

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ABDELLAH ARBAOUI-

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 DE L'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA  
DIGUE DU BARRAGE DE OULDJET MELLEGUE  
(W.TEBESSA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>. KHEDIDJI Nasreddine**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> B.BENLAOUKLI	M.C. (B)	président
M <sup>me</sup> N.SAIL	M.A. (A)	Examinateuse
M <sup>me</sup> S.BERBACHE	M.A. (A)	Examinateuse
M <sup>r</sup> A.ZEROUAL	M.A. (B)	Examinateur
M <sup>r</sup> M.K.MIHOUBI	M.C. (A)	promoteur

**Juillet 2012**

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ABDELLAH ARBAOUI-

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 DE L'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA  
DIGUE DU BARRAGE DE OULDJET MELLEGUE  
(W.TEBESSA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>. KHEDIDJI Nasreddine**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> B.BENLAOUKLI	M.C. (B)	président
M <sup>me</sup> N.SAIL	M.A. (A)	Examinateuse
M <sup>me</sup> S.BERBACHE	M.A. (A)	Examinateuse
M <sup>r</sup> A.ZEROUAL	M.A. (B)	Examinateur
M <sup>r</sup> M.K.MIHOUBI	M.C. (A)	promoteur

**Juillet 2012**



# Dédicace

*A Dieu le tout puissant.*

*A mes très chers parents.*

*A mes chers frères Samir, Sliman,*

*Noureddine, Adnen ,sid ahmed .*

*A ma chère sœur Asma*

*A mon promoteur M.K. MIHOUBI.*

*A chriki yacine, hbibi mokhtar ,*

*L'a3Ziz Ishak, le patron Ayoub et Anis.*

*A tous mes amis et amies de l'ENSH*

*A la famille KHEDIDJI.*

*Je dédie ce modeste travail*

***Khedidji Nasreddine***

## **Remerciements**

*Je tiens à remercier le Bon Dieu de m'avoir donné beaucoup de volonté et de patience pour mener à bien ce travail.*

*Au terme de cette modeste étude, Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et mes chaleureux remerciements à mon promoteur Monsieur **M.K.MIHOUBI** qui m'a guidé et orienté tout au long de la réalisation de ce travail en prodiguant ses précieux conseils et ses vifs encouragements. Je le remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.*

*A mon ami **Amine** pour les cours intensifs dans le SAP et son soutien moral au cours de la formation accélérée du logiciel de calcul*

*Je tiens à remercier Monsieur **BOUKHLIFA.M**, et monsieur **BESALAH** enseignants à l'École nationale supérieure d'hydraulique pour le soutien, l'aide et les conseils qu'ils m'ont dispensé pour l'élaboration de ce présent mémoire. Je remercie également le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert qui m'a fourni les données de la région d'étude. Un remerciement particulier à M<sup>R</sup> **BOUCHIREB** responsable à l'ANBT pour ses conseils avisés et l'aide précieuse qu'il m'a porté.*

*Je ne saurai oublier de remercier toute personne qui de près ou de loin, d'une manière ou d'une autre, m'a aidé dans l'élaboration de ce travail.*

## ملخص:

المياه هي من الموارد النادرة والثمينة ، ضرورية لأي تنمية اقتصادية ، صناعية او زراعية ، و بناءا على هذا فالسلطات العامة تبذل جهدا كبيرا في تخزين هذه الثروة و ذلك من خلال بناء السدود و تعبئة المياه السطحية

وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى وادي الملاق بولاية تبسة.  
بعد دراسة جيولوجية و هيdroلوجية معمقة و شاملة قمنا باختيار الاقتراح المناسب و هو الاكثر ملائمة  
لموقعنا و الاكثر اقتصاديا .

بعد ذلك قمنا بالتحقق من استقرار هيئة السد بواسطة الطرق الحتمية ، و في الاخير قمنا بتقديم توصيات و شرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

## Résumé:

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir industriel ou agricole, Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la mobilisation des eaux superficielles par l'édification des barrages et des retenues collinaires

La présente étude est étude d'avant projet détaillée de la digue d'un barrage dans la wilaya de Tébessa sur l'oued mellague.

Après une étude hydrologique et géologique profond nous avons opté pour la variante en BCR qui est la plus adéquate a notre site et la plus économique,

Par la suite, on a vérifié la stabilité de corps de barrage par des méthodes classique, et on a fini par élaborer une note explicative contenant des recommandations pour la réalisation.

## Abstract:

Our study is included in the protection of hydro-resources in Algeria generally and Tebessa particularly aiming at giving a solution for drinking water lack in this region .therefore we have tackled in our dissertation a detailed study for a dam located in oued mellague exactly.

After a precise and a complete study of various stages including geology, hydrogeology and topography, we have chosen the appropriate suggestion that proposed to establish the dam and check its stability.

Also, we gave a deep and accurate explanation about the different stages of our project concerning the application.

# Sommaire

Introduction générale ..... 1

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

Introduction.....	3
I.1.Généralité.....	3
I.1.1.Objectif de barrage.....	3
I.1.2.Localisation de l'ouvrage.....	3
I.2.Synthèse des études préliminaires.....	5
I.2.1. Généralité.....	5
I.2.2. Etudes topographiques.....	5
I.2.3. Géologie régionale.....	6
I.2.4. Etude de l'alea sismique.....	6
I.2.5. Géologie du site de l'aménagement.....	8
a)-Géomorphologie .....	8
b)-Lithologie.....	9
c)- Structures géologiques.....	9
I.2.6. Travaux de reconnaissance réalisés .....	11
I.2.6.1.Reconnaissances in situ.....	11
a)- Levé géologique .....	11
b)- Sondages carottés.....	11
c)- Essais de perméabilité.....	12
d)- Investigations géophysiques.....	12
e)- Essai de pénétration dynamique.....	12
f)- Tranchées de reconnaissance.....	12
I.2.6.2.Essais et analyses de laboratoire.....	13
a)- Site du barrage principal (terrains meubles RD) .....	13
b)- Site du barrage principal (rocher de fondation) .....	13
c)- Digue de col .....	13
I.2.6.3.Matériaux de construction .....	14
a)- Carrières calcaires .....	14
b)- Zone d'emprunt d'argiles.....	15
b)-1.Tranchées de reconnaissance .....	15
b)-2. Essais de laboratoire .....	15
I.2.7. Qualité des eaux .....	16
I.2.8. L'impact environnemental .....	16
Conclusion .....	17

## Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction :	18
II.1. Le bassin versant	18
II.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant	18
II.1.1.1. Caractéristiques géométriques	18
II.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques	19
II.1.2. Temps de concentration	20
II.2. Caractéristiques climatiques	21
II.2.1. L'évaporation	21
II.2.2. La pluviométrie	22
II.2.3. Autres informations sur le climat	23
II.3. Etude des précipitations	23
II.3.1. Les précipitations maximales journalières	23
II.3.1.1. Choix de la loi d'ajustement	23
II.3.2. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	27
II.4. Etude des apports	30
II.4.1. L'apport moyen interannuel (A0)	30
II.4.2. Caractéristiques de l'écoulement	30
II.4.3. Les apports fréquentiels	31
II.4.3.1. Ajustement de la série des apports	31
a-Loi de log normal	31
b-Loi de Pearson III	32
II.4.3.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	33
II.5. Apports solides et l'estimation du volume mort	34
II.5.1. Estimation de l'apport solide	34
Formule de Fournier	34
Formule de Tixeront	34
II.5.2. Calcul du volume mort	35
Méthode liée à l'érosion spécifique	35
Formule de Tixeront	35
II.6. Etude des crues	36
II.6.1. Déterminations des crues	36
II.6.2. Hydrogramme de crue	38
II.6.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables Sokolovski	38
II.6.3. Estimation de la crue de projet	39
II.6.4. Choix de la crue de chantier	42

II.7. Régularisation .....	43
II.7.1. Répartition mensuelle de l'apport A80% .....	43
II.7.2. Répartition mensuelle de la demande .....	43
II.7.3. Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur.....	43
II.7.4. Calcul du volume utile .....	45
II.7.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	45
II.7.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .....	46
II.7.4.3. Régularisation Interannuelle .....	47
II.8. Laminage des crues .....	49
II.8.2. METHODE de Hildenblat .....	51
Conclusion .....	54

## Chapitre III : Etude des variantes

Introduction : .....	55
III.1. Le choix du site du barrage .....	55
III.2. Présentation des variantes étudiées .....	55
Variante 1 : Digue en terre homogène .....	55
Variante 2 : Barrage en béton Compacté au Rouleau (BCR) .....	56
Variante 3 : Digue en enrochements à noyau argileux .....	56
III.3.Définition du profil général du barrage .....	57
III.3.1.Hauteur de barrage .....	57
III.3.1.1.calcul de la revanche .....	57
III.3.1.2.calcul de la largeur en crête .....	57
III.3.1.3. La longueur en crête .....	58
III.3.1.4. VARIANTE 1 : barrage en béton compacté au rouleau (BCR) .....	58
III.3.1.4.1. La section type de la variante .....	58
III.3.1.4.2. Granulats pour le remblai dur du barrage .....	59
III.3.1.4.3. Intégration d'ouvrages annexes.....	60
III.3.1.4.4. L'étanchéité du barrage.....	60
III.3.1.4.5. Description des parements.....	60
III.3.1.5. VARIANTE 2 : barrage en enrochements à noyau argileux .....	62
III.3.1.5.1. Pentes des talus.....	62
III.3.1.5.2. Les bermes .....	62
III.3.1.5.2.1. Talus amont.....	62
III.3.1.5.2.2. Talus aval .....	62
III.3.1.5.3.Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	62
III.3.1.5.3.1. Talus amont .....	63

III.3.5.3.2.Talus aval.....	64
III.3.5.4.Etanchéité du barrage.....	64
III.3.5.3.1.le noyau.....	64
III.3.5.5.Les drains.....	66
III.4. calcul du volume des différents matériaux.....	67
a-Barrage BCR .....	68
b-Barrage remblai.....	68
Conclusion .....	69

## Chapitre IV : technique de BCR

IV.1. Introduction.....	70
IV.2.Avantages du BCR .....	70
IV.3.Inconvénients du BCR .....	70
IV.4.Efforts et contraintes .....	70
IV.5. Effet de la température interne du BCR .....	71
IV.6.Composant principaux de BCR.....	71
IV.7.Formulation de mélanges de BCR .....	72
IV.8.Résumé des principales méthodes de formulation des BCR pour barrage .....	73
Méthodes de formulation.....	73
IV.8.1.Méthodes empiriques .....	73
Formulation respectant certaines limites de maniabilité .....	73
IV.8.2.Méthode semi-empirique .....	74
IV.8.3.Méthode théorique .....	77
IV.9.Séquence de construction .....	77
IV.10.Essais .....	78
IV.10.1.Essais de mise en place.....	78
IV.10.2.Les essais dans le laboratoire .....	78
a-Essai VeBe .....	78
b-Essais destructifs .....	79
c-Résistance à la traction .....	79
d-Résistance à la compression .....	79
Conclusion .....	80

## Chapitre V : Conception détaillée de la digue

V.1. Introduction .....	81
V.2. La section type de la variante .....	81
V.3.L'étanchéité du barrage .....	82

V.3.1.Revêtement et étanchéité du parement amont .....	82
V.3.2.Finition et revêtement du parement aval .....	83
V.3.3.Etanchéité de la fondation .....	84
V.3.4.Les joints .....	85
V.4.Etude de stabilité .....	86
V.4.1.Actions .....	86
V.4.1.1.Actions permanentes.....	86
V.4.1.2.Actions variables.....	86
V.4.1.3.Actions accidentnelles.....	87
V.4.1.4.Autres efforts.....	87
V.4 .2.Calcul de stabilité .....	88
V.4 .2.1.Calcul des différentes charges .....	89
V.4 .2.1.1. Calcul des charges verticales.....	89
V.4 .2.1.2. Calcul des charges horizontales.....	89
V.4 .2.1.1. Stabilité au Glissement.....	92
V.4 .2.1.2.Stabilité au renversement.....	93
V.4 .2.1.3.Stabilité au soulèvement .....	94
Conclusion .....	95
V.4.3.Méthodes classiques pour le calcul de la stabilité interne .....	96
V.4.3.1.Méthode de la résistance des matériaux (R.D.M) .....	96
4.2.1. Etude des contraintes dans le contact barrage fondation.....	96
4.2.1.1 Cas de combinaison de charge normale .....	96
a / Retenue vide .....	96
b/ Retenue pleine .....	97
Conclusion .....	97
4.2.1.2 cas de combinaison de charges exceptionnelles .....	98
a/ Retenue vide .....	98
b/ Retenue pleine .....	98
Conclusion .....	99
Récapitulation .....	99
V.4.3.2.Condition de non-extension .....	100
V.4.3.3.Condition de MAURICE LEVY .....	100
Conclusion .....	101

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

VI.1. Introduction .....	101
VI.2. Technique et moyens utilisé .....	101
VI.3 Travaux d'exécution des ouvrages annexes .....	102
VI.3.1. Dérivation provisoire .....	102
VI.3.2. Réalisation de la digue .....	102
VI.3.3. Exécution de l'évacuateur de crue .....	103
VI.3.4. Exécution des travaux de bétonnage .....	103
VI.3.5. Travaux des injections .....	103
VI.4. Planning des travaux .....	104
VI.4.1. Symboles des différentes opérations .....	104
VI.4.2. Détermination des chemins critiques par la méthode a nœud .....	105
Conclusion .....	106
Conclusion générale .....	107

## Liste des tableaux

Tableau I.01 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	5
Tableau I.02 : Coefficients d'accélération du séisme.....	7
Tableau I.03 : Essais et analyses de laboratoire.....	13
Tableau I.04: Matériaux de construction (Carrières calcaires) .....	14
Tableau I.05: Essais de laboratoire sur les échantillons récupérés des Tranchées de reconnaissance.	
.....	15
Tableau II-01 : caractéristique géométrique de bassin versant. ....	18
Tableau II-02 : récapitulatif des résultats du temps de concentration .....	20
Tableau II.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation. ....	21
Tableau II.04 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude .....	22
Tableau II.05: Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	22
Tableau II.06: paramètres climatiques de la station de Tébessa.....	23
Tableau II.06 : Caractéristiques de la série pluviométrique (38ans) .....	24
Tableau II.07: récapitule des résultats d'ajustement.....	24
Tableau II.08 : les précipitations des différentes fréquences. ....	27
Tableau II.09 : les précipitations des différentes fréquences. (mm) .....	28
Tableau II.10 : les Intensités des pluies $I_t$ (mm/h) .....	28
Tableau II.11 : récapitulatif des apports observés à la station d'Ouenza.....	30
Tableau II.12 : Ajustement à la loi de Galton.....	31
Tableau II.13 : Ajustement à la loi de Pearson III. ....	32
Tableau II.14 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80% .....	33
Tableau II.15 : valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité. ....	35
Tableau II.16 : récapitulatif des résultats .....	36
Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	37
Tableau II.18 : débits fréquentiels calculés.....	38
Tableau II.19: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue ( $\delta$ ) .....	39
Tableau II.20 : Crues de projet recommandées. ....	40
Tableau II.20 : Choix de la crue de projet. ....	41
Tableau II.21 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	43
Tableau II.22 : répartition mensuelle des besoins. ....	43
Tableau II.23 : surface et volume en fonction de l'altitude.....	44
Tableau II.24 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes. ....	45
Tableau II.25 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes. ....	46

Tableau II.26 : Détermination de la période d'étiage. ....	47
Tableau II.26 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	48
Tableau II.27 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	50
Tableau II.28 : Résumé de laminage par Kotchérine.....	51
Tableau II.29 : Les volumes et les débits déversants. ....	52
Tableau II.30: Résumé des calcules de laminage par la méthode de Hildenblat .....	54
Tableau III.01: les différents résultats de la revanche. ....	57
Tableau III.02 : les résultats de la largeur en crête.....	58
Tableau III.03 : valeurs indicatives de pentes de talus pour un pré dimensionnement des digues.....	62
Tableau III.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de $\gamma_p$ .....	63
Tableau III.05 : gradient admissible en fonction de la classe de barrage .....	64
Tableau III.06: chiffrage de la variante N°1.....	68
Tableau III.07 : chiffrage de la variante N°2.....	68
Tableau IV.01 : Valeurs approximatives du dosage en eau d'un BCR en fonction de la dimension maximale des grains .....	72
Tableau V.01 : Coefficients de sécurité .....	83
Tableau V.02 : Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage. ....	84
Tableau V.03 : Tableau récapitulatif des charges sismiques. ....	89
Tableau V.04 : Contraintes normales cour une retenue vide.....	90
Tableau V.05 : Contraintes pour une retenue pleine.....	90
Tableau V. 06: Contraintes pour une retenue vide (charges exceptionnelles). ....	92
Tableau V. 07: Contraintes pour une retenue pleine(charges exceptionnelles) .....	93
Tableau V. 08: Récapitulation des deux cas de charge.....	94
Tableau V. 09: Coefficients des contraintes .....	96
Tableau VI.01 : symboles des opérations et leurs durées .....	101

## Liste des figures

Figure I.01-a : Localisation du barrage d'Ouldjet Mellegue. ....	4
Figure .I.01-b : L'emplacement du site d'Ouldjet Mellegue et les limites du réservoir.....	4
Figure I.03: Carte de micro zonage sismique du territoire national.....	7
Figure II.01 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	21
Figure II.02. : Répartition mensuelle des précipitations.....	22
Figure II.03 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	25
Figure II.04 : Représentation graphique de la loi de Galton.....	25
Figure II.05 : Représentation graphique de la loi Normale.....	26
Figure II.06 : Représentation graphique de la comparaison.....	26
Figure II.07 : Pluies de courtes durées.....	29
Figure II.08 : Intensités durées fréquences.....	29
Figure II.09 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.....	30
Figure II.10 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	31
Figure II.11 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III.....	32
Figure II.12: la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III) .....	33
Figure II.13 : Représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de f 80%.....	33
Figure II.14 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel. ....	37
Figure II.15 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)	39
Figure II.16. : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans. 41	
Figure II.17 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans	42
Figure II.18: Courbes Hauteurs-Capacité-Surface .....	44
Figure II.19: Laminage de crue par la méthode de Kotchérine. ....	51
Figure II.20 : Courbe des débits déversant.....	53
Figure II.21: laminage pour b= 70m. ....	53
Figure III .01 : Courbe granulométrique de Fuller-Thompson (compacité maximale) .....	59
Figure III.02 : masque amont en BVC mise en place conjointement avec le BCR .....	61
Figure III.03 : masque aval en BVC .....	61
Figure IV.01 : Paramètres optimum d'un mortier pour BCR.....	74
Figure IV.02 : Courbes de Fuller-Thompson modifiées pour différentes .....	75
Figure IV.03 : Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport Vp/Vvc pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport eau/liant < 0,50) .....	74

Figure IV.04: Relation entre le rapport eau/liant et la résistance à la compression .....	76
Figure IV.05 : construction par étapes d'un barrage BCR selon la méthode de blocs monolithique .....	77
Figure IV.06 : Essai de maniabilité du BCR (appareil VeBe) .....	79
Figure IV.07 : Essai de traction directe pour le BCR.....	79
Figure IV.08 : Essai de compression par une presse pour BCR.....	80
Figure V.01 : détail de parement amant.....	85
Figure V.02 : détail de parement aval .....	86
Figure V.03 : détail de système de drainage.....	87
Figure V.04 : détail de joints. .....	88
Figure V.05: les différentes charges agissantes sur le corps du barrage. .....	93
Figure.VI.01 : réseau a nœud.....	102
Figure VI.02 : Diagramme de GANTT.....	102

## Liste des plans

- 1- Coupe géologique selon l'axe de barrage**
- 2- Elévation amant aval du barrage**
- 3- Coupe type, définition et détails des parements**
- 4- Coupes en travers de la digue**
- 5- Vue en plan de l'aménagement**
- 6- Profils en travers des variantes**

# *Introduction Générale*

Create a need and fill it.  
— ELY'S KEY TO SUCCESS

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir industriel ou agricole, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente. Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

L'eau est une ressource qui a tendance à se réduire en considérant la croissance démographique, la pollution, le réchauffement de la terre et la mauvaise gestion des ressources disponibles. Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par l'adoption de la solution la plus utilisée au monde, à savoir la mobilisation des eaux superficielles par l'édification des barrages et des retenues collinaires.

L'Algérie a préservé une dizaine d'étude sur des sites propices à l'implantation des barrages malgré les difficultés rencontrées sur la géologie des terrains et les matériaux de construction. A cet effet et dans le but d'affronter les problèmes émergés dans les fondations médiocres au sens de caractéristiques mécaniques .la technique de BCR a été mise en œuvre depuis une vingtaine d'année dans les fondations difficiles, elle procède des procèdes très développer qui doivent être exécuté avec une grande vigilance.

Le potentiel algérien de la transformation du phosphate devrait s'enrichir d'un complexe de transformation à Oued Keberit (70 km au sud de Souk Ahras), Le barrage d'Ouldjet Mellegue, près d'Ouenza (Tébessa), contribuera à assurer l'eau nécessaire au fonctionnement du futur complexe de transformation de phosphate. Au moins 15 millions de m<sup>3</sup> des eaux de cet ouvrage d'une capacité totale théorique de 155 millions de m<sup>3</sup>, seront dirigés vers ce complexe qui nécessitera

Toute réalisation d'un ouvrage hydrotechnique passe par une étude détaillée et approfondie, dans cette optique nous allons faire l'étude d'avant projet détaillé du barrage d'Ouldjet Mellegue .

Mon rapport a été divisé en six chapitres.

Le premier chapitre sera un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'études ENERGOPROJECT.

L'étude hydrologique est abordée dans le second chapitre. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses ouvrages annexes. La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont importants pour l'analyse qui suit.

Le troisième chapitre sera au principe l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de l'aspect économique et de la disponibilité des matériaux ; L'étude détaillée de la conception, et l'étude de stabilité feront l'objet du quatrième chapitre. Nous présentons le calcul de stabilité par les méthodes déterministes et les recommandations pour la construction de cet ouvrage.

On consacrera un chapitre pour la technique de BCR, elle procède des procédés très développer qui doivent être exécuté avec une grande vigilance.

