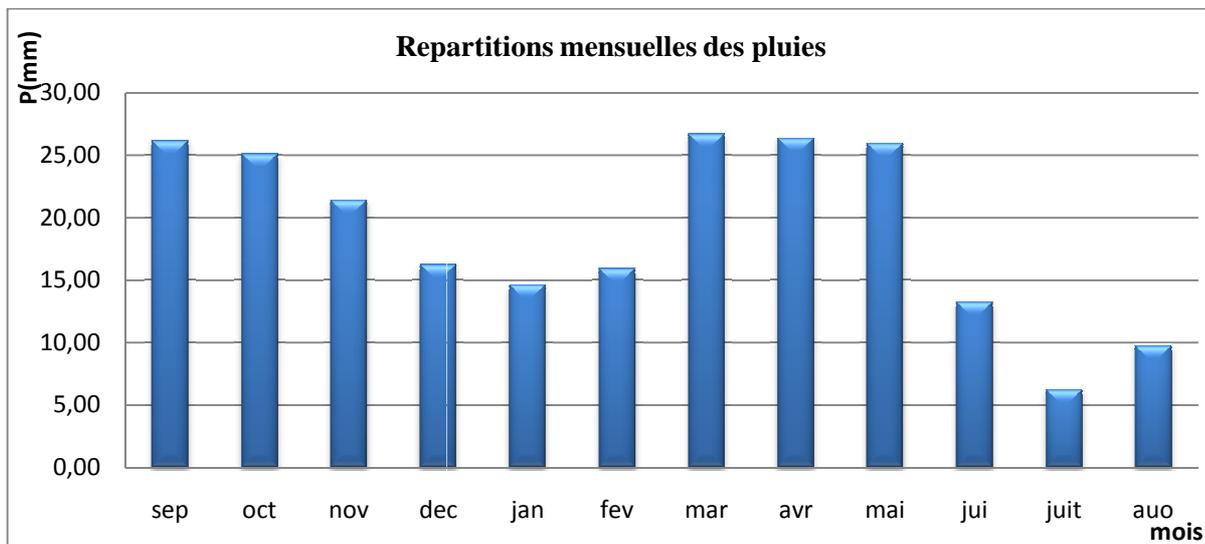


Figure II.6 : Répartition mensuelle des précipitations

Les lois d'ajustement :

1-la loi de GALTON (log-normale).

2-la loi de GUMBEL

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série

Chapitre II : Etude hydrologie

d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. L'ajustement sera fait par logiciel HYFRAN

La station de HALLA BOUDELLA (06-18-02) est considérée avec une série d'observation de 41 années (1969-2009)

Après avoir fait l'homogénéisation de la série, nous allons faire l'ajustement.

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'années d'observations	41
Moyenne	30.0
Ecart-type	11.9
Médiane	30.5
Coefficient de variation	0.395
Coefficient d'asymétrie	0.849

II.2.5.2. Ajustement des pluies maximales journalières:

A- Ajustement à la loi de GUMBEL:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}$$

Tel que: $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMBEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

Chapitre II : Etude hydrologie

- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (38)

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

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

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0$$

Avec :

$(1/\alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Résultat :

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau II 10 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Intervalle de confiance -95%
10000.0	0.9999	111	88.6 - 133
2000.0	0.9995	95.7	77.2 - 114
1000.0	0.9990	89.2	72.3 - 106
200.0	0.9950	74.1	60.8 - 87.4
100.0	0.9900	67.6	55.9 - 79.3
50.0	0.9800	61.1	50.9 - 71.3
20.0	0.9500	52.3	44.2 - 60.5
10.0	0.9000	45.6	38.9 - 52.3
5.0	0.8000	38.6	33.4 - 43.8
3.0	0.6667	33.0	28.9 - 37.1
2.0	0.5000	28.0	24.6 - 31.3

Chapitre II : Etude hydrologie

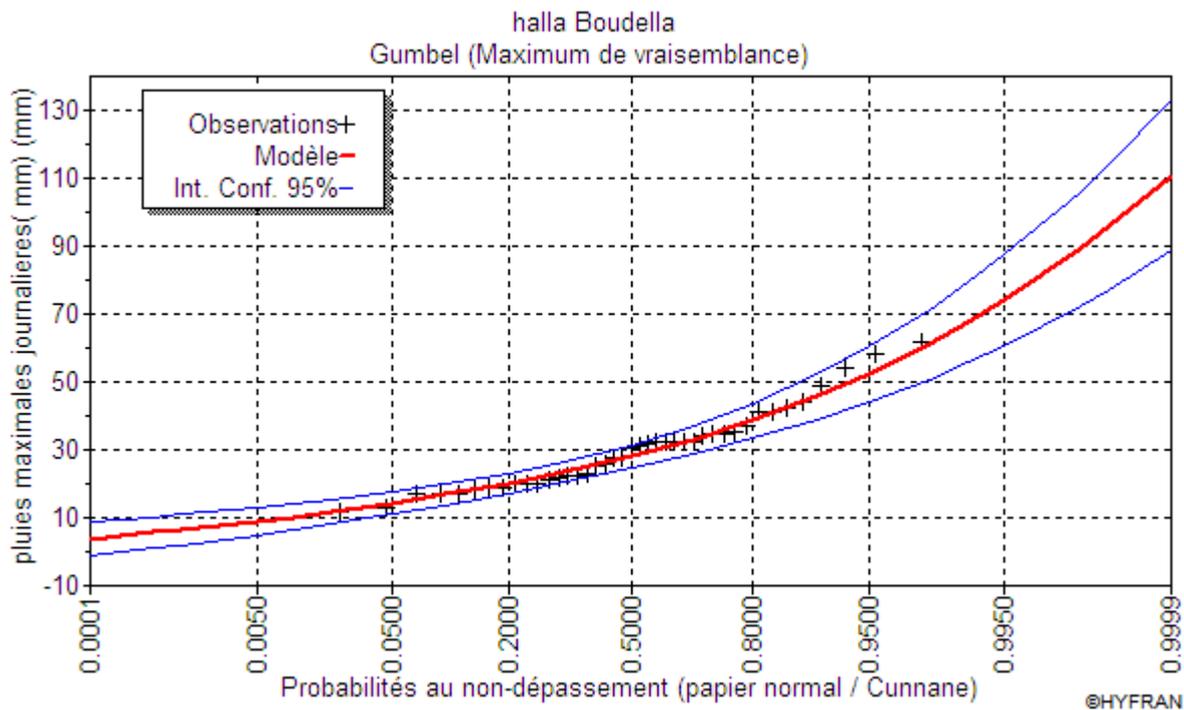


Figure II.7 : Ajustement a la loi de GUMBEL

b-Ajustement a la loi log normale:

A la loi de GALTON :

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

$$\text{Ou : } u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

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

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log}Xi}}{N}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.11).

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Chapitre II : Etude hydrologie

Le tableau ci dessous donne les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal

Tableau II.11 Ajustement à la loi log normale.

Période de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Intervalle de confiance -95%
10000.0	0.9999	120	78.9 - 161
2000.0	0.9995	101	70.2 - 132
1000.0	0.9990	93.7	66.4 - 121
200.0	0.9950	76.6	57.3 - 95.8
100.0	0.9900	69.4	53.2 - 85.6
50.0	0.9800	62.4	49.1 - 75.7
20.0	0.9500	53.1	43.3 - 63.0
10.0	0.9000	46.1	38.6 - 53.6
5.0	0.8000	38.8	33.4 - 44.2
3.0	0.6667	33.0	28.9 - 37.2
2.0	0.5000	27.9	24.5 - 31.2

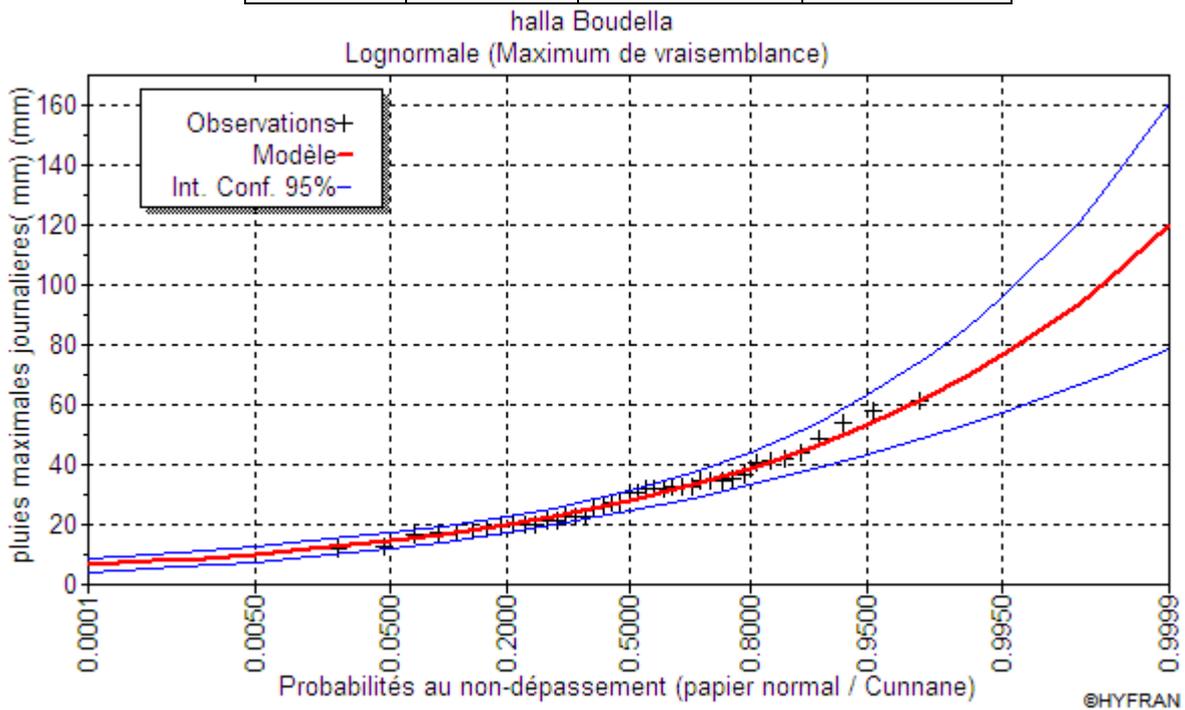


Figure II .8 Ajustement a la loi log normale

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau II. 12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.0
Maximum	Aucun	61.5
Moyenne	30.0	30.0
Ecart-type	12.0	11.9
Médiane	28.0	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0.400	0.395
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.849
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.10

Remarque:

Des deux schémas, on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi de Log normal (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,47$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau II.13

Tableau II.13: Pluies de courtes durées et leur intensité :

Frequences		0,01		0,1		1		2		5		10	
		P_{max} (mm)	I_0 (mm/h)										
Temps (h)	1	26,95	26,95	21,04	21,04	15,58	15,58	14,01	14,01	11,92	11,92	10,35	10,35
	2	37,32	18,66	29,14	14,57	21,58	10,79	19,41	9,70	16,52	8,26	14,34	7,17
	3	45,16	15,05	35,26	11,75	26,12	8,71	23,48	7,83	19,98	6,66	17,35	5,78
	4	51,70	12,92	40,37	10,09	29,90	7,47	26,88	6,72	22,88	5,72	19,86	4,96
	8	71,60	8,95	55,91	6,99	41,41	5,18	37,23	4,65	31,68	3,96	27,51	3,44
	10	79,52	7,95	62,09	6,21	45,99	4,60	41,35	4,14	35,19	3,52	30,55	3,05
	12	86,64	7,22	67,65	5,64	50,10	4,18	45,05	3,75	38,34	3,19	33,28	2,77
	16	99,18	6,20	77,44	4,84	57,36	3,58	51,57	3,22	43,89	2,74	38,10	2,38
	20	110,15	5,51	86,01	4,30	63,70	3,19	57,28	2,86	48,74	2,44	42,31	2,12
	22	115,19	5,24	89,95	4,09	66,62	3,03	59,90	2,72	50,97	2,32	44,25	2,01
	24	120,00	5,00	93,70	3,90	69,40	2,89	62,40	2,60	53,10	2,21	46,10	1,92

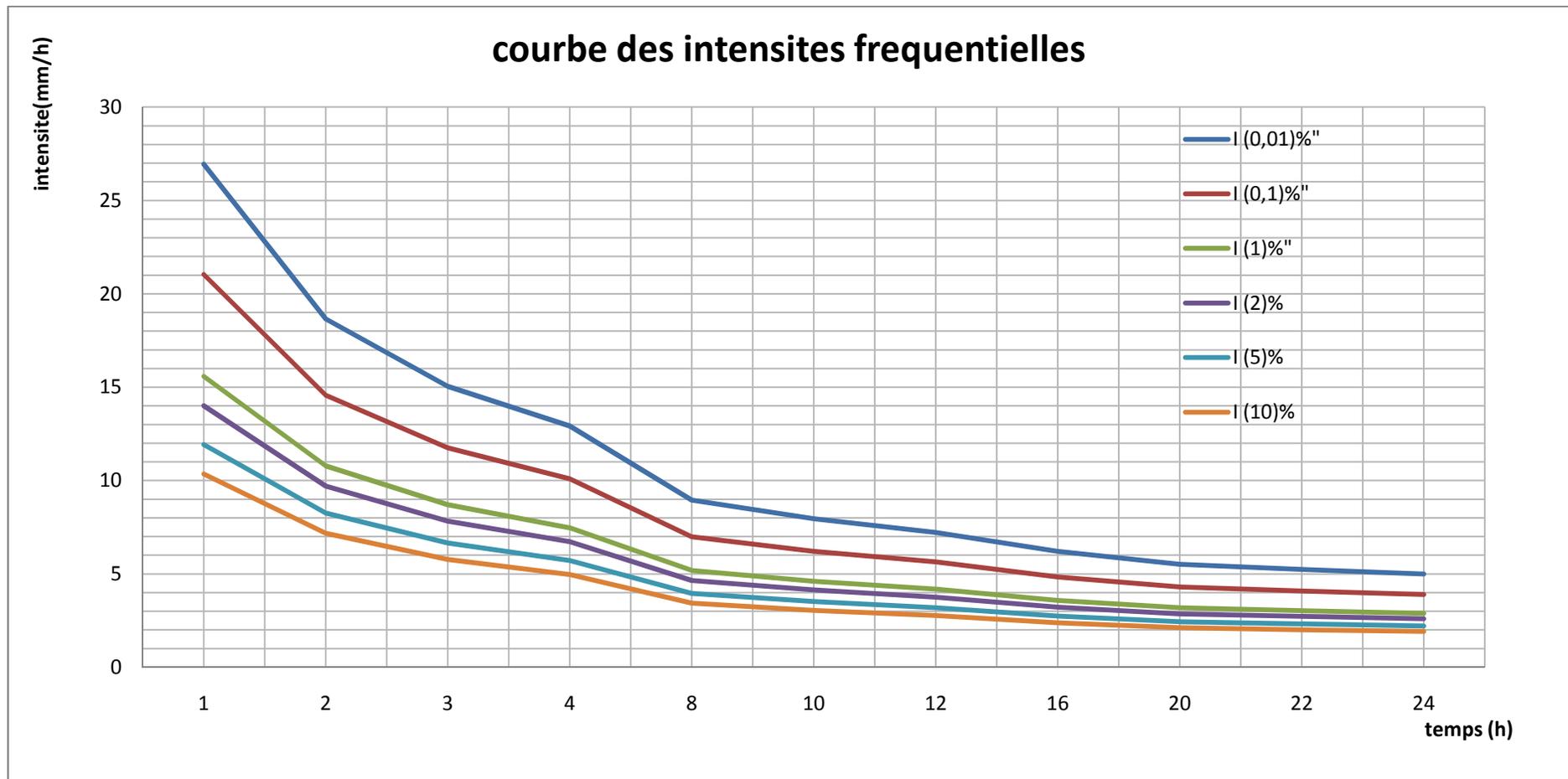


Figure II. 9 : courbe des intensités fréquentielles

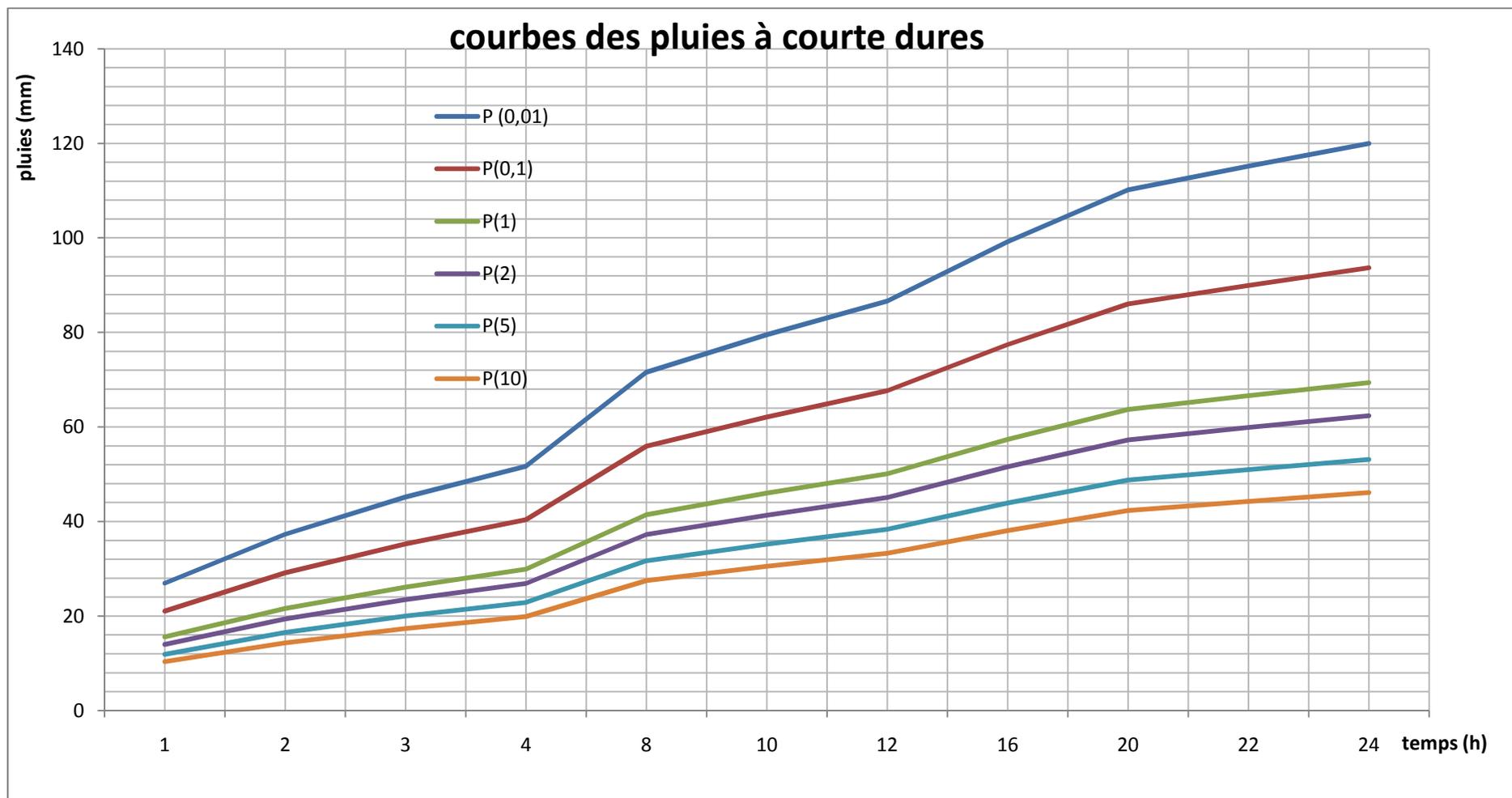


Figure II.10 : courbe des pluies à courtes dures

Chapitre II : Etude hydrologie

II.3 Etudes des apports :

La station de KHENGA S.N. (061801) :(annexe2)

II.3.1 La Station Hydrométrique :

Tableau II.14: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Total
A (Mm ³)	1,94	3,43	4,81	6,24	5,21	4,68	4,28	3,88	2,50	0,94	0,78	0,92	39,63
Apport (%)	4,89	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100,0

A(Mm³) :apport moyenne mensuelle

A% : pourcentage de l'apport moyenne mensuelle

$$A_{site} = A_{st} \cdot \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{st}} \right) \quad \begin{array}{l} S_{BV}^{site}=1260 \text{ Km}^2 \\ S_{BV}^{st}=2098.06 \text{ Km}^2 \end{array}$$

$$\text{Apport}_{site} = 23,80 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm³)	1,16	2,06	2,89	3,75	3,13	2,81	2,57	2,33	1,5	0,56	0,48	0,55	23,8
Apport (%)	4,89	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100,0