Le chapitre qui suit sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Enfin, nous terminerons par une conclusion où nous présenterons des recommandations de construction et d'implémentation

# *CHAPITRE I :*

## *Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité*

Don't force it ; get a larger hammer.  
— ANTHONY'S LAW OF FORCE

## **Introduction :**

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

### **I.1.Généralité :**

L'aménagement hydraulique d'Ouldjet Mellegue a fait l'objet d'une étude de faisabilité menée entre 1986 et 1988 par le bureau d'études ENERGOPROJECT .

le projet de barrage sur l'Oued Mellegue est situé à quelques 10 Km en amont du village de Ouenza dans la wilaya de Tebessa ,a moins de 75 Km de la ville de Tebessa et a moins de 100 KM de la zone cotière méditerranéenne

#### **I.1.1.Objectif de barrage :**

**L'arrivée de l'eau à Tébessa sera bénéfique non seulement pour la région mais pour tout le pays.**

L'importance de ce barrage réside dans le fait qu'il fournira l'eau nécessaire au développement de l'industrie minière en Algérie, les autorités ont pris la décision de construire un grand complexe pour les besoins de raffinage du phosphate extrait de Djebel Onk. Il est prévu en 2016 la construction pour la première fois en Algérie, d'une raffinerie de phosphate. Le département de l'énergie et des mines nous a fait savoir que cette raffinerie nécessite un besoin minimum de 15 millions de mètres-cubes

L'agence nationale des barrages et de transfert (ANBT) veut pas réduire le rôle de ce barrage à la seule «satisfaction en eau industrielle ». Elle va ainsi faire d'une pierre deux coups en l'utilisant pour la sécurisation de l'alimentation en eau des villes de Laâouinet et Ouenza et permettre au même titre l'irrigation de périmètres agricoles. « Cela pourrait même être prolongé jusqu'à Souk Ahras »

#### **I.1.2.Localisation de l'ouvrage :**

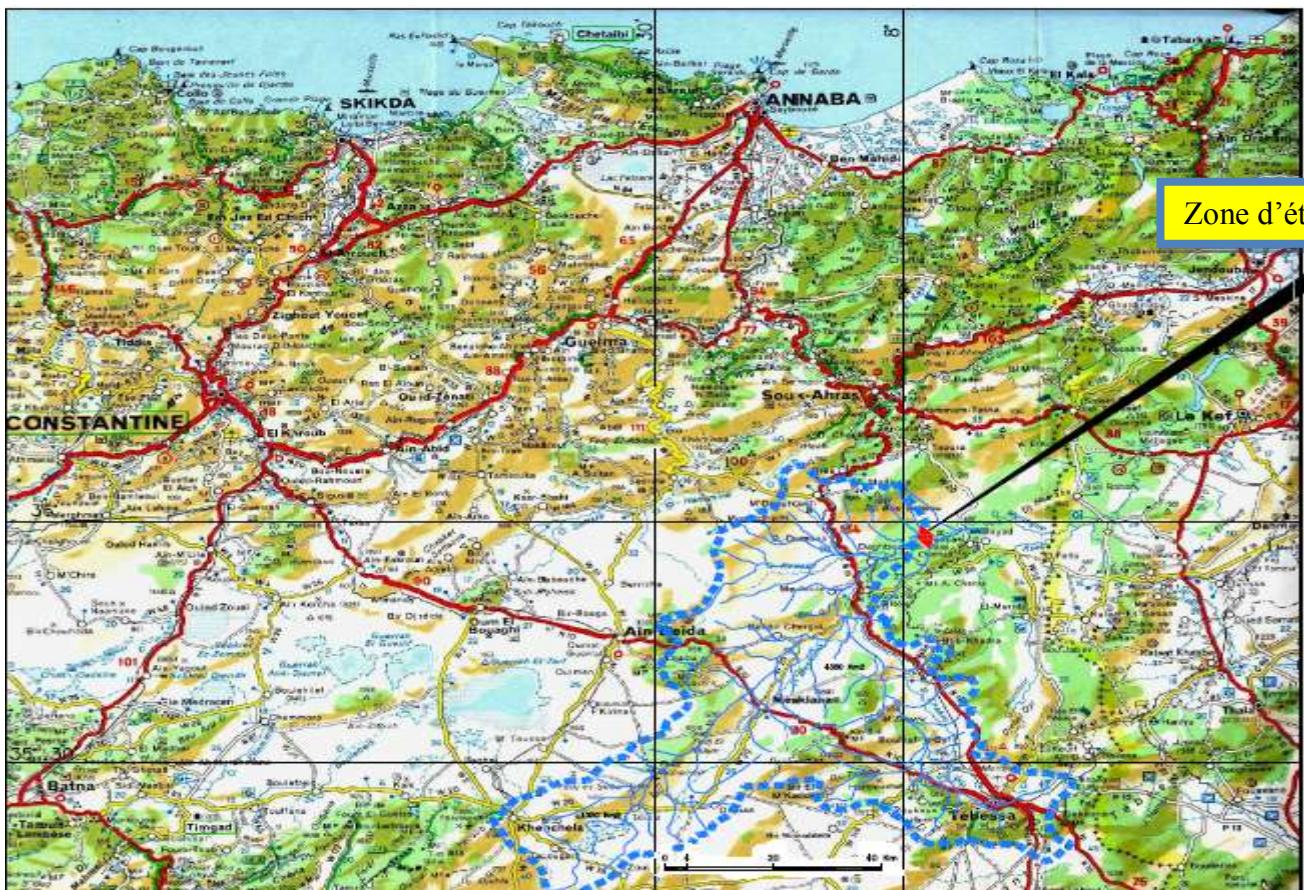
Le projet de barrage sur l'Oued Mellegue est situé à quelques 10 Km en amont du village de Ouenza dans la wilaya de Tebessa ,a moins de 75 Km de la ville de Tebessa et a moins de 100 KM de la zone cotière méditerranéenne. Le site de barrage est situé au débouché (ouldjet) à travers le Djebel Kroza de la rivière Mellegue .A l'amont du site , la vallée est large à l'emplacement du barrage ; le lit de l'oued est à la côte 533,40 NGA à l'emplacement de la digue de col coorespondant à la cote 554,0 NGA

Les coordonnées du site sont :

35°58'35.11'' N

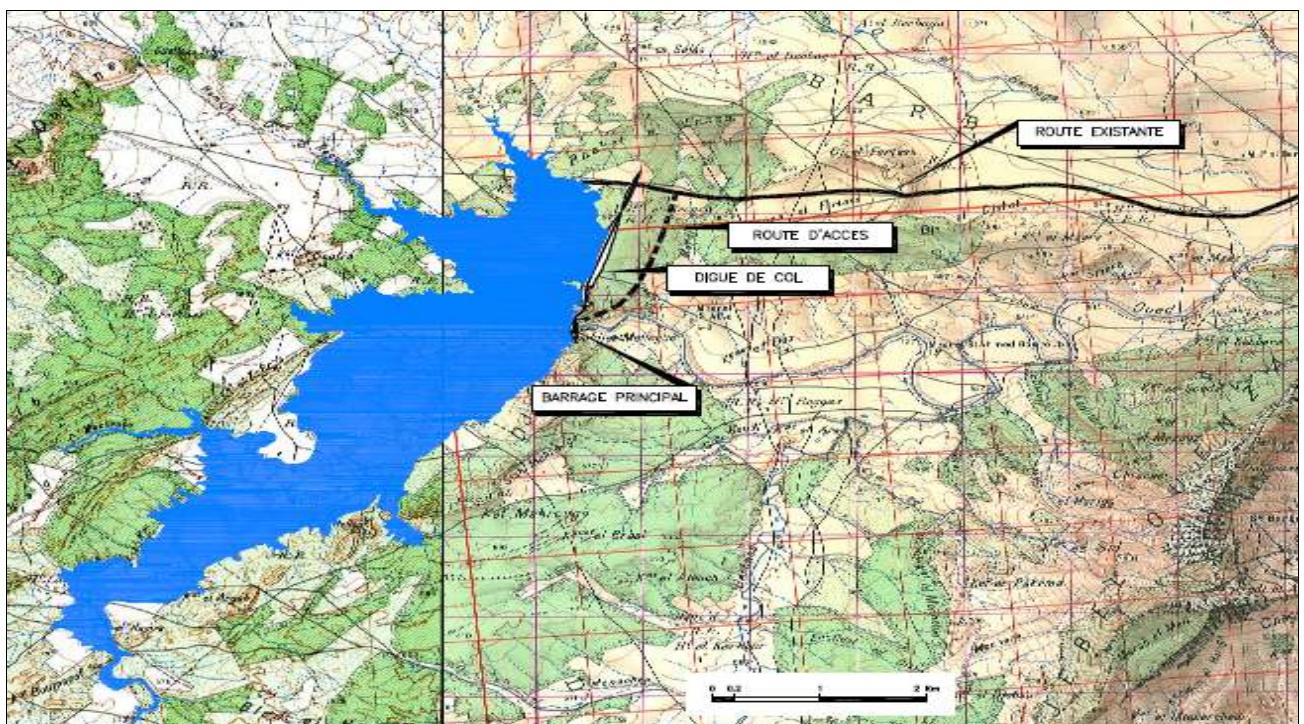
8°01'40.56'' E

elevation 533 m



**Figure I.01-a** : Localisation du barrage d'Ouldjet Mellegue.

Source : A.N.B.T.



**Figure I.01-b** : L'emplacement du site d'Ouldjet Mellegue et les limites du réservoir

Source : A.N.B.T.

## **I.2.Synthèse des études préliminaires :**

### **I.2.1. Généralité :**

Le présent chapitre synthétise les connaissances géologiques et géotechniques sur les conditions de fondation et de construction du barrage et de la digue de col du projet d'Ouldjet Mellegue.

Des campagnes de reconnaissance ont été conduites sur le site du barrage, dans le cadre de l'étude de faisabilité, entre 1986 et 1988. Les investigations réalisées ont été adaptées aux variantes envisagées, soit un barrage principal en enrochement à noyau ou en BCR, et une digue de col en remblais.

### **I.2.2. Etudes topographiques :**

Le site de barrage est situé au débouché (ouldjet) à travers le Djebel Krorza de la rivière Mellegue. A l'amont du site, la vallée est large.

Pour ce qui est du potentiel de ce site, il faut souligner les contraintes imposées par le Djebel Krorza qui constitue l'appui rive gauche du barrage. Ce Djebel culmine à la cote 580 NGA, ce qui constitue donc une contrainte topographique limitant la hauteur du barrage économiquement faisable. En effet un ouvrage dont la crête serait Calée au-dessus de la cote 580,00 NGA obligerait à surélever ce Djebel, ce qui obligerait à un traitement beaucoup plus lourd que les simples diguettes de col envisagées pour relier le barrage principal à la digue de col de la rive gauche. En effet, une digue de col d'environ 900 m de long et 20 m de hauteur maximum est nécessaire pour fermer la vallée en rive gauche.

A proximité du site de barrage, la végétation est très épars. Des zones recouvertes de forêts irrégulièrement disposées sont visibles vers l'ouest. Elles seront partiellement inondées. On peut donc considérer que ce site permettrait d'implanter un barrage ayant sa crête pouvant ; aller jusqu'à la cote 580,00 NGA environ

Le bassin versant d'Ouldjet Mellegue a une forme allongée, avec un indice de compacité 1,24. Le rectangle équivalent à 99,9 km de longueur et 43,5 km de largeur.

### **I.2.3. Géologie régionale:**

La zone du projet est située dans le prolongement oriental de la chaîne de l'Atlas, au SO de l'unité des Beni Barbar et au NO du djebel Ouenza. Dans la zone de l'Ouldjet Mellegue, les structures atlasiques, plis et failles, sont orientées globalement ENE-OSO. La structure synclinale dessinée par les dépôts cénonmaniens dans la zone de la retenue étudiée s'aligne sur cette même direction structurale.

L'un des éléments les plus notables de la région est la zone de fracture du Dj. Fertass — K<sup>at</sup>. El Mzez, orientée sensiblement E-O. Le tracé de cet accident tectonique a été identifié à seulement 1 km au nord du site du barrage principal. Les assises crétacées, largement prédominantes dans la zone du projet, sont affaissées au N de cette faille. L'effondrement aux environs du site, au nord du djebel Krorza, a été estimé à environ 400 m (G.Dubourdieu).

### **I.2.4. Etude de l'alea sismique:**

Le site d'Ouldjet Mellegue est situé dans le nord-est de l'Algérie, à proximité de la frontière convergente entre les plaques Afrique et Eurasie. Malgré une sismicité diffuse, le nord de l'Algérie a subi plusieurs séismes importants, tels que celui d'El Asnam, par exemple, du 10 octobre 1980 avec une magnitude (Mw = 7.3) ou, plus récemment, celui de Boumerdès, du 21 mai 2003 (Mw = 6.8).

Les rapports d'études de faisabilité des sites de barrages chapitre "Evaluation de la sismicité et du risque sismique") préconisent une accélération de l'ordre de 0.2 g, sans toutefois lui associer de période de retour.

Les accélérations horizontales maximales de référence au site d'Ouldjet Mellegue ont été obtenues à partir des éléments propres à l'analyse sismotectonique régionale du site et de l'analyse de la sismicité historique et instrumentale, suivant une approche déterministe.

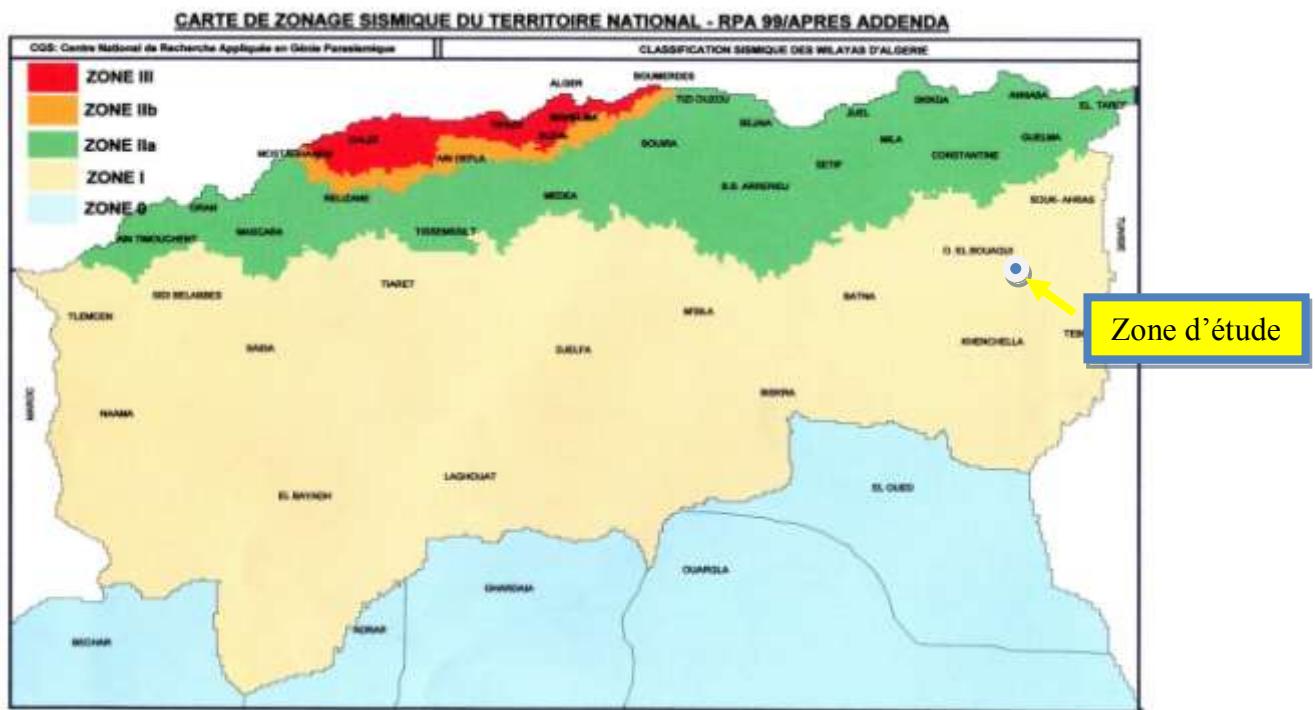
Elles ont été calculées en considérant le séisme de référence de La Merja, du 20 février 1957, ramené en position la plus défavorable, ainsi :

- Le SBE correspond à un séisme de magnitude 5.6 localisé à une distance épicentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.
- Le SMD correspond à un séisme de magnitude 6.1 localisé à une distance épicentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.
- Le SMP correspond à un séisme de magnitude 6.6 localisé à une distance épicentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Quatre lois d'atténuation adaptées au contexte sismotectonique algéro-tunisien ont été utilisées. Les accélérations horizontales obtenues (valeurs médianes) sont les suivantes :

Site d'Ouldjet Mellegue	SBE	SMD	SMP (option)
Accélérations maximales Horizontales (PGA)	0.14 g	0.19 g	0.26 g

Les accélérations horizontales maximales pour le SMP sont indiquées, dans l'hypothèse où les enjeux économiques, sociaux et environnementaux se révélaient être majeurs à l'aval de l'ouvrage. Nous considérons cependant, en l'état actuel des connaissances, que le SMD est suffisant dans le contexte de sismicité diffuse et modérée du site d'Ouldjet Mellegue.



**Figure I.03:** .Carte de micro zonage sismique du territoire national.

Source : R.P.A (99) V2003 modifiée.

Le tableau I.02 représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones Sismiques:

**Tableau I.02 :** Coefficients d'accélération du séisme.

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

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 2 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage courant), notre digue est implantée dans la wilaya de TEBESSA Classe zone I selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

### I.2.5. Géologie du site de l'aménagement:

#### a)-Géomorphologie :

Le rétrécissement de la vallée de l'Oued Mellegue à l'endroit où elle coupe le djebel Krorza impose naturellement le site du barrage choisi. Au droit du site du barrage principal, la fondation rocheuse est constituée d'un complexe marno-calcaire du Crétacé supérieur. La variation du ratio argiles/carbonates conduit à une alternance de couches tantôt plus marneuses, tantôt plus calcaires. Du fait de leur résistance relativement plus grande à l'érosion, les niveaux à contenu plus élevé en carbonate forment le verrou caractéristique du site, tandis que les horizons marneux, plus tendres, sont prédominants en fond de vallée.

En rive gauche, à quelques centaines de mètres du lit de l'oued, la ligne de crête du djebel ayant formé le verrou est rabaisée brusquement de 20 à 30 m au droit d'une faille reconnue par cartographie géologique et prospection géophysique (accident régional du Dj. Fertass — K<sup>at</sup>. El Mzez). Il en résulte un col relativement peu profond mais étendu qui doit être fermé par une digue d'une longueur d'environ 900 m.

A l'emplacement du barrage, les principales caractéristiques morphologiques sont les suivantes :

- lit de l'oued à la cote 533,40 ;
- les pentes des deux rives présentent le même pendage général, de l'ordre de 30° (cf annexe Photos n° 1 et 2);
- largeur du fond alluvial à la cote 540 d'environ 100 m;
- largeur de la vallée à la cote de la retenue normale recommandée par le consultant, soit à 575,5 m NGA - environ 320 m.

A l'emplacement de la digue de col, les principales caractéristiques morphologiques sont :

- Point bas à 554 m
- La longueur totale de la digue de col pour une RN à la cote 575,5 est d'environ 900 m.
- L'appui rive droite correspond au massif de Krorza. Côté rive gauche (nord), le terrain remonte très lentement.

#### **b)-Lithologie**

Les terrains meubles de couverture ont généralement une faible épaisseur au droit du barrage principal et de la digue de col. Ils sont mieux représentés dans la cuvette de la retenue. Le long de l'axe de barrage retenu, ils sont notamment présents dans la partie basse de la rive droite, où ils atteignent 6 m d'épaisseur. A cet endroit, ils forment une terrasse principalement composée de dépôts argileux ou argilo-sableux englobant des fragments plus ou moins grossiers.

Les formations quaternaires ont été distinguées sur les cartes géologiques du site de barrage et de la retenue, comme suit :

- Alluvions récentes, majoritairement composées de graves et de sables plus ou moins argileux. Peu développés en général, ces dépôts sont rencontrés dans le lit de l'oued Mellegue. Leur puissance maximale est estimée à 1,5 m.
- Basses terrasses : peu répandues, notamment le long de l'oued Mellegue, elles sont principalement constituées par des sables argileux.
- Hautes terrasses : bien représentées dans les rives de l'oued Mellegue et de l'oued el Guelib, elles présentent un léger pendage vers la vallée ; la composition est hétérogène, en général dominée par des argiles sableuses.
- Dépôts torrentiels : bien représentés, du fait de la forte broyabilité des roches en présence ; se superposent parfois aux dépôts des terrasses.
- Colluvions : recouvrent des surfaces étendues, mais l'épaisseur est faible.

Le substratum rocheux est composé d'une alternance de calcaires marneux, marno-calcaires et marnes. Les calcaires marneux sont prédominants dans la partie supérieure de la séquence ; on

les observe à l'affleurement dans les deux appuis du barrage principal. Les marnes deviennent majoritaires plus en profondeur.

Les passages d'un faciès à l'autre sont généralement progressifs. Bien que le litage soit toujours visible, les joints de stratification sont, pour la plupart, fermés.

### c)- Structures géologiques:

A l'échelle du site, la structure géologique est caractérisée par l'absence de plissements majeurs et par un faible pendage des couches vers l'amont. La direction et le pendage des plans de stratification marquent un changement significatif au droit de la faille délimitant le djebel Krorza du col bas en rive gauche, mais il s'agit d'un plissement local d'entraînement dû au jeu de la faille.

L'un des éléments les plus remarquables semble être l'intense fissuration de la fondation rocheuse (cf annexe Photos 3, 4, 5.). L'ouverture des fractures, millimétrique à centimétrique en surface, reste relativement faible. Mis à part les joints de stratification, trois directions prédominantes, NNE-SSO, E-0 et N130° - N140° ont été relevées.

Famille J1, NNE-SSO, 70 à 80° ESE, donc une légère composante vers l'aval. Ces joints ont les caractéristiques suivantes :(cf annexe Photos 3 à 5):

- Persistance plurimétrique
- Une particularité marquante est une certaine rythmicité : l'espacement caractéristique est centimétrique, mais, alors qu'ils sont majoritairement fermés, des joints ouverts, de 1 à 2 cm d'épaisseur, sont régulièrement observés tous les 30 à 40 cm (cf annexe Photo 5 Annexe ).

Des indices de cisaillement ont été observés le long de ces joints. Il en résulte localement, tout du moins dans la frange de rocher superficielle, plus exposée à l'altération météorique, un remplissage argileux. Celui-ci est parfois délavé. Des phénomènes de dissolution accentuent l'ouverture de ces fissures, plus particulièrement au niveau des couches de calcaires marneux, comme il a été observé dans le canyon NO-SE formé par l'affluent RG amont (Oued Gourine) cf annexe Photo no.6 Annexe I).

Famille J2, NO-SE, subverticaux :

- Espacecentimétrique à décimétrique
- Souvent remplis et plus ou moins cimentés par un dépôt de calcite, généralement 2 à 3 mm d'épaisseur. Ces fissures sont légèrement moins persistantes que celles de la famille J1. Des filons de calcite et, possiblement, sidérite et ankérite, remplissent certaines fractures N130° - N140° (en haut de l'appui RG, juste à l'amont de l'axe du barrage) et E-0 (RD amont). Ces filons, d'origine vraisemblablement hydrothermale, peuvent être mis en relation avec les gisements de Fe exploités dans la région d'Ouenza. Ils sont très persistants (plusieurs dizaines, voire centaines de mètres de longueur), d'épaisseur généralement décimétrique, rarement atteignant 1 m.

### **I.2.6. Travaux de reconnaissance réalisés :**

L'aménagement hydraulique d'Ouldjet Mellegue a fait l'objet d'une étude de faisabilité menée entre 1986 et 1988 par le Bureau d'Etudes ENERGOPROJECT. Ces reconnaissances ont visé essentiellement la caractérisation de la fondation et des zones d'emprunt de matériaux nécessaires pour le noyau étanche et les filtres d'un barrage en enrochements.

#### **I.2.6.1. Reconnaissances in situ:**

Les principaux travaux effectués au droit des sites du barrage principal et de la digue de col et leurs résultats sont énumérés ci-dessous :

##### **a)- Levé géologique**

Le levé géologique de surface a permis d'élaborer des plans et des coupes au 1/1000 pour les sites du barrage et de la digue de col et une carte de la retenue au 1/5000. Ils ont principalement mis en évidence :

- l'uniformité du substratum rocheux dans la zone du projet, substratum constitué d'une alternance de couches marneuses et marno-calcaires ou, plus rarement, des calcaires biomicritiques,

La présence d'un large synclinal qui correspond globalement à la cuvette de la retenue, mais l'absence de plissements serrés,

Des failles subverticales de direction proche de E-O, dont celle qui borde au nord le djebel Krorza ; la plupart de ces discontinuités ne présentent pas de rejet visible en surface.

##### **b)- Sondages carottés**

Pendant cette campagne ont été réalisés neuf sondages carottés, entre 15 et 40 m de profondeur, pour un total de 245 m. Cinq de ces sondages, MG-2 à MG-5 et MG-7, de 25 à 40 m de profondeur pour une longueur totale de 175 m, ont investigué le site du barrage principal. Les carottes de ces sondages ne sont plus disponibles. Les logs correspondants présentés dans le rapport géologique mettent en évidence les aspects suivants :

Les terrains meubles de couverture sont généralement peu épais. A l'emplacement du barrage principal, ils sont notamment présents en bas de la RD, où l'épaisseur maximale enregistrée est d'environ 6 m.

Le substratum rocheux, composé de marnes et calcaires marneux durs est tantôt lité, tantôt massif, mais en général peu à moyenement fissuré. Bon nombre de fissures, principalement subverticales, sont tapissées de calcite.

Même si le RQD n'est pas spécifié, les indications concernant la longueur des carottes récupérées permet de situer la plupart des valeurs RQD au-dessus de 50%, souvent >75%. La zone de la digue de col a été reconnue par 4 sondages, MG9 et MG-11 à MG-13, de 15 à 20 m de profondeur pour une longueur totale de 70 m.

La couverture de terrains meubles est représentée par les produits de l'altération météorique

En place du substratum. L'épaisseur de ces terrains est comprise entre 0,5 et 3 m.

Le substratum est principalement composé de marnes, tendres à moyenement dures.

Du fait du délitage facile suivant les joints de stratification, les valeurs de RQD, indirectement indiquées par des commentaires sur la longueur des carottes intactes, sont très variables.

**c)- Essais de perméabilité**

Dans les 9 sondages carottés, un nombre de 36 essais de perméabilité Lugeon, dont 27 dans la zone du barrage et 9 dans la zone de la digue de col ont été réalisés, par passes de 5 m. Le mode opératoire n'est pas détaillé dans le rapport géologique. Les diagrammes et les résultats indiqués dans les logs des sondages font état d'un substratum en général très peu perméable. Les seules valeurs de perméabilité relativement plus élevées, jusqu'à 13 UL, ont été enregistrées dans le sondage MG-4 situé en bas de la RD. Dans le même sondage, la forte absorption liée à la fracturation n'a pas permis de réaliser les essais dans les intervalles 12 — 15 m et 25 — 30 m. En revanche, le massif rocheux s'est avéré imperméable dans les tranches les plus profondes, entre 30 et 40 m.

**d)- Investigations géophysiques**

La méthode électrique a été employée afin d'investiguer (i) la faille limitant au nord le djebel Krorza, par 3 sondages électriques et (ii) l'axe de la digue de col, par 2 profils de résistivité d'une longueur totale de 1000 m. Les mesures électriques ont permis notamment de confirmer la présence de la faille située au nord du djebel et d'en estimer à environ 10 — 20 m son rejet vertical.

**e)- Essai de pénétration dynamique**

L'unique essai de pénétration dynamique a été réalisé vers l'extrémité nord de la digue de col. Le refus a été enregistré à 1,40 m de profondeur, les matériaux à consistance dure étant rencontrés à partir de 1 m.

**f)- Tranchées de reconnaissance**

Une saignée de reconnaissance (MGT-1) de 6,5 m de long a été excavée pour investiguer les terrains meubles localisés en bas de l'appui RD du barrage principal. L'axe de la digue de col a été reconnu à travers 2 tranchées de reconnaissance (MGP-1 et MGP-2) de 3 m de profondeur.

**I.2.6.2.Essais et analyses de laboratoire**

Les tableaux suivants rappellent les essais réalisés et synthétisent leurs résultats.

**a)- Site du barrage principal (terrains meubles RD)**

Essai / analyse	Résultats	Nombre d'essais / analyses
Classification USBR	CL, CL / ML - Argiles limoneuses de faible plasticité	4
Granulométrie	Fraction argileuse 26 — 31 %	2
Limites d'Atterberg	<b>LL</b> 25 — 35	4
	<b>LP</b> 18 — 20	4
	<b>IP</b> 7 — 15	4
	<b>IC</b> 1 — 1,3	2
Densité in situ (kN/m <sup>3</sup> )	15,4 — 17,7	2
Teneur en eau	16 — 19 %	2

**b)- Site du barrage principal (rocher de fondation)**

Essai / analyse	Calcaires marneux (5 essais)	Marnes
Résistance à la compression	Sec : 53 — 109 MPa Saturé : 31 — 74	Sec : 85 MPa Saturé : 54 MPa
Masse volumique	2590 — 2620 kg/m <sup>3</sup>	2120 kg/m <sup>3</sup>
Poids spécifique	2610 — 2680	2380
Porosité	1,5 - 3,4%	5,8%
Absorption d'eau	1,4%	6,1%

**c)- Digue de col :**

Essai / analyse	Résultats	Nombre d'essais / analyses
Classification USBR	CH, CH/MH Argiles et limons argileux très plastiques	Estimation visuelle

### I.2.6.3. Matériaux de construction :

#### a)- Carrières calcaires :

Les calcaires massifs de l'Aptien sont exploités sur plusieurs sites dans la région de Ouenza. Des visites de terrain ont été effectuées dans le cadre d'une opération de sélection préliminaire. Trois sites ont été retenus : *Koudiat es Snouber*, *Mzez es Saïda*, *Boudjaber*.

Carrières calcaires	Localisation	avantage et désavantage	Conclusion sur l'étude des carrières
Koudiat es Snouber	se situe dans la structure anticlinale majeure du Djebel Ouenza	Le calcaire du djebel Koudiat es Snouber est massif et très dur. En revanche, la présence de nombreuses macros fossiles souligne l'intérêt des essais d'alkali-réaction. La partie centrale, peu ou pas contaminée, pourrait fournir la quantité d'agrégats nécessaire	le djebel Boudjaber semble le plus prometteur, L'analyse macroscopique permet d'estimer que la qualité de ces calcaires est satisfaisante en vue de l'utilisation pour la confection du béton. Les éventuels risques de réactivité en milieu alcalin pourront être efficacement contrecarrés en rajoutant des composants neutralisants.
Mzez es Saïda		faible épaisseur 10 - 20 m . une fracturation relativement dense, un faciès souvent bréchique	
Boudjaber	situé à environ 20 km au SO du barrage d'Ouldjet Mellegue. Il est situé à proximité de la localité de Oued Kebarit dans la wilaya de SoukAhras	l'extrême sud-ouest du djebel expose un calcaire massif à rudistes, De nombreuses fractures, d'épaisseur centimétrique à métrique, présentent un remplissage de brèche calcaire et argiles. Les parties les plus profondes semblent moins affectées par la fracturation.	

## b)- Zone d'emprunt d'argiles

Une zone d'emprunt d'argiles pour le noyau étanche a été identifiée dans la cuvette de la retenue, à environ 1 km à l'ouest de l'axe de la digue de col. Lors de l'étude de faisabilité, les réserves ont été estimées à environ 1,4 millions m<sup>3</sup>, considérant une surface de 470 000 m<sup>2</sup> et une épaisseur moyenne de 3 m. Des réserves supplémentaires sont aussi disponibles dans les zones adjacentes. Les Travaux de reconnaissance réalisés

### b)-1. Tranchées de reconnaissance :

Quatre tranchées, MGT-6 à MGT-9, jusqu'à 4,5 m de profondeur, et une saignée de 5,5 m (MGT5) ont été excavées. Ces travaux ont permis de caractériser les matériaux d'emprunt à partir des analyses de laboratoire effectuées sur les échantillons collectés, comme il est montré dans le tableau suivant :

### b)-2. Essais de laboratoire :

Essai / analyse	Résultats		Nombre d'essais / analyses
Classification USBR	CL — Argiles limono-sableuses de faible plasticité CH/MH — Argiles limono-sableuses très plastiques		3 3
Granulométrie	Fraction argileuse : 24 — 49% Taille maximale des grains : 1 — 2 mm		8
Limites d'Atterberg			
LL	42 — 54		6
LP	19 — 28		6
IP	22 — 30		6
IC	1,1 — 1,3		3
Poids spécifique	2,78 — 2,79		4
Densité in situ (kN/m <sup>3</sup> )	17,2 — 17,4		3
Teneur en eau	13 — 16 %		3
Teneur en matière organique	4,9 — 15,3		4
Teneur en carbonate	6,3 — 42,3		4
Proctor standard	W <sub>opt</sub> = 18,5 — 21,2 γd <sub>max</sub> = 16,4 17,2 kN/m <sup>3</sup>		4
Proctor modifié	W <sub>opt</sub> = 15,5 — 18,5 γd <sub>max</sub> = 17,0 — 18,0 kN/m <sup>3</sup>		3
Triaxial Cup	φ' = 9,1 — 15,6° C' = 0 — 60 kN/ m <sup>2</sup>		3
Triaxial UU	φ = 0° C = 120 kN/ m <sup>2</sup>		1
Cisaillement direct drainé	φ' = 11,3 — 17,2° C' = 55 — 60 kN/ m <sup>2</sup>		3
Perméabilité	< 5,4 x 10 <sup>-9</sup> cm/s		3

Consolidation	Module oedométrique = 3,5 — 5,0 MPa sous une charge de 0,1 MPa 16,0 — 28,5 MPa sous une charge de 12 MPa	4
---------------	--	---

Source : A.N.B.T.

### I.2.7. Qualité des eaux :

Les analyses chimiques ont indiqué la salinité relativement élevée des eaux de l'oued, mais les levés géologiques n'ont pas permis d'identifier des dépôts évaporitiques, susceptibles de générer cette anomalie. La source se situe donc en dehors des limites de la cuvette de la retenue.

L'étude de la qualité de l'eau du barrage d'Ouldjet Mellegue montre que la salinité du réservoir est très forte et assez dispersée, les caractéristiques de la salinité des eaux de la retenue peuvent être résumées par les valeurs suivantes :

-salinité moyenne

3.0 g/l

### I.2.8. L'impact environnemental :

L'impact environnemental de ce projet paraît très limité:

- Des terres agricoles et sylvicoles seront noyées par le réservoir,
- Il ne semble pas exister d'installations humaines industrielles ou d'habitation dans l'emprise du réservoir
- L'effet du réservoir sur la faune et la flore n'a pas pu être apprécié durant la visite de bureau d'étude.
- La salinité de l'eau serait préoccupante selon les études antérieures. Il y aurait lieu de la traitée ou de la mélanger avant de la consommer.

**Conclusion :**

La qualité de la fondation rocheuse qui affleure au droit du site du barrage principal est adaptée aux types d'ouvrages actuellement envisagés, soit un barrage en BCR ou un barrage en enrochement à noyau

L'étanchéité de la fondation du barrage principal semble assurée par la présence d'intercalation marneuses, peu perméables et par la structure géologique favorable, caractérisée par un pendage régulier des couches vers l'amont. Les résultats des essais hydrauliques ont indiqué de fortes absorptions jusqu'à environ 35 m de profondeur (allant localement jusqu'à 50 m). Un voile d'injection descendant jusqu'à 40 m de profondeur est recommandé. Il est aussi proposé de compléter le traitement de la fondation par des injections de consolidation sur 6 m de profondeur à partir du niveau du fond de fouilles ainsi que par un voile de drainage.

La fondation de la digue de col est apte à recevoir l'ouvrage envisagé, soit un remblai homogène d'une hauteur maximale de 25 m. L'étanchéité du substratum marneux semble assurée par la nature du rocher, peu perméable, et par la structure géologique caractérisée par un pendage modéré vers l'amont.

Les sources potentielles de matériaux de construction ont été évaluées. Les argiles pour le noyau étanche et pour le remblai homogène, ainsi que les granulats pour la confection des filtres se trouvent à proximité immédiate du site. Les granulats pour les filtres nécessiteront un traitement préalable par criblage et concassage. Plusieurs sites de carrières potentielles dans les calcaires massifs de l'Aptien se trouvent dans un rayon d'environ 25 km du site

# ***CHAPITRE II :***

## ***Etude Hydrologique***

It's a simple task to make things complex, but a complex task  
to make them simple.  
—MEYER'S LAW

**Introduction :**

Ce chapitre traite l'hydrologie de l'oued Mellegue au site de barrage d'Ouldjet-Mellegue. Au droit du site, l'oued draine un bassin de 4 350 km<sup>2</sup>. L'oued Mellegue prend sa source dans les Monts des Nementcha, près de Tébessa et de Meskiana. Il entre en territoire tunisien quelques dizaines de kilomètres à l'aval d'Ouenza. Comme toute étude hydrologique appliquée à un projet de barrage, cette étude vise à :

- Donner des informations d'ordre général sur le climat.
- Définir une longue série d'apports mensuels. Cette série permet d'analyser le comportement du réservoir compte tenu de sa taille et de la demande en eau.
- Calculer les crues de projets et de chantier. Ces crues aident à dimensionner l'évacuateur et la dérivation provisoire.
- Etablir les apports solides et le taux de sédimentation du futur réservoir. Cette analyse conduit au calcul de la tranché morte du réservoir.

**II.1.Le bassin versant :**

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme étant la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique.

**II.1 .1.Caractéristiques générales du bassin versant :****II.1.1.Caractéristiques géométriques**

Les caractéristiques géométriques sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II-1 :** caractéristique géométrique de bassin versant .

paramètres	unité	Ouldjet Mellegue
superficie du bassin	Km <sup>2</sup>	4 350
altitude moyenne	M	845
altitude maximale	M	1626
altitude minimale	M	540
Périmètre du bassin versant	Km	290
Longueur du talweg principal	KM	116

**Longueur du talweg principal :** C'est la longueur du cours d'eau principal dans le bassin versant ;

### II.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques :

### a) Indice de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'Hydrogramme à l'exutoire. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de **GRAVELIUS (1914)**  $K_c$ , défini comme le rapport du périmètre (P) du bassin à la circonférence d'un cercle ( $P_c$ ) ayant un rayon  $R$  et la même surface (S) que le bassin :

$$K_c = \frac{P}{2\Pi\sqrt{\frac{S}{\Pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\Pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec P : périmètre du bassin versant (Km) S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)  
 $K_c$ : indice de Gravelius  $K_c=1.24$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront court. Elle sera allongée dans le cas contraire.  $K_c > 1.128 \Rightarrow$  bassin allongé notre bassin est de forme allongé.

**b) Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :  $C_a = \frac{L^2}{S}$

L : la longueur du talweg principal (Km).

S : la superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

**C<sub>a</sub>=3.09**

c) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement

$$P=2^*(L+1) \text{ et } S=L^*1$$

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

$$K_C = 0,28 \frac{p}{\sqrt{s}}$$

les grandeurs  $L_r$  et  $l_r$  sont données par les formules suivant

**Lr** : Longueur du rectangle équivalent [Km] et **Ir** : Largeur du rectangle équivalent [Km].

$$L_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \quad l_r = \frac{S}{L}$$

$$L_r = 102.37 \text{ Km} \quad \text{et} \quad L_r = 42.49 \text{ Km}$$

**Conclusion :** D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est relativement allongé

### Détermination des altitudes :

**a -L'altitude moyenne :** On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \text{ Avec :}$$

$H_{moy}$ : altitude moyenne du bassin (m).

$S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau (km<sup>2</sup>).

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).

$S$  : superficie totale du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$$H_{moy} = 845 \text{m NGA.}$$

**b – Altitude maximale et minimale :** Elles sont obtenues directement à partir de cartes

topographiques :  $H_{max} = 1626 \text{m NGA.}$

$$H_{min} = 540 \text{m NGA}$$

### II.1.2. Temps de concentration :

Théoriquement on estime que  $T_c$  est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

**Tableau II-2 :** récapitulatif des résultats du temps de concentration

Auteur	Formule	$T_c (H)$
GIANDOTTI (1934)	$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	31,33
CALIFORNIA	$T_c = \left( \frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386}$	15,68

Viparelli (1961, 1963)	$T_c = L/60 V$ Vitesse moyenne (m/s) L : longueur maximal du cours d'eau	22 ,46
Kirpitch (1940)	$T_c = f(L, I)$	28.6

### Conclusion :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur  **$T_c = 15,68$  heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin

## II.2 Caractéristiques climatiques :

### II.2.1. L'évaporation :

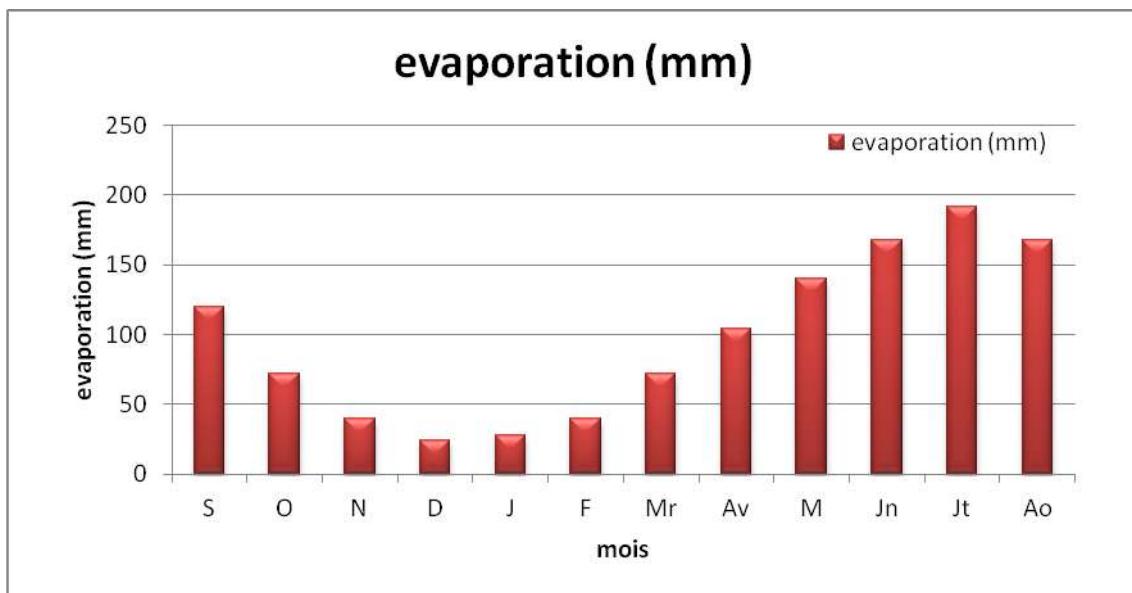
Le tableau ci-dessous détaille les valeurs adoptées au cours de l'étude de dimensionnement du réservoir. L'effet de l'altitude et de la continentalité se traduit dans les valeurs de l'évaporation :

- En saison froide, l'altitude conduit à des évaporations relativement faibles.
- En saison chaude, la continentalité conduit à de fortes températures et à de fortes évaporations.

**Tableau II.03 :** Répartition mensuelle de l'évaporation.

Source [O.N.M]

Mois	S	O	N	D	J	F <sub>v</sub>	Mr	Av	M	Jn	Jt	Ao	Annuelle
Evaporation [mm]	120	72	40	24	28	40	72	104	140	168	192	168	1 168



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

### II.2.2. La pluviométrie :

Nous disposons de données d'observation directes disponibles dans le bassin versant d'Ouldjet Mellegue

Les stations disponibles dans et au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.04 :** Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude  
[Source : A.N.R.H]

station	Code de la station	Altitude (m)	type	Nombre d'années
Ouenza	120401	480	Hydro et Pluvio	46
El Aouinet	120402	654	Hydro et Pluvio	39
M'Daourouch	120403	870	Pluvio	37

La station d'Ouenza est la plus proche du site avec une période d'observation de 1945 – 1997 soit 52 ans. (cf. annexe II)

Le tableau II.15 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

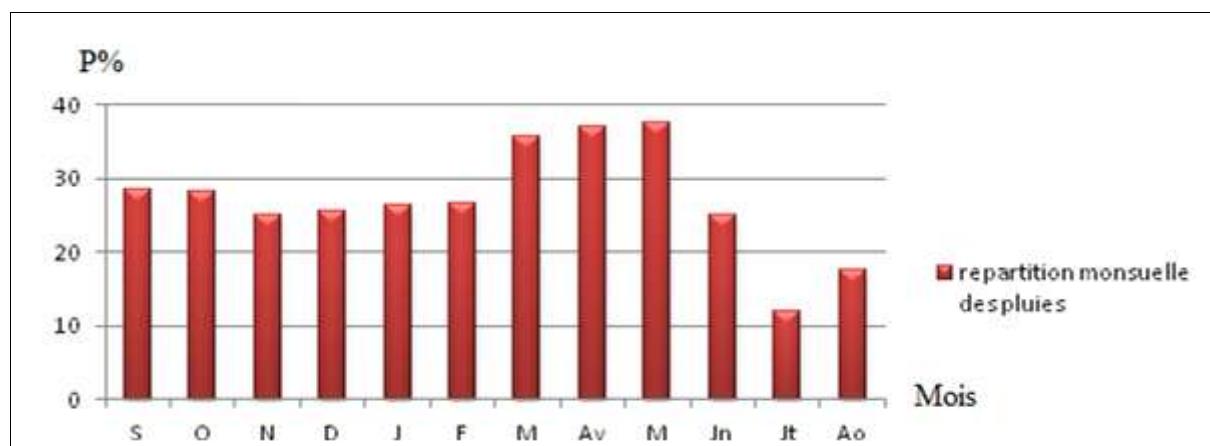
**Tableau II.05:** Répartition mensuelle de la pluie annuelle

[Source : A.N.R.H] :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	Av	M	Jn	Jt	Ao	An
P(mm)		28,02	24,89	25,51	26,26	26,64	35,68	36,82	37,57	25,01	11,84	17,60	324,39
P %	8.77	8.63	7.67	7.86	8.09	8.21	10.99	11.35	11.58	7.71	3.65	5.42	100

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de mars avril et **Mai** sont assez importante.