Chapitre II : Etude hydrologie

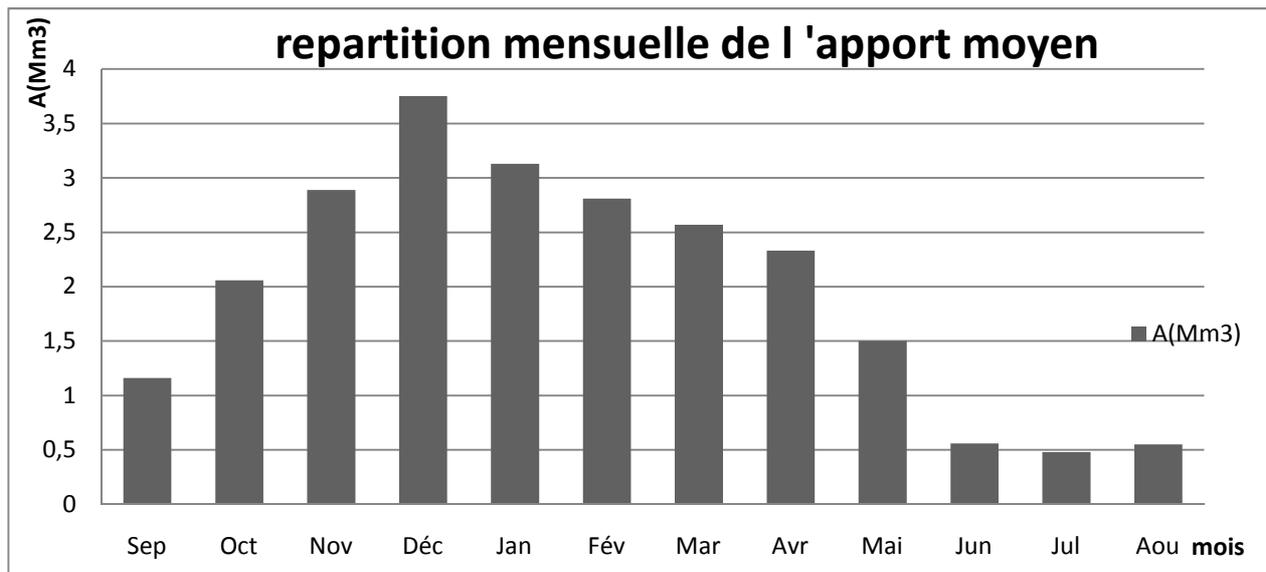


Figure II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau II.16 Caractéristique de l'écoulement

Module de l'écoulement [l/s]	$Me = A_0 / T$	Me=754,70
Module de l'écoulement relatif [l/s/Km ²]	$M_0 = Me / S$	M ₀ = 0.599
Lame d'eau écoulée mm	$Le = A_0/S$	Le= 18.88
Coefficient de l'écoulement	$Ce = Le / P_{moy}$	Ce= 0.07

II.3.3 Les apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports

II.3.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale :

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau I.17 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
10000	0.9999	52.6	3.73
2000	0.9995	50.0	3.19
1000	0.9990	48.8	2.95
200	0.9950	45.8	2.15
100	0.9900	44.5	1.9
50	0.9800	43.0	1.57
20	0.9500	40.9	1.32

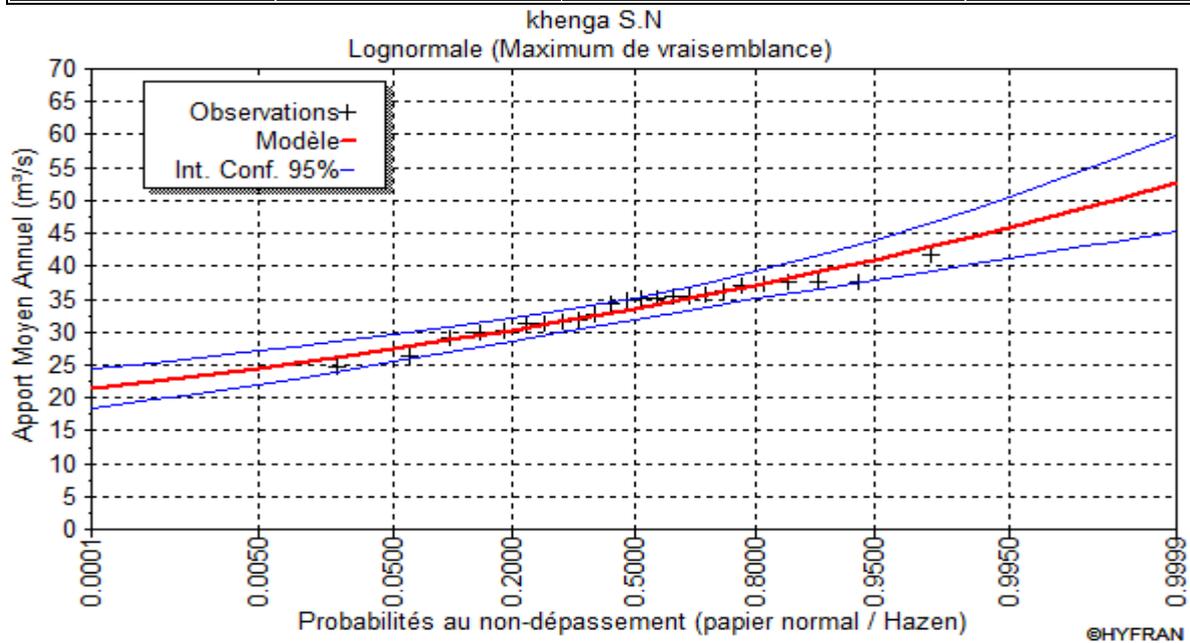


Figure I.12: représentation graphique de la loi log-normale

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau I.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	24.8
Maximum	Aucun	41.8
Moyenne	33.8	33.8
Ecart-type	4.11	3.93
Médiane	33.5	35.0
Coefficient de variation (Cv)	0.122	0.116
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.367	0.437
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.240	2.69

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ st}} \cdot \left(\frac{S_{BV \text{ site}}}{S_{BV \text{ st}}} \right)$$

$$A_{80\%} = 17.62 \text{ Mm}^3$$

II.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 17.62 \text{ Mm}^3$

Tableau I.19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Total
A (Mm ³)	0.86	1.52	2.14	2.77	2.32	2.08	1.9	1.73	1.11	0.42	0.35	0.41	17.62
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

Chapitre II : Etude hydrologie

La répartition mensuelle des apports 80% est présentée par la figure II.13

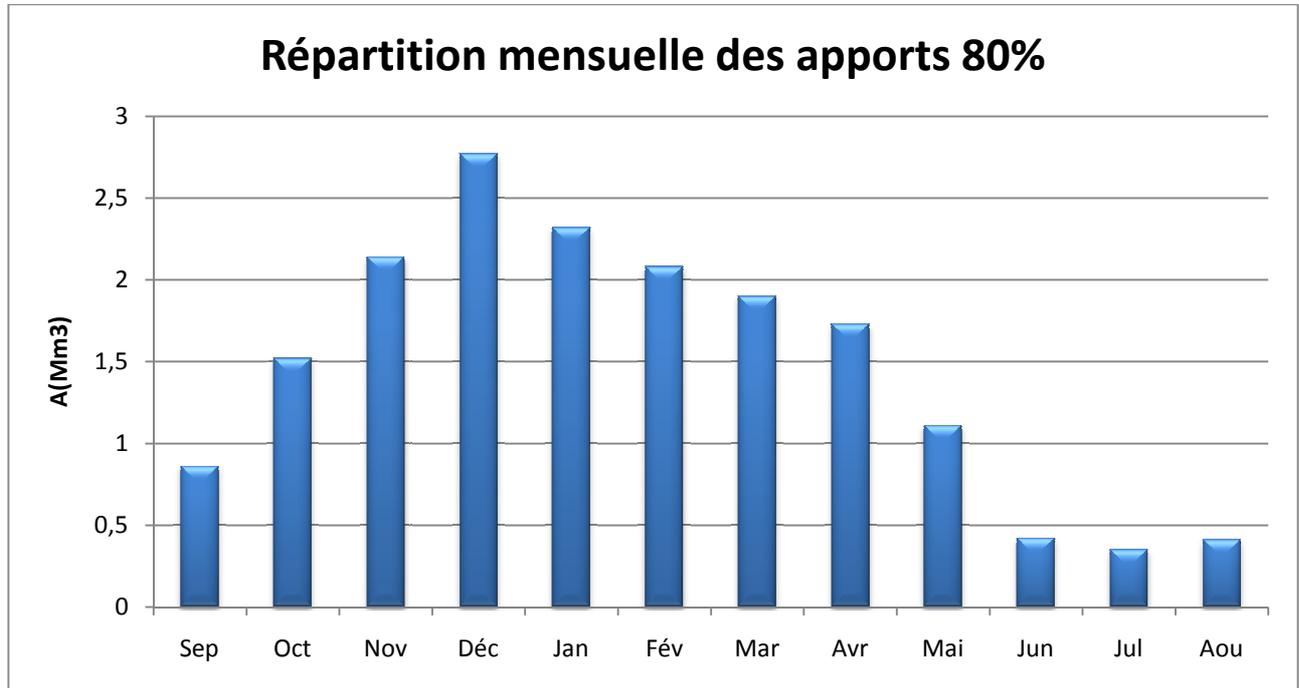


Figure II.13: Répartition mensuelle des apports 80%

II.3.4 Apport solide et l'estimation du volume mort :

II.3.4.1 Apport solide en suspension :

a) Formule de TIXERONT :

$$T_s = 350 L_e^{0.15} \quad \text{Pour les bassins versants à perméabilité moyenne}$$

T_s : Transport solide en (t/Km²/ans).

L_e : la lame d'eau écoulée en mm

$$T_s = 543.83 T / \text{km}^2 / \text{an}$$

Le poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.265 \text{ T/m}^3$

Le volume annuel est :

$$V_s = \frac{T_s \cdot S}{\gamma} = 541680.47 \text{ m}^3 / \text{an}$$

b) Formule de Fournier :

$$Es = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$$

Avec :

Es : érosion spécifique en (T/Km² /an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

Chapitre II : Etude hydrologie

PA: Pluie moyenne annuelle

$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$ (729,5m)

S: Surface du bassin versant

$$E_s = 8,67 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

Le poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1,265 \text{ T/m}^3$

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma_s} = 8635,73 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau II.20: récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	T_s et E_s	Volume annuel moyen
Fournier	8,67 T/km ² /an	8635,73m ³ /an
TIXERONT	543.83 T/km ² /an	541680.47 m ³ /an

$$V_{\text{mort}} = (1.10) \cdot n \cdot V_s$$

Tableau II.21 : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.

Formule	Volume mort pour 50 ans (hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (FOURNIER)	0,47
TIXERONT	29,79

Pour des raisons de sécurité, on opte pour le volume obtenu par la formule de TIXERONT donc le volume mort estimé à 50ans de service est **29,79 hm³**.

II. 4 Etude des crues :

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme, et de définir les débits maximums probables correspondants.

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

Tableau II.22 : Débits fréquentielles calculés

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10 000
Q_{\max} (m ³ /s)	210,5	308,3	422,3	601,7	761,9	1476	2544

Chapitre II : Etude hydrologie

II. 4.1 Hydrogramme de crue :

II.4.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme, en deux parties non symétriques, une partie est calculée à partir du temps de montée , et l'autre à partir du temps de la décrue

Pour la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$$

Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{\text{max}} \left(\frac{Td - T}{Td} \right)^3$$

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

Q_i : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

x, y : Puissance des courbes ;

$x = 2$ pour la montée de la crue.

$Y = 3$ pour la décrue.

$t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (h).

$t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

($\delta = 4$; voir le Tableau II.) ;

$t_d = 4 * 13.48 = 53.91$ h

$t_b = 67,39$ h

Tableau II.23: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ) :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Chapitre II : Etude hydrologie

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau ci-après

Tableau II.24 : Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

temps (h)	période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10 000
0	0	0	0	0	0	0
1	1,70	2,32	3,31	4,19	8,12	14,00
2	6,79	9,30	13,25	16,77	32,49	56,00
3	15,27	20,92	29,80	37,74	73,11	126,00
4	27,15	37,18	52,98	67,09	129,97	224,00
5	42,42	58,10	82,78	104,82	203,07	350,01
6	61,08	83,66	119,21	150,95	292,42	504,01
7	83,14	113,88	162,25	205,45	398,02	686,01
8	108,59	148,74	211,92	268,35	519,86	896,02
9	137,43	188,25	268,22	339,63	657,95	1134,02
10	169,67	232,40	331,13	419,29	812,28	1400,03
11	205,30	281,21	400,67	507,35	982,86	1694,04
12	244,32	334,66	476,83	603,78	1169,69	2016,04
13,48	308,3	422,3	601,7	761,9	1476	2544
14	291,46	399,23	568,83	720,28	1395,38	2405,04
15	275,24	377,02	537,19	680,21	1317,75	2271,24
16	259,64	355,65	506,74	641,65	1243,05	2142,49
17	244,64	335,10	477,46	604,58	1171,23	2018,70
18	230,23	315,36	449,33	568,96	1102,23	1899,77
19	216,39	296,41	422,33	534,77	1035,99	1785,61
20	203,12	278,23	396,43	501,98	972,47	1676,12
21	190,41	260,82	371,62	470,56	911,59	1571,20

Chapitre II : Etude hydrologie

22	178,24	244,14	347,86	440,47	853,31	1470,75
23	166,59	228,19	325,13	411,70	797,57	1374,67
24	155,47	212,96	303,42	384,21	744,31	1282,88
25	144,85	198,41	282,70	357,97	693,48	1195,26
26	134,73	184,54	262,94	332,95	645,01	1111,73
27	125,09	171,34	244,13	309,13	598,86	1032,18
28	115,92	158,78	226,23	286,47	554,96	956,52
29	107,21	146,85	209,23	264,94	513,26	884,65
30	98,95	135,53	193,11	244,52	473,71	816,47
31	91,12	124,81	177,84	225,18	436,24	751,89
32	83,72	114,67	163,39	206,89	400,80	690,81
33	76,73	105,10	149,75	189,62	367,33	633,13
34	70,14	96,07	136,88	173,33	335,79	578,75
35	63,94	87,58	124,78	158,00	306,10	527,58
36	58,11	79,60	113,41	143,61	278,21	479,52
37	52,65	72,12	102,76	130,12	252,07	434,47
38	47,55	65,13	92,79	117,50	227,63	392,33
39	42,78	58,60	83,49	105,72	204,81	353,01
40	38,34	52,52	74,84	94,76	183,58	316,41
41	34,23	46,88	66,80	84,58	163,86	282,43
42	30,41	41,66	59,36	75,16	145,61	250,97
43	26,90	36,84	52,49	66,47	128,77	221,95
44	23,66	32,41	46,18	58,47	113,28	195,25
45	20,70	28,35	40,39	51,15	99,08	170,78
46	17,99	24,64	35,11	44,46	86,13	148,45

Chapitre II : Etude hydrologie

47	15,53	21,27	30,31	38,38	74,35	128,15
48	13,31	18,23	25,97	32,88	63,70	109,80
49	11,30	15,48	22,06	27,94	54,12	93,28
50	9,51	13,03	18,57	23,51	45,55	78,51
51	7,92	10,85	15,47	19,58	37,94	65,39
52	6,52	8,93	12,73	16,12	31,23	53,82
53	5,30	7,25	10,34	13,09	25,35	43,70
54	4,23	5,80	8,26	10,46	20,27	34,94
56	3,32	4,55	6,49	8,22	15,92	27,43
57	2,56	3,50	4,99	6,31	12,23	21,09
58	1,92	2,62	3,74	4,73	9,17	15,80
59	1,39	1,91	2,72	3,44	6,66	11,49
60	0,97	1,33	1,90	2,41	4,66	8,04
61	0,65	0,89	1,27	1,60	3,11	5,36
62	0,41	0,56	0,79	1,00	1,94	3,35
63	0,23	0,32	0,45	0,58	1,12	1,92
64	0,12	0,16	0,23	0,29	0,56	0,97
65	0,05	0,07	0,09	0,12	0,23	0,40
66	0,01	0,02	0,03	0,03	0,07	0,11
67	0,00	0,00	0,00	0	0,01	0

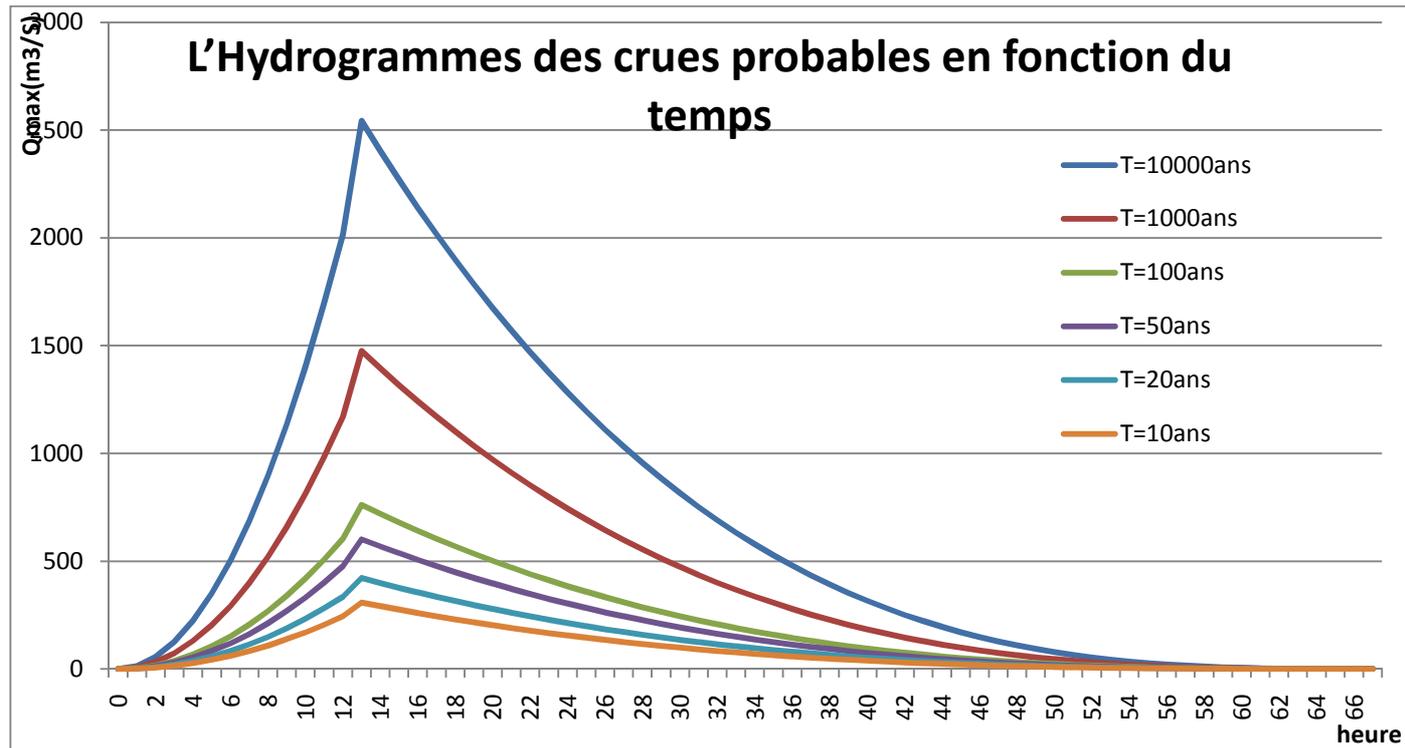


Figure II.14 :L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

II.4.2 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

La crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultants de cette rupture.

Pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- ✓ la qualité et la quantité des données.
- ✓ la précision
- ✓ la bonne estimation.