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure II.2.



**Figure II.2. :** Répartition mensuelle des précipitations.

### II.2.3. Autres informations sur le climat

Le climat de la zone d'étude est un climat des Hautes Plaines Telliennes à tendances continentales et semi arides. Le sirocco est assez fréquent en été. La végétation naturelle est éparsse. Des périmètres irrigués existent dans les vallées des oueds Meskiana et Chabro.

Le tableau II.06 résume les paramètres climatiques de la station de Tébessa.

On y donne :

- La température moyenne Tmoy.
- L'humidité relative HR.
- La nébulosité Nb.
- Le nombre de jours de pluie Nj plu.
- La vitesse du vent Vvent.
- Le nombre de jours de sirocco, Nj sir.
- Le nombre de jours de gelée blanche, Nj gel

**Tableau II.06:** paramètres climatiques de la station de Tébessa

mois	S	O	N	D	J	F	M	Av	M	Jn	Jt	Ao	An
Tmoy(°c)	23	16	11	7	6	7	10	14	18	23	27	26	16
Hr (%)	50	57	66	67	67	63	55	46	48	41	46	39	53
Nb(dixième)	3,9	4,1	4,6	4,9	5,0	4,9	4,9	4,0	4,0	3,5	1,9	2,2	4,0
Nj plu.	5	5	6	7	8	7	7	6	6	4	3	3	67
Vven (m/s)	1,8	1,9	1,9	2,8	2,0	2,3	2,1	2,1	2,1	2,0	2,1	1,7	2,0
Nj sir.	1	1	0	0	0	0	1	1	2	3	5	2	16
Nj gel	0	0	1	6	6	4	2	0	0	0	0	0	19

### II.3. Etude des précipitations :

#### II.3.1. Les précipitations maximales journalières :

Les pluies maximum journalières ont un rôle important dans la formation des crues ainsi que dans l'érosion des sols. Afin de préciser la connaissance de ces pluies, L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

##### II.3.1.1. Choix de la loi d'ajustement :

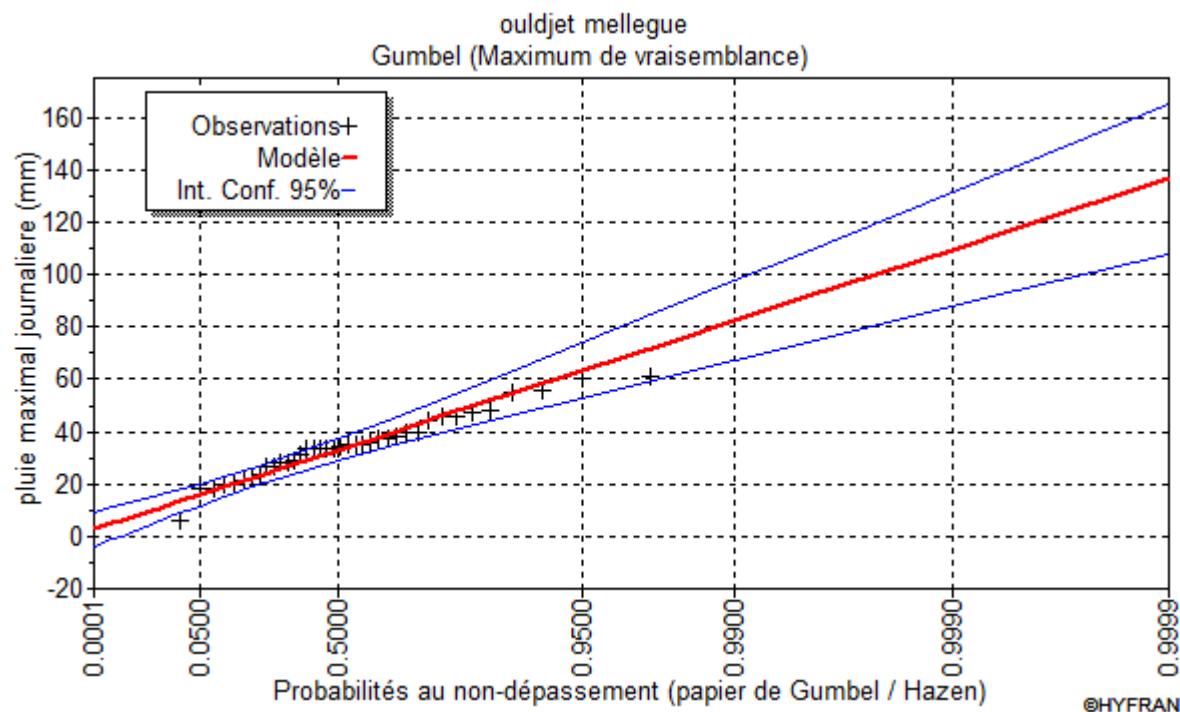
Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d'ajustement choisies sont :

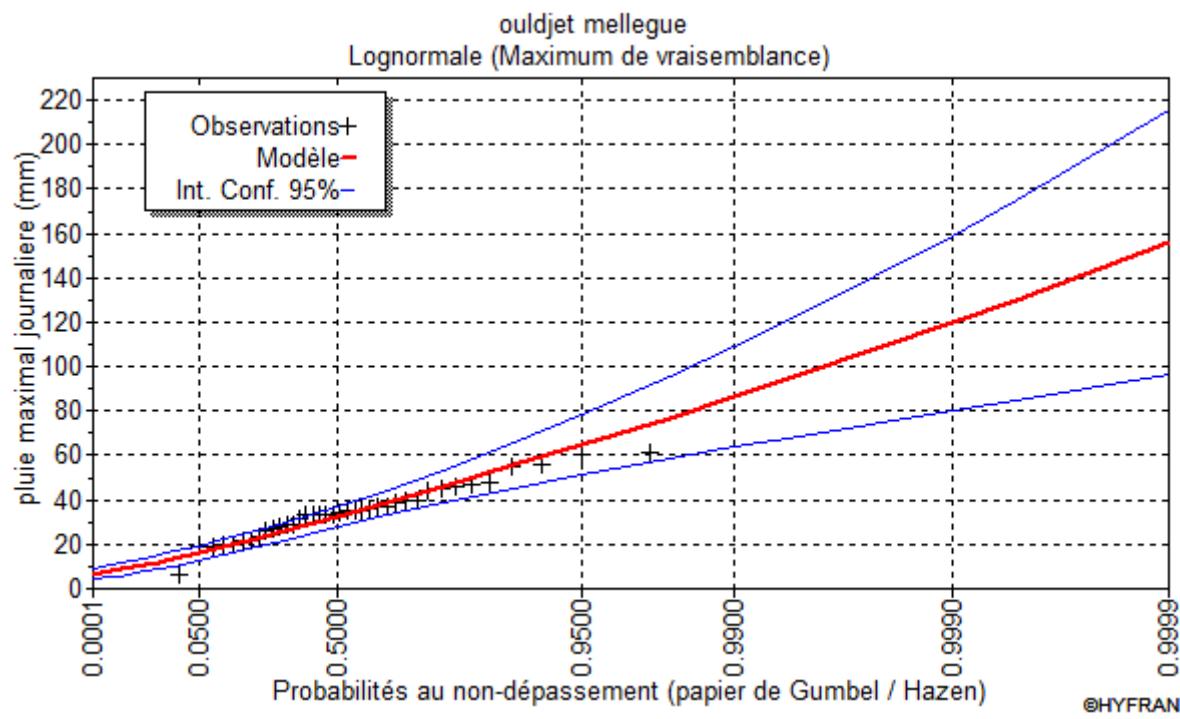
- 1)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)- la loi de GUMBEL.
- 3)- la loi de GALTON (log-normal12).

**Tableau II.06 :** Caractéristiques de la série pluviométrique (38ans)

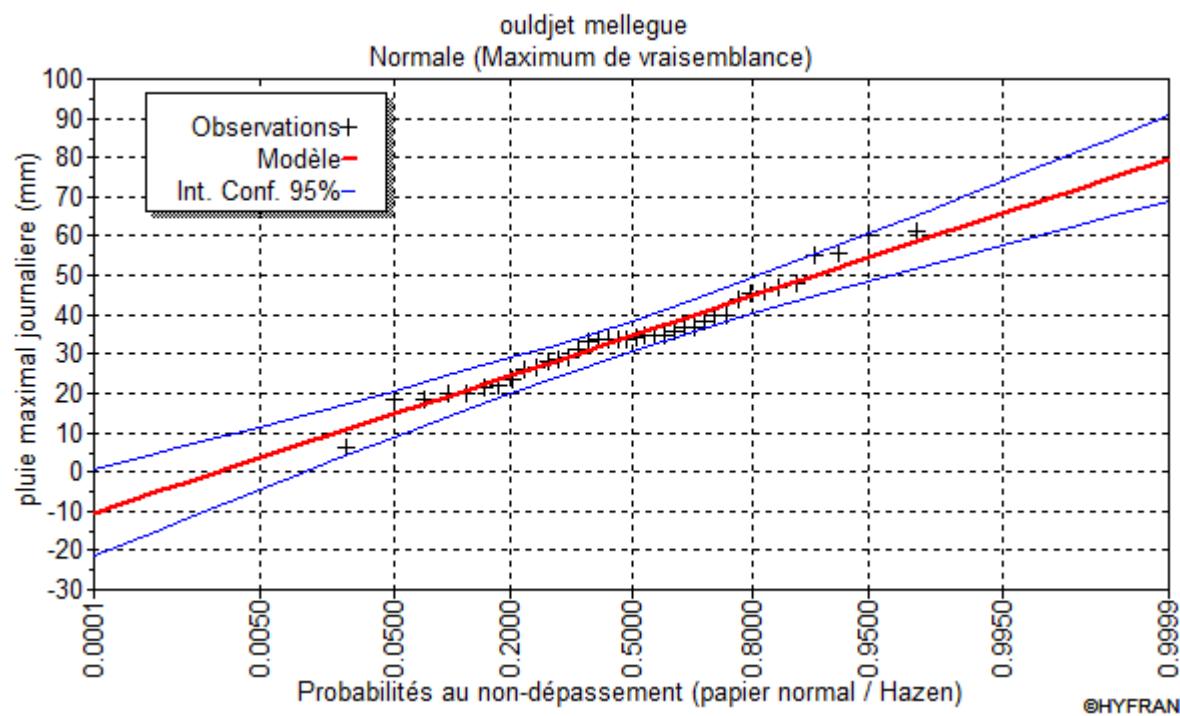
caractéristique	valeur
Nbr d'observation	38
Minimum	6.00
Maximum	61.3
La somme des Pmax j en (mm)	190
La moyenne des Pmax j en (mm)	34.7
Ecart-type	12.1
Médiane	33.9
Coefficient de variation (Cv)	0.350
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.238
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.87
exposant climatique	0,46



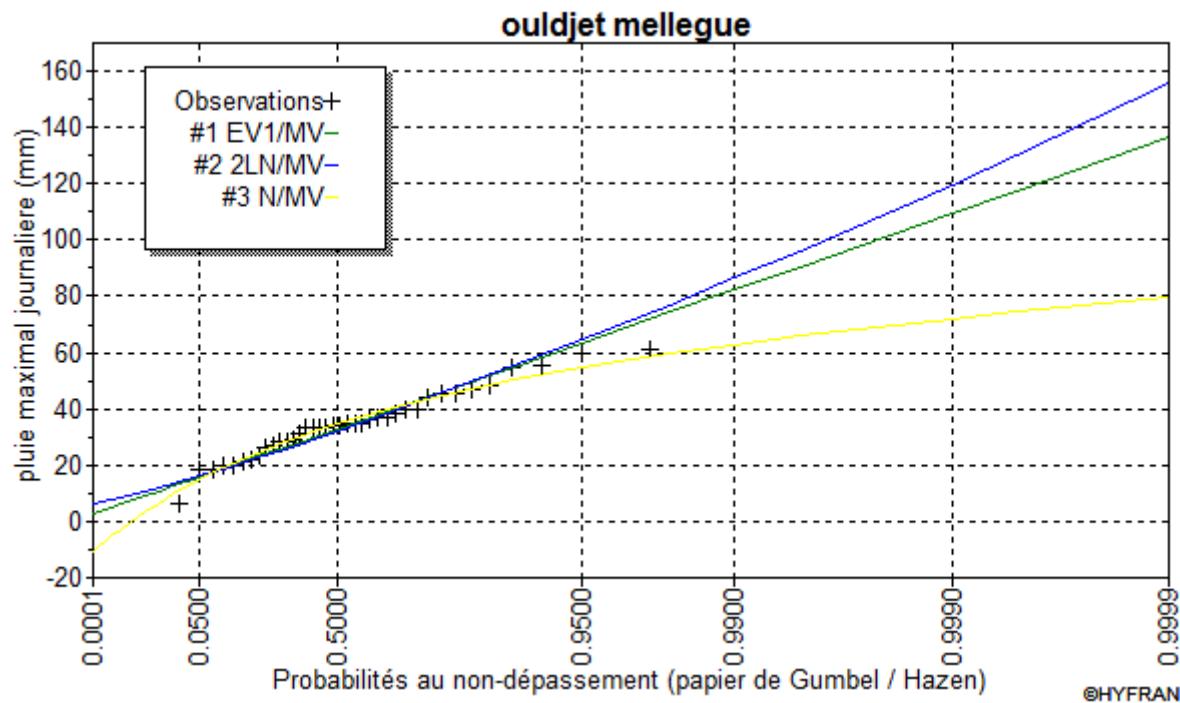
**Figure II-03 :** Représentation graphique de la loi de Gumbel



**Figure II-04 :** Représentation graphique de la loi de Galton



**Figure II-05 :** Représentation graphique de la loi Normale



**Figure II-06 :** Représentation graphique de la comparaison

- Après avoir effectué l'ajustement avec les trois lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel pour cela on va faire le test d'adéquation de  $Khi^2$  :
- Test d'adéquation du Khi carré :**

**Hypothèses :**

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi Normale

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

**Résultats :**

$\chi^2 = 4.85$     p-value  $p = 0.4340$     Degrés de liberté : 5    Nombre de classe : 8

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

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

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau II.7:** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	55.9
Maximum	Aucun	136.4
Moyenne	86.6	86.6
Ecart-type	9.80	9.85
Médiane	74.6	73.3
Coefficient de variation (Cv)	0.351	0.351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.09	0.908

Apré avoir vérifier que  $X^2_{cal} < X^2_{theorique}$

**Tableau II.08:** récapitule des résultats d'ajustement a la loi de Gumbel

la loi de Gumbel (doublement exponentielle)					
période de retour T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	136	14.6	108	165
1000.0	0.9990	109	11.2	87.5	131
100.0	0.9900	82.5	7.78	67.2	97.8
50.0	0.9800	74.3	6.77	61.1	87.6
20.0	0.9500	63.4	5.43	52.8	74.1
10.0	0.9000	55.0	4.43	46.3	63.7

**II.3.2.La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :**

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

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

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

Les résultats de calcul de  $P_{\max,t,p\%}$  et  $I_0$  sont donnés dans les Tableau II.09 et Tableau II.10

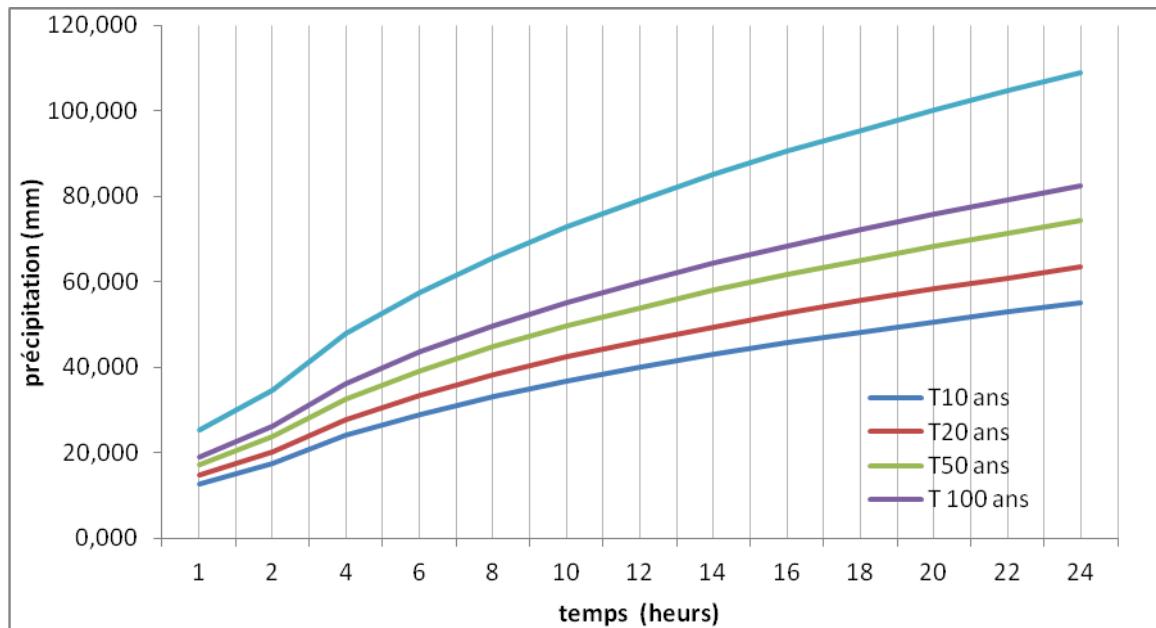
**Tableau II.09** : les précipitations des différentes fréquences. (mm)

Fréquence	Période de Retour (an)	$P_{max,j}$ (mm)	temps (h)												
			1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9	10	55	12,749	17,536	24,122	29,068	33,181	36,768	39,984	42,922	45,642	48,183	50,575	52,842	55,000
0,95	20	63,4	14,696	20,215	27,806	33,507	38,248	42,383	46,091	49,478	52,612	55,541	58,300	60,913	63,400
0,98	50	74,3	17,222	23,690	32,587	39,268	44,824	49,670	54,015	57,984	61,658	65,090	68,323	71,385	74,300
0,99	100	82,5	19,123	26,305	36,183	43,602	49,771	55,151	59,976	64,384	68,462	72,274	75,863	79,263	82,500
0,999	1000	109	25,266	34,754	47,805	57,607	65,758	72,867	79,242	85,064	90,453	95,489	100,231	104,723	109,000
		384,2	89,055	122,499	168,503	203,053	231,783	256,839	279,308	299,833	318,827	336,578	353,292	369,126	384,200

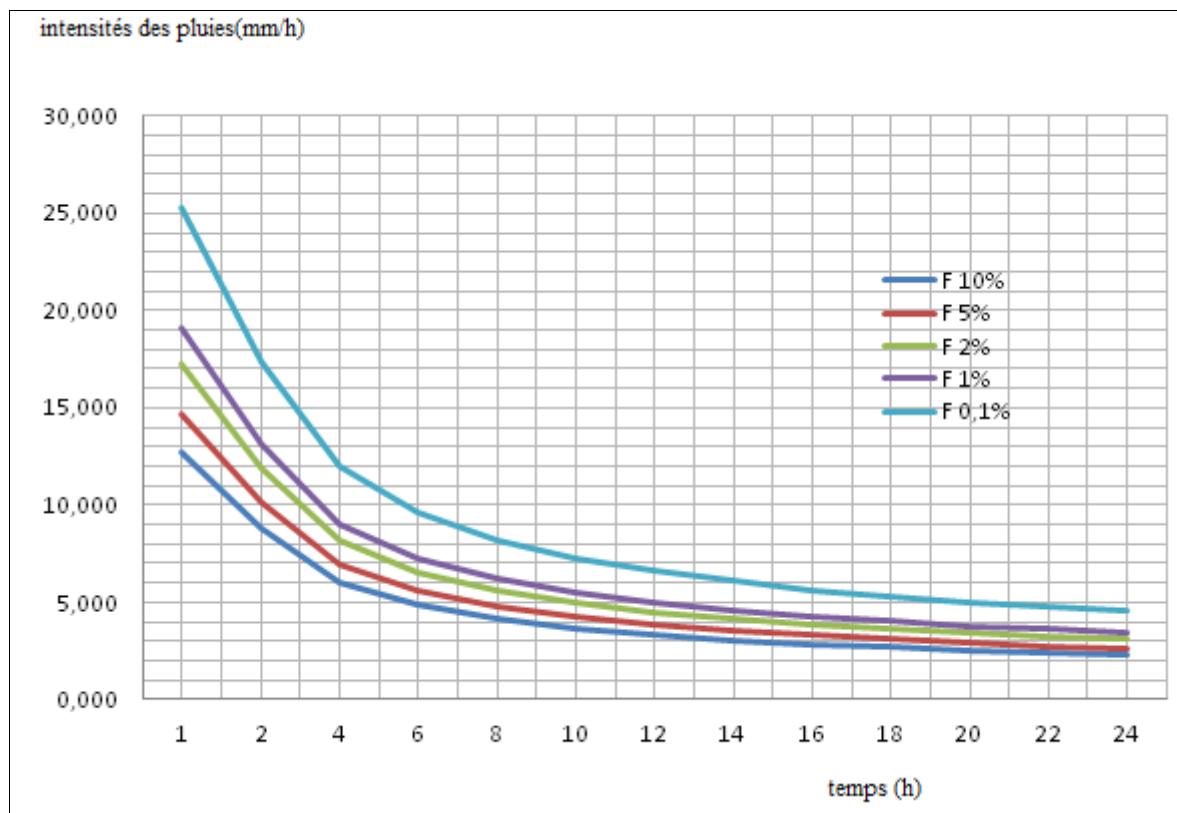
Tableau

**II.10** : les Intensités des pluies  $I_t$  (mm/h)

Fréquence	Période de Retour (an)	temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9	10	12,749	8,768	6,030	4,845	4,148	3,677	3,332	3,066	2,853	2,677	2,529	2,402	2,292
0,95	20	14,696	10,107	6,952	5,585	4,781	4,238	3,841	3,534	3,288	3,086	2,915	2,769	2,642
0,98	50	17,222	11,845	8,147	6,545	5,603	4,967	4,501	4,142	3,854	3,616	3,416	3,245	3,096
0,99	100	19,123	13,152	9,046	7,267	6,221	5,515	4,998	4,599	4,279	4,015	3,793	3,603	3,438
0,999	1000	25,266	17,377	11,951	9,601	8,220	7,287	6,603	6,076	5,653	5,305	5,012	4,760	4,542



**Figure II.07.** : Pluies de courtes durées



**Figure II.08.** : Intensités durées fréquences

## II.4. Etude des apports :

L'étude des apports vise à obtenir une longue série de débits mensuels au droit du site d'Ouldjet – Mellegue. Cette série permet de calculer le volume utile du futur réservoir.