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau II.25 : Choix de la crue de projet

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 1476 \text{ (m}^3/\text{s)}$

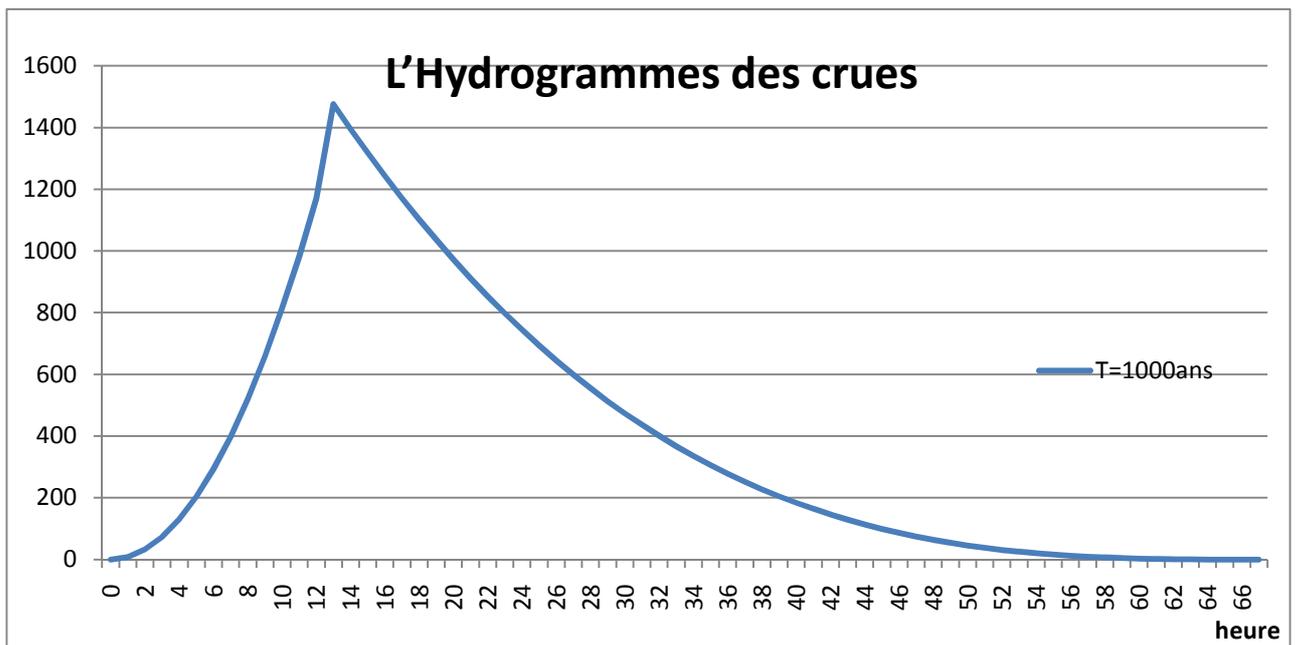


Figure II.15 L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans

II.4.3 Choix de la crue de chantier :

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

Chapitre II : Etude hydrologie

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celui-ci, des dégâts peuvent survenir au cours des travaux de réalisation ; Ce choix a des conséquences sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé des travaux. La fréquence du débit maximal attribué, à chaque ouvrage, dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau ; tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennales ; mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Et d'une autre part, lorsque le batardeau est inclu dans la digue, on peut lui attribuer une faible surélévation ; car celui-ci va être un ouvrage permanent par la suite ; par contre si le batardeau est indépendant de la digue, il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est réalisé provisoirement

Vu toutes ces exigences, on va choisir la crue de 20 ans, pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau ; soit $Q_{5\%} = 422,3\text{m}^3/\text{s}$

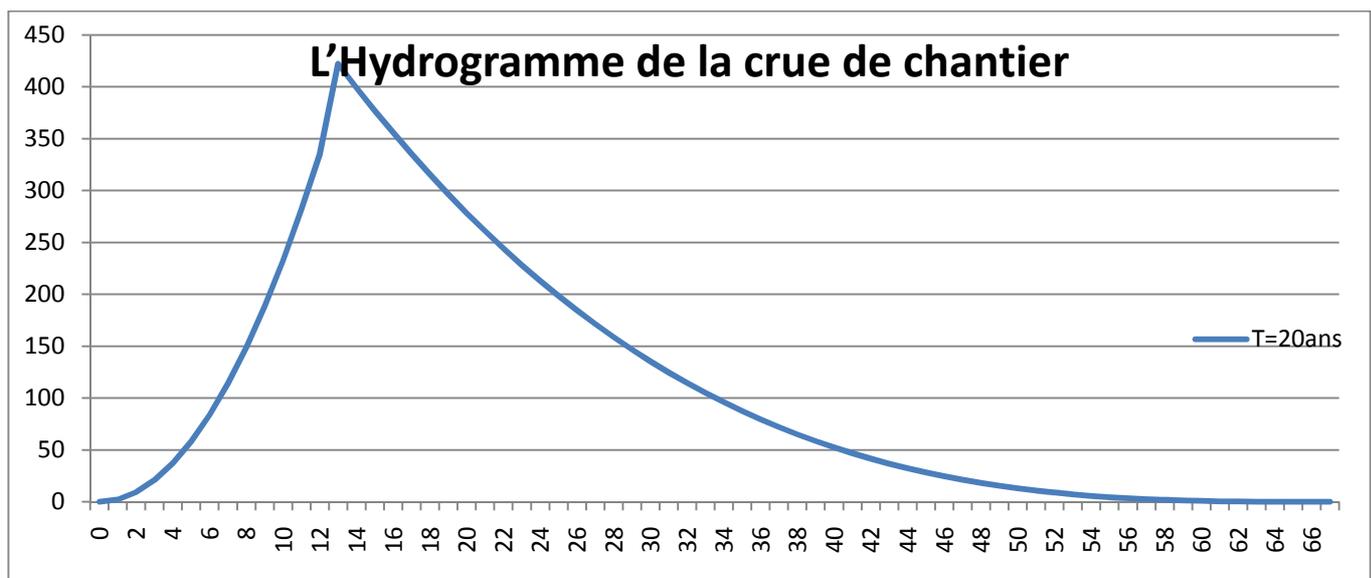


Figure II.16 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

Chapitre II : Etude hydrologie

II.5 Régularisation :

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued d'El Arab a pour objectif , la détermination du volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

II.5.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau II.26: La répartition mensuelle de l'apport 80% II (Source ANRH)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Total
A (Mm ³)	0.86	1.52	2.14	2.77	2.32	2.08	1.9	1.73	1.11	0.42	0.35	0.41	17.62
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

II.5.2 Répartition mensuelle des besoins :

Tableau II.27: Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin en %	11,98	0	0	0	0	0	0	6,99	12,98	16,97	20,96	17,97
Besoin en Mm³	2,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.5	2,86	3,28	4,12	4,28

Source ANBT

II.5.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

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

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

Le tableau suivant donne les résultats de calcul

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau II.28: Courbe topographique et volumétrique :

Côtes (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
326	0	0,05	4	0,2	0
330	0,71	0,181	10	1,81	0,2
340	0,41	0,321	10	3,21	2,01
350	1,05	0,859	10	8,59	5,22
360	2,77	1,534	10	15,34	13,81
370	5,34	1,757	10	17,57	29,15
380	8,85	2,575	10	25,75	46,72
390	14	3,052	10	30,52	72,47
400	,20.10	4,094	10	40,94	102,99
410	28.29				143,93

Chapitre II : Etude hydrologie

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure I.20 ci- dessous

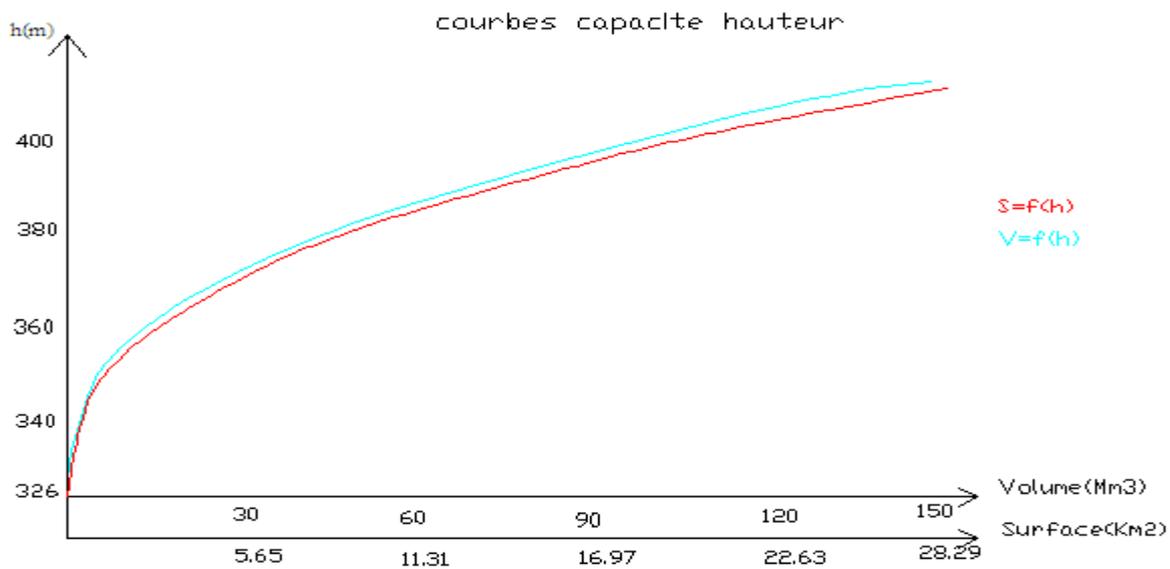


Figure II.17 : Courbe capacité- hauteur et surface hauteur

II.5.4 Calcul du volume utile :

II.5.4.1 Régularisation interannuelle :

Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaizdé

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o$$

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel

La composante saisonnière est déterminée à partir des graphiques de Plechkov, connaissant (m et α).

m : la fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage égal : $W_{\text{ét}} / W_o = 0,178$

On trouve $\beta_s = 0.65$ donc $V_s = \beta_s * W_o = 2.35$

$$V_s = 13,78 \text{ Mm}^3$$

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizdé, cette composante β_{plur} est fonction de : ($P\%$, α C_v , C_s, r)

α : Coefficient de régularisation.

$P\%$: Probabilité de garantie

Chapitre II : Etude hydrologie

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce coefficient est donné par le tableau de Radkovitch , comme cela est indiqué sur le tableau ci après :

Tableau I.29 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10 – 04	04-01	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 0.598 \text{ l/s/Km}^2 < 1$ donc, $r = 0,5$

Donc ,on est dans le cas, où, $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnant pour :

$$P=95\%$$

$$\alpha=0,9$$

$$C_v = 0,45$$

$$C_s = 2C_v = 0.9$$

$$\beta_{plur} = 0.75$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_0 = 0,75.23.78 = 17.84 \text{ Mm}^3$$

Donc :
$$V_{u_{int}} = V_s + V_{plur} = 13.78 + 17.84 = 31.62 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{u_{int}} = 31.62 \text{ Mm}^3}$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}}$ implique que :

$$V_{NNR} = 29.63 + 31.61 = 61.24 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 61.29 \text{ Mm}^3}$$

A partir de la courbe capacité – hauteur, on tire le niveau normal du barrage :

$$\mathbf{NNR = 385.7 \text{ m.NGA}}$$

II.6 Laminage des crues :

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

Chapitre II : Etude hydrologie

$$Q.dt = q.dt + S.dh$$

Q : le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

II.6.1 La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

1-l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.

2-les débits transitants par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.

3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;

4-les pertes par infiltration et évaporation sont concédérées comme nulles au moment de la crue.

Cette méthode est basée sur la formule suivante :

$$Q_{e \max} = 2 / T_o [\sum Q_{c \max} - V_f]$$

$Q_{e \max}$:debit évacue

$\sum Q_{c \max}$:volume entrée

V_f :volume stockée

T_o :temps de base

et $Q = mb \sqrt[3]{2g} H^{\frac{3}{2}}$ avec $m = 0,49$

On varie le niveau PHE pour l'hydrogramme de crue, on obtient différentes valeurs de h et l_{dev}

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau II.

Tableau II.30 : détermination h et l_{dev} par méthode de KOCHERINE

H (m)	NNR (NGA)	NPHE (NGA)	Hmax (m)	SPHE (Km ²)	SNNR (Km ²)	Vf (Mm ³)	Vc (Mm ³)	Qemax (m ³)	Ldev (m)	t laminé (h)
0,1	385,7	385,8	0,1	11,69	11,64	1,167	177,28	1460,33	21277	67
0,2	385,7	385,9	0,2	11,75	11,64	2,339	177,28	1450,61	7472	68
0,3	385,7	386	0,3	11,8	11,64	3,516	177,28	1440,85	4040	68
0,4	385,7	386,1	0,4	11,85	11,64	4,698	177,28	1431,04	2606	69
0,5	385,7	386,2	0,5	11,9	11,64	5,885	177,28	1421,20	1852	69
0,6	385,7	386,3	0,6	11,96	11,64	7,080	177,28	1411,29	1399	70
0,7	385,7	386,4	0,7	12,01	11,64	8,278	177,28	1401,36	1102	70
0,8	385,7	386,5	0,8	12,06	11,64	9,480	177,28	1391,39	896	71
0,9	385,7	386,6	0,9	12,12	11,64	10,692	177,28	1381,34	745	71
1	385,7	386,7	1	12,19	11,64	11,915	177,28	1371,20	632	72
1,1	385,7	386,8	1,1	12,23	11,64	13,129	177,28	1361,14	544	72
1,2	385,7	386,9	1,2	12,28	11,64	14,352	177,28	1351,00	474	73
1,3	385,7	387	1,3	12,33	11,64	15,581	177,28	1340,81	417	73
1,4	385,7	387,1	1,4	12,38	11,64	16,814	177,28	1330,58	370	74
1,5	385,7	387,2	1,5	12,47	11,64	18,083	177,28	1320,06	331	75

Chapitre II : Etude hydrologie

1,6	385,7	387,3	1,6	12,51	11,64	19,320	177,28	1309,80	298	75
1,7	385,7	387,4	1,7	12,56	11,64	20,570	177,28	1299,44	270	76
1,8	385,7	387,5	1,8	12,61	11,64	21,825	177,28	1289,03	246	76
1,9	385,7	387,6	1,9	12,67	11,64	23,095	177,28	1278,50	225	77
2	385,7	387,7	2	12,72	11,64	24,360	177,28	1268,01	207	78
2,1	385,7	387,8	2,1	12,78	11,64	25,641	177,28	1257,39	190	78
2,2	385,7	387,9	2,2	12,84	11,64	26,928	177,28	1246,72	176	79
2,3	385,7	388	2,3	12,89	11,64	28,210	177,28	1236,09	163	80
2,4	385,7	388,1	2,4	12,95	11,64	29,508	177,28	1225,32	152	80
2,5	385,7	388,2	2,5	13	11,64	30,800	177,28	1214,61	142	81
2,6	385,7	388,3	2,6	13,06	11,64	32,110	177,28	1203,75	132	82
2,7	385,7	388,4	2,7	13,11	11,64	33,413	177,28	1192,95	81	83
2,8	385,7	388,5	2,8	13,17	11,64	34,734	177,28	1181,99	116	83
2,9	385,7	388,6	2,9	13,23	11,64	36,062	177,28	1170,98	109	84
3	385,7	388,7	3	13,29	11,64	37,395	177,28	1159,93	103	85
3,1	385,7	388,8	3,1	13,34	11,64	38,719	177,28	1148,95	97	86
3,2	385,7	388,9	3,2	13,4	11,64	40,064	177,28	1137,79	92	87
3,3	385,7	389	3,3	13,45	11,64	41,399	177,28	1126,73	87	87
3,4	385,7	389,1	3,4	13,5	11,64	42,738	177,28	1115,62	82	88
3,5	385,7	389,2	3,5	13,56	11,64	44,100	177,28	1104,33	78	89
3,6	385,7	389,3	3,6	13,61	11,64	45,450	177,28	1093,13	74	90
3,7	385,7	389,4	3,7	13,66	11,64	46,805	177,28	1081,90	70	91
3,8	385,7	389,5	3,8	13,72	11,64	48,184	177,28	1070,46	67	92
3,9	385,7	389,6	3,9	13,77	11,64	49,550	177,28	1059,14	63	93
4	385,7	389,7	4	13,83	11,64	50,940	177,28	1047,61	60	94
4,1	385,7	389,8	4,1	13,89	11,64	52,337	177,28	1036,03	57	95
4,2	385,7	389,9	4,2	13,94	11,64	53,718	177,28	1024,58	55	96
4,3	385,7	390	4,3	14	11,64	55,126	177,28	1012,90	52	97
4,4	385,7	390,1	4,4	14,06	11,64	56,540	177,28	1001,18	50	98
4,5	385,7	390,2	4,5	14,11	11,64	57,938	177,28	989,59	48	100
4,6	385,7	390,3	4,6	14,17	11,64	59,363	177,28	977,77	46	101
4,7	385,7	390,4	4,7	14,23	11,64	60,795	177,28	965,90	44	102
4,8	385,7	390,5	4,8	14,28	11,64	62,208	177,28	954,18	42	103
4,9	385,7	390,6	4,9	14,33	11,64	63,627	177,28	942,42	40	105
5	385,7	390,7	5	14,39	11,64	65,075	177,28	930,41	38	106

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation, qui est désignée par « étude technico-économique » ; cela nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

II.7 Etude d'optimisation :

L'étude d'optimisation a pour objectif ; de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, et cela, afin d'obtenir le cout le plus économique de l'aménagement.

Chapitre II : Etude hydrologie

II.7.1 La revanche :

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

La hauteur des vagues H :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}, \text{ le Fetch } F = 3 \text{ Km}$$

[STEVENSON]

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad U = 23 \text{ Km/h}$$

[MOLITOR]

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

[MALLET-PAQUANT]

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F}$$

[LA FORMULE SIMPLIFIEE]

Le calcul est résumé sur le tableau suivant :

Tableau II.31 : Les différents résultats de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1	3.5	1.62
Molitor	0.57	2.64	0.92
Mallet-paquant	1.07	3.64	1.74
Simplifiée			1.52

on prend : **R=2 m** pour des raisons de sécurité

II.7.2 La largeur en crête :

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

$$b_{cr} = 1.65 H_b^{0.5} \quad (\text{m}) \quad [\text{T.KNAPPEN}]$$

$$b_{cr} = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \quad (\text{m}) \quad [\text{E.F.PREECE}]$$

$$b_{cr} = 3.6 \cdot H_b^{1/3} - 3 \quad (\text{m}) \quad [\text{SIMPLIFIEE}]$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de $t = 0.5 \text{ m}$

Chapitre II : Etude hydrologie

Les résultats des calculs, selon les différentes relations, sont récapitulés ci après:

Tableau II.32 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

H deverse (m)	NPHE (NGA)	B(m)	Hb(m)	largeur en crete			Moy(m)
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	
1,5	387,2	331	69,2	13,17	9,78	11,38	11,44
1,8	387,5	246	69,5	13,2	9,8	11,4	11,47
2	387,7	207	69,7	13,22	9,81	11,41	11,48
2,2	387,9	176	69,9	13,24	9,83	11,43	11,5
2,4	388,1	152	70,1	13,26	9,84	11,44	11,52
2,6	388,3	132	70,3	13,28	9,85	11,46	11,53
2,8	388,5	116	70,5	13,3	9,87	11,47	11,55
3	388,7	103	70,7	13,32	9,88	11,49	11,56

On opte pour une largeur en crête : $b_{cr}=12m$.

II.7.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue et pour Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA

Tableau II.33 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

B deversoir	volume de la digue	cout de digue
M	m ³	million de DA
331	1105559,9	6191,14
246	1108147,9	6205,63
207	1127126,9	6311,91
176	1128852,2	6321,57
152	1130577,6	6331,23
132	1132303	6340,90
116	1134028,3	6350,56
103	1135753,7	6360,22

II.7.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

On va envisager le déversoir type « CREAGER » ; ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau, de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce aucun effort sur le parement.

Le déversoir sera construit en BCR.

Chapitre II : Etude hydrologie

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

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

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \times b$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

Tableau II. 34 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	B (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Millions de DA)
1	331	1,5	18,9	6255,9	35,033
2	246	1,8	19,11	4701,06	26,326
3	207	2	19,7	4077,9	22,836
4	176	2,2	20,25	3564	19,958
5	152	2,4	20,78	3158,56	17,688
6	132	2,6	21,25	2805	15,708
7	116	2,8	21,92	2542,72	14,239
8	103	3	22,31	2297,93	12,868

II.7.5 Coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 190 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}}$$

L'épaisseur du radier, est de 0,9 m ; tandis que l'épaisseur des murs bajoyers est de 0,9 m

Chapitre II : Etude hydrologie

La largeur du coursier est égale à la largeur du déversoir pour la simple raison ; qu'on a un déversoir central incorporé dans la digue.

Tableau II.35: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

largeur déversants (m)	q (m ³ /s)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
331	1 320,06	18961,45	106,18412
246	1 289,03	13508,16	75,645696
207	1 268,01	11421,96	63,962976
176	1 246,72	10614,98	59,443888
152	1 225,32	8386,63	46,965128
132	1 203,75	7261,55	40,66468
116	1 181,99	6368,3	35,66248
103	1 159,93	5655,5	31,6708

Tableau II.36: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Coupes de Barrage N°	b (m)	h(m)	H _b (m)	Coût (Millions de DA)			
				Digue	Déversoir	Coursier	Global
1	331	1,5	63,7	6191,14	35,033	106,18412	6 332,3571
2	246	1,8	64	6205,63	26,326	75,645696	6 307,6017
3	207	2	64,2	6302,91	22,836	63,962976	6 389,709
4	176	2,2	64,4	6311,57	19,958	59,443888	6 390,9719
5	152	2,4	64,6	6331,23	17,688	46,965128	6 395,8831
6	132	2,6	64,8	6340,9	15,708	40,66468	6 397,2727
7	116	2,8	65	6350,56	14,239	35,66248	6 400,4615
8	103	3	65,2	6360,22	12,868	31,6708	6 404,7588

Chapitre II : Etude hydrologie

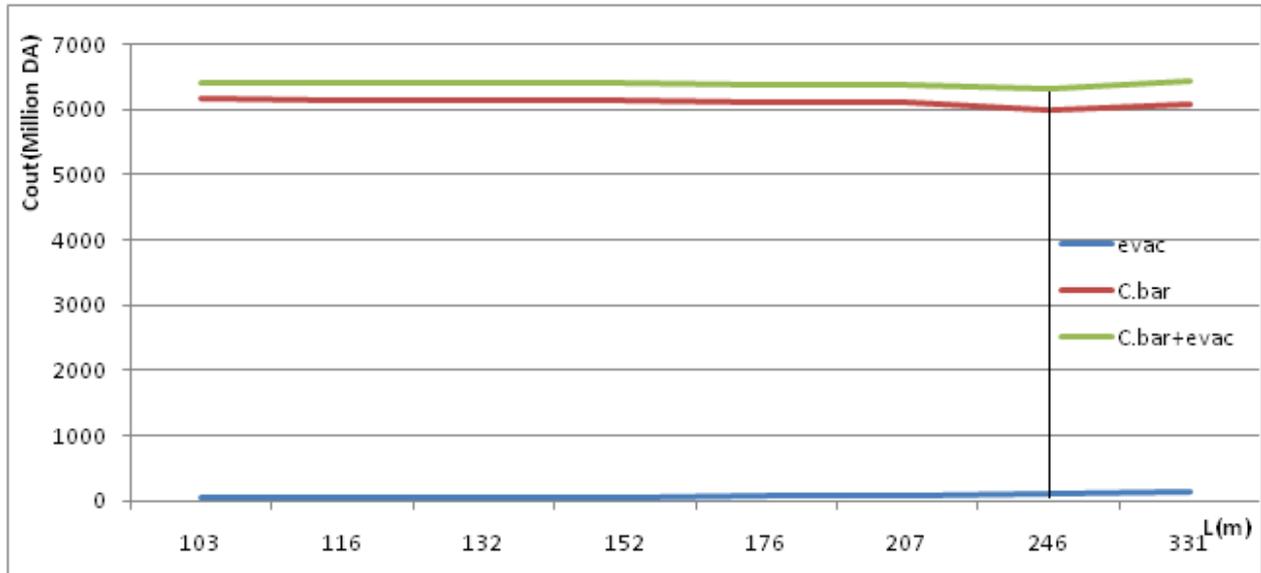


Figure II.18: courbe d'optimisation.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale égale à : $b = 246 \text{ m}$; ce qui correspond à une hauteur déversante égale à : $h = 1,8 \text{ m}$; et un débit laminé égal à : $Q = 1289,03 \text{ m}^3/\text{s}$; avec une hauteur du barrage égale à : $H_b = 69,5 \text{ m}$, à une côte en crête optimale de la digue égale à $389,5 \text{ m NGA}$.

Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morpho-métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Mais, on voit clairement, une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui sont :

- Avis du concepteur.
- Différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- Etendue de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

Chapitre III

ANALYSE ET CHOIX DE VARIANTE

Chapitre III : analyse et choix de variante

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux dont les caractéristiques, sont très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction, de leurs zones d'emprunts, ainsi que des conditions économiques.

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- La topographie du site
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques
- Les matériaux de construction
- Les conditions socio-économiques

III-1 les variantes susceptibles d'être projetées sur le site :

III-1-1 selon les matériaux de construction

Nous avons quatre zones d'emprunts qui peuvent fournir les matériaux de construction

Tableau III-1 : les quantités des matériaux disponibles sur les zones d'emprunts

Type de matériaux	Quantité (m ³)
Argiles sablo-limoneuses brunes	3 000 000
Graviers (alluvions grossières)	1 600 000

Remarque : Enrochements calcaires de la carrière : un volume plus que suffisant pour toutes les variantes est disponible

III-1-2 Selon La morphologie de la vallée :

Le site d'EL OULDJA sur l'oued EL ARAB se présente par une morphologie assez prononcée. Au droit de l'axe, la vallée est large avec un fond plat et des pentes de rives parfois très raides on y relève également des parois rocheuses à pentes subverticales.

Chapitre III : analyse et choix de variante

III-1-3 Selon Les condition géologique et géotechnique:

Fondation

Rocher:

- Prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire
- Résistance à la compression des bancs à prédominance marneuse : 17 MPa.
- Résistance à la compression des bancs à prédominance calcaire : 33 MPa.

Alluvions:

Terrasses alluviales grossières d'épaisseur jusqu'à 10 m.

La fondation du barrage et de la cuvette est considérée comme ,globalement , peu à moyennement perméable ; et la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons.

La perméabilité varie peu avec la profondeur.

III-2 les variantes envisageables

a. La revanche :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$$

La hauteur des vagues H :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}, \text{ le Fetch } F = 3 \text{ Km}$$

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad U = 23 \text{ Km/h}$$

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

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

[STEVENSON]

[MOLITOR]

[MALLET-PAQUANT]

[la formule simplifiée]

Le calcul est résumé sur le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les différents résultats de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1	3.5	1.62
Molitor	0.57	2.64	0.92
Mallet-paquant	1.07	3.64	1.74
Simplifiée	*	*	1.52

Chapitre III : analyse et choix de variante

on prend : **R= 2m** pour des raisons de sécurité

b. La largeur en crête :

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

$$b_{cr} = 1.65H_b^{0.5} \quad \text{[T.KNAPPEN]}$$

$$b_{cr} = 1.1H_b^{0.5} + 1 \quad \text{[E.F.PREECE]}$$

$$b_{cr} = 3.6.H_b^{1/3} - 3 \quad \text{[SIMPLIFIEE]}$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de $t = 0.5$ m

Les résultats des calculs, selon les différentes relations, sont récapitulés ci après:

Tableau III.3 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

H deverse (m)	NPHE (NGA)	B(m)	Hb(m)	largeur en crête			Moy(m)
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	
1,5	387,2	331	69,2	13,17	9,78	11,38	11,44
1,8	387,5	246	69,5	13,2	9,8	11,4	11,47
2	387,7	207	69,7	13,22	9,81	11,41	11,48
2,2	387,9	176	69,9	13,24	9,83	11,43	11,5
2,4	388,1	152	70,1	13,26	9,84	11,44	11,52
2,6	388,3	132	70,3	13,28	9,85	11,46	11,53
2,8	388,5	116	70,5	13,3	9,87	11,47	11,55
3	388,7	103	70,7	13,32	9,88	11,49	11,56

On opte pour une largeur en crête : **$b_{cr} = 12m$** .

c. La longueur en crête:

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement ; elle est égale à :

$$L = 853 \text{ m.}$$

III-2-1 1^{ère} variante : barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :

Les caractéristiques de la variante :

Un parement amont vertical 1/1.

Épaisseur du parement BCV 1m

Un parement aval 1V / 0.85H

L'étanchéité est assurée ; par des parements en béton conventionnel vibré (B.C.V.)

Chapitre III : analyse et choix de variante

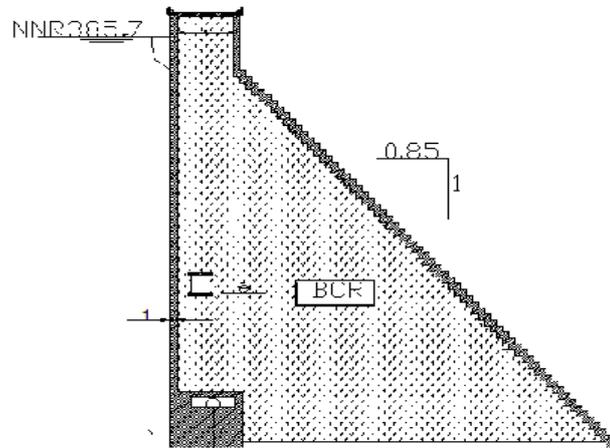


Figure : III-1 barrage en BCR.

III-2-2 2^{ème} variante de Barrage en enrochement avec masque en béton :

Les caractéristiques de la variante :

- pente amont : 1V/1.8H
- pente aval : 1V/1.75H
- largeur crête : 13 m
- Le corps de la digue est formé par des enrochements provenant de la carrière

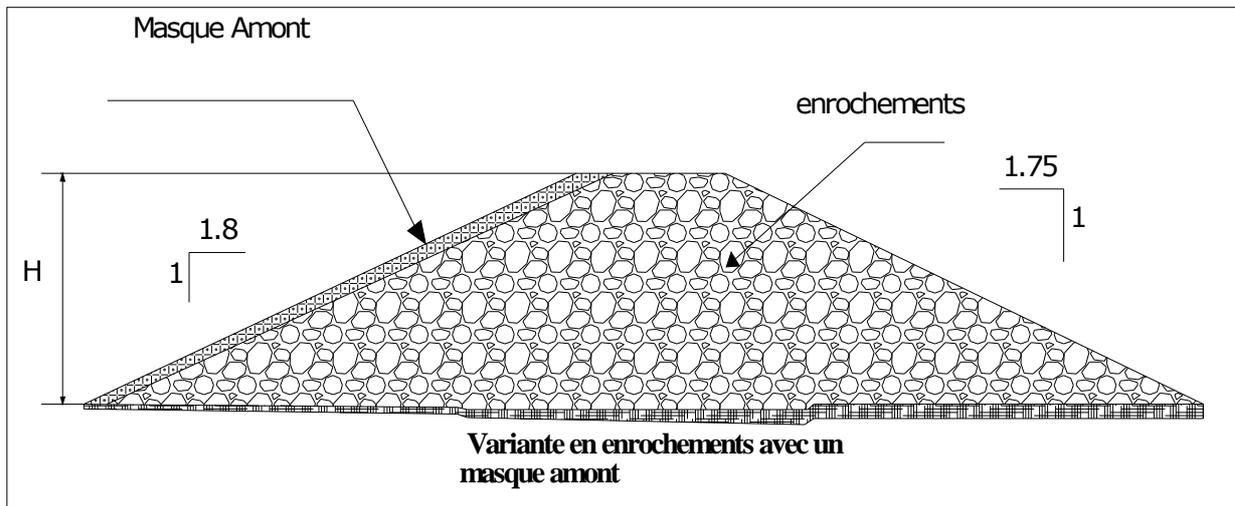


Figure : III-2 barrages en enrochements avec un masque amont

Chapitre III : analyse et choix de variante

III-2-3 3^{ème} variante à noyau d'argile avec recharges en enrochements et graviers :

Les caractéristiques de la variante :

- Pente amont : 1V/2.25H.
- Pente aval : 1V/2H.

Protection des talus

- protéger le talus amont par des enrochements en vrac ; cela représente des avantages ; comme la rapidité d'exécution , et le faible cout.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.25$ à 0.3 m.

Noyaux argileux compacté :

- La pente des talus amont et aval du noyau est de : $m=0.4$.
- Le noyau est encre dans le substratum sur une profondeur égale à 8 m.
- La pente dans la clé d'étanchéité est égale à : $m=1$.

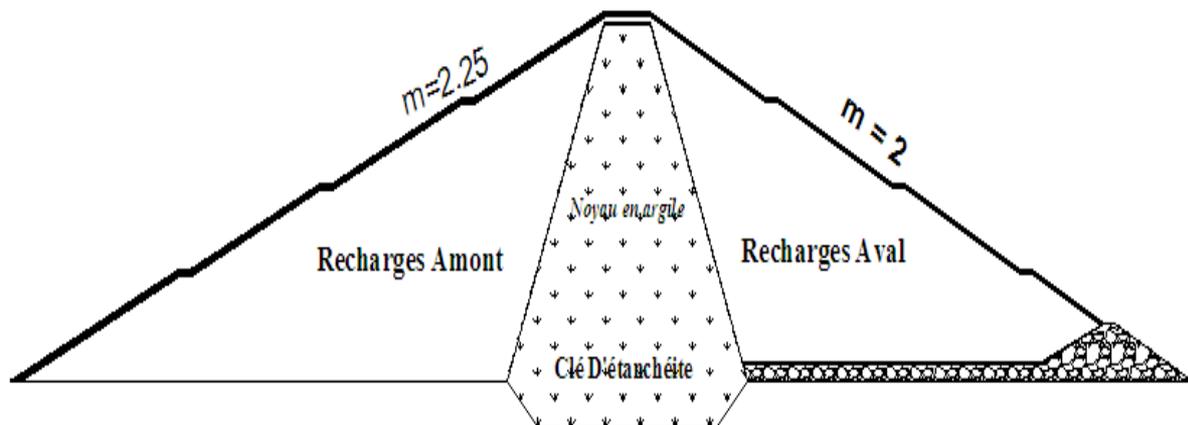


Figure : III-3 Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers.

Chapitre III : analyse et choix de variante

Tableau III-4 : Les variantes de barrage

<i>Type de l'ouvrage</i>	<i>Caractéristiques</i>	<i>Contraintes techniques</i>	<i>Contraintes économiques</i>	<i>Remarque</i>
<i>Barrage poids en béton (BCR)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - parement amont vertical - parement aval en cascades de pente : 1V/0.85H - largeur de la crête : 8 m 	<ul style="list-style-type: none"> - pas de contrainte 	<ul style="list-style-type: none"> - à comparer avec les autres solutions 	Envisageable
<i>Digue en enrochement avec masque amont</i>	<ul style="list-style-type: none"> - pente amont 1V/1.8H - pente aval : 1V/1.75H - largeur crête : 13 m - corps formé par des enrochements 	<ul style="list-style-type: none"> - pas de contrainte 	<ul style="list-style-type: none"> - à comparer avec les autres solutions 	envisageable par suffisance de volume
<i>Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers</i>	<ul style="list-style-type: none"> - pente amont : 1V/2.25H - pente aval : 1V/2H - largeur crête : 13 m 	<ul style="list-style-type: none"> - pas de contrainte 	<ul style="list-style-type: none"> - à comparer avec les autres solutions 	envisageable par suffisance de volume

III-3 Le choix définitif du type du barrage:

III-3-1 Evaluation du prix total des différents matériaux:

- a) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux :

Chapitre III : analyse et choix de variante

Tableau III-5 : cout de la digue en enrochement à masque amont

Destination	Unité	Quantité	P.U (DA)	P.T (DA)
Enrochement pour le corps d'appui	m ³	3561478,5	2100	7479104850
Décapage	m ³	73382,5	124	9099430
Excavation des terrains	m ³	147531,4	102	15048202,3
Béton arme pour le masque amont	m ³	18011,5	7800	140489700
Rip-rap	m ³	1790	1800	3222000
Béton pour la plinthe	m ³	1033,34	7800	8060052
				7663,08 Million DA

Chapitre III : analyse et choix de variante

b) Digue en enrochement avec un noyau argileux :

Tableau III -6 : cout de la digue en enrochement a noyau centrale

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Enrochement pour le corps d'appuis	m ³	4116545	2100	8644744500
Argile pour noyau	m ³	1247285,5	1000	1247285500
Filtre et drain	m ³	66489	1800	119680200
Excavation des terrains	m ³	187028,9	102	19076947,8
Rip-rap	m ³	41649,7	1800	74969460
Décapages	m ³	69945,2	124	8673204,8
Produit asphaltique	m ³	42539,6	1400	59555440
				10173,98 Million DA

Chapitre III : analyse et choix de variante

c) Barrage poids en béton(BCR) :

Tableau III-7 : cout de la digue en BCR

Désignation	Unité	Quantité	P.u (DA)	PT (DA)
Béton pour BCR	m ³	979071,15	4800	4699541496
Béton CV pour masque amont	m ³	36985	7000	258895000
Décapage	m ³	160555	102	16376610
Excavation en terrain	m ³	14301,1	124	1773336,4
				4976,58 million DA

Donc la variante la plus économique est celle de barrage poids en BCR.

Remarque :

Certaines études ont conclu, que les barrages, dont la hauteur est comprise, entre 60 et 90 m, la solution « BCR » est la plus économique ; par rapport aux deux autres variantes

III-4 Caractéristique de la variante retenue :

III-4-1 Coupe-type :

Le niveau du couronnement dépend, évidemment, du niveau normal de la retenue.

Celui-ci est fixé au niveau optimal de 385.7 m. A ce niveau, il faut ajouter la surélévation du plan d'eau pendant la crue de projet (Q_{1000}) et une revanche de sécurité. La somme des deux chiffres égale à la revanche totale ; s'ajoute au niveau normal pour définir, le niveau du couronnement.

La valeur minimale de la revanche de sécurité, mesurée du niveau 387.5 m et pour un "FETCH" de l'ordre de 3 km, est égale à 2 m. le couronnement est fixé à la cote 389.5 m

III -4-2 La section type, adoptée :

Possède les caractéristiques suivantes :

- Un parement amont vertical

Chapitre III : analyse et choix de variante

- Un parement aval vertical entre les cotes 389.5 m et 380.5 m, en marches d'escaliers, de pente moyenne $1V / 0.85H$ entre les cotes 380.5 m et le niveau de la fondation
- Un couronnement de 8 m de largeur qui garantit la bonne mise en place du béton compacté au rouleau et l'accès sur le couronnement à partir des deux rives.
- Une fondation placée , à environ , 3 m au-dessous du niveau du rocher.
- La hauteur maximale du barrage prévu s'élève donc à 69.5m ; mesurée à partir du niveau de la fondation.

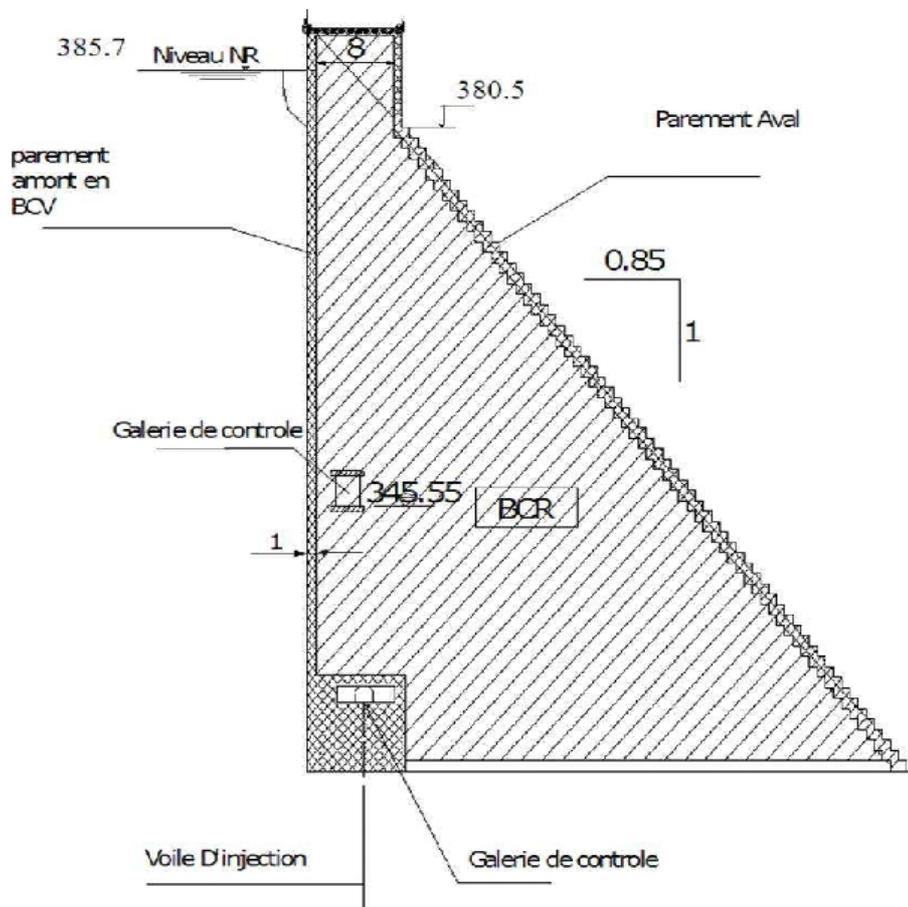


Figure III-4 : Coupe-type du barrage

III -4-3 Etanchéité :

a- la fondation :

Les injections ont pour but d'assurer l'étanchéité ou de consolider un massif rocheux fissuré.

En se basant sur l'étude géologique, on peut constater la validité de l'injection ou pas.

Chapitre III : analyse et choix de variante

(8 sondages carottés avec essais systématiques de perméabilité Lugeons au rocher)

Les résultats des essais Lugeons ont montré un massif , peu à moyennement, perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. Pour cela on prévoit :

- Un voile d'injection sous le pied du parement amont du barrage, ce qui assurera l'étanchéité de la retenue. Ce voile sera exécuté , à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par deux familles d'injection (primaire et secondaire), et éventuellement, une troisième. La profondeur de ce voile sera de l'ordre de 2/3 de la hauteur du barrage.

La stabilité des barrages poids étant sensible aux sous pressions, on a donc envisagé :

- Un système de drain incliné qui sera implanté à l'aval du voile d'injection pour supprimer l'effet de sous-pression des eaux infiltrées, à travers ce voile d'étanchéité. Les eaux drainées seront évacuées par gravité à travers la galerie d'injection et de drainage prévue au pied amont du barrage. Ces eaux sortent sur le parement aval non déversant par le moyen d'une barbacane transversale.

b- Les parements :

b-1-1'amont :

En raison du mode de construction, les eaux peuvent s'infiltrer dans le corps de barrage ; afin de limiter les percolations et assurer la durabilité du barrage, on réalisera un masque amont, il existe plusieurs solutions pour cela ; et parmi ces solutions, on a retenu celle qui consiste à exécuter un parement en BCV.

L'étanchéité du barrage sera donc assurée par des parements en béton conventionnel vibré (B.C.V.), qui va assurer la résistance à la traction qui peut se développer sur la face amont de l'ouvrage. La structure dispose de joints transversaux ,indispensables, pour limiter la fissuration du béton sous les effets du retrait ou des dilatations thermiques. Ces joints doivent être traités avec le plus grand soin pour qu'ils soient étanches.