### II.4.1. L'apport moyen interannuel ( $A_0$ ) :

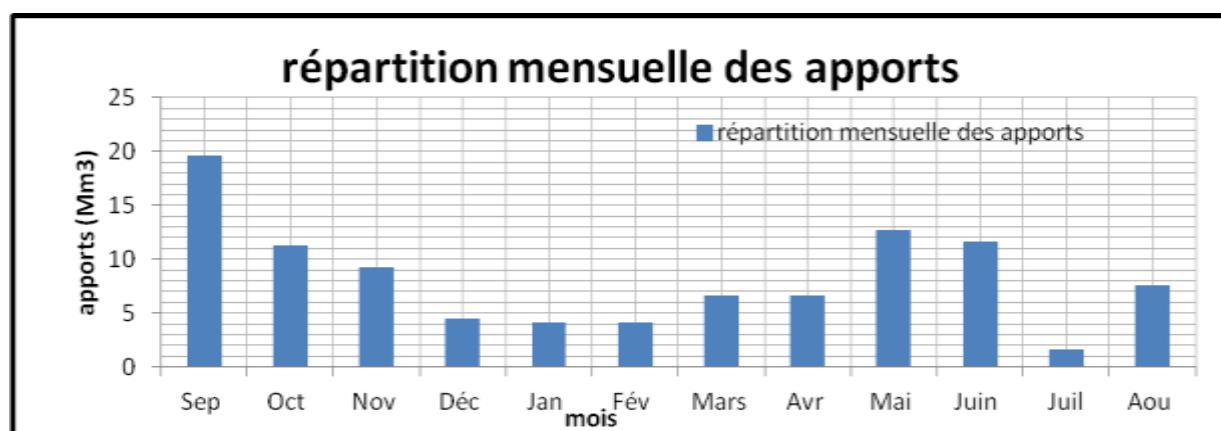
On dispose sur l'oued Mellegue d'une station hydrométrique (d'Ouenza, 120401), on va utiliser les données de cette station pour déterminer l'apport moyen interannuel. Les observations nous ont été données par l'agence nationale des ressources hydrauliques d'Alger. (Voir annexe II.). Le tableau ci-après récapitule la répartition mensuelle des apports

**Tableau II.11** : récapitulatif des apports observés à la station d'Ouenza

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
$A_0$ ( $\text{Hm}^3$ )	17,87	10,32	8,47	4,15	3,77	3,74	6,04	6,08	11,61	10,65	1,53	6,90	91.10
$A_0(\%)$	19.6	11.32	9.27	4.55	4.12	4.09	6.63	6.65	12.7	11.66	1.65	7.56	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des apports est présentée en figure II.17.



**Figure II.09** : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel

### II.4.2. Caractéristiques de l'écoulement :

Les caractéristiques	Formule	Unité	Résultat
<i>Module de l'écoulement</i>	$M_e = A_{MOY} / T$	$l/s$	2888,76
<i>Module de l'écoulement relatif</i>	$M_{er} = M_e / S_{BV}$	$l/s/Km^2$	0,66
<i>Lame d'eau écoulée</i>	$L_e = A_{MOY}/S_{BV}$	$mm$	20,94
<i>Coefficient de l'écoulement</i>	$C_e = L_e / P_{moy}$	-	0,64

### II.4.3. Les apports fréquentiels :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont très importants notamment pour le dimensionnement de l'ouvrage, la régularisation des débits et la gestion rationnelle de la capacité en eau (Industrie, Irrigation). On les obtient en ajustant notre série des apports avec des méthodes d'estimation. Pour se faire nous avons choisi la loi de distribution Pearson III et celle de Galton (log normal).

#### II.4.3.1. Ajustement de la série des apports :

Pour ajuster notre série des apports on va utiliser le logiciel HYFRAN.

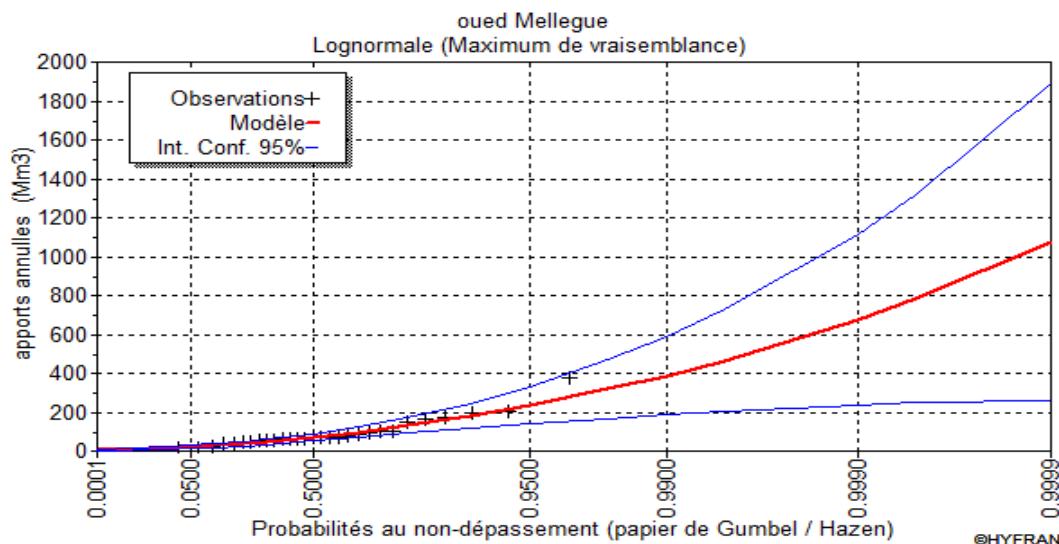
##### a-Loi de log normal :

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

**Tableau II.12 : Ajustement à la loi de Galton**

T	q	XT	Ecart-type	Inter de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1070	416	257	1890
1000.0	0.9990	678	224	238	1120
100.0	0.9900	388	103	187	589
50.0	0.9800	318	76.9	167	469
20.0	0.9500	236	49.6	138	333
10.0	0.9000	181	33.4	115	246
1.2500	0.2000	<b>38.3</b>	6.07	26.4	50.2

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante



**Figure II.10. :** représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

### b-Loi de Pearson III :

$$A_{P\%} = \bar{A} (F_{P\%} * C_V + 1)$$

Avec :  $A_{P\%}$  : Apport de fréquence donnée

$\bar{A}$  : Apport moyen annuel ( $\text{Hm}^3$ ).

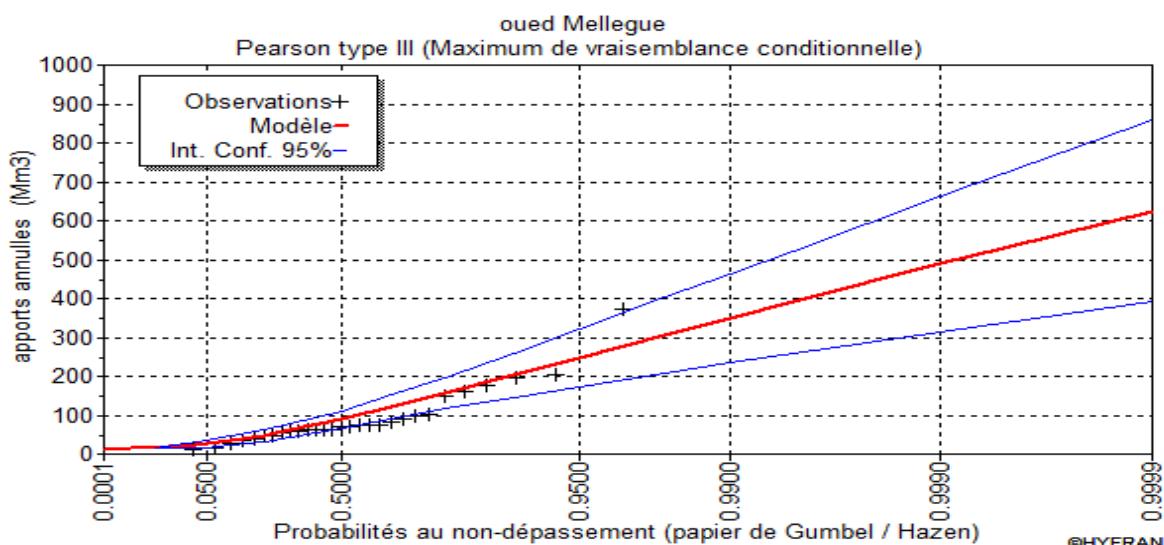
$F_{P\%}$  : Fonction RYBKINE-FAUSTER tabulée en fonction de  $C_V$ ,  $C_S$  et  $P\%$ .

$C_V$  : Coefficient de variation.  $C_S$  : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau II.26.

**Tableau II.13** : Ajustement à la loi de Pearson III.

T	q	XT	Ecart-type	Inter de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	625	120	390	859
1000.0	0.9990	488	88.8	314	662
100.0	0.9900	349	58.3	234	463
50.0	0.9800	306	49.3	209	403
20.0	0.9500	248	37.6	174	322
10.0	0.9000	203	29.0	146	260
1.2500	0.2000	<b>48.0</b>	7.58	33.1	62.9



**Figure II.11.** : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III.

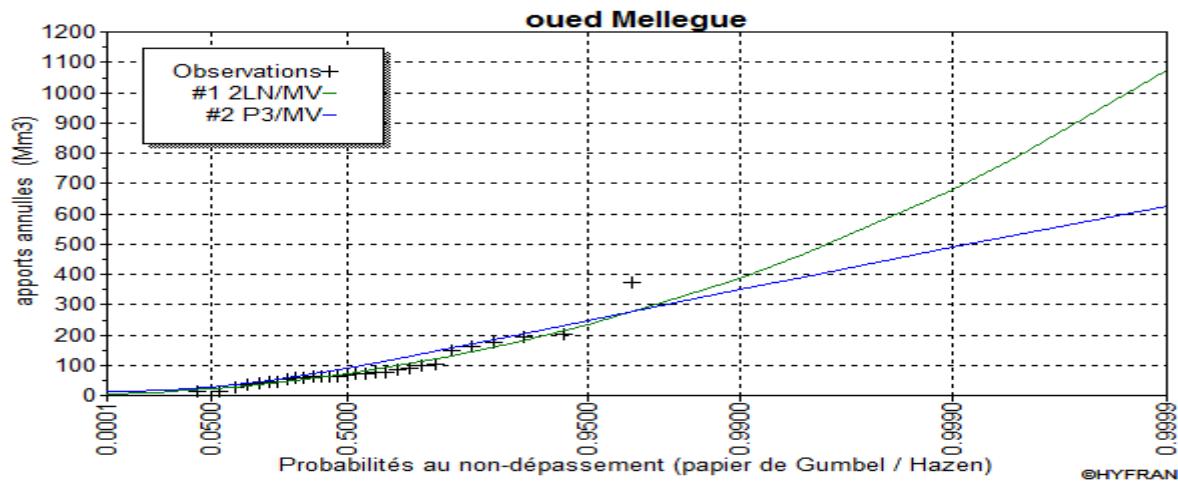


Figure II.12.: la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)

### Conclusion :

D'après les deux schémas ; on trouve que la série des apports moyens annuels suit la loi log normale « GALTON » parce que tous les hypothèses supposées sont justes et acceptées. Donc :  $A_{80\%}=38.3 \text{ Hm}^3$

#### II.4.3.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%:

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel. Voir le tableau et la figure ci-après.

Tableau II.14 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
$A_{80\%}$	7,5	4,33	3,55	1,74	1,57	1,56	2,53	2,54	4,86	4,48	0,63	2,89	38.3
$A_{80\%} (\%)$	19.6	11.32	9.27	4.55	4.12	4.09	6.63	6.65	12.7	11.66	1.65	7.56	100

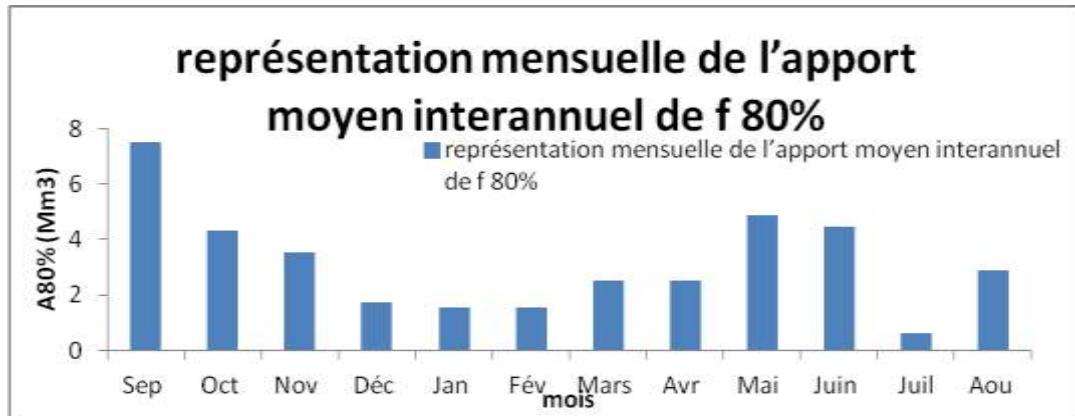


Figure II.13. : Représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de f 80%

**En conclusion :** si on compare les pluies annuelles et les volumes d'apports. Il existe une corrélation assez lâche entre ces deux variables. En effet, le régime semi-aride conduit à des coefficients d'écoulement très faibles puisque l'essentiel des pluies s'évapore.

## II.5. Apports solides et l'estimation du volume mort :

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du B.V, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

L'étude des apports solides s'impose car elle permet de calculer ensuite le volume mort du futur réservoir. On notera que le bassin versant du Mellègue est moyennement érodable par suite de son climat semi aride. Les oueds côtiers, plus arrosés et d'un relief plus accusé, peuvent avoir des transports solides bien plus importants. Les données de transport solide à la Station de Ouenza ne sont plus disponibles à l'ANRH

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

### II.5.1. Estimation de l'apport solide :

#### a) Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $E_s$  : érosion spécifique ( $t/Km^2 an$ )

$P_m$  : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).  $P_m = 37,57$  mm.

$P_a$ : Pluie moyenne annuelle (mm)  $P_a = 324,39$  mm.

$h = 45\% (H_{max} - H_{min})$  (m);

$H_{max}$  : Altitude maximale = 1626m.

$H_{min}$  : Altitude minimale = 845m.

$S$  : Surface du bassin versant ( $km^2$ )  $S = 4350 Km^2$ .

#### b) Formule de Tixeront :[ le P.N.U.D. /O.P.E. mai 1987]

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

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15}$$

Avec :  $T_s$  : le transport solide ( $t/Km^2/an$ ).

$L_0$  : la lame écoulée (mm).

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Le tableau ci-après donne les différentes valeurs de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité du bassin versant.

**Tableau II.15** : valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	$\alpha$
---------------------------	----------

Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour notre cas :  $\alpha=75$

### II.5.2. Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il est destiné à être occupé par les apports solides. Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

#### a) Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s}$$

Avec :  $E_s$  : Erosion spécifique ( $t/km^2/an$ ).

$T$  : Durée de vie du barrage (50 ans).

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments ( $1,6 t/m^3$ ).[A.N.B.T]

#### b) Formule de Tixeront :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s}$$

Avec :  $Q_s = T_s * S$

$Q_s$  : Le débit solide ( $t/an$ )

$\gamma_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1,6 t/m^3$ ).

$T$  : Durée de vie du barrage (50 ans).

$T_s$  : le transport solide ( $t/Km^2/an$ ).

$S$  : surface du bassin versant ( $km^2$ ).

**Tableau II.16 :** récapitulatif des résultats

Méthode	Formule	résultats	Volume mort
---------	---------	-----------	-------------

Fournier	$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$	6.37 t/Km <sup>2</sup> /an	0,86 Mm <sup>3</sup>
Tixeront	$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15}$	118.36 t/Km <sup>2</sup> /an	16 .08 Mm <sup>3</sup>

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d'être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limite de validité des relations de Fournier. A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ( $300 < P_{an} = 324,39 \text{ mm} < 700$ ). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on à  $P_{an} = 324,39 \text{ mm}$  donc nous nous trouvons dans le même intervalle d'application de cette formule.

## II.6. Etude des crues :

L'estimation des crues montre une grande importance pour la sécurité et le coût de l'ouvrage à planter ; le but de cette partie est de déterminer les crues à Ouldjet – Mellègue. Ces crues, données sous forme d'hydrogrammes, aident à définir les organes d'évacuation provisoires (pendant le chantier) et définitifs (lors de l'exploitation du barrage). Le climat de la région se traduit par une très grande irrégularité des crues. Le régime des crues est typique des zones arides : les maximums annuels se produisent souvent en septembre / octobre et mai / juin.

### II.6.1. Déterminations des crues :

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel avec le logiciel HYFRAN.

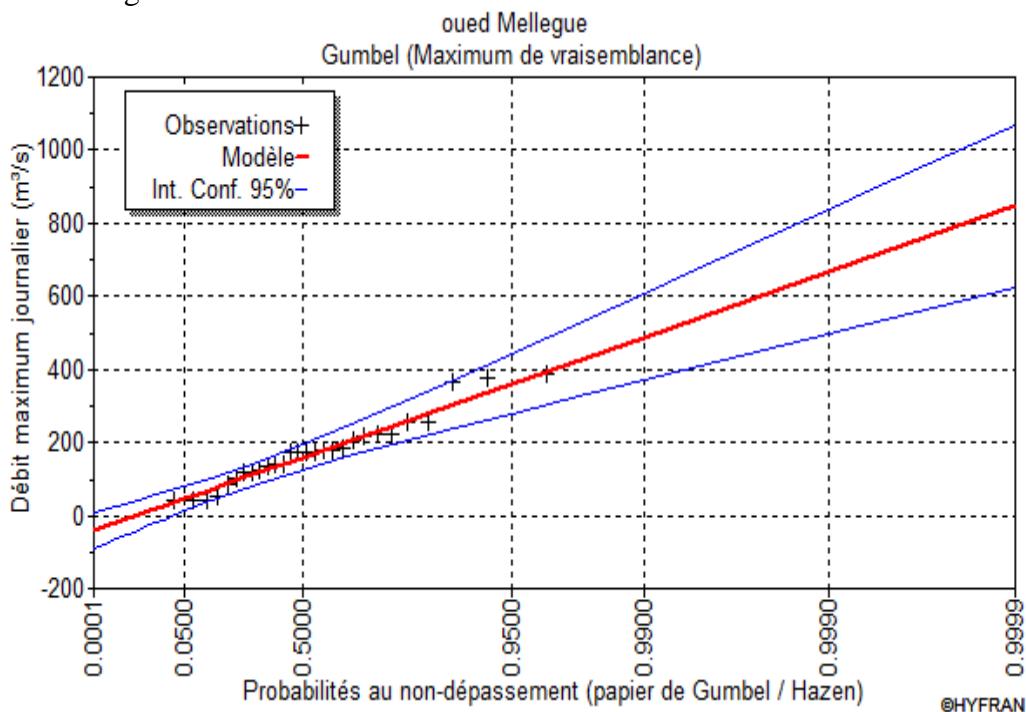
La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe II.

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

**Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gumbel**

T	q	XT	Ecart-type	Inter de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	846	114	623	1070
2000.0	0.9995	721	95.2	534	908
1000.0	0.9990	667	87.2	496	838
200.0	0.9950	542	68.5	408	676
100.0	0.9900	488	60.5	369	607
50.0	0.9800	434	52.6	331	537
20.0	0.9500	362	42.2	279	444
10.0	0.9000	306	34.4	238	373
5.0	0.8000	247	26.6	195	300

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier Gumbel comme le montre la figure suivante :



**Figure II.14.** : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Le tableau suivant récapitule les débits probables calculés pour différentes périodes de retour.

**Tableau II.18** : débits fréquentiels calculés

periode de retour	10000.0	2000.0	1000.0	200.0	100.0	50.0	20.0	10.0	5.0
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	846	721	667	542	488	434	362	306	247

### II.6.2. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on va suivre la méthode de Sokolovski.

#### II.6.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

Sokolovski considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation.

**a) Pour la montée:**

$$Q_m = Q_{\max, p\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n$$

**b) Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{\max, p\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$$

Avec :

$Q_m$  : débit instantané de la montée ( $m^3/s$ ).

$Q_d$  : débit instantané de la décrue ( $m^3/s$ ).

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

$t_d$  : temps de la décrue en heures.

$Q_{\max}$  : débit maximum de la crue de fréquence considérée en ( $m^3/s$ ).

$n, m$  : Puissance des courbes ;

$n=2$  pour la montée de la crue.

$m=3$  pour la décrue.

$t_m$  : temps de montée.

$t_d$  : temps de décrue.

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

- ✓  $t_m = t_c$ , avec  $t_c$  est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- ✓  $t_d = \delta t_m$  ;

Ou  $\delta$  : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue.

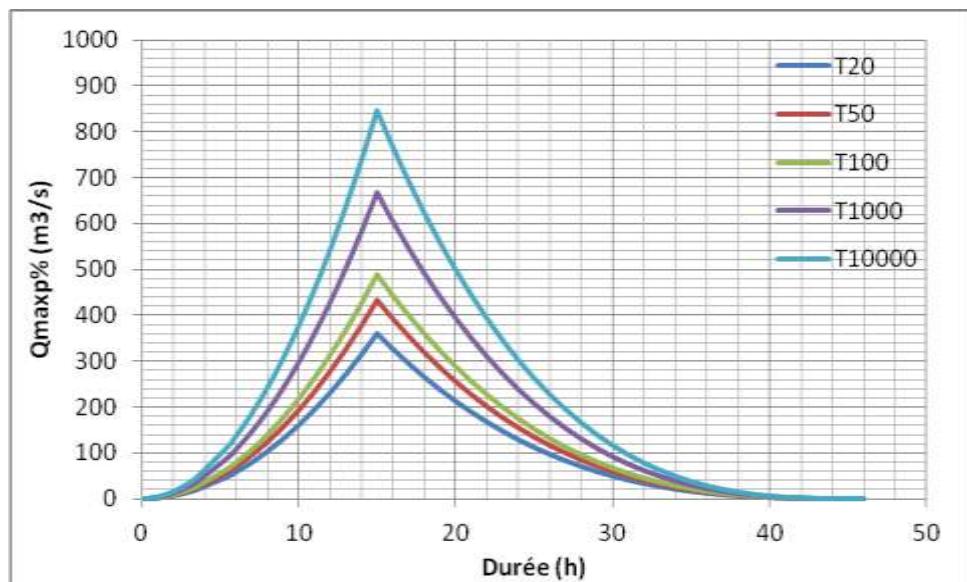
( $\delta = 2$  ; voir le Tableau II.19) ;

Donc :  $t_m=15.68$  heures et  $t_d=2*15.68$  heures =31.36 heures.

**Tableau II.19.:** Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue ( $\delta$ ) :

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$ 2,0 – 2,5
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

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont représentés dans la Figure (II.15).



**Figure II.15 :** L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

### II.6.3. Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue, autrement dit c'est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

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

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

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

Rappelons que 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.