Chapitre III : analyse et choix de variante

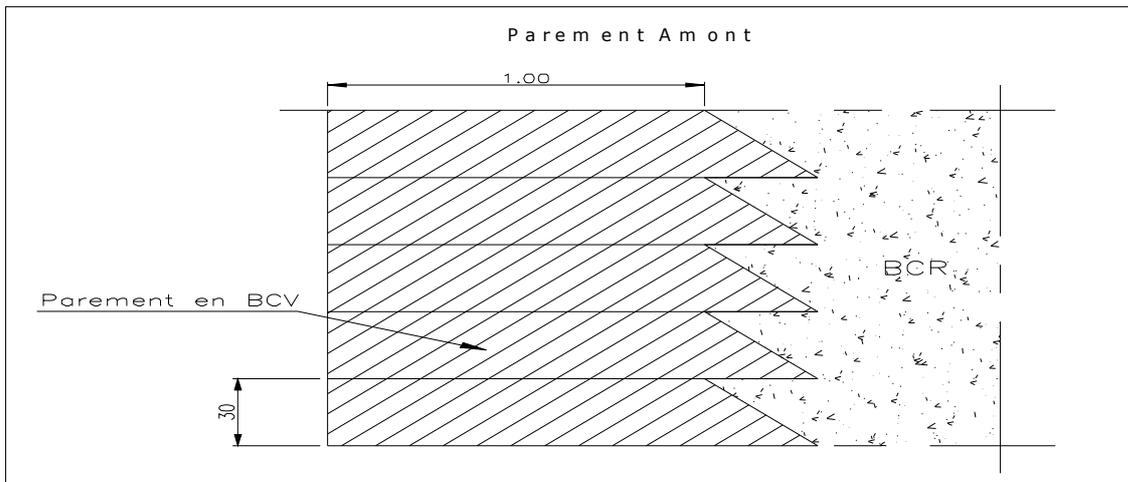


Figure III-5: masque amont réalisé au moyen d'un béton conventionnel

Ce type de masque est mis en place conjointement avec le BCR.

La couche est standardisée d'épaisseur 30cm.

L'épaisseur du masque est de 1m.

Le parement amont servira de coffrage pour le BCR, du corps de barrage.

Il est judicieux de prévoir des joints de dilatation (waterstop)

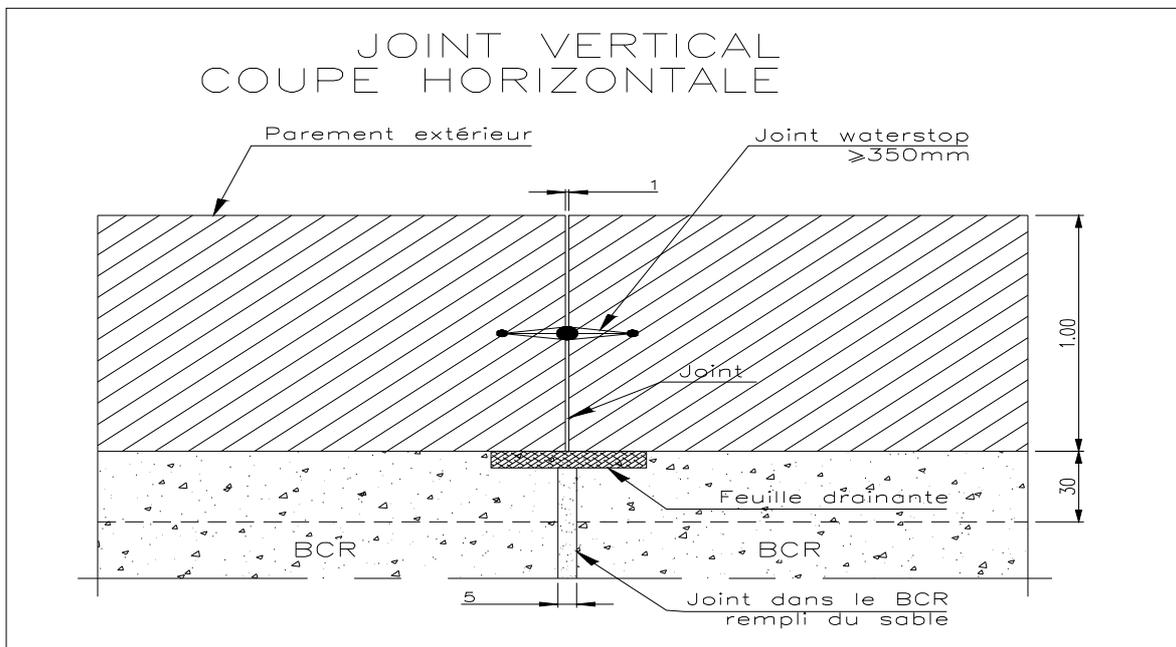


Figure III-6: Détail du drain vertical.

Chapitre III : analyse et choix de variante

b-2-aval :

Au niveau du parement aval, le compactage n'est pas optimisé ; la résistance à l'érosion et aux intempéries, est bien étendue faible. Afin de pallier à ces inconvénients, le recours à un revêtement en BCV est indispensable.

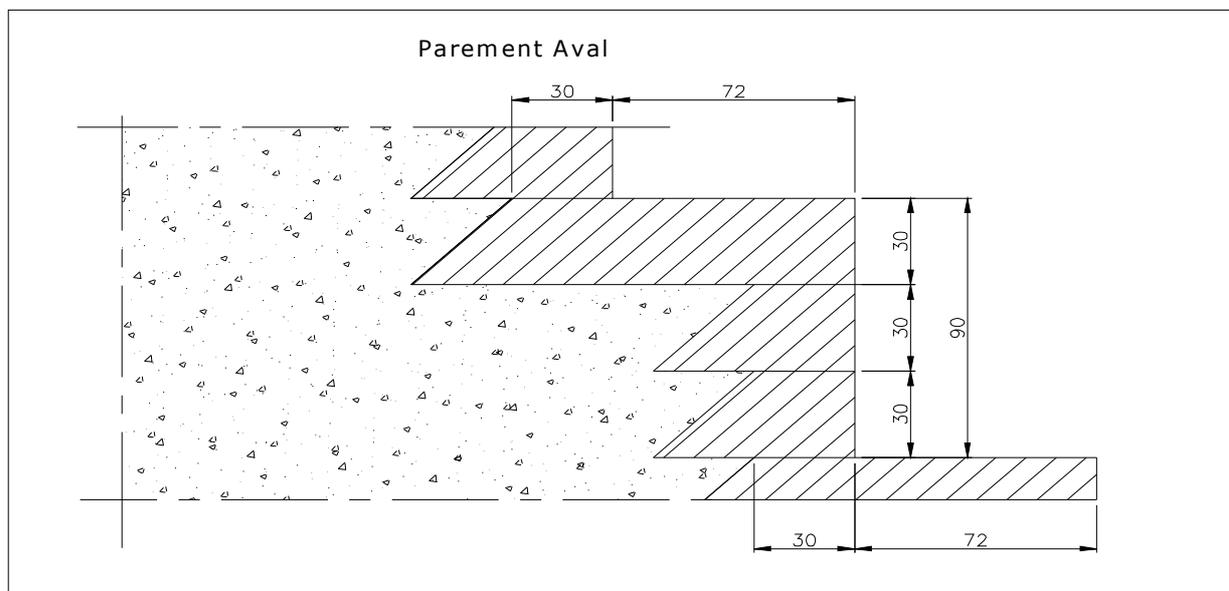


Figure III-7: revêtement réalisé au moyen d'un béton conventionnel

III -4-4 Galerie d'injection et drainage :

La présence d'une galerie permet des travaux d'injection et de forage des drains et ,de ce fait , récolter les eaux d'infiltration, elle est implantée à proximité du parement amont (au pied amont) de façon à assurer la liaison entre le parement et la fondation.

Il existe plusieurs méthodes pour exécuter une galerie, parmi ces méthodes on citera :

1-l'exécution au moyen d'un coffrage ordinaire

2-la mise en place dans le secteur de la galerie d'un BCR non cimenté, qui sera excavé par la suite, cette méthode a l'avantage ne pas avoir d'incidence sur le programme de construction.

3-tenir compte de l'effet de la circulation des engins sur les premières couches de BCR, qui peut être la cause de dommages. Pour cela , il faudra prévoir, une dalle préfabriquée avec un plafond en forme d'une ligne brisée. Cette dernière, sera utilisée pour notre barrage.

III -4-5 BETON :

Le BCR est un mélange de granulats, de ciment, d'un adjuvant minéral, et d'eau , il diffère du béton classique par sa granulométrie et le dosage .

Chapitre III : analyse et choix de variante

III -4-5-1 Granulats:

Les granulats pourront provenir des dépôts alluvionnaires situés à proximité immédiate du site du barrage, au droit de l'axe, sur la rive droite. Des essais Los Angeles donnent des valeurs , qui montrent, que l'on peut obtenir des agrégats à béton de bonne qualité.

Les granulats constituant le remblai dur, devront être inscrits dans le fuseau granulométrique qui est donné ci-dessous.

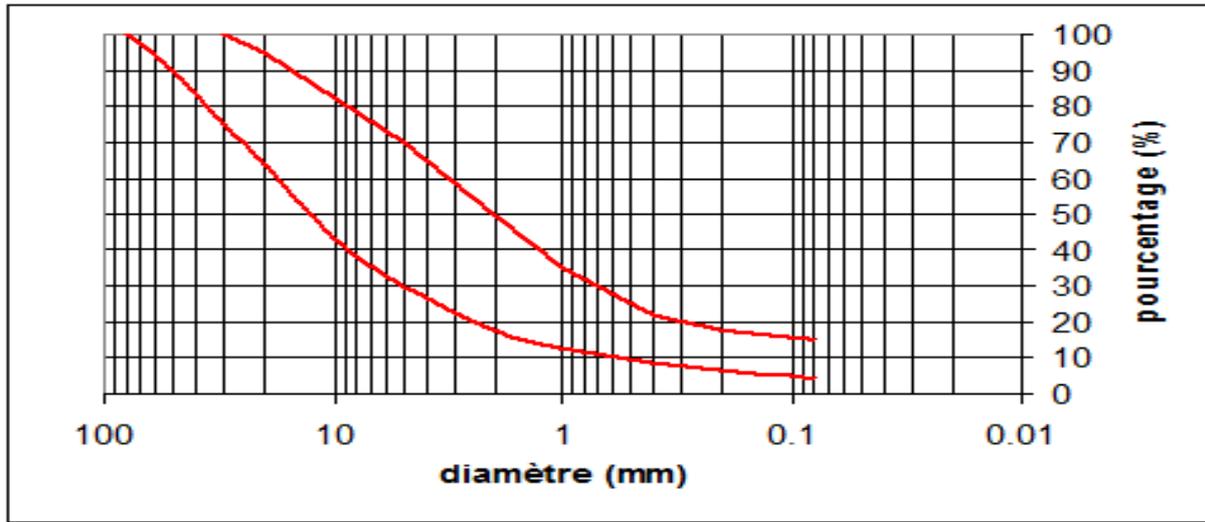


Figure III-8 : fuseau granulométrique des granulats

III -4-5-1 Le liant :

Le dosage, en ciment pour le BCR, est de l'ordre de 60 kg/m^3 à 120 kg/m^3 .

Le dosage en ciment et la teneur en eau sont modifiés jusqu'à l'obtention de la résistance à la compression voulue

En revanche, pour le BCV, le dosage en ciment, est de l'ordre de 200 kg/m^3 à 250 kg/m^3

Chapitre III : analyse et choix de variante

Tableau III -8 : Récapitulatif des résultats des caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm³	29.67
Volume utile	Mm³	31.61
Volume au NNR	Mm³	61.24
Cote du fond	m NGA	320
Cote NVM	m NGA	364.4
Cote NNR	m NGA	385.7
Cote NPHE	m NGA	387.5
Cote en crête	m NGA	389.5
Largeur en crête	M	8
Largeur du déversoir	M	246
Charge déversée	M	1.8

Conclusion :

La solution du barrage composé uniquement par une recharge en graviers avec un noyau central en argile a été écartée par manque de matériaux. Les conditions géologiques et topographiques ont également exclu la solution de barrage béton-voûte. Parmi les trois solutions techniquement faisables (barrage poids en béton BCR, digue en enrochement avec masque amont étanche et digue en enrochement avec noyau argileux), on a retenu la variante d'un barrage poids en béton BCR, et cela, pour des raisons économiques.

Chapitre IV

ETUDE DE STABILITE

Chapitre IV : STABILITE

Introduction :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage-poids, il convient de garder présent, à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde se sont produites lors des crues. Ceci est facilement compréhensible ; car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage. Ainsi, à titre d'exemple, une sur hauteur d'eau de 1 m entraîne, pour un barrage de 10 m de hauteur, une poussée accrue de 21 % et un moment de renversement accru de 33 %.

1-Géométrie du Barrage :

Les principales caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Cote de couronnement : 389,5 NGA

Fruit du parement amont : 1H/1V

Fruit du parement aval : 0,85 H/1V

IV-2 Actions

IV-2-1 Actions permanentes:

-Poids propre du barrage :

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité.

IV-2-2 Actions variables :

a)Poussée de l'eau :

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre 1.05 à 1.10

b) Sous pression sous la fondation :

Le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval.

Chapitre IV : STABILITE

IV-2-3 Actions accidentelles :

a-Séisme :

L'étude simple d'un effet sismique utilise une méthode pseudo-statique. Dont cette méthode est employée pour effectuer une vérification simplifiée des barrages aux tremblements de terre et elle est utilisable pour des accélérations faible $\leq 0,15g$

IV-3 Calcul de stabilité:

Le calcul consiste à vérifier la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne. On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- 1-Conditions normales (retenue au niveau normale)
- 2-Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux)
- 3-Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale)

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau IV-1 : Coefficients de sécurité

	Conditions		
	normales	exceptionnelles	extrêmes
Glissement Inclinaison de la résultante	1.33	1.1	1.05
Renversement	1.5	1.25	1.1
Contrainte de compression	$0.28 R_c$		$0.35 R_c$

Chapitre IV : STABILITE

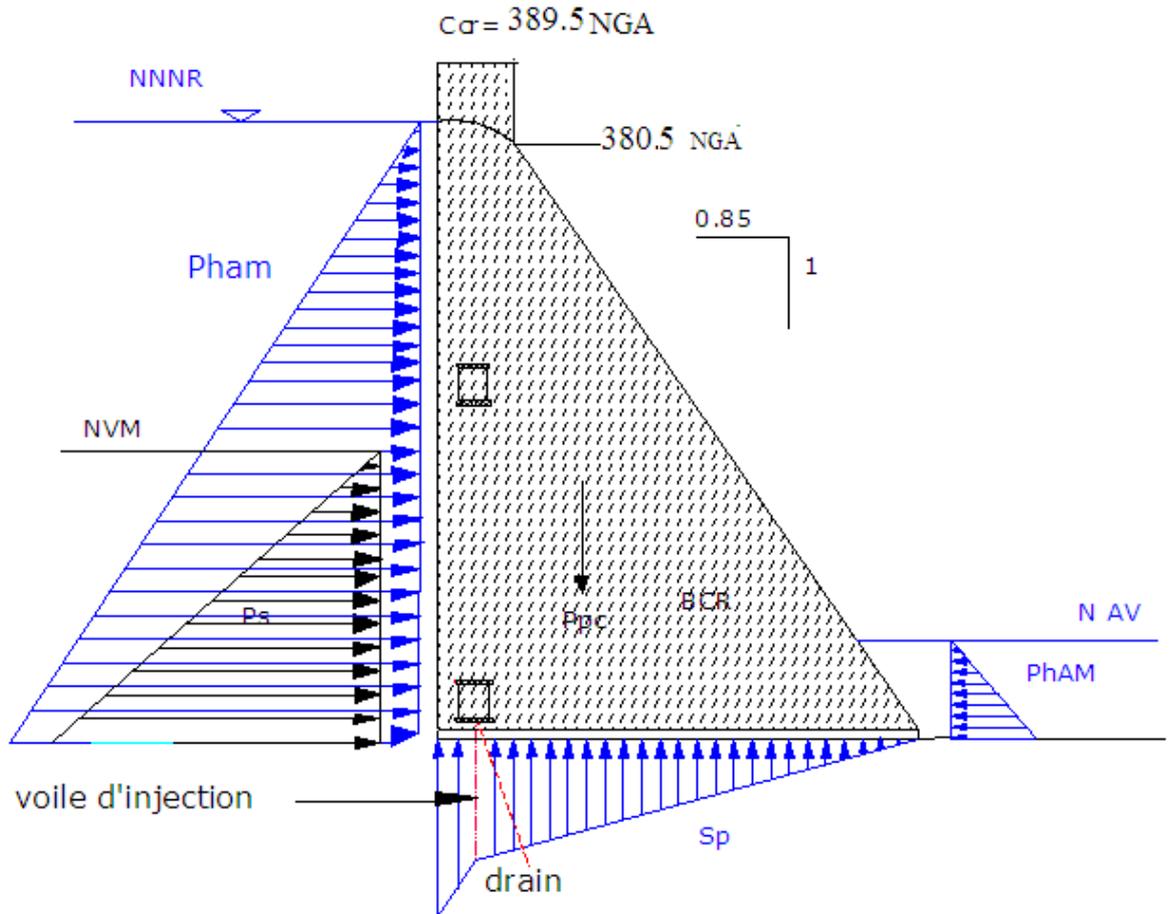


Figure IV-1: les différentes charges agissantes sur le corps du barrage

IV-3-1 Calcul des charges verticales :

a) Poids propre du barrage :

$$P_{pc} = \gamma_b S_{pc} \quad b_p = \gamma_b [1/2 mh^2 + b_{cr}.h_b]$$

Avec :

P_{pc} : Poids propre du corps du barrage (tf)

γ_b : Poids volumique de béton (tf/m³)

S_{pc} : Aire du digue (m²)

m: Fruit du talus = 0.85

h_b : Hauteur du barrage = 69,5m

$$P_{pc} = 2.4[1/2 \times 60,5^2 \times 0.85 + 8 \times 69,5] = 5067,85$$

$$P_{pc} = 5067,85 \text{tf}$$

b) sous pression hydrostatique :

➤ Conditions normales :

Chapitre IV : STABILITE

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$SP_1 = 1/2 \gamma_w m (h_{NNR} - h_{aval})^2$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$SP_1 = 1/2 \times 1 \times 0.85 \times (65.7 - 2)^2 = 1713.71$$

$$\mathbf{SP_1 = 1713.71tf}$$

➤ **Conditions exceptionnelles :**

$$SP_2 = 1/2 \gamma_w m (h_{PHE} - h_{aval})^2$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$SP_2 = 1/2 \times 1 \times 0.85 \times (67.5 - 2)^2 = 1834.51$$

$$\mathbf{SP_2 = 1834.51tf}$$

c) poids de la colonne d'eau aval :

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w S_h^{av} b_h = \gamma_w (1/2 m h_{av}^2)$$

Avec :

h_{av} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 2 m

$$P_{ph}^{av} = 1/2 \times 1 \times 0.85 \times 2^2 = 1.7$$

$$\mathbf{P_{ph}^{av} = 1.7tf}$$

IV-3-2 Calcul des charges horizontales:

a) Poussée hydrostatique à l'amont

➤ **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 h_{NNR}^2 \gamma_w$$

$$P_{h1}^{am} = 1/2 \times 65.7^2 \times 1 = 2158.25$$

$$\mathbf{P_{h1}^{am} = 2158.25tf}$$

➤ **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = (1/2 h_{PHE}^2) \gamma_w$$

Chapitre IV : STABILITE

$$P_h^{am} = (1/2 \times 67.5^2) \times 1 = 2278.13$$

$$\mathbf{P_{h2}^{am} = 2278.13tf}$$

b) Poussée hydrostatique à l'aval

$$P_h^{av} = (1/2 h_{av}^2) \gamma_w$$

$$P_h^{av} = (1/2 \times 2^2) \times 1 = 2$$

$$\mathbf{P_h^{av} = 2 tf}$$

c) Poussée des sédiments

$$P_s = (1/2 h_s^2) \gamma_s$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiments dans le barrage = NVM = 44.39 m

γ_s : poids volumique des sédiments = 1.265 tf/m³

$$P_s = (1/2 \times 44.39^2) \times 1.265 = 1246.32$$

$$\mathbf{P_s = 1246.32tf}$$

V -3-3 Calcul de la charge sismique:

L'examen des cartes des épacentres montrent que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes au nord et au nord-ouest nettement plus actives (Constantine et Batna).

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

a) Une force horizontale vers l'aval

$$F_h = a_x P_{pc}$$

Avec :

F_h : Force horizontale provoquée par le séisme

a_x : accélération du séisme est égal 0,15g

$$F_h = 0.15 \times 5067,85 = 760.18$$

$$\mathbf{F_h = 760.18tf}$$

Chapitre IV : STABILITE

b) un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue a celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 \gamma_w a_x \sqrt{h}$$

Avec :

ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique

h : Hauteur du barrage = 69.5 m

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 \times 1 \times 0.15 \sqrt{69.5} = 1.1$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 1.1 \text{ tf}$$

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.

Dénomination des forces	Désignation	Conditions normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	SP	1713.71	1834.51
Poids propre du corps	P_{pc}	5067,85	
Poids de la colonne d'eau coté aval	P_{ph}^{av}	1.7	
Poussée hydrostatique à l'amont	P_h^{am}	2158.25	2278.13
Poussée hydrostatique à l'aval	P_h^{av}	2	
Poussée des sédiments	P_s	1246.32	

Chapitre IV : STABILITE

Tableau IV.3 Tableau récapitulatif des charges sismiques.

F_h	ΔP_{eau}
760.18	1.1

IV-4 Stabilité au Glissement:

Le phénomène à étudier correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB]. sous l'action des forces verticales et horizontales, le bloc de hauteur h, de largeur unité

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{FV \times tg\phi + C \times s}{FH} \geq K_{adm}$$

Avec:

F_v : des charges verticales ;

F_H : des forces horizontales ;

φ : angle de frottement pris généralement = 25°.

K_{adm} : coefficient de sécurité

C : cohésion = 0.5 MPa

IV-4-1 Conditions normales :

$$F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{av}$$

$$F_v = 5067,85 - 1713.71 + 1.7 = 3355.84$$

$$\mathbf{F_v = 3355.84 \text{ tf}}$$

$$F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av}$$

$$F_H = 2158.25 + 1246.32 - 2 = 3402.57$$

$$\mathbf{F_H = 2845.91 \text{ tf}}$$

$$\rightarrow \frac{3355.84 \times 0.48 + 50 \times 59}{3402.57} = 1.45 \geq K_{adm} = 1.33$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

Chapitre IV : STABILITE

IV-4-2 Conditions exceptionnelles :

$$F_v = 5067,85 - 1834,51 + 1,7 = 3235,04$$

$$F_v = 3235,04 \text{ t f}$$

$$F_H = 2278,13 + 1246,32 - 2 = 3522,45$$

$$F_H = 3522,45 \text{ t f}$$

$$\rightarrow \frac{3235,04 \times 0,48 + 50 \times 59}{3522,45} = 1,27 \geq K_{adm} = 1,1$$

La stabilité au glissement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

IV-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) :

$$F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{av} - f_v - \Delta P_{eau}$$

$$F_v = 5067,85 - 1713,71 + 1,7 - 1,1 = 3354,74$$

$$F_v = 3354,74 \text{ t f}$$

$$F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + f_h =$$

$$F_H = 2158,25 + 1246,32 - 2 + 760,18 = 4162,75$$

$$F_H = 4162,75 \text{ t f}$$

$$\rightarrow \frac{3354,74 \times 0,48 + 50 \times 59}{4162,75} = 1,11 \geq K_{adm} = 1,05$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

IV-5 Stabilité au renversement :

On étudie la possibilité de basculement par rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR, les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{adm}$$

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices

MR : moment des forces motrices ou renversantes

Les bras de levier sont calculés par rapport au pied aval du barrage.

Chapitre IV : STABILITE

IV-5-1 Conditions normales:

$$MS = P_{PC} \times 2/3mh + P_h^{av} \times 2/3 h_{av}$$

$$MS = 5067.85 \times 40 + 1.7 \times 1.33 = 213084.8$$

$$\mathbf{MS = 213084.8tf\ m}$$

$$MR = P_h^{am} \times 1/3mh + SP \times 2/3mh + P_s \times 2/3 h_s$$

$$MR = 2158.25 \times 18.61 + 1713.71 \times 40 + 1246.32 \times 29.59 = 139529.50$$

$$\mathbf{MR = 139529.50\ tf\ m}$$

$$\rightarrow \frac{213084.8}{139529.50} = 1.52 \geq K_{adm} = 1.5$$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

IV-5-2 Conditions exceptionnelles :

$$MS = P_{PC} \times 2/3mh + P_h^{av} \times 2/3h_{av}$$

$$MS = 5067.85 \times 40 + 1.7 \times 1.33 = 213084.8$$

$$\mathbf{MS = 213084.8t\ f\ m}$$

$$MR = P_h^{am} \times 1/3mh + SP \times 2/3mh + P_s \times 2/3 h_s$$

$$MR = 2278.13 \times 18.61 + 1834.51 \times 40 + 1246.32 \times 29.59 = 152655$$

$$\mathbf{MR = 152655t\ f\ m}$$

$$\rightarrow \frac{213084.8}{152655} = 1.4 \geq K_{adm} = 1.25$$

La stabilité au renversement pour une retenue, au niveau des plus hautes eaux, est vérifiée.

IV-5-3 Conditions extrêmes :

$$MS = P_{PC} \times 2/3mh + P_h^{av} \times 2/3 h_{av}$$

$$MS = 5067.85 \times 40 + 1.7 \times 1.33 = 213591.58$$

$$\mathbf{MS = 213591.58tfm}$$

$$MR = P_h^{am} \times 1/3mh + (SP + \Delta P_{eau}) \times 2/3mh + P_s \times 2/3 h_s + F_H \times 1/3mh$$

$$MR = 2158.25 \times 18.61 + 1714.81 \times 40 + 1246.32 \times 29.59 + 760.18 \times 19.69$$

$$\mathbf{MR = 160604\ tf\ m}$$

$$\rightarrow \frac{213591.58}{160604} = 1.33 \geq K_{adm} = 1.1$$

Chapitre IV : STABILITE

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

Notation :

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement est assurée dans les différentes conditions.

IV -6 Calcul de Resistance:

L'étude de contrainte régnant dans un barrage n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables.

IV -6-1 Méthode de Pigeaud :

La mécanique des milieux continus s'applique facilement à un profil de barrage triangulaire indéfini donc sans prise en compte des conditions aux limites près de la fondation.

Le massif n'est soumis qu'à l'action directe du poids du barrage représentant une force volumique $\gamma_b g$.

Les équations d'équilibre sont données par :

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma_b g$$

Avec :

σ_y : Contrainte de cisaillement verticale (KPa)

σ_z : Contrainte de cisaillement horizontale (KPa)

τ_{yz} : Contrainte tangentielle (KPa)

$\gamma_b g$: Poids volumique du béton

Les contraintes sont dans ce cas des fonctions linéaires en y et z

$$\sigma_y = a_1 y + b_1 z$$

$$\sigma_z = a_2 y + b_2 z$$

$$\tau_{yz} = (\gamma_b g - b_2) y - a_1 z$$

Les conditions aux limites sur les parements amont et aval sont :

Chapitre IV : STABILITE

- ✓ Contrainte tangentielle nulle ;
- ✓ Contrainte normale égale a la pression hydrostatique a l'amont et nulle a l'aval.

Ces conditions permettent de calculer les coefficients a_1 , a_2 , b_1 et b_2 , on obtient finalement :

$$\sigma_y = \delta g z$$

$$\sigma_z = \left(\frac{2\delta}{m^2} - \gamma_b \right) g y + \left(\gamma_b \frac{\delta}{m^2} \right) g z$$

$$\tau_{yz} = \frac{\delta g y}{m^2}$$

Avec:

γ_b : Poids volumique du béton

γ_w : Poids volumique de l'eau

A.N :

$$\sigma_y = 2.4 \times 9.81 \times 69.5 = 1636.31 \text{ KPa}$$

$$\sigma_y = 1636.31 \text{ KPa}$$

$$\sigma_z = \left(\frac{2 \times 1}{0.85^2} - 2.4 \right) 9.81 \times 59 + \left(2.4 \frac{1}{0.85^2} \right) 9.81 \times 69.5 = 2477.87$$

$$\sigma_z = 2477.87 \text{ KPa}$$

$$\tau_{yz} = \frac{1 \times 9.81 \times 59}{0.85^2} = 801.09$$

$$\tau_{yz} = 801.09 \text{ KPa}$$

IV-6-2 Méthode de la résistance des matériaux

On considère une section horizontale du barrage. Cette section est soumise a un effort normal de compression N et un moment fléchissant M_g par rapport au milieu de la section. Le moment M_g est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. M_g est lié au moment M_a exprime par rapport au point aval par la relation :

$$M_g = M_a + \frac{e \times N}{2}$$

e : longueur amont-aval de la section

Cette formule suppose M_a positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

Chapitre IV : STABILITE

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma_Z (\text{amont}) = \frac{N}{e} - \frac{e \cdot N}{2}$$

$$\sigma_Z (\text{aval}) = \frac{N}{e} + \frac{6Mg}{e^2}$$

Avec le profil triangulaire simple et une hauteur Z à partir de l'amont, on a :

$$e = mZ$$

$$N = \frac{m\gamma b g Z^2}{2}$$

$$Mg = \frac{Ne}{6} + \frac{\gamma w g Z^3}{6}$$

$$\sigma_Z (\text{amont}) = \left(\gamma b - \frac{\gamma w}{m^2} \right) g Z$$

$$\sigma_Z (\text{aval}) = \frac{\gamma b g Z}{m^2}$$

A.N

$$e = 0.85 \times 69.5 = 59$$

$$N = \frac{0.85 \times 2.4 \times 9.81 \times 69.5^2}{2} = 48332.45$$

$$\mathbf{N = 48332.45 \text{ KN.}}$$

$$Mg = \frac{48332.45 \times 59}{6} + \frac{1 \times 9.81 \times 69.5^3}{6} = 1024142.47$$

$$\mathbf{Mg = 1024142.47 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_Z (\text{amont}) = \left(2.4 - \frac{1}{0.85^2} \right) 9.81 \times 69.5 = 692.65 \text{ KPa}$$

$$\mathbf{\sigma_Z (\text{amont}) = 692.65 \text{ KPa}}$$

$$\sigma_Z (\text{aval}) = \frac{2.4 \times 9.81 \times 69.5}{0.85^2} = 2264.78 \text{ KPa}$$

$$\mathbf{\sigma_Z (\text{aval}) = 2264.78 \text{ KPa}}$$

Chapitre IV : STABILITE

IV-6-3 Vérification de la condition de Maurice Levy :

A la suite de la rupture du barrage Bouzey (France), M. Levy s'intéresse aux conditions de propagation des fissures depuis le parement amont. Il fait remarquer que la condition σ_Z (**amont**) ≥ 0 n'est pas suffisante. Dès l'apparition d'une fissure quelle qu'en soit l'origine (effet thermique, retrait ...), la pression hydrostatique s'applique sur ses deux lèvres, ce qui diminue la valeur de σ_Z Et permet à la fissure de se propager encore plus à l'aval.

Alors M. Levy propose le critère de stabilité suivant :

$$\sigma_Z (\text{amont}) \geq \text{Pression hydrostatique amont}$$

Cette condition, assure que la fissure se referme pour un profil triangulaire, rempli jusqu'au sommet, elle s'écrit :

$$\left(\gamma b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) gZ \geq r \gamma_w gZ$$

Avec cette forme, la condition de M. Levy est très pénalisante. Elle est de fait strictement respectée par très peu de barrage.

On se contente généralement de vérifier que le taux de satisfaction de la condition de M. Levy n'est pas trop faible :

$$r = \frac{\sigma_Z}{\text{pression hydro amont}}$$

A.N

$$r = \frac{692.65}{1 \times 9,81 \times 69,5} = 0,98$$

Conclusion :

Le calcul de contraintes permet, pour les barrages importants dans lesquels le gain économique n'est pas annulé par la complication du chantier, de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment. En plus des critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton, on impose de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours.
- Non mise en traction du parement amont.

Chapitre V

ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE V : organisation de chantier

Introduction :

Une reconnaissance approfondie du site du projet, aide énormément à dresser un planning d'utilisation rationnelle des engins pour les diverses tâches, afin de pouvoir respecter le délai d'exécution. Une bonne organisation de chantier permet de diminuer le coût de revient de l'ouvrage.

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier du barrage d'OULDJA tout en assurant :

- Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.
- La rapidité d'exécution des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

V.1.Organisation du chantier :

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

V.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

V.1.1.1.Maître de l'ouvrage :

Appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale qui commande l'ouvrage. Son rôle est de conclure le marché, assurer le financement, réceptionner l'ouvrage et procéder au paiement des diverses situations des travaux.

V.1.1.2. Maître d'œuvre :

C'est le conseiller technique, choisi par le maître de l'ouvrage. Il peut être une personne physique ou morale chargée d'étudier l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

. V.1.1.3. L'entrepreneur :

Personne physique (entrepreneur personnel) ou morale (société), titulaire d'un marché , de travaux, conclu avec le maître d'ouvrage. Il sera chargé de l'exécution des travaux et,

CHAPITRE V : organisation de chantier

parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

V.1.2. Installations du chantier :

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour du site du chantier, afin de prévoir les diverses aires de stockage des matériaux, des pistes de circulation d'engins, des constructions provisoires, de l'entreposage des engins, et des poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

V.1.2.1. Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires, infirmerie, salles de repos et les locaux administratifs

V.1.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Les matériaux sont : les agrégats, le ciment, les aciers et l'eau.

V.1.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.1.2.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

V.1.3. Ordre d'exécution des travaux :

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- ✓ Installation du chantier.
- ✓ Implantation des axes des différents ouvrages.
- ✓ Coupure et dérivation de l'oued.
- ✓ les travaux dans la retenue proprement dite, et en même temps les travaux de l'évacuateur de crues.
- ✓ Coupure finale et mise en eau.

V -2 Planification :

V -2-1 Définition :

Elle consiste à chercher, constamment, la meilleure façon d'utiliser, judicieusement, la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre ; pour assurer l'efficacité des diverses tâches prévues, pour la concrétisation du projet.

V -2-2 Les méthodes de planification :

CHAPITRE V : organisation de chantier

Parmi les méthodes existantes, on citera :

- La méthode potentiel.
- La méthode du tableau.

V -2-2-1 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V -1 : symboles des opérations et leurs durées

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Route d'accès principal	A	1
Route d'accès à la carrière	B	2
Installation du chantier	C	2
Dérivation provisoire	D	12
Fondation du barrage	E	8
Construction des zones industrielles	F	3
Bétonnage du corps(BCR)	G	9
Vidange de fond et prise d'eau	H	4
Evacuateur de crue	I	8
Voiles d'étanchéité et de drainage	J	7
Mise en service	K	1

CHAPITRE V : organisation de chantier

V -2-2-2 La méthode potentiel :

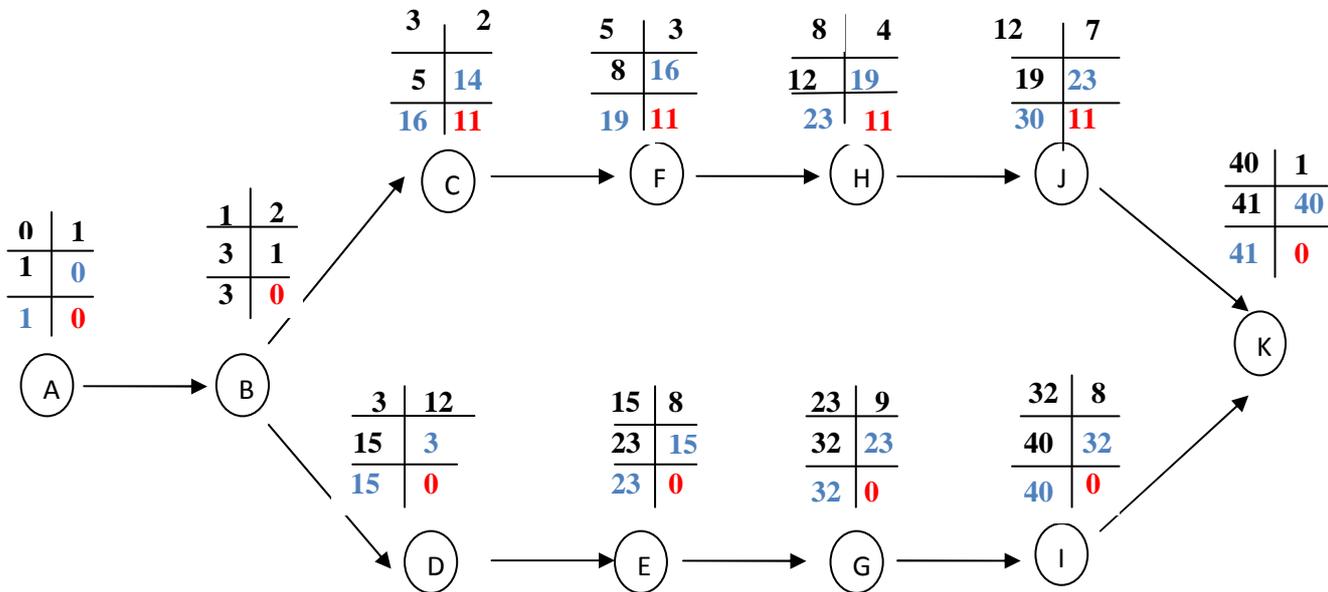
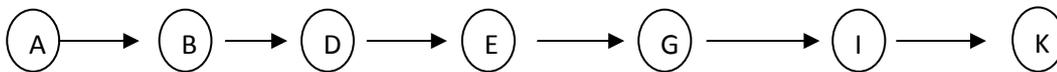


Figure V- : Réseau à nœuds.

Le chemin critique est :



V -2-2-3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau :

Tableau V-2 Résultats de calcul pour la méthode du tableau.

operation	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1_2	1	0	1	0	1	0
2_3	2	1	3	1	3	0
3_4	2	3	5	24	26	21
3_5	12	3	15	3	15	0
4_6	3	5	8	26	29	21
5_7	8	15	23	15	23	0
6_8	4	8	12	29	33	21
7_9	9	23	32	23	32	0
8_10	7	12	19	33	40	21
9_10	8	32	40	32	40	0
10_11	1	40	41	40	41	0

CHAPITRE V : organisation de chantier

Le chemin critique est :

A-B-D-E-G-I-K

Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs 41 mois

CONCLUSION:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation des ouvrages et l'achèvement, dans les délais, du projet. Après avoir utilisé les différentes méthodes, on a déterminé la durée de réalisation de l'ouvrage, qui est de 41 mois. Il est clair que ce chiffre ne tient pas compte des imprévues (pluies, travaux supplémentaires, accident)

CONCLUSION GENERALE

On remarque que la pénurie de la ressource en eau dans la région W. Khenchela, surtout au cours de ces dernières années, a incité les pouvoirs publics à réagir à l'ampleur de ce problème.

L'étude comparative des variantes de la digue nous a conduit à retenir la variante d'un barrage en BCR dont la section type est :

- Un parement amont vertical
- Un parement aval vertical entre les cotes 389.5 m et 380,5m, en marches d'escalier de pente moyenne 1V / 0.85H
- Un couronnement de 8 m.

La stabilité de barrage a été calculée et vérifiée selon de différentes conditions à savoir : normales, exceptionnelles et extrêmes.

.Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01] : ANBT : Rapport géologique, géotechnique et hydrologique du barrage d'Ouldja (W.KHENCHELA).

[02] Projet National BaCaRa : 1996 - Le Béton Compacté au Rouleau, les barrages en BCR, presses de l'ENPC.

[03]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

04]: J-M.DURAND. P.ROYET. P.MERIAUS: technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Cemagref.1999. 351 p

[05] : B. TOUAIBIA : polycop de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.