**Tableau II.20.** : Crues de projet recommandées. [Bulletin 82 CIGB]

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés :	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- perte de vie</li> <li>- dommages considérables</li> </ul>	1/100000 à 1/10000
Importants :	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- pas de pertes de vies</li> <li>- dommages importants</li> </ul>	1/10000 à 1/1000
Faibles :	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- pas de perte de vies</li> <li>- dommages légers</li> </ul>	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité, ...).

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

$$Ig = I_a * I_d * I_r . \text{ Avec:}$$

Ia: représente des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

$I_d$  : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

$I_r$  : représente les risques.

**Si :**

1/ Le risque est faible ( $Ig = 1$ ), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risque est moyen ( $Ig = 2$ ), on dimensionne pour la crue centennale en vérifiant avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau II.20. : Choix de la crue de projet [Bulletin 82 CIGB]**

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	$Q_{max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{max}(1\%) + \text{revanche majorée avec vérification pour } Q_{max}(0.1\%) \text{ et } Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas

élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue millénaire :

$$\text{D'où : } Q = Q_{\text{max}, 0.1\%} = 667 \text{ m}^3/\text{s}$$

La figure suivante représente l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.

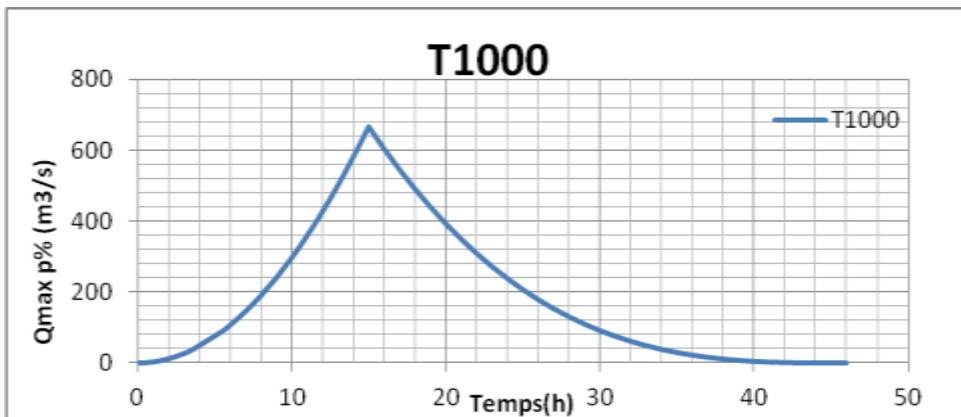


Figure II.16. : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.

#### II.6.4. 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 élevés, les crues résultent de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

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

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal 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.

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 inclus dans la digue on peut lui attribuer une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue alors il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où:  $Q = Q_{\max, 2\%} = 434 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La figure ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 50 ans.

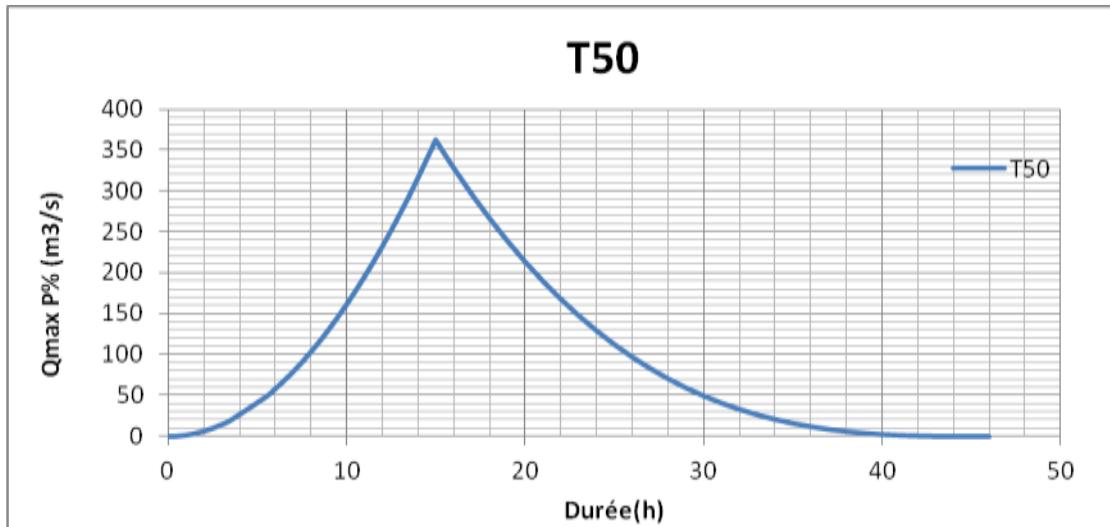


Figure II.17. : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.

## II.7. Régularisation :

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Mellague afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

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

### II.7.1. Répartition mensuelle de l'apport A80% :

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déjà déterminée (voir chapitre II.4.3.2). Le tableau ci-après donne la répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Tableau II.21. : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
<b>A<sub>80%</sub></b>	7,5	4,33	3,55	1,74	1,57	1,56	2,53	2,54	4,86	4,48	0,63	2,89	38.18
<b>A<sub>80%</sub> (%)</b>	19.6	11.32	9.27	4.55	4.12	4.09	6.63	6.65	12.7	11.66	1.65	7.56	100

### II.7.2. Répartition mensuelle de la demande :

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

**Tableau II.22.** :répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
<b>U<sub>80%</sub> (Hm<sup>3</sup>)</b>	2.27	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	2.86	3.28	4.12	4.28	17.31
<b>U<sub>80%</sub> (%)</b>	13.19	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.88	16.52	18.9	23.8	24.7	100

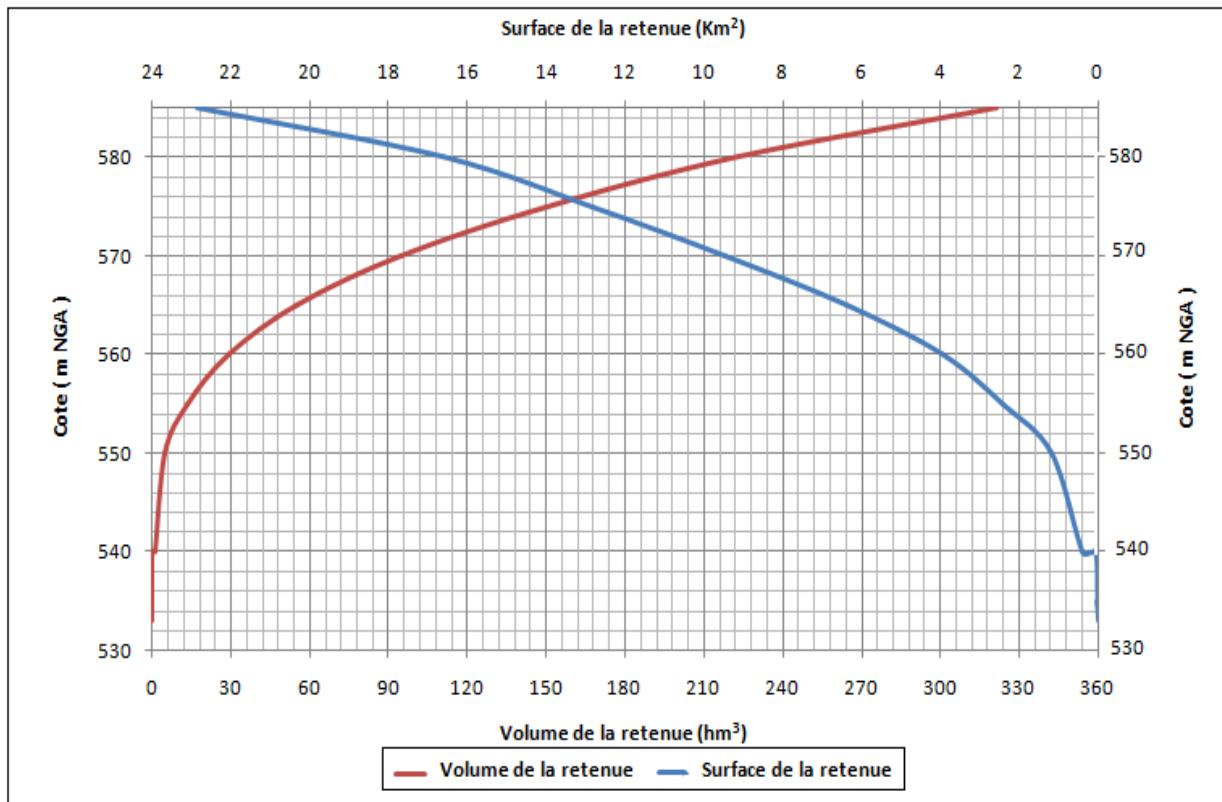
Source :A.N.B.T

### II.7.3. Courbe capacité-hauteur et surface–hauteur :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

**Tableau II.23** : surface et volume en fonction de l'altitude

Cote [m NGA]	Superficie -	Volume [hm <sup>3</sup> ]
<b>533.0</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
<b>535.0</b>	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>
<b>540.0</b>	<b>0.06</b>	<b>0.16</b>
<b>545.0</b>	<b>0.39</b>	<b>1.15</b>
<b>550.0</b>	<b>1.16</b>	<b>4.86</b>
<b>555.0</b>	<b>2.41</b>	<b>13.59</b>
<b>560.0</b>	<b>3.97</b>	<b>29.36</b>
<b>565.0</b>	<b>6.39</b>	<b>55.01</b>
<b>570.0</b>	<b>9.45</b>	<b>94.36</b>
<b>575.0</b>	<b>12.82</b>	<b>149.81</b>
<b>580.0</b>	<b>16.63</b>	<b>223.24</b>
<b>585.0</b>	<b>22.84</b>	<b>321.50</b>



**Figure II.18. : Courbes Hauteurs-Capacité-Surface**

#### II.7.4. Calcul du volume utile :

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

- **Procédé de calcul:**
  - ✓ Détermination de la période à bonne hydraulité.
  - ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
  - ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
  - ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

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

Avec  $V_{rf}$  : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.

$S$  : Volume excédentaire à évacuer.

##### II.7.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

**Tableau II.24.** : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	W <sub>80%</sub> Mm3	U <sub>80%</sub> Mm3	W-U Mm3	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vrf Mm3	Vri Mm3	S Mm3	Vrf Mm3	Vri Mm3	S Mm3
Septembre	7,5	2,27	5,23		16,08			16,08	
				21,31	21,31	0	0,45	16,08	15,63
Octobre	4,33	0	4,33	25,64	25,64	0	5,68	5,68	
				29,19	29,19	0	10,01	10,01	
Novembre	3,55	0	3,55	30,93	20,96	9,97	13,56	13,56	
				22,53	20,96	1,57	15,3	15,3	
Décembre	1,74	0	1,74	22,52	20,96	1,56	16,87	16,87	
				23,49	20,96	2,53	18,43	18,43	
Janvier	1,57	0	1,57	23	23	0	20,96	20,96	
				25	25	0	23	23	
Février	1,56	0	1,56	26,2	26,2	0	25	25	
				22,71	22,71	0	26,2	26,2	
Mars	2,53	0	2,53	21,32	21,32	0	22,71	22,71	
						15,63	5,69	21,32	15,63
Avril	2,54	0,5	2,04						
Mai	4,86	2,86	2						
Juin	4,48	3,28	1,2						
Juillet	0,63	4,12	-3,49						
Aout	2,89	4,28	-1,39						
Total	38,18	17,31	20,87						

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

VS : Volume excédentaire VS = 25,75 Mm<sup>3</sup>.

Vd : Volume déficitaire Vd= 4,88 Mm3  $\Rightarrow$  Fonctionnement à un temps.

$\Rightarrow$  Le volume utile : V<sub>u</sub> = V<sub>d</sub> = 4,88 Mm<sup>3</sup>

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 20,96 \text{ Mm}^3.$$

#### II.7.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Cette méthode tient en compte les pertes par évaporation et par infiltration

A- Par évaporation : suivante la formule  $V_{evap} = E_{mens} \cdot S_{moy}$

B- Par infiltration : suivant la formule  $V_{inf} = \frac{V_{moy}}{100} \cdot \delta$

Avec  $E_{mens}$  : Evaporation mensuelle (m)

$V_{moy}$  : volume moyen qui correspond au surface moyenne  $S_{moy} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}$ .

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrologique de la cuvette.

Pour notre cas il varie entre 0.5-1 on prend 0.5.

On effectue le calcul suivant la procédure suivante :

- La somme des pertes donne la perte totale II=V<sub>evap</sub>+V<sub>inf</sub>.

- La consommation U80%+II=U' d'où la consommation totale.

- On effectue le calcul comme la régularisation sans pertes, considérant la consommation totale U' au lieu de U80%.

Les résultats de la régularisation saisonnière avec pertes sont dans le tableau ci-après.

**Tableau II.25** : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	U 80% Mm <sup>3</sup>	Vrf Mm <sup>3</sup>	Vm Mm <sup>3</sup>	Smoy Mm <sup>2</sup>	Vevap Mm <sup>3</sup>	Vinf Mm <sup>3</sup>	II Mm <sup>3</sup>	U+II	W80%
Sept	2,27	16,08	18,70	1,09	2,243	0,093	2,34	4,61	7,50
		21,31							
Oct	0	25,64	23,48	1,17	1,690	0,117	1,81	1,81	4,33
Nouv	0	29,19	27,42	1,24	1,097	0,137	1,23	1,23	3,55
Déc	0	20,96	25,08	1,269	0,602	0,125	0,73	0,73	1,74
JAN	0	20,96	20,96	1,272	0,587	0,105	0,69	0,69	1,57
FEV	0	20,96	20,96	1,272	0,838	0,105	0,94	0,94	1,56
MARS	0	20,96	20,96	1,272	1,509	0,105	1,61	1,61	2,53
AVRIL	0,5	23,00	21,98	1,264	2,286	0,110	2,40	2,90	2,54
MAI	2,86	25,00	24,00	1,245	3,360	0,120	3,48	6,34	4,86
JUIN	3,28	26,20	25,60	1,207	4,301	0,128	4,43	7,71	4,48
JUILLET	4,12	22,71	24,46	1,131	4,695	0,122	4,82	8,94	0,63
AOUT	4,28	21,32	22,02	1,066	3,699	0,110	3,81	8,09	2,89
Total	17,31		275,590	14,498	26,907	1,378	28,285	45,59	38,18

### Conclusion :

On remarque que la consommation est supérieure que les apports ce qui signifie que la régularisation saisonnière est impossible de satisfaire les besoins, alors on va procéder à une régularisation inter-annuelle.

### II.7.4.3. Régularisation Interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite: méthode de KRISTEKLY MENKEL qui est pratique et simple.

#### Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit  $K_i = Q_i/Q_0$  et un coefficient de régularisation  $\alpha$ .

On a :  $\mathbf{V}_{\text{u}_{\text{int}}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) \mathbf{W}_0 = \mathbf{V}_{\text{s}} + \mathbf{V}_{\text{int}}$

Avec :

$\mathbf{W}_0$  : apport moyen interannuel.

$\beta_s$  : composante saisonnière du volume utile.

$\beta_{\text{plur}}$  : composante pluri-annuelle du volume utile.

**La composante saisonnière  $\beta_s$  est égale :**

$$\beta_s = \alpha \cdot (T_{\text{étiage}} - W_{\text{étiage}})$$

**Tableau II.26** : Détermination de la période d'étiage.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moyenne
W(Mm3)	7,5	4,33	3,55	1,74	1,57	1,56	2,53	2,54	4,86	4,48	0,63	2,89	
Q(m3/s)	2,8	1,617	1,325	0,65	0,586	0,582	0,945	0,948	1,815	1,673	0,235	1,079	1,188

;

$$\text{Dont : } T_{\text{étiage}} = \frac{\text{Nétiage}}{12} ; \quad \text{d'après le tableau on a } T_{\text{étiage}} = \frac{7}{12} = 0,5833.$$

$$W_{\text{étiage}} = \frac{\sum_{i=1}^{12} W_i}{\sum_{i=1}^{12} Q_i} = \frac{13.46}{38.18} = 0,35$$

$\alpha$ : coefficient de régularisation = [0,8 – 0,9] on prend 0,9.

Donc  $\beta_s = 0,21$

**La composante pluri-annuelle est égale :**

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

**Tableau II.26** : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

	Cv=	0,81	F80%				F90%				
		Cs=	1,62		Kp n	(alpha-Kp n).n		Kp n	(alpha-Kp n).n		
n	racine n	Cv n	Cs n	F80%	Fp%.Cv+1	0,8	0,9	F90%	Fp%.Cv+1	0,8	0,9
1	1,00	0,81	1,620	-0,810	0,344	0,456	0,556	-0,990	0,198	0,602	0,702
2	1,41	0,57	1,146	-0,850	0,513	0,574	0,774	-1,090	0,376	0,849	1,049
3	1,73	0,47	0,935	-0,850	0,602	0,593	0,893	-1,114	0,479	0,963	1,263
4	2,00	0,41	0,810	-0,850	0,656	0,577	0,977	-1,170	0,526	1,095	1,495
5	2,24	0,36	0,724	-0,850	0,692	0,540	1,040	-1,177	0,574	1,132	1,632
6	2,45	0,33	0,661	-0,850	0,719	0,486	1,086	-1,190	0,606	1,161	1,761
7	2,65	0,31	0,612	-0,850	0,740	0,422	1,122	-1,200	0,633	1,172	1,872
8	2,83	0,29	0,573	-0,850	0,757	0,347	1,147	-1,206	0,655	1,163	1,963
9	3,00	0,27	0,540	-0,850	0,771	0,266	1,166	-1,212	0,673	1,145	2,045
10	3,16	0,26	0,512	-0,850	0,782	0,177	1,177	-1,220	0,688	1,125	2,125
11	3,32	0,24	0,488	-0,850	0,792	0,083	1,183	-1,221	0,702	1,080	2,180
12	3,46	0,23	0,468	-0,850	0,801	-0,015	1,185	-1,223	0,714	1,032	2,232
13	3,61	0,22	0,449	-0,850	0,809	-0,118	1,182	-1,225	0,725	0,978	2,278
14	3,74	0,22	0,433	-0,850	0,816	-0,224	1,176	-1,227	0,734	0,919	2,319
15	3,87	0,21	0,418	-0,850	0,822	-0,333	1,167	-1,228	0,743	0,852	2,352
16	4,00	0,20	0,405	-0,850	0,828	-0,446	1,154	-1,230	0,751	0,785	2,385
17	4,12	0,20	0,393	-0,850	0,833	-0,561	1,139	-1,231	0,758	0,710	2,410
18	4,24	0,19	0,382	-0,850	0,838	-0,679	1,121	-1,232	0,765	0,633	2,433
19	4,36	0,19	0,372	-0,850	0,842	-0,799	1,101	-1,233	0,771	0,553	2,453
20	4,47	0,18	0,362	-0,850	0,846	-0,921	1,079	-1,234	0,777	0,469	2,469
21	4,58	0,18	0,354	-0,850	0,850	-1,045	1,055	-1,235	0,782	0,384	2,484
22	4,69	0,17	0,345	-0,850	0,853	-1,171	1,029	-1,236	0,787	0,294	2,494
23	4,80	0,17	0,338	-0,850	0,856	-1,298	1,002	-1,236	0,791	0,201	2,501
24	4,90	0,17	0,331	-0,850	0,859	-1,427	0,973	-1,237	0,795	0,109	2,509
25	5,00	0,16	0,324	-0,850	0,862	-1,558	0,942	-1,237	0,800	0,010	2,510
26	5,10	0,16	0,318	-0,850	0,865	-1,689	0,911	-1,238	0,803	-0,087	2,513
27	5,20	0,16	0,312	-0,850	0,867	-1,822	0,878	-1,238	0,807	-0,189	2,511
28	5,29	0,15	0,306	-0,850	0,870	-1,957	0,843	-1,239	0,810	-0,288	2,512
29	5,39	0,15	0,301	-0,850	0,872	-2,092	0,808	-1,240	0,813	-0,391	2,509
30	5,48	0,15	0,296	-0,850	0,874	-2,229	0,771	-1,241	0,816	-0,494	2,506
				maxF80%	0,593	1,185			maxF90%	1,172	2,513
				max				2,513			

D'après le tableau de calcul.on trouve :

$$\beta_{plur}=2,513$$

Donc :  $V_{u_{int}}=8.0073+95.88 = 103,89 \text{ Mm}^3$ 

$$V_{u_{int}}=103,89 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR}=V_m + V_{u_{int}}=103,89+16,08=119,97 \text{ Mm}^3 \quad V_{NNR}=119,97 \text{ Mm}^3$$

$$NNR=572 \text{ m NGA}$$

## II.8. Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Avec : Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant  $t$  est :  $Q - q = S \cdot dh/dt$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul, on cite Méthode de Hidenblat ; Méthode de Kotcherine. ; Méthode Step by step ; Méthode graphique ; Méthode d'Eier-Cieh.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

### II.8.1. Méthode de Kotcherine :

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

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

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\max P\%} = 0,85 \cdot Q_{P\%} \left( 1 - \frac{V_f}{V_c} \right)$$

Le volume forcé calculé par  $V_f = (APHE + ANNR) \times \frac{H_{max}}{2}$

Le débit d'évacuation est calculé par la formule :  $q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h^3/2}$

Avec m : Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir =0.49.

b: Largeur du déversoir (en m).

h: Charge d'eau sur le déversoir qui dépend de la vitesse d'approche.

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0}{2g}$$

Avec  $V_0 = \frac{Q}{s}$  vitesse d'approche.

S=b.h section d'évacuation.

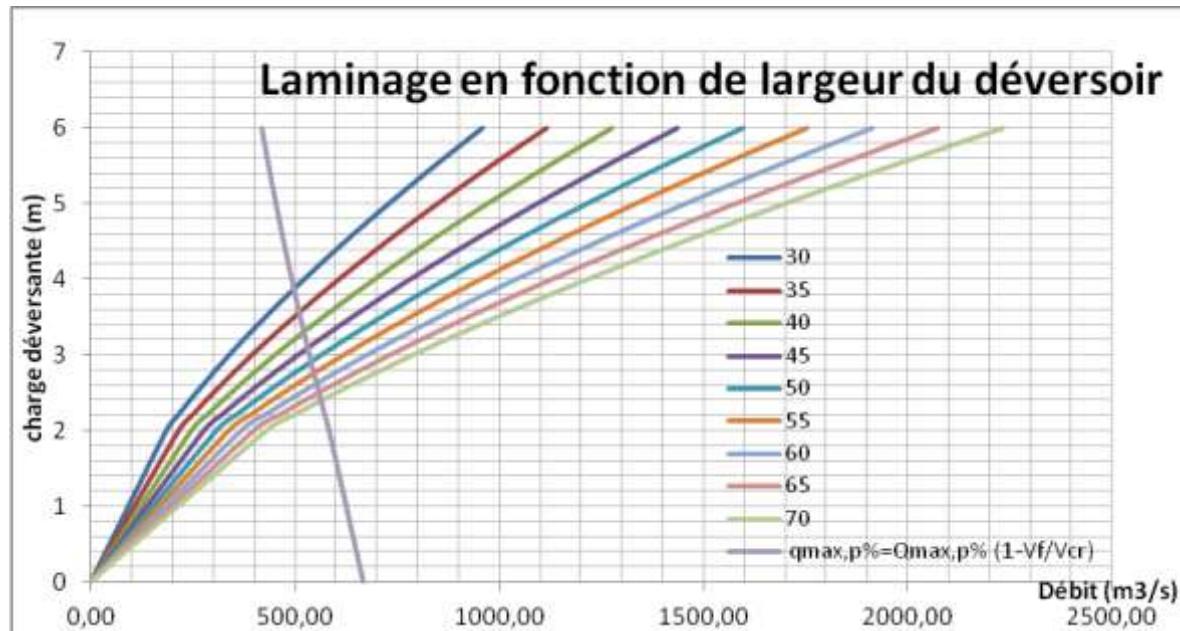
On fixant le NNR, on faisant varier le niveau PHE pour différents largeurs de déversoir on obtient différent valeur de H max et de Vf.

**Tableau II.27.** : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

<b>Hd</b>	<b>PHE</b>	<b>VPHE</b>	<b>Vf</b>	<b>qmax</b>	<b>b (m)</b>								
					<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>	<b>50</b>	<b>55</b>	<b>60</b>	<b>65</b>	<b>70</b>
0	572	119,97	0	667,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	574	137,31	17,35	582,7	184	214,	245,	276,	306,	337,	368,	399,	429,
2,2	574,2	139,75	19,79	572,5	212	247,	283,	318,	354,	389,	424,	460,	495,
2,4	574,4	142,23	22,26	562,6	242	282,	322,	363,	403,	443,	484,	524,	564,
2,6	574,6	144,73	24,76	552,8	272	318,	363,	409,	454,	500,	545,	591,	636,
2,8	574,8	147,261	27,29	543,3	305	355,	406,	457,	508,	559,	610,	660,	711,
3	575	149,829	29,85	534,0	338	394,	451,	507,	563,	620,	676,	733,	789,
3,2	575,2	152,416	32,45	525,0	372	434,	496,	559,	621,	683,	745,	807,	869,
3,4	575,4	155,04	35,07	516,1	408	476,	544,	612,	680,	748,	816,	884,	952,
3,6	575,6	157,692	37,72	507,4	444	518,	593,	667,	741,	815,	889,	963,	103
3,8	575,8	160,37	40,41	498,9	482	562,	643,	723,	803,	884,	964,	104	112
4	576	163,098	43,12	490,6	520	607,	694,	781,	868,	954,	104	112	121
4,2	576,2	165,843	45,87	482,5	560	653,	747,	840,	934,	102	112	121	130
4,4	576,4	168,61	48,65	474,5	600	701,	801,	901,	100	110	120	130	140
4,6	576,6	171,44	51,46	466,7	642	749,	856,	963,	107	117	128	139	149
4,8	576,8	174,27	54,30	459,1	684	798,	912,	102	114	125	136	148	159
5	577	177,146	57,18	451,7	727	849,	970,	109	121	133	145	157	169
5,2	577,2	180,05	60,09	444,4	772	900,	102	115	128	141	154	167	180
5,4	577,4	182,98	63,02	437,2	817	953,	108	122	136	149	163	177	190
5,6	577,6	185,96	66,00	430,2	862	100	115	129	143	158	172	186	201
5,8	577,8	188,95	69,00	423,4	909	106	121	136	151	166	181	197	212
6	578	192,011	72,04	416,7	956	111	127	143	159	175	191	207	223

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes  $H=f(Q, q)$  et  $V_d=f(Q, q)$  comme montre les figures II.18 et II.19.

A partir du tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir parce que c'est la courbe  $V=f(q, Q)$  qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique



**Figure II.19.:** Laminage de crue par la méthode de Kotchérine.

Le résumé de calcul est donné par le tableau ci-après :

**Tableau II.28. :** Résumé de laminage par Kotchérine

Largeur (m)	30	40	50	60	70
hd (m)	3,9	3,3	2,9	2,6	2,4
Débit max (m³/s)	500	522	549	565	583

### II.8.2. METHODE de Hildenblat :

Pour faire le laminage des crues, il faut disposer de:

- Hydrogrammes de crue fréquentiel :  $Q_{p\%}=f(t)$
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue  $V=f(H)$
- Courbe des variations d'eau dans la retenue ou courbe des débits déversantes.

Nous allons suivre les procédures suivantes pendant le calcul de laminage :

1- Diviser l'hydrogramme de crues en pas de temps  $\Delta t$ .

2- Fixer le niveau d'emmagasinement au dessus du (NNR)

3- Déterminer les volumes entrant dans le réservoir pendant les intervalles de temps  $\Delta t$ .

On a : l'équation du bilan d'eau  $Q\Delta t=q\Delta t - S \cdot \Delta H$ .

Soit  $Q \cdot \Delta t=q\Delta t-dv$  avec :  $\Delta v=S \cdot \Delta H$

4- Déterminer les charges d'eau (lames d'eau) à partir de la courbe (Hauteur — capacité).

5- Déterminer  $Q_{\text{dev}}$  pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$  à l'aide de la formule :

$$Q_{\text{dev}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h^{3/2}}$$

Les résultats de calculs par la méthode de Hildenblat sont apportés en Annexe II et se résument par les graphes représentatifs suivant la largeur de déversoir :

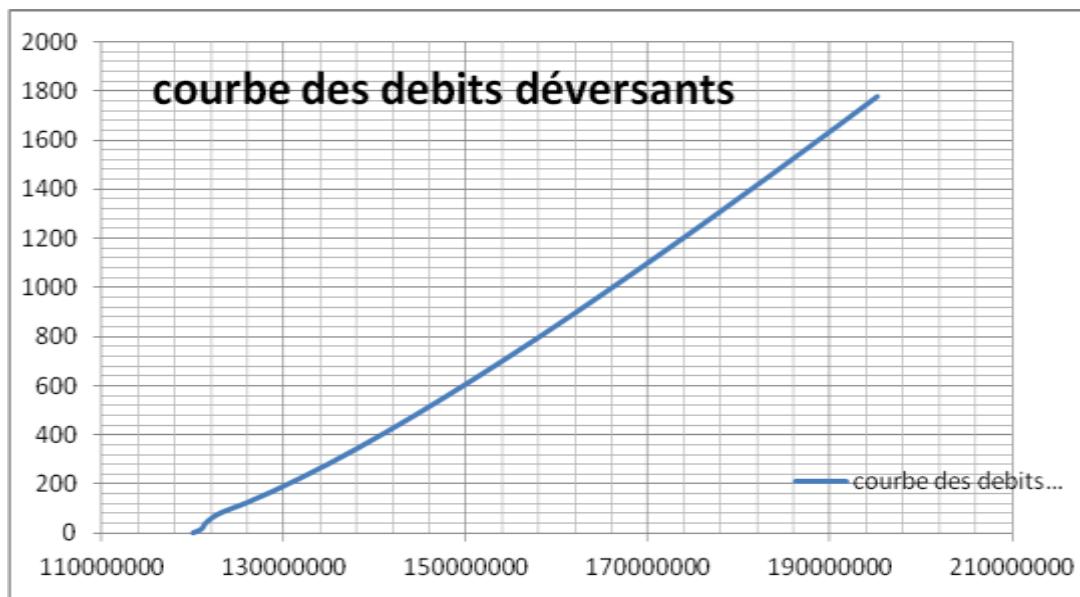
**Courbe des débits déversant :**

Connaissant la largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir en prenant un pas de 1 heures.

**Tableau II.29.** : Les volumes et les débits déversants.

cote (m)	Hd (m)	q(m <sup>3</sup> /s)	1/2qdt (m <sup>3</sup> )	v(H)	v+1/2qdt
572	0	0	0	119,97	119970000
572,25	0,25	15,1154876	27207,87769	120,859093	120886301
572,5	0,5	42,7530552	76955,49928	121,364231	121441187
572,75	0,75	78,5423776	141376,2796	122,715696	122857073
573	1	120,923901	217663,0216	125,546104	125763767
573,25	1,25	168,996289	304193,3202	128,421067	128725260
573,5	1,5	222,151391	399872,504	131,340958	131740831
573,75	1,75	279,942748	503896,9466	134,306154	134810051
574	2	342,024441	615643,9942	137,317028	137932672
574,25	2,25	408,118165	734612,6977	140,373957	141108570
574,5	2,5	477,993688	860388,6381	143,477318	144337707
574,75	2,75	551,45641	992621,5382	146,627487	147620109
575	3	628,33902	1131010,237	149,824842	150955852
575,25	3,25	708,495653	1275292,176	153,069761	154345053
575,5	3,5	791,797662	1425235,792	156,362622	157787858
575,75	3,75	878,130477	1580634,858	159,703805	161284440
576	4	967,391207	1741304,172	163,093689	164834993
576,25	4,25	1059,48678	1907076,211	166,532655	168439732
576,5	4,5	1154,33249	2077798,48	170,021084	172098883
576,75	4,75	1251,85078	2253331,397	173,559357	175812688
577	5	1351,97031	2433546,562	177,147856	179581402
577,25	5,25	1454,62519	2618325,34	180,786963	183405288
577,5	5,5	1559,75427	2807557,683	184,477062	187284619
577,75	5,75	1667,30064	3001141,143	188,218536	191219677
578	6	1777,21113	3198980,032	192,011769	195210749

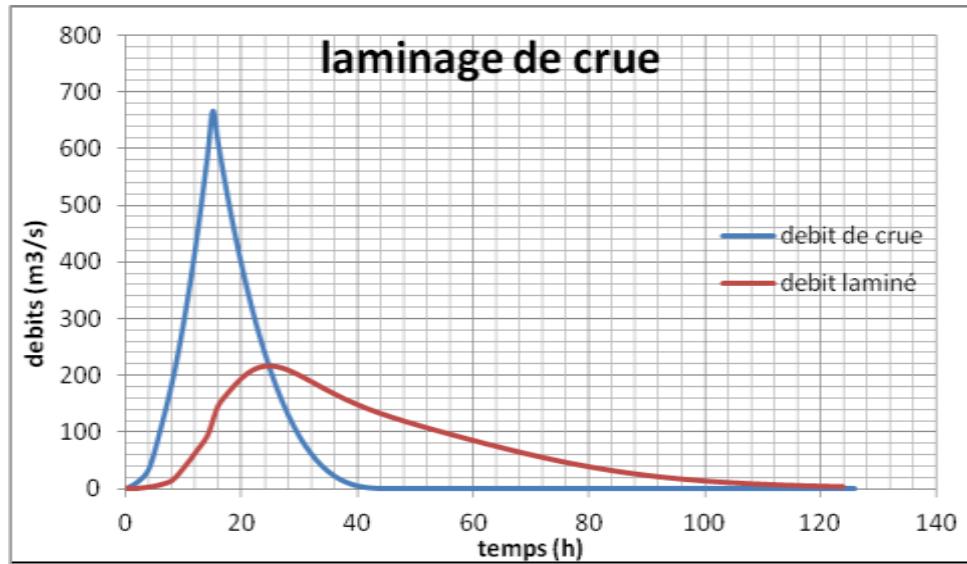
La figure II.16 montre la courbe des débits déversant



**Figure II.20. : Courbe des débits déversant**

**Laminage pour une largeur de 70 m :**

La figure ci après montre le hydrogramme de crue et laminé en fonction temps



**Figure II.21: laminage pour  $b= 70m$ .**

Les résultats de calculs par la méthode de Hidenblat sont reporter dans l'Annexe II

**Tableau II.30:** Résumé des calculs de laminage par la méthode de Hildenblat

<b>b=70 m</b>	
<b>q max (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>216,94</b>
<b>Q max (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>667</b>

### **Commentaire :**

On constate par la comparaison des deux méthodes une divergence des résultats notamment pour les débits, pour les raisons de sécurité on va opter les valeurs données par la méthode de Kotchérine, celle-ci prend en compte des nombreuses paramètres qui donnent une fiabilité des calculs.

Donc la hauteur déversent  $h_d=2,4$  m

### **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-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage

L'étude de laminage de crue milénale montre que la cote maximale atteinte est 578,9m NGA, pour une RN de 572 m NGA et un barrage équipé d'un évacuateur à seuil libre.

# *CHAPITRE III :*

## *Etude des*

## *Variantes*

Complex problems have simple, easy-to-understand wrong answers.  
— GROSSMAN'S MISQUOTE OF H. L. MENCKEN

### Introduction :

L'étude de variantes consiste en la comparaison économique des variantes, proposées précédemment, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative ; nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes ; et les digues de col car on suppose que le coût est le même pour l'ensemble des variantes.

Les principaux critères à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont : forme de la vallée, risque sismique, géologie et géotechnique, matériaux de construction, conditions climatiques, crue à maîtriser ainsi que les exigences sécuritaires, environnementales et économiques

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de ce choix, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes ou en écarter.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

#### III.1. Le choix du site du barrage :

Le choix du site de barrage a été conditionné par le rétrécissement de la vallée de l'Oued Mellegue à l'endroit où elle coupe le massif de Krorza

Pour ce qui est du potentiel de ce site, il faut souligner les contraintes imposées par le Djebel Krorza qui constitue l'appui rive gauche du barrage. Ce Djebel culmine à la côte 580 NGA, ce qui constitue donc une contrainte topographique limitant la hauteur du barrage économiquement faisable. En effet un ouvrage dont la crête serait calée au-dessus de la côte 580,00 NGA obligerait à surélever ce Djebel, ce qui obligerait à un traitement beaucoup plus lourd que les simples diguettes de col envisagées pour relier le barrage principal à la digue de col de la rive gauche. En effet, une digue de col d'environ 900 m de long et 20 m de hauteur maximum est nécessaire pour fermer la vallée en rive gauche.

On peut donc considérer que ce site permettrait d'implanter un barrage ayant sa crête pouvant atteindre jusqu'à la cote 580,00 NGA environ

Dans ce cas, le niveau de la Retenue Normale pourrait être calé à la cote 572,00 environ, soit 42 m au-dessus du terrain naturel. Le volume de réservoir sous cette cote serait alors de l'ordre de 100 millions de m<sup>3</sup> (d'après la courbe hauteur capacité).

#### III.2. Présentation des variantes étudiées :

Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager les trois variantes suivantes :

##### **Variante 1 : Digue en terre homogène**

Le remblai est constitué de matériaux d'argile récupérés des zones d'emprunt situées dans la zone, mais il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable pour le réaliser, l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ne permettant pas d'envisager une digue homogène

## **Variante 2 : Barrage en béton Compacté au Rouleau (BCR)**

Un barrage en BCR est fondé sur les formations du Crétacé (alternance de marnes et de calcaires marneux) est possible au vu des reconnaissances antérieures. Le barrage poids en béton apparaît donc comme la solution la plus intéressante vue les conditions de site

Pour ce qui est des ouvrages annexes, les fonctions prise d'eau - vidange de fond seront implantées en rive gauche à la cote 540 NGA

Les routes d'accès à la crête et au pied du barrage sont en effet prévues en rive droite en raison des routes existantes.

Dans ce cas, une galerie en béton serait implantée en fond de vallée au pied de la rive droite et servirait d'organe de dérivation provisoire pendant les travaux. Elle serait condamnée à l'achèvement des travaux.

La fonction d'évacuateur de crues serait assurée par un déversoir à surface libre le plus large possible de manière à évacuer les crues jusqu'à une période de retour de 10000 ans correspondant à la crue de projet. Un déversement limité en hauteur et en durée peut être accepté sur le barrage béton, mais pas sur la digue de col.

Une variante peut être envisagée en fonction de la valeur de crue retenue à l'issue de l'étude hydrologique. Elle consiste en un évacuateur secondaire fonctionnant pour les crues rares au niveau de la digue de col de façon à limiter le débit spécifique au niveau de l'évacuateur principal de la variante. Cela permettrait en effet de compter sur la dissipation au niveau des marches d'escalier de l'évacuateur principal placé sur le parement aval du barrage afin de limiter le recours à un ouvrage de dissipation au pied aval de l'évacuateur.

## **Variante 3 : Digue en enrochements à noyau argileux :**

On peut aussi projeter un ouvrage constitué d'un barrage en enrochements à noyau argileux à réaliser avec les matériaux naturels disponibles à proximité et d'ouvrages annexes en béton (évacuateur de crues latéral vanné et galerie sous remblais pour assurer les fonctions de prise d'eau et vidange de fond).

Le choix d'un barrage en remblais serait bien adapté au site envisagé compte tenu de la présence à proximité du site des matériaux graveleux (terrasses aval sur des épaisseurs de 4 à 5 m minimum), de matériaux argileux (dépôts colluvionnaires amont épais également de 4 à 5 m au minimum et constitués de matériaux silto-argileux) et d'enrochements à prélever dans une carrière à ouvrir à proximité dans les calcaires du Crétacé.

La fonction évacuateur de crues serait assurée par un déversoir vanné en rive droite avec coursier et saut de ski de manière à évacuer entièrement les crues jusqu'à une période de retour de 10000 ans correspondant à la crue de projet.

Pour ce qui est des ouvrages annexes, les fonctions prise d'eau, vidange de fond dans le cas du barrage remblai seront planter au centre de la vallée

Dans ce cas, deux galeries en béton sous remblai serviraient d'organe de dérivation provisoire pendant les travaux. Elles seraient réhabilitées à l'achèvement des travaux en pertuis de vidange de fond et en galerie de prise d'eau.

**III.3.Définition du profil général du barrage :****III.3.1.Hauteur de barrage :**

**III.3.1.1.calcul de la revanche :** [R.BERNARDO A et L.SANTOS ANBT Alger. Avril 2004].

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues  $H$ , de la vitesse du vent  $U$  et de la vitesse de propagation des vagues  $V$  dans la retenue. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + V^2 / 2g$$

Avec :  $H$  : hauteur des vagues (m).

$V$  : vitesse des vagues (m/s). ; ( $V = 1,5 + 2h$ )

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

**Tableau III.01:** les différents résultats de la revanche.

Auteur	Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$	1.02	3.54	1.40
Molitor	$H = 0.75 + 0.032 \cdot (U \cdot F)^{0.5} - 0.27 F$	0.67	2.83	0.92
Mallet-Pacquant	$H = 0.5 + 0.33 \cdot (F)^{0.5}$	1.10	3.71	1.53
Simplifiée	$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$	*	*	1.55

Avec :

$F$  : Fetch largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage ( $F = 3.34$  km).

$U$  : vitesse du vent mesurée en Km/h ;  $U = 23$  Km/h.

Pour notre cas on opte pour une valeur de 1,5m.

$$R = 1,5 \text{ m}$$

**III.3.2.calcul de la largeur en crête :**

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - Cf + hd\bar{e}v + R + t$$

On admet une valeur de  $t = 0,5$ m pour le tassement du barrage.

$$H_b = 575 - 530 + 4.5 + 1.5 + 0.5 = 51.5 \text{ m}$$

$$H_b = 51.5 \text{ m}$$

Le tableau suivant nous donne les résultats :

**Tableau III.02 :** les résultats de la largeur en crête.

auteur	Formule $b_{cr}$	Résultats ( m)
KNAPPEN	$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$	11.84
PREECE	$b_{cr} = (1,1 \sqrt{H_b}) + 1$	8.80
SIPLIFIEE	$b_{cr} = 3,60 \sqrt[3]{H_b} - 3$	10.39
Moyenne	moy	10.34

On opte pour une largeur en crête : **bcr=10m**. Car c la plus raisonnable de point de vue construction .

### III.3.3. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement elle est égale à : **L=349.38m**

### III.3.4. VARIANTE 1 : barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :

#### III.3.4.1. La section type de la variante :

La section verticale transversale du barrage BCR peut avoir une forme géométrique voisine du triangle avec un parement arrière vertical, vu la qualité des fondations.

Le choix de la largeur du couronnement doit permettre la mise en place mécanique du BCR.

Bien entendu, le profil retenu doit répondre aux critères de stabilité, et les contraintes admissibles doivent être respectées (chapitre V).

Elle possède les caractéristiques suivantes

**La hauteur de barrage :  $H_b = 51.5 \text{ m}$**

**La revanche :**

La revanche est calculée par différentes formules et on a obtenu la valeur de **R= 1.5m**.

La charge déversante :  $H_d = 4.5 \text{ m}$

Le niveau normal de la retenue : **NNR = 575 m**

**Le niveau de couronnement** est fixé à la cote suivante :

$\text{NPHE} = \text{NNR} + \text{Hd} + \text{R} + \text{t} = 575 + 4.5 + 1.5 + 0.5 = 581.5 \text{ m}$

**Largeur en crête :**

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 de la rive droite

#### III.3.4.2. Granulats pour le remblai dur du barrage :

-Les granulats pourront provenir des calcaires massifs de l'aptien situés dans un rayon d'environ 25 Km de site du barrage.

-Les granulats occupent entre 80% et 85% du volume d'un BCR compacté, donc il est très important de bien choisir la distribution granulométrique des granulats.

-Selon CIGB 2003, la dimension maximale est de l'ordre de 50-60 mm pour les granulats concassés et de 40-50 mm pour les granulats naturels. L'augmentation de diamètre maximal provoque le risque de ségrégation.