[06] :S. ANTONJ et.P. HENRI : les barrages ; Du projet a la mis en service. L'école polytechnique fédérale de Lausanne. Presse polytechniques et universitaires Romandes. Mai 2011. 683 p

ANNEXE N° 01

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Permèabilité K [cm/s]
F02	19.00 - 22.00	4.00	5.52	19.15	11.57	D/A	32.57	4.23E-04
		7.00	8.51	29.74	11.64			
		4.00	5.52	19.68	11.89			
		2.00	3.51	34.32	32.57			
	22.00 - 25.00	2.00	3.69	9.99	9.03	B/T	12.26	1.59E-04
		4.00	5.69	22.05	12.93			
		7.00	8.68	31.94	12.26			
		4.00	5.69	22.00	12.90			
	25.00 - 28.00	2.00	3.69	10.98	9.92	B/T	13.30	1.73E-04
		4.00	5.69	22.00	12.90			
		7.00	8.68	31.94	12.26			
		4.00	5.69	22.00	12.90			
	28.00 - 31.00	2.00	2.89	10.50	12.12	B/T	9.20	1.20E-04
		4.00	4.89	21.58	14.72			
		7.00	7.88	31.46	13.30			
		4.00	4.89	21.72	14.82			
	31.00 - 34.00	2.00	2.89	10.65	12.29	C/D	6.02	7.83E-05
		4.00	4.89	21.58	14.72			
		7.00	7.88	31.46	13.30			
		4.00	4.89	21.72	14.82			
	34.00 - 37.00	2.00	2.90	6.96	8.00	C/D	7.07	9.19E-05
		4.00	4.90	14.25	9.70			
		7.00	7.90	21.79	9.20			
		4.00	4.90	14.01	9.53			
	37.00 - 40.00	2.00	2.90	6.90	7.93	C/D	7.78	1.01E-04
		4.00	4.90	14.25	9.70			
		7.00	7.90	21.79	9.20			
		4.00	4.90	14.01	9.53			
	40.00 - 43.00	2.00	3.45	5.13	4.95	C/D	8.41	1.09E-04
		4.00	5.45	11.15	6.81			
		7.00	8.45	17.56	6.93			
		4.00	5.45	10.92	6.67			
	43.00 - 46.00	2.00	3.45	4.93	4.76	B/T	10.75	1.40E-04
		4.00	5.45	11.15	6.81			
		7.00	8.45	17.56	6.93			
		4.00	5.45	10.92	6.67			
	46.00 - 49.00	2.00	3.90	6.88	5.88	C/D	7.90	1.03E-04
		4.00	5.90	13.15	7.43			
		7.00	8.90	21.72	8.14			
		4.00	5.90	13.49	7.62			
49.00 - 52.00	2.00	3.90	7.35	6.28	B/T	10.75	1.40E-04	
	4.00	5.90	13.15	7.43				
	7.00	8.90	21.72	8.14				
	4.00	5.90	13.49	7.62				
52.00 - 55.00	2.00	3.24	6.60	6.79	C/D	7.78	1.01E-04	
	4.00	5.24	12.90	8.21				
	7.00	8.24	20.80	8.42				
	4.00	5.24	13.20	8.40				
55.00 - 58.00	2.00	3.24	6.88	7.08	C/D	8.41	1.09E-04	
	4.00	5.24	12.90	8.21				
	7.00	8.24	20.80	8.42				
	4.00	5.24	13.20	8.40				
58.00 - 61.00	2.50	3.67	8.16	7.41	C/D	8.41	1.09E-04	
	5.00	6.17	15.50	8.38				
	7.00	8.17	21.58	8.81				
	10.00	11.16	29.39	8.78				
61.00 - 64.00	7.00	8.17	22.09	9.02	B/T	10.75	1.40E-04	
	5.00	6.17	15.78	8.53				
	2.40	3.57	8.50	7.94				
	2.50	3.56	9.09	8.51				
64.00 - 67.00	5.00	6.06	18.52	10.19	B/T	10.75	1.40E-04	
	7.00	8.05	27.64	11.44				
	10.00	11.05	35.63	10.75				
	7.00	8.05	28.05	11.61				
67.00 - 70.00	5.00	6.06	18.75	10.32	B/T	10.75	1.40E-04	
	2.50	3.56	8.96	8.39				
	2.50	3.56	9.09	8.51				
	5.00	6.06	18.52	10.19				
70.00 - 73.00	7.00	7.98	20.25	8.46	C/D	7.90	1.03E-04	
	10.00	10.97	27.95	8.49				
	7.00	7.98	20.49	8.56				
	5.00	5.98	14.41	8.04				
73.00 - 76.00	2.50	3.48	7.50	7.19	C/D	7.90	1.03E-04	
	5.00	5.98	14.41	8.04				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F03	4,00 - 7,00	1.00	1.53	10.95	23.87	B/T	17.41	2.26E-04
		2.00	2.53	13.21	17.41			
		1.00	1.53	10.73	23.39			
		0.50	1.03	4.33	14.02			
	7,00 - 10,00	0.50	0.94	4.35	15.43	D/A	23.30	3.03E-04
		1.00	1.44	7.42	17.18			
		2.00	2.44	13.04	17.82			
		1.00	1.44	10.06	23.30			
		0.50	0.94	4.15	14.72			
	10,00 - 13,00	2.00	2.53	4.50	5.93	B/T	7.14	9.28E-05
		4.00	4.53	10.57	7.78			
		7.00	7.53	16.12	7.14			
		4.00	4.53	10.47	7.71			
		2.00	2.53	4.17	5.49			
	13,00 - 16,00	1.00	1.53	3.91	8.52	C/D	8.93	1.16E-04
		2.50	3.03	8.58	9.44			
		4.00	4.53	13.32	9.80			
		2.50	3.03	8.25	9.08			
	16,00 - 19,00	1.00	1.53	3.59	7.82	B/T	5.32	6.92E-05
		2.00	2.53	3.24	4.27			
		4.00	4.53	7.63	5.62			
		7.00	7.53	12.02	5.32			
		4.00	4.53	8.22	6.05			
	19,00 - 22,00	2.00	2.53	3.49	4.60	C/D	7.90	1.03E-04
		4.00	4.53	5.59	7.37			
		7.00	7.53	10.79	7.94			
		4.00	4.53	18.96	8.40			
		2.00	2.53	11.27	8.29			
	22,00 - 25,00	2.00	2.53	5.68	7.48	C/D	7.82	1.02E-04
		4.00	4.53	5.56	7.33			
		7.00	7.53	10.96	8.07			
		4.00	4.53	18.50	8.19			
		2.00	2.53	11.09	8.16			
	25,00 - 28,00	2.00	2.53	5.58	7.35	B/T	13.94	1.81E-04
		4.00	4.53	10.50	13.84			
		7.00	7.52	21.58	15.89			
4.00		4.53	31.46	13.94				
2.00		2.53	21.71	15.99				
28,00 - 31,00	2.00	2.53	10.57	13.93	B/T	9.65	1.25E-04	
	4.00	4.53	6.96	9.17				
	7.00	7.53	14.25	10.49				
	4.00	4.53	21.79	9.65				
		2.00	2.53	14.04	10.34			
		2.00	2.53	6.78	8.93			

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F04	61.00 - 64.00	5.00	7.04	15.61	7.39	C/D	6.93	9.01E-05
		7.00	9.03	21.80	8.04			
		10.00	12.03	29.49	8.17			
		7.00	9.04	19.53	7.21			
		5.00	7.04	15.73	7.45			
		2.50	4.54	9.26	6.80			
	64.00 - 67.00	2.50	5.10	9.07	5.93	B/T	9.48	1.23E-04
		5.00	7.59	18.67	8.20			
		7.00	9.59	28.00	9.73			
		10.00	12.58	35.77	9.48			
		7.00	9.59	27.99	9.73			
		5.00	7.59	18.68	8.20			
	67.00 - 70.00	2.50	5.07	8.67	5.70	B/T	8.92	1.16E-04
		5.00	7.57	18.11	7.98			
		7.00	9.56	25.83	9.00			
		10.00	12.56	33.61	8.92			
		7.00	9.56	26.78	9.33			
		5.00	7.57	15.00	6.61			
	70.00 - 73.00	2.50	5.11	9.09	5.93	B/T	9.45	1.23E-04
		5.00	7.61	18.68	8.19			
		7.00	9.60	28.00	9.72			
		10.00	12.60	35.72	9.45			
		7.00	9.60	27.88	9.68			
		5.00	7.61	18.71	8.20			
	73.00 - 76.00	2.50	5.06	8.39	5.53	C/D	6.32	8.22E-05
		5.00	7.56	14.32	6.32			
		7.00	9.55	19.95	6.96			
		10.00	12.55	27.41	7.28			
7.00		9.55	20.36	7.10				
5.00		7.56	14.24	6.28				
76.00 - 79.00	2.50	5.54	5.38	3.24	C/D	5.24	6.81E-05	
	5.00	8.04	13.27	5.50				
	7.00	10.04	18.16	6.03				
	10.00	13.03	26.06	6.67				
	7.00	10.04	18.43	6.12				
	5.00	8.04	13.30	5.52				
		2.50	5.54	5.93	3.57			

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F05	9.00 - 12.00	1.00	1.94	4.31	7.41	C/D	9.12	1.19E-04
		2.50	3.44	10.27	9.95			
		4.00	4.94	16.11	10.87			
		2.50	3.44	10.47	10.15			
		1.00	1.94	4.20	7.22			
		0.00	0.94	0.00	0.00			
	12.00 - 15.00	0.00	0.91	0.00	0.00	C/D	7.55	9.82E-05
		1.00	1.91	3.63	6.34			
		2.50	3.41	8.44	8.25			
		4.00	4.91	13.31	9.04			
		2.50	3.41	8.33	8.14			
		1.00	1.91	3.43	5.99			
	15.00 - 18.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.00	9.10E-05
		1.00	1.94	3.24	5.57			
		2.50	3.44	7.89	7.65			
		4.00	4.94	12.31	8.31			
		2.50	3.44	8.23	7.98			
		1.00	1.94	3.21	5.52			
	18.00 - 21.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.23	9.39E-05
		2.00	2.96	5.77	6.50			
		4.00	4.96	11.11	7.47			
		7.00	7.96	19.19	8.04			
		4.00	4.96	11.39	7.66			
		2.00	2.96	5.74	6.46			
	21.00 - 24.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.03	9.15E-05
		2.00	2.95	5.56	6.27			
		4.00	4.95	10.92	7.35			
		7.00	7.95	18.44	7.73			
		4.00	4.95	11.09	7.46			
		2.00	2.95	5.64	6.36			
	24.00 - 27.00	0.00	0.98	0.00	0.00	C/D	6.72	8.73E-05
		2.00	2.98	5.24	5.86			
		4.00	4.98	10.60	7.10			
		7.00	7.98	18.17	7.59			
		4.00	4.98	10.65	7.13			
		2.00	2.98	5.27	5.90			
	27.00 - 30.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.25	9.42E-05
		2.00	2.94	5.68	6.44			
		4.00	4.94	11.20	7.58			
		7.00	7.94	19.13	8.03			
		4.00	4.94	11.37	7.67			
		2.00	2.94	5.75	6.52			
	30.00 - 33.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.76	8.79E-05
		2.00	2.87	5.00	5.81			
		4.00	4.87	10.57	7.24			
		7.00	7.87	18.36	7.78			
		4.00	4.87	10.59	7.25			
		2.00	2.87	4.94	5.74			
33.00 - 36.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.51	8.46E-05	
	2.00	2.87	4.77	5.54				
	4.00	4.87	10.06	6.89				
	7.00	7.87	17.85	7.56				
	4.00	4.87	10.29	7.05				
	2.00	2.87	4.75	5.52				
		0.00	0.87	0.00				

Tableau des résultats des essais de perméabilité [suite]

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Ludeon [UL]	Classification	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F05	36.00 - 39.00	0.00	0.74	0.00	0.00	C/D	6.45	8.39E-05
		2.00	2.74	4.47	5.44			
		4.00	4.74	9.82	6.91			
		7.00	7.74	17.51	7.54			
		4.00	4.74	9.88	6.95			
		2.00	2.74	4.45	5.41			
		0.00	0.74	0.00	0.00			
	39.00 - 42.00	0.00	0.81	0.00	0.00	C/D	8.49	1.10E-04
		2.50	3.31	7.97	8.03			
		5.00	5.81	15.21	8.73			
		7.50	8.31	21.87	8.78			
		10.00	10.80	28.57	8.82			
		7.50	8.31	19.77	7.93			
		5.00	5.81	15.45	8.87			
	42.00 - 45.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	6.00	7.80E-05
		2.50	3.27	5.68	5.79			
		5.00	5.77	9.86	5.70			
		7.50	8.27	15.12	6.10			
		10.00	10.77	20.22	6.26			
		7.50	8.27	15.43	6.22			
		5.00	5.77	10.46	6.04			
	45.00 - 48.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	5.74	7.46E-05
		2.50	3.26	5.22	5.33			
		5.00	5.76	10.00	5.78			
		7.50	8.26	14.33	5.78			
		10.00	10.76	20.11	6.23			
		7.50	8.26	14.62	5.90			
		5.00	5.76	9.85	5.70			
2.50	3.26	5.35	5.46					
0.00	0.77	0.00	0.00					

Tableau des résultats des essais de perméabilité

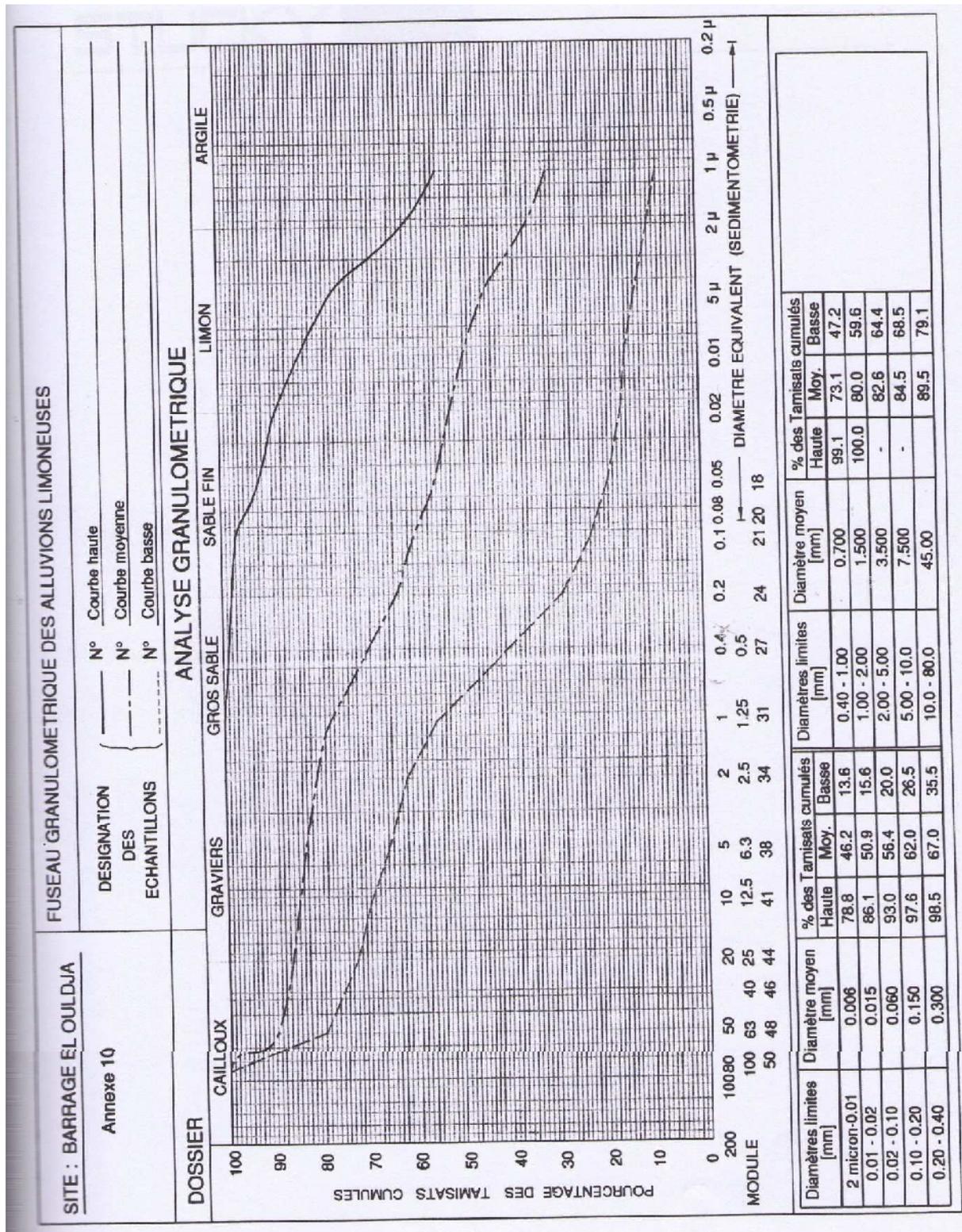
Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F06	30.70 - 35.60	0.00	1.12	2.71	4.95	E/C	0.05	7.11E-07
		2.00	3.12	4.82	3.16			
		4.00	5.11	5.81	2.32			
		7.00	8.11	6.34	1.60			
		4.00	5.12	3.30	1.32			
		2.00	3.12	1.78	1.17			
		0.00	1.12	0.03	0.05			
	35.60 - 40.50	0.00	1.25	2.36	3.86	E/C	0.46	5.94E-08
		2.00	3.24	4.22	2.65			
		4.00	5.24	5.49	2.14			
		7.00	8.23	6.54	1.62			
		4.00	5.25	4.09	1.59			
		2.00	3.25	1.98	1.24			
		0.00	1.25	0.28	0.46			
F06bis	23.00 - 28.00	0.00	0.77	1.64	4.23	E/C	1.00	1.30E-05
		2.00	2.77	2.70	1.95			
		4.00	4.76	4.05	1.70			
		7.00	7.76	5.42	1.40			
		4.00	4.77	3.12	1.31			
		2.00	2.78	1.87	1.35			
		0.00	0.78	0.39	1.00			
	28.00 - 32.00	0.00	0.54	1.30	6.07	E/C	0.74	9.63E-06
		2.00	2.53	2.46	2.43			
		4.00	4.52	3.32	1.84			
		7.00	7.51	5.12	1.70			
		4.00	4.53	2.18	1.20			
		2.00	2.54	1.57	1.55			
		0.00	0.54	0.16	0.74			

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Sondage N°	Profondeur (m) [m]	Situation	Perméabilité [m/s]	
F01	2,50 - 3,00	Haut rive droite	7.83E-06	Limons argileux.
	5,50 - 6,00	Haut rive droite	2.51E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Haut rive droite	4.83E-06	Limons argileux
	12,50 - 13,00	Haut rive droite	1.98E-05	Limons argileux
	15,50 - 16,00	Haut rive droite	1.23E-05	Limons argileux
	18,50 - 19,00	Haut rive droite	3.04E-05	Limons argileux
	21,50 - 22,00	Haut rive droite	2.91E-06	Limons argileux
	24,50 - 25,00	Haut rive droite	2.92E-04	Limons argileux
	27,50 - 28,00	Haut rive droite	5.14E-05	Colluvions à éléments grossiers
	30,50 - 31,00	Haut rive droite	3.07E-05	Colluvions à éléments grossiers
	33,50 - 34,00	Haut rive droite	5.24E-04	Limons argileux
	36,50 - 37,00	Haut rive droite	1.90E-04	Limons argileux
	39,50 - 40,00	Haut rive droite	5.74E-04	Colluvions à éléments grossiers
	42,50 - 43,00	Haut rive droite	1.02E-03	Colluvions à éléments grossiers
	45,50 - 46,00	Haut rive droite	2.38E-03	Colluvions à éléments grossiers
48,50 - 49,00	Haut rive droite	5.92E-04	marnes tendres	
51,50 - 52,00	Haut rive droite	1.99E-03	marnes tendres	
F02	2,50 - 3,00	Mi-pente rive droite	2.66E-06	Limons argileux
	5,50 - 6,00	Mi-pente rive droite	9.77E-06	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Mi-pente rive droite	1.40E-06	Limons argileux
	11,50 - 12,00	Mi-pente rive droite	2.35E-06	Alluvions grossières
F04	2,50 - 3,00	Rive gauche	4.97E-06	Colluvions à éléments grossiers
	5,50 - 6,00	Rive gauche	6.50E-06	Colluvions à éléments grossiers
	8,50 - 9,00	Rive gauche	9.62E-06	Colluvions à éléments grossiers
	17,50 - 18,00	Rive gauche	1.93E-05	Limons argileux avec qlques graviers
	20,50 - 21,00	Rive gauche	1.28E-05	Limons argileux
	23,50 - 24,00	Rive gauche	2.06E-05	Limons argileux
	26,50 - 27,00	Rive gauche	5.65E-06	Colluvions à matrice argileuse avec qlques graviers
	29,50 - 30,00	Rive gauche	4.82E-05	Colluvions à matrice argileuse avec qlques graviers
	32,50 - 33,00	Rive gauche	2.32E-05	Limons argileux avec qlques graviers
	35,50 - 36,00	Rive gauche	2.82E-05	Alluvions grossières
	38,50 - 39,00	Rive gauche	2.11E-05	Alluvions grossières
	41,50 - 42,00	Rive gauche	5.33E-06	Alluvions grossières
	44,50 - 45,00	Rive gauche	3.37E-07	Alluvions grossières
	47,50 - 48,00	Rive gauche	2.18E-05	Alluvions grossières
	50,50 - 51,00	Rive gauche	1.20E-05	Alluvions grossières
53,50 - 54,00	Rive gauche	7.36E-06	Alluvions grossières	
56,50 - 57,00	Rive gauche	4.61E-06	Alluvions grossières	
59,50 - 60,00	Rive gauche	9.44E-06	Alluvions grossières	
F04 bis	2,50 - 3,00	Rive gauche	1.64E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
	11,50 - 12,00	Rive gauche	6.43E-06	Alluvions grossières
	14,50 - 15,00	Rive gauche	3.37E-08	Alluvions grossières
	17,50 - 18,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
	20,50 - 21,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
F05	2,50 - 3,00	Fond de vallée	2.86E-06	Alluvions grossières
	5,50 - 6,00	Fond de vallée	7.42E-05	Limons argileux avec qlques graviers
F06	1,50 - 2,00	Haut rive gauche	2.87E-04	Limons argileux sableux
	4,50 - 5,00	Haut rive gauche	1.18E-03	Limons argileux sableux
	7,50 - 8,00	Haut rive gauche	7.25E-04	Limons argileux sableux
	10,00 - 10,50	Haut rive gauche	5.88E-04	Colluvions à matrice argileuse
	12,50 - 13,00	Haut rive gauche	5.35E-05	Colluvions à matrice argileuse
	15,50 - 16,00	Haut rive gauche	1.01E-04	Colluvions à matrice argileuse
	18,50 - 19,00	Haut rive gauche	1.41E-05	Colluvions à matrice argileuse
	22,00 - 22,50	Haut rive gauche	1.75E-04	Colluvions à matrice argileuse
	26,00 - 26,50	Haut rive gauche	5.78E-06	Colluvions à matrice argileuse
F06bis	7,50 - 8,00	Rive gauche	5.20E-05	Colluvions à matrice argileuse
	10,50 - 11,00	Rive gauche	2.31E-04	Colluvions à matrice argileuse
	13,50 - 14,00	Rive gauche	1.46E-04	Alluvions grossières
	16,50 - 17,00	Rive gauche	8.57E-05	Alluvions grossières
Moyenne			1.93E-04	
Ecartype			4.46E-04	
Max			2.38E-03	
Min			3.37E-08	

Fuseau granulométrique des alluvions limoneuses



Courbes granulométriques des échantillons des terrasses en amont de l'axe

FUSEAU GRANULOMETRIQUE DES ALLUVIONS GRAVELEUSES

SITE : Barrage El Ouldja

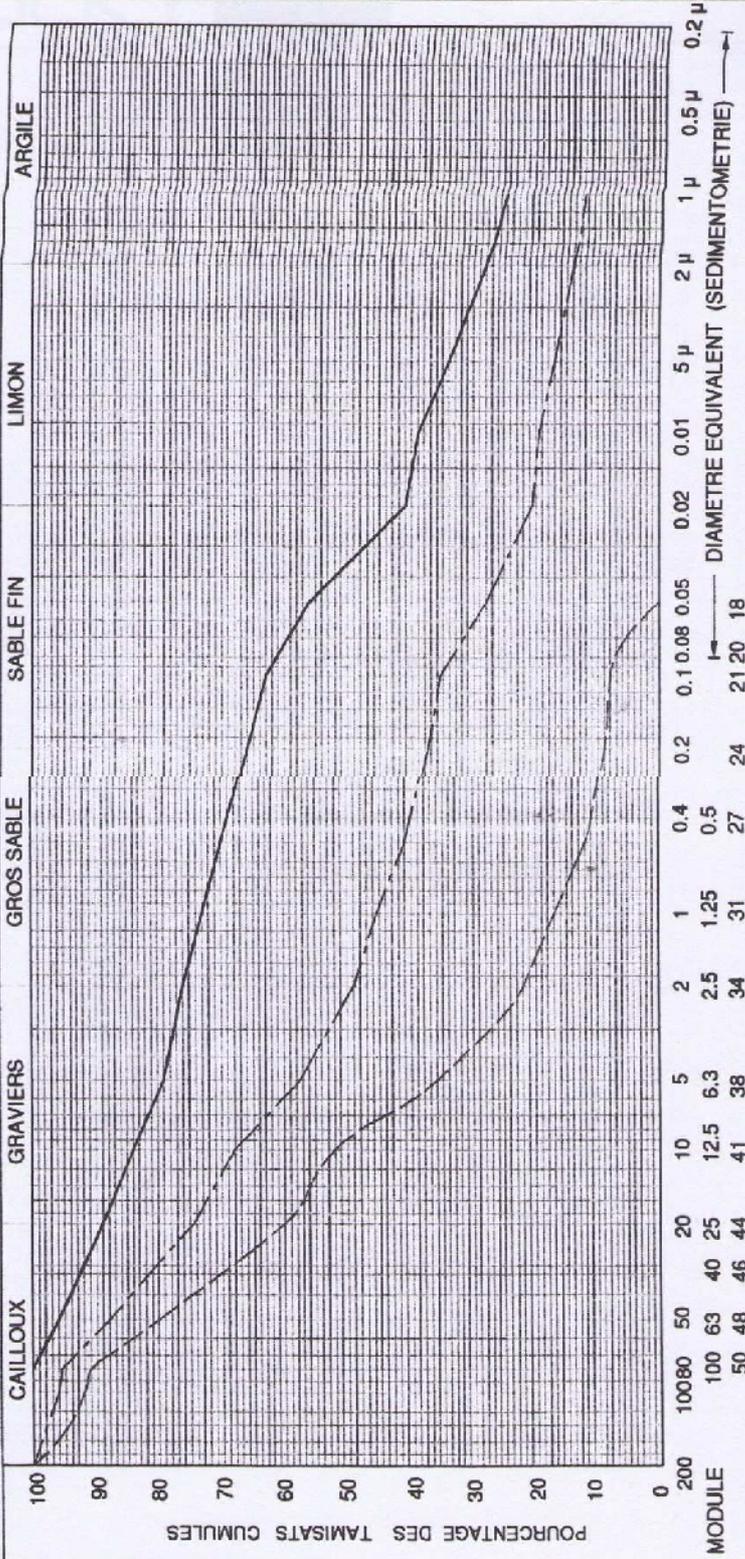
Annexe 13

DESIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N° Courbe haute
N° Courbe moyenne
N° Courbe basse

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

DOSSIER



Diamètres limites [mm]	Diamètre moyen [mm]	% des Tamisats cumulés		Diamètres limites [mm]	Diamètre moyen [mm]	% des Tamisats cumulés	
		Haute	Basse			Haute	Basse
2 micron-0.01	0.006	35.4	0.0	0.40 - 1.00	0.700	71.5	14.5
0.01 - 0.02	0.015	40.1	0.0	1.00 - 2.00	1.500	74.8	20.0
0.02 - 0.10	0.060	57.8	3.0	2.00 - 5.00	3.500	77.9	30.0
0.10 - 0.20	0.150	64.8	8.5	5.00 - 10.0	7.500	82.0	46.4
0.20 - 0.40	0.300	67.8	10.0	10.0 - 200.0	105.00	100.0	92.3

ANNEXE N°02

Tableau 1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles en mm (station de halla boudella)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1969	10,64	73,8	7,5	12,7	42,3	1	20,6	16,5	35,6	17,9	7,8	8,3	254,64
1970	2,5	43,6	0	6,5	60,5	28,9	0,2	26,7	21,5	15,5	16,4	16,3	238,6
1971	85	52,8	10,2	10,8	29	11,4	31,5	11,7	32,6	11,3	13,5	2,3	302,1
1972	22,2	108,9	5,2	31	19,1	10,6	22,2	34,6	21,6	18,3	1,8	8,6	304,1
1973	7,8	8,5	12,3	17,1	1	28,6	2	25,9	23,6	14,3	7,3	12,3	160,7
1974	3,5	13,6	24,6	8	12,7	68,1	27,8	30	28	0	9,7	14,3	240,3
1975	18,4	3,9	18,6	29,2	14,5	28,4	12,4	27,4	33,1	24,2	6,9	12,6	229,6
1976	20,6	0,2	8,6	5,02	23,6	44,4	19,7	29,6	28,6	14,3	9,8	15,4	219,82
1977	2,3	22,1	43,2	36,6	0	22,5	36,2	16,4	73,5	24,6	0	16,5	293,9
1978	52,4	23,7	24	55	1,5	22,2	15,7	16	26,1	27,2	0	8,1	271,9
1979	72,1	19,8	26,3	2,1	22,9	20,8	66,2	33	36,2	12,3	0	4,2	315,9
1980	41,6	0,6	43,4	6,6	17,8	25,6	41,3	21,6	17,4	20,2	14,3	13,2	263,6
1981	40,4	14	25,3	27	14,2	23,2	7	20,7	83	0	0	16,5	271,3
1982	42,7	49	40,3	23	3	0	32,4	22,4	28,3	22,3	0	20,1	283,5
1983	10,1	15,2	33,6	14,67	22,3	26,8	22,7	27,5	0	23,6	0	12,1	208,57
1984	18,6	36,7	26,3	29,6	22,7	3,8	52	34,2	29,1	0	0	21,4	274,4
1985	0	0	0	3,5	0	13,9	75,4	32,2	19,2	0	19,3	19,2	182,7
1986	67,9	4,6	22,3	20,5	0	17,2	31,9	0	19,5	0	0	21,4	205,3
1987	0	2,5	0	2,9	0	13,8	11,8	22,6	33,1	15,2	0	15,3	117,2
1988	14,7	22,6	33,6	23,1	2,7	19,5	0	34,1	0	0	0	0	150,3
1989	12,3	24	28,4	7,9	23,9	0	39,3	32,7	26,2	12,6	15,2	12,6	235,1
1990	42,8	8,5	40,8	35,2	2,9	19,5	40,6	54,8	32	24,3	0	12,3	313,7
1991	0	39	28,9	0	40,6	21,3	45,5	24,9	12,3	0	0	7,5	220
1992	8,5	58	36,2	14,8	0	14,1	8,2	36,9	18,4	19,2	13,6	3,6	231,5
1993	36,5	13,2	10	17,4	7,5	15,1	19	26,3	25,3	0	0	12,2	182,5
1994	28,3	26,2	7,8	5,8	12,9	0	46,8	32,3	0	15,9	23,1	8,5	207,6
1995	33,6	26,8	9,8	12	18,1	3	66	48,2	26,5	22,1	0	6,3	272,4
1996	12,8	14	0	2,4	10,5	0	18,2	33,5	13,3	11,3	8,7	10,3	135
1997	40,3	14,9	28,6	22,6	14,4	4	17,4	17,9	22,3	13,7	0	8,3	204,4
1998	18,7	16,5	19,8	3,4	15,8	2	15,9	32,6	17,8	19,5	15,4	17,2	194,6
1999	14,4	27,8	43,8	17,9	2,9	0,3	0	0	17,1	21,6	0	0	145,8
2000	22,9	28,3	18,6	3,2	20	14,8	27,2	15,3	49	16,8	0	0	216,1
2001	56,8	17,6	38	9	17	10	35,6	23,6	31,2	19,3	11,8	7,3	277,2
2002	32,7	16,8	27,4	6,8	12,3	12,1	23,2	38,3	28	9,9	0	8,7	216,2
2003	26,4	19,9	22,6	19,3	10,2	4,3	15,8	18,9	15,2	12,3	18,6	0	183,5

2004	32,4	14,4	19,6	12,7	2,7	13,4	22,3	22,3	18,4	17,9	0	4,6	180,7
2005	33,6	25,1	16,5	38	20,21	39	31,2	25	14,6	14,3	12,3	3,4	273,21
2006	20,3	29,1	11,3	20,3	14,6	12,9	18,7	25,4	27,2	11,6	4,3	4,2	199,9
2007	21,4	40,21	26,76	17,17	16,87	11,98	25,13	25,72	24,78	10,67	7,88	5,34	233,91
2008	20,67	24,34	24,45	15,59	12,32	12,56	26,12	28,34	27,87	5,65	7,56	6,3	211,77
2009	23,54	29,23	12,5	19,09	13,72	10,98	24,02	34,92	26,98	3,12	10,73	4,08	212,91
Moyenne	26.16	25.10	21.40	16.23	14.62	15.92	26.69	26.37	25.95	13.25	6.23	9.74	227.66

Source : A.N.R.H

Tableau 2 : Pluies maximales journalières (mm)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
1969	58	55,5	3,2	15	27,5	0,5	7,5	16,9	24,5	21,5	3,7	27,5	58
1970	1,5	41,3	0	4,5	17	9	0,2	3,5	12	10	14,2	15,6	41,3
1971	28,1	15	3,7	4,6	34,4	5,6	12,5	16	8,4	34,4	6	19,8	34,4
1972	13,5	61,5	5,2	13	14,5	27	46	25	3	6	0,8	20,6	61,5
1973	5,2	5	7,5	9,7	0,5	20	2	13	6,5	4,2	0,9	9,2	20
1974	0,6	5	16	5	10,1	22,5	12,7	22,5	20,5	0	8,5	13,2	22,5
1975	10,8	3,8	6,1	11	5	8	23	22,5	7	15,8	2,1	30,5	30,5
1976	12,2	0,2	5,4	0,9	13,3	17,6	18,6	20,1	2,2	12,6	1	10,2	20,1
1977	2	22,3	28,7	8,6	0	11	6,3	13,5	31	21,4	0	12,4	31
1978	19,1	9,1	0,5	29,3	0,7	10	6	42,2	0,9	41	0	24,9	42,2
1979	19	8,9	2	1,8	11,5	14,1	39,8	12,9	0,9	41	0	32	41
1980	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9	6,3	20,4	1	8,7	27,6
1981	23,1	5,2	2,5	7,7	6,7	12	3,3	22,1	26,8	0	0	35,5	35,5
1982	34,5	17	33,5	8,6	2,6	0	22,5	4	12,5	8,5	0	19,7	34,5
1983	7	8,2	9,8	12	13,8	32,4	14,4	12,9	0	4,7	0	19,2	32,4
1984	6,5	12,5	4,3	18,1	14,6	2,3	14,5	9,6	16	0	0	16,4	18,1
1985	0	0	0	3,5	7,3	8	17	0,8	6,3	12,4	15,9	16,8	17
1986	17,1	4,6	12,9	5	0	12,3	11,5	0	15,2	0	0	16,3	17,1
1987	0	2,5	0	1,5	2,9	12,5	11,8	8,4	16,2	18,7	0	10,6	18,7
1988	8	22,6	8,3	7,5	2,7	19,5	0	6,9	0	0	0	0	22,6
1989	4,5	0	11,6	5,7	23,4	0	21	14,1	44	24,2	3,2	5,2	44
1990	13	4	12,3	19	1,7	16	18	13	20,3	13	0	10,3	21,3
1991	0	19,5	27,5	0	12,5	24	13	8	32	0	0	2,1	32
1992	3	27	37	15	0	5	5,5	0,9	16,5	2,6	2,3	8,5	37
1993	24,5	2,4	3,3	2,2	5	15,2	19	16,8	6,4	0	0	32,2	32,2
1994	4,3	8	6,5	5,8	12,7	0	4,8	11,5	0	19,8	11,6	3,5	19,8

1995	23	15	7	4	54,2	16,5	29	19,5	7,5	10	0	11,3	54,2
1996	6,7	0	0	2,4	10	0	11	8	13	7	1,6	0,6	13
1997	13	2,5	19,1	9,5	9,5	2,7	16,2	16,1	5,5	12	0	5,9	19,1
1998	12,7	12,3	5,5	2,5	25,2	2	15,7	5,9	10,5	13,2	11	9,6	25,2
1999	9	34,8	24,3	10,8	2,9	0,3	0	0	22,5	13	0	14,7	34,8
2000	10	7,4	4	12	7,5	5,9	3,3	9	23	6,1	0	13,2	23
2001	4,5	2,7	11,5	4,3	32,4	5,2	4,3	7,9	6	19,5	7,2	10,8	32,4
2002	1,5	6	21,5	4,7	4,5	5,5	16	17	8	3,4	0	6,5	21,5
2003	11,8	46,2	4,4	48,7	3	1,7	16,2	7	42	35,2	9	14,5	48,7
2004	14	1	32,5	23,5	2,5	12	2,4	11	0,3	4,5	0	17,6	32,5
2005	11	4	8	12	8	10	11	9,8	2	6	8,5	8,6	12
2006	12,5	16	4,4	22,7	24,1	24,4	2,4	18	25,9	6,2	5,4	2,6	25,9
2007	17,1	4,6	12,9	5	0	12,3	11,5	0	15,2	0	0	16,3	17,1
2008	24,5	2,4	3,3	2,2	5	15,2	19	16,8	6,4	0	0	32,2	32,2
2009	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9	6,3	20,4	1	8,7	27,6

Source : A.N.R.H

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station Khendja Sidi Nadji (061801)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972	0,99	0,77	0,71	0,97	1,6	1,84	1,58	4,2	1,55	1,03	0,4	1,98	17,62
1973	33,51	15,5	3,44	2,14	1,96	2,63	7,79	8,38	2,26	2,6	0,26	7,17	87,64
1974	0,99	1,46	0,36	3,85	1,88	0,41	0,71	0,43	0,17	3,48	0,46	0	14,2
1975	17,96	2,81	0,14	0,15	0,18	3,69	3,01	1,09	2,32	0,12	0,07	1,01	32,55
1976	2,42	0,71	1,44	0,34	0,08	0,29	2,33	1,41	7,55	12,89	5,6	0,29	35,35
1977	2,41	0,2	9,14	1,39	3,9	0,75	0,24	0,75	4,47	2,45	0,02	0,62	26,33
1978	1,78	0,19	8,75	0,71	0,22	0,37	0,13	0,08	2,54	0,01	0	6,91	21,69
1979	0,03	0,07	0,33	0,17	0,1	0,23	2,75	0,16	0,92	0,05	0,03	0,03	4,84
1980	36,3	0,28	0,19	0,23	0,11	1,4	0,53	0,19	0	0,06	0,03	21	60,22
1981	0,8	0,08	0,03	0,15	0,1	0,34	0,8	2,53	4,83	1,43	0,09	1,33	11,79
1982	4,84	1,66	2,55	0,92	0,25	0,14	0,11	0,03	0,03	86,31	86,31	0,21	47,37
1983	0,97	11,9	0,07	0,09	0,1	1,32	1,36	0,56	0,04	0,03	0,03	59,06	75,52
1984	0	17,5	16,79	1,233	16,12	6,734	0,3233	0,429	4,89	1,318	0	0,857	66,17
1985	15,4	0,43	0,2774	0,263	0,511	0,3701	2,861	3,726	5,108	0,7836	6,716	1,3	37,74
1986	7,351	3,9	0,7436	0,432	0,295	0,316	0,3734	0,109	0,276	0,5607	4,429	0,443	19,23
1987	2,628	2,6	0,4798	0,607	0,122	0,0684	0,1515	0,231	0,668	13,25	0,2678	0,268	21,34
1988	0,4453	0,27	1,732	0,268	0,268	0,2419	0,2678	0,259	9,282	3,402	0,2678	0,268	16,97
1989	5,489	0,49	0,1752	0,145	0,468	0,6447	2,75	0,16	0,92	0,05	0,03	0,268	81,27
1990	0,03	0,03	0,18	0,03	0,00	0,00	0,00	60,00	0,00	0,13	0,03	34,76	95,15
1991	2,34	0,18	0,15	0,16	0,03	0,47	0,90	0,48	1,60	0,16	0,29	0,74	7,48
1992	0,2523	1,1	0,3626	0,174	0,225	0,3187	1,341	0,35	0,198	0,2076	0,2278	0,177	4,936

1993	0,239	0,13	1,137	0,58	0,256	0,1586	0,3345	0,165	0,155	0,2088	1,659	0,681	5,7
1994	5,55	25,05	1,33	6,00	6,95	1,75	34,54	2,33	0,49	2,58	3,43	0,04	90,03
1995	0,11	0,01	0,00	0,05	0,04	0,01	0,04	0,22	0,17	0,36	5,37	18,76	25,14
1996	1,08	1,77	1,36	1,39	1,54	8,05	4,2	4,88	5,06	1,09	1,09	1,27	32,78
Moyenne	1,94	3,43	4,81	6,24	5,21	4,68	4,28	3,88	2,50	0,94	0,78	0,92	39,63

Source : A.N.R.H

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m³/s)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975	0,17	0,22	1,25	0,50	34,00	29,50	10,30	66,80	2,60	0,50	0,18	0,13	66,80
1976	2,60	1,60	1,10	0,89	1,02	1,80	0,65	48,80	3,08	0,52	0,36	28,60	48,80
1977	2,73	1,64	46,14	7,24	17,03	3,42	21,99	8,64	0,72	0,64	0,76	0,48	46,14
1978	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
1979	0,00	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,80
1980	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
1981	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
1982	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
1983	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
1984	0,00	0,00	95,40	1,34	18,52	32,25	31,07	1,08	0,85	2,27	1,25	0,00	95,40
1985	0,00	183,17	4,45	36,00	39,00	5,30	48,95	2,43	21,00	1,18	0,04	0,00	183,17
1986	0,00	16,95	0,00	8,04	36,58	33,62	2,02	7,82	42,00	0,76	0,00	0,00	42,00
1987	8,78	50,90	198,70	167,70	1,45	6,89	21,66	1,45	0,16	0,00	0,00	0,00	198,70
1988	0,00	0,00	0,00	96,60	17,64	18,34	13,66	2,94	0,07	0,01	0,00	0,00	96,60
1989	1,38	6,36	9,00	2,31	1,90	9,40	8,00	1,38	18,00	0,40	0,32	0,00	18,00
1990	0,09	15,00	24,80	16,50	9,00	1,74	27,20	2,56	54,40	0,44	0,20	0,12	54,40
1991	7,00	0,36	9,80	6,20	338,00	26,90	0,67	0,78	0,32	0,14	0,02	0,01	338,00
1992	0,44	3,55	20,60	2,80	5,68	3,34	25,23	1,27	2,80	4,37	0,30	0,25	25,23
1993	10,64	0,33	1,26	233,40	7,60	7,04	141,00	7,60	2,33	0,30	0,16	0,02	233,40
1994	7,74	10,66	167,56	6,38	9,88	3,46	101,32	2,20	36,30	6,72	0,40	0,32	167,56
1995	1,70	7,10	4,70	0,62	3,50	0,62	3,50	3,50	523,28	4,70	271,50	0,94	523,28
1996	0,36	6,30	49,15	12,50	7,50	5,10	5,70	3,50	48,00	0,87	3,05	0,81	49,15
1997	3,90	7,50	7,50	7,10	120,50	7,10	11,90	0,68	0,07	0,01	0,01	0,01	120,50
1998	0,01	0,01	0,12	0,08	7,90	30,75	5,10	68,70	12,70	1,80	0,01	0,01	68,70
1999	0,40	0,78	3,03	8,71	13,54	7,29	15,20	7,10	3,89	1,29	0,23	0,06	15,20
2000	0,19	48,19	0,46	4,44	207,00	26,40	5,18	48,78	0,99	6,16	0,32	0,32	207,00
2001	3,71	5,18	7,67	2,22	6,00	72,40	67,12	94,10	79,40	0,54	0,62	0,54	94,10
2002	16,58	231,60	4,00	55,96	51,14	0,62	5,20	11,70	4,15	3,59	0,19	0,13	231,60
2003	180,30	0,00	0,81	0,04	61,42	0,04	0,02	12,62	247,60	0,00	0,00	3,81	247,60
2004	0,00	0,14	0,34	7,28	10,00	59,64	0,50	6,12	0,12	0,01	0,00	0,00	59,64
2005	0,00	13,39	0,13	10,64	81,70	104,90	11,04	0,89	8,69	0,06	0,00	0,00	104,90
2006	0,00	0,00	47,07	12,60	36,89	37,81	17,69	2,39	0,16	0,03	0,00	0,00	47,07

Source : A.N.R.H