-Les granulats doivent être soumis à des essais afin de déterminer la répartition adéquate : essai granulométrique, abrasion Los Angeles, teneur en eau, densité relative et absorption

Le choix d'une courbe granulométrique continue permettant de produire un squelette granulaire le plus dense possible

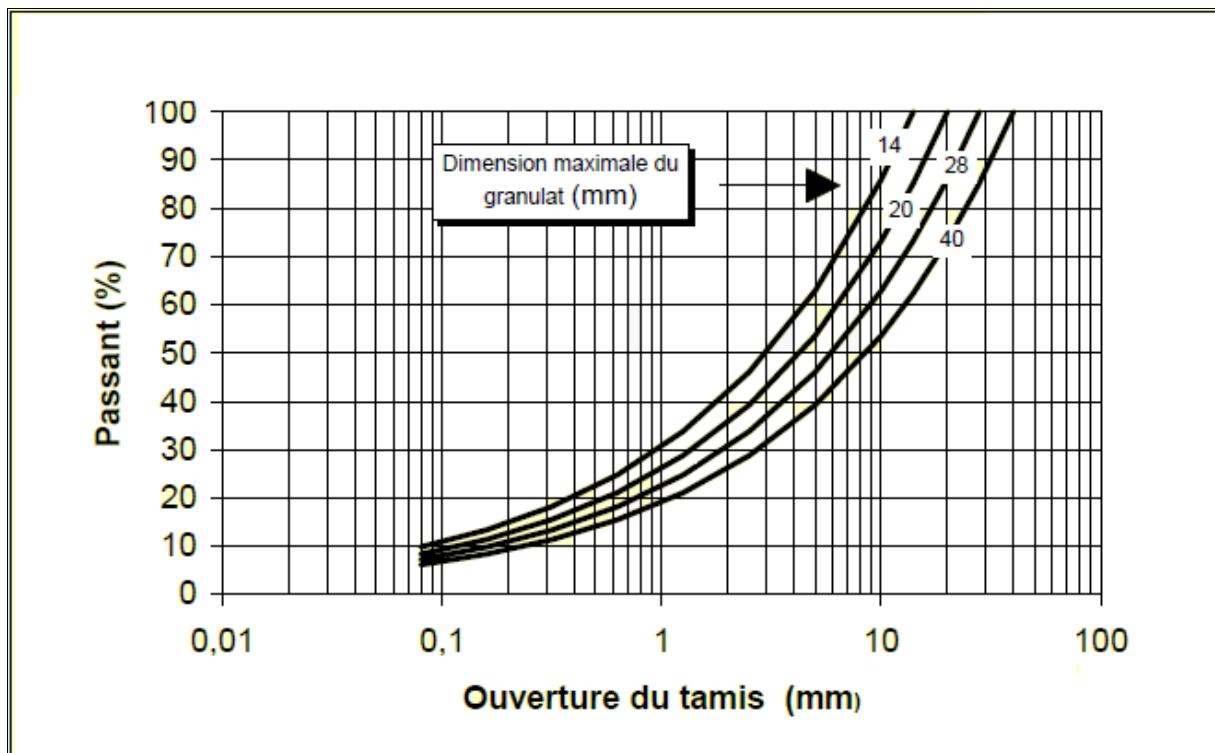
- La courbe de Fuller-Thompson constitue généralement un bon départ

$$p = (d/D) 0,45$$

avec : D: diamètre maximal du granulat (mm)

d: ouverture d'un tamis (mm)

p: pourcentage passant le tamis d'ouverture d (mm)



**Figure III .01 : Courbe granulométrique de Fuller-Thompson (compacité maximale)**

- Ensuite. il faut Déterminer les proportions relatives de chaque classe granulaire pour s'approcher le plus possible de la courbe de compacité maximale

#### III.3.4.3. Intégration d'ouvrages annexes :

Le barrage en BCR facilite l'utilisation de coursier en escalier le long de parement aval, ce qui facilite l'intégration d'un évacuateur de crue avec déversoir libre en crête, les ouvrages annexes seront implantés en dehors du corps du barrage BCR, pour ne pas entraver une mise en place continue du BCR

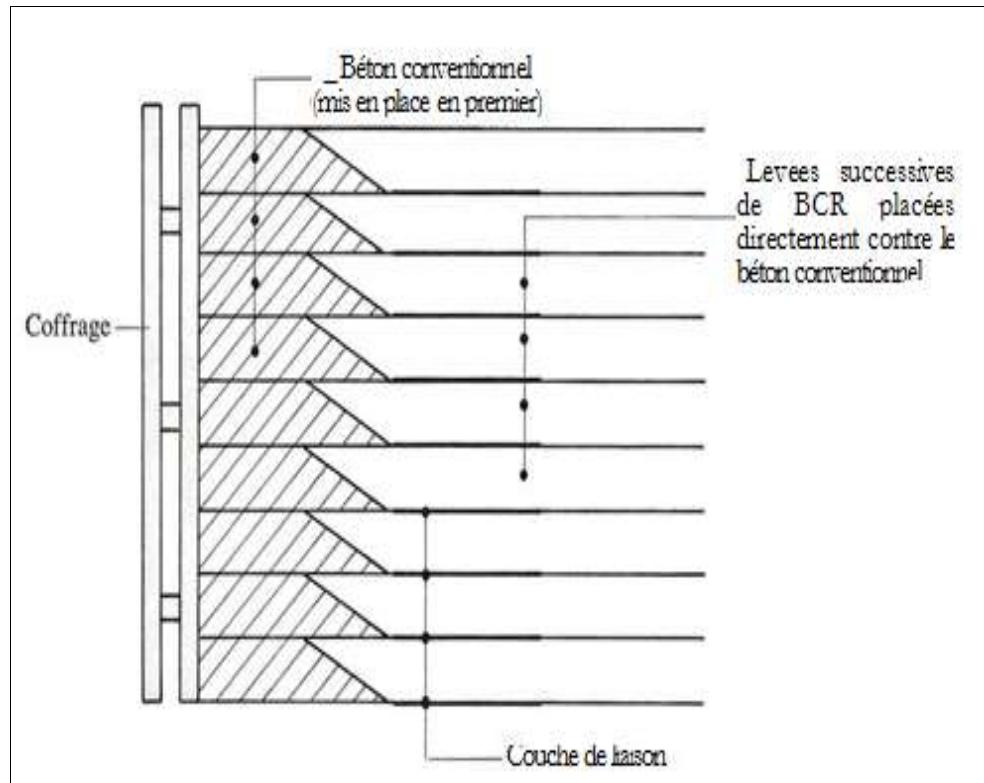
#### III.3.4.4. L'étanchéité du barrage :

Le parement amont constitue la surface de contact avec l'eau de la retenue. Pour remplir son rôle de protection, il doit être conçu pour résister aux actions agressives susceptibles de contaminer le béton de masse du barrage, à moyen ou longue terme. Comme il peut être soumis à des contraintes de traction, sa pérennité exige une qualité d'exécution très soignée.

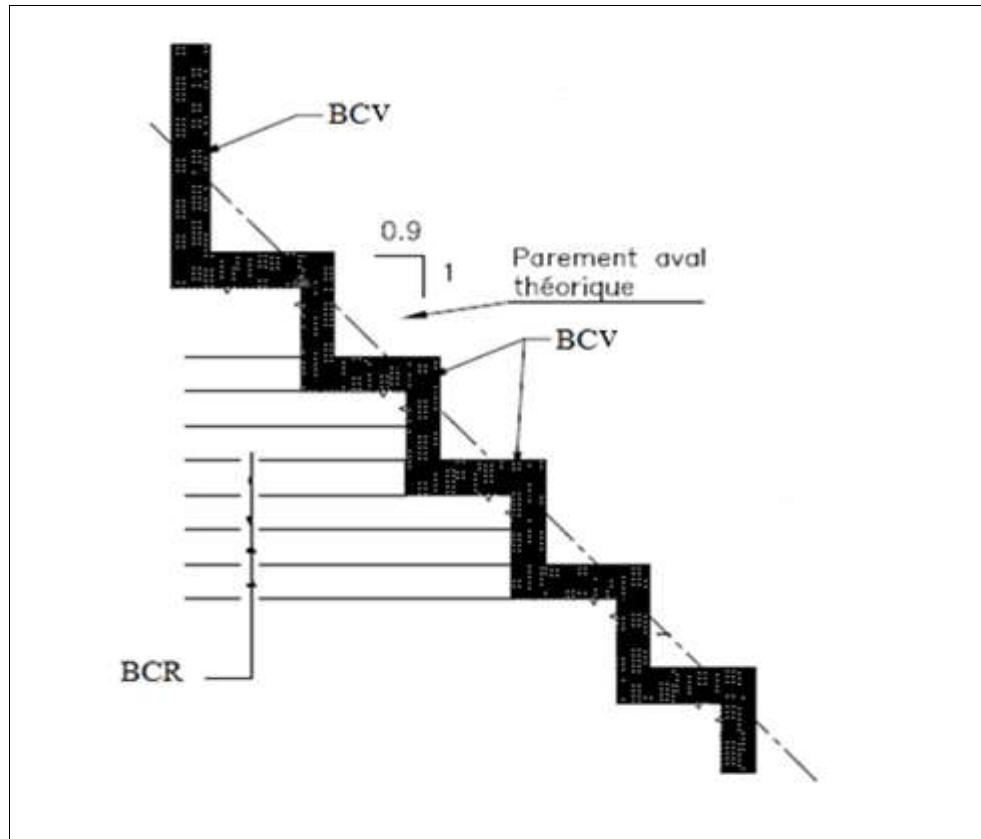
L'étanchéité de barrage sera donc assurée par des parements en béton conventionnel vibré (B.C.V.), qui va assurer la résistance à la traction qui peut se développer sur la face amont de l'ouvrage. La structure dispose de joints transversaux indispensables pour limiter la fissuration du béton sous les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

**III.3.4.5. Description des parements :**

- Un parement amont vertical.
- .Épaisseur de parement BCV 0.5m.
- Un parement aval vertical entre les cotes 581.5 m et 570.5 m, en marches d'escalier de pente moyenne 1V / 0.9H entre les cotes 570.5 m et le niveau de la fondation.



**Figure III.02 :** masque amont en BCV mise en place conjointement avec le BCR



**Figure III.03 : masque aval en BCV**

### III.3.5. VARIANTE 2 : barrage en enrochements à noyau argileux :

#### III.3.5.1. Pentes des talus :

le calcul de stabilité détermine les angles des talus nécessaires. Ils sont avant une fonction du matériau utilisé et du système d'étanchéité choisi, le tableau III.03 donne quelques indications valables pour le pré dimensionnement des digues

**Tableau III.03 :** valeurs indicatives de pentes de talus pour un pré dimensionnement des digues

Matériaux de remblais	Eléments étanche	pente	
		Amont	Aval
Enrochements	- noyau central	1 :2,8	1 :2,2
	- noyau incliné	1 :2,1	1 :1,8
	-masque	1 :1,5	1 :1,4

D'après le tableau on aura :

- Parement amont  $m_1 = 2.8$
- Parement aval  $m_2 = 2.2$

#### III.3.5.2. Les bermes :

Souvent on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 3,5 à 4 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations.

##### III.3.5.2.1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé trois bermes de largeur 4m chacune aux côtes 570 m NGA, 555 m NGA, 540 m NGA.

### III.3.5.2.2. Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé trois bermes de largeur 4 m aux mêmes côtes successivement.

### III.3.5.3. Revêtement de la crête et des talus de la digue :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

### III.3.5.3.1. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de riprap à une épaisseur « e » donnée par la méthode (T.V. A). Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

### Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement en rip-rap)

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise :

**Méthode de Tennessee-Valley-Authority (TVA) :** [R.BERNARDO A et L.SANTOS ANBT Alger. Avril 2004].

$$e = C \cdot V^2$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

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

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

**Tableau III.04 :** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de  $\gamma_p$ .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifiques		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0,38m**.

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égale ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W_{50} = 0,52 * \gamma_p * e^3$$

**AN :**

$$\mathbf{W50=0,075 \text{ tonnes}}$$

On peut déterminer le volume avec la formule suivante :

$$V_{50} = \frac{W_{50}}{\gamma_p}$$

AN:

$$V_{50}=0.028 \text{ m}^3$$

### III.3.5.3.2.Talus aval:

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Pour la protection de parement aval, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

### III.3.5.4.Etanchéité du barrage:

#### III.3.5.3.1.le noyau :

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. C'est le cas de la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous allons équiper le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux (plus de 0.5 m). Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

#### Dimensionnement du noyau :

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges on a procédée à la vérification de la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

Iadm : Gradient admissible dépend de la classe du barrage et du type de sol de la fondation.

**Tableau III.05 :** gradient admissible en fonction de la classe de barrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II éme classe alors on prend  $I_{adm} = 1.5$ .

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau du au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au dessus de la cote des plus hautes eaux de  $l_m$  et de le faire positionner à  $l_m$  plus bas de la crête du barrage. Il est nécessaire de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité du lac.

La largeur en crête minimale du noyau est :

$$L_{\min} = 1/6 H_b$$

$$\text{AN: } L_{\min} = 8.58 \text{ m.}$$

- La pente des talus amont et aval du noyau sont  $m = 0.4$ .
- Le noyau est encré dans le substratum d'une profondeur égale à 8 m.
- La pente dans la clé d'étanchéité est  $m = l_m$ .
- De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau.

La hauteur du noyau est :  $H_n = H_b - 1.0$

$$H_n = 51.5 - 1.0 = 50.5 \text{ m.}$$

La largeur à la base du noyau est :

$$L_{\text{base}} = 2m H_n + 12$$

$$L_{\text{base}} = 52.4 \text{ m.}$$

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{base}}} < I_{\text{adm}}$$

$\Delta H$  : est la charge d'eau     $\Delta H = H_1 - H_2$

$H_1$  hauteur d'eau correspondent au NNE     $H_1 = 45.5 \text{ m}$

$H_2$  : hauteur à l'aval du barrage     $H_2 = 10 \text{ m}$

Donc :     $\Delta H = 35.5 \text{ m}$

Le gradient admissible pour notre cas est égal à 1.5 m.

A partir de la condition citée au dessus on tire  $b_{\text{base}}$

$$b_{\text{base}} > \frac{\Delta H}{I_{\text{adm}}}$$

$$b_{\text{base}} = 23.67 \text{ m}$$

Et comme notre base est supérieure  $b_{\min}$  donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base}} > b_{\text{adm}} (52.4 > 23.67)$$

La largeur moyenne du noyau est

$$b_{\text{moy}} = \frac{b_{\text{crete}} + b_{\text{base}}}{2}$$

$$b_{\text{moy}} = 30.49 \text{ m} \quad \text{et puis } I = 1.16$$

$$\text{Donc } I < I_{\text{adm}} \quad 1.16 < 1.5$$

### III.3.5.5.Les drains :

A l'aval de l'élément assurant l'étanchéité, il est indispensable d'assurer un drainage adéquat pour

évacuer les eaux de percolation provenant du sous-sol ou ayant traversé l'élément étanche .cette percolation peut être due à la perméabilité naturelle de l'élément étanche et du sous sol. il faut considérer aussi les cas d'incidents qui résultent d'une défectuosité dans le système d'étanchement (fissuration du noyau)

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Plusieurs dispositifs de drainage sont possibles :

**a) prisme de drainage (drain prisme) :**

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon  $(0.15 - 0.2) H$  où  $H$  est l'hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.  $H_p=10$  m

**b) drain tapis :**

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 0.80$  m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

Avec :  $L_b$ : Longueur transversale du barrage ( $L_b= 275$  m).

Donc :

$$L_d=91.67\text{m}$$

### III.4. calcul du volume des différents matériaux :

Après avoir déterminé les dimensionnements de profil des deux variantes proposé, on passe à l'évaluation de volume des différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts sont retenus lors de la réalisation de différents barrages dont certains ont été réalisé à proximité de site Ouldjet Mellegue

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Avec :  $H_{bi}$  : hauteur du barrage à la coupe « i ».

$N_{cr}$  : Côte de la crête du barrage.

$N_{pi}$  : Côte du pied du barrage dans la section « i ».

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi}$$

Avec :  $b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

$B_{pi}$  : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

Avec :  $m_1$  et  $m_2$  ; fruits de talus amont et aval respectivement.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d$$

Avec :  $V_i$  : volume de la digue à la coupe « i »

Si : surface de la digue à la coupe « i »

$S_{i+1}$  : surface de la digue à la coupe «  $i+1$  »

$d$  : Distance horizontale séparant deux sections successives

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Barrage BCR :****Tableau III.0.6:** chiffrage de la variante N°1

Organe	Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Barrage	BCR	m <sup>3</sup>	191 100	4400	840 840 000
Evacuateur, Parement Crête, tapis aval	Béton	m <sup>3</sup>	35 000	10110	353 850 000
	Armature	Kg	1 750 000	110	192 500 000
	Coffrage	m <sup>2</sup>	17 350	2620	45 457 000
Total					<b>1 432 647 000</b>

**Barrage remblai :****Tableau III.07 :** chiffrage de la variante N°2

Organe	Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Barrage	Remblai	m <sup>3</sup>	621 800	270	167 886 000
	Filtre /drain	m <sup>3</sup>	48 000	1780	85 440 000
	Rip-rap	m <sup>3</sup>	200	870	174 000
Evacuateur Crête	Béton	m <sup>3</sup>	73 700	9420	694 254 000
	Armature	Kg	5 896 000	110	648 560 000
	Coffrage	m <sup>2</sup>	32 900	2620	86 198 000
Total					<b>1 682 512 000</b>

**Conclusion :**

On se référant aux deux tableaux ci-avant on voit clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la première variante car elle est la plus économique.

➤ Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site, et elle présente plusieurs Avantages Par rapport à un ouvrage en terre

- Volume plus faible
- Meilleure résistance à l'érosion
- Imperméabilité
- Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage
- Rapidité de mise en place

# ***CHAPITRE IV :***

## ***Technique de***

# ***BCR***

Nobody wants to read anyone else's formulas.  
— FINMAN'S LAW OF MATHEMATICS

#### **IV.1. Introduction :**

lerôme Raphaël de 'l'University of Californie and Berkely' est le premier scientifique qui a présenté les concepts de base du béton compacté au rouleau (BCR) lors de la conférence sur la construction rapide des barrages en béton en 1970. Son article: "The Optimum Gravity Dam" proposait les concepts de mise en place et de compactage d'un remblai de sol enrichi avec du ciment à l'aide d'équipements à haute capacité de production et à forte énergie de compaction [ACI Commutée 207]

Robert W. Cannon a repris l'idée de Raphaël et a proposé en 1972, la construction de barrages dont le corps est en béton compacté au rouleau et les faces amont et aval en béton de masse conventionnel. Selon lui, de tels barrages auraient la même configuration qu'un barrage en béton conventionnel. [Jean Paul OTSAMA MBA. Janvier 1997]

#### **IV.2. Avantages du BCR :**

Le béton compacté au rouleau. Comme un nouveau procédé de construction, possède des avantages incontestables liés aux gains de temps et d'argent. On estime que le coût approximatif du BCR est 20% à 30% plus faible que celui du béton de masse conventionnel. Cette différence dans les coûts s'explique par :

- \* le faible volume des matériaux cimentaires par rapport à celui des granulats, qui constituent environ 85% du volume du BCR;
- \* les faibles coûts de production, de mise en place et de compactage (pas ou peu de coffrage)
- \* le rythme de construction rapide (taux de mise en place élevé)

Le taux de mise en place élevé du BCR permet, comme dans le cas de certains grands projets, de réduire le temps de construction d'une à deux années comparativement à la solution en remblai. D'autres avantages liés à une construction rapide incluent aussi les coûts administratifs réduits ainsi que les bénéfices découlant d'une mise en service plus rapide de l'ouvrage. En somme. L'utilisation du BCR pour la construction d'un ouvrage offre des avantages économiques sur tous les aspects liés au temps.

#### **IV.3. Inconvénients du BCR :**

Le principal inconvénient pour les BCR est la cadence de production qu'il est possible d'obtenir avec des équipements de production conventionnels. Dans la plupart des projets réalisés jusqu'à maintenant, les malaxeurs à béton conventionnel utilisés pour la production des BCR ne semblent pas nécessairement conçus pour malaxer des BCR qui ont une consistance beaucoup plus sèche. Donc, pour obtenir un mélange homogène, les volumes de BCR à malaxer doivent être moindres ce qui rallonge le temps de malaxage et diminue le taux de production.

#### **IV.4. Efforts et contraintes :**

Les calculs s'effectuent comme pour des structures bidimensionnelles suivant un calcul classique en contraintes dans le domaine plan ou un calcul par éléments finis. En outre, le calcul des barrages BCR sous des charges sismiques s'apparente à celui des barrages en béton classique.

Le barrage BCR est un ouvrage non armé et doit compter sur sa résistance à la compression, à la traction et surtout au cisaillement pour s'opposer aux forces appliquées et aux effets importants de la température. Le barrage BCR doit être projeté de telle façon qu'aucune traction ne se manifeste pour le cas de charges normal. Les tractions sont tolérées en cas de charges exceptionnelles et extrêmes. En ce qui concerne les contraintes admissibles, elles suivent des critères comparables à ceux appliqués pour le béton conventionnel vibré (BCV).

#### IV.5. Effet de la température interne du BCR :

Le comportement du barrage face au dégagement de chaleur du béton lors de sa prise est un élément important, car des contraintes thermiques se développent et finissent par provoquer des tractions.

Il est donc usuel d'effectuer une analyse par éléments finis des contraintes thermiques pour les barrages BCR. Il est recommandé que les calculs prennent en compte le mode de construction et le programme des travaux. Les résultats fournissent une base pour minimiser et contrôler le développement de traction, de même pour fixer la répartition des joints de contraction.

Pour limiter et prévenir, dans la mesure du possible, le phénomène de fissuration, on peut chercher à diminuer la différence de température entre la valeur de pointe atteinte lors de la mise en place du béton et la valeur finale stabilisée.

Différents moyens existent, comme dans le cas des bétons conventionnels, pour maîtriser les températures de pointe : opter pour une teneur faible en ciment, utiliser un ciment à faible dégagement de chaleur, choisir des proportions adéquates d'adjuvants minéraux (pouzzolane, cendres volantes), refroidir les granulats, remplacer l'eau

#### IV.6. Composants principaux de BCR :

Le BCR est un mélange de granulats, de ciments et d'un adjuvant minéral (par exemple, la pouzzolane), d'eau et de cas échéant, d'air occlus par entraîneur d'air, le BCR diffère du béton classique par sa granulométrie, par sa consistance et son dosage en liant convenant au compactage au rouleau vibrant.

- **Granulats :**

Une grande variété de granulats peut entrer dans la composition du BCR. Parmi les granulats naturels, les plus utilisés pour le béton proviennent de roches sédimentaires siliceuses ou calcaires, de roches métamorphiques, ou de roches éruptives telles que les basaltes, les granites, les porphyres. Les granulats peuvent provenir de carrières ou de dépôts alluvionnaires et le mélange entre granulats concassés et roulés est possible. Les granulats concassés réduisent la tendance à la ségrégation.

L'utilisation de granulats de qualité inférieure convient mieux à la zone interne du barrage et ceux-ci peuvent être entourés par du béton de qualité supérieure notamment en cas de conditions extérieures sévères ou moyennement sévères.

Le diamètre maximal des granulats a une incidence sur le volume des vides et le potentiel de ségrégation, ainsi que le dosage en ciment. Sur la base des ouvrages réalisés, un grain maximal de 75 mm a souvent été retenu, alors qu'au Japon il est de 150 mm. La tendance actuelle préconise une valeur de l'ordre 50 mm. Selon CIGB, 2003, la dimension maximale est de l'ordre de 50-60 mm pour les granulats concassés et de 40-50 mm pour les granulats naturels. La granulométrie doit être contrôlée tout au long du chantier. Pour obtenir un produit de qualité, chaque classe doit rester uniforme et rester dans les limites de fuseaux prescrits.

- **Liants :**

Le BCR ne demande pas l'emploi d'un ciment spécial, mais il faut rechercher un produit qui génère un faible dégagement de chaleur lors de l'hydratation. Le BCR est produit à partir de tout type de ciment habituel ou d'une combinaison de ciment et d'adjuvants minéraux qui sont des matériaux siliceux, à texture fine. L'usage d'adjuvants minéraux permet de réduire le dosage en ciment et par conséquent les coûts et le dégagement de chaleur d'hydratation. Ils fournissent aussi un supplément de fines pour la maniabilité du mélange et le volume de pâte.

En général, de la pouzzolane naturelle (cendres volcaniques, pierre ponce, tuf, silex opalins, schistes argileux), des cendres volantes (à faible ou à forte teneur en chaux), des argiles

calcinées ou des scories sont ajoutées au ciment. L'emploi de l'un ou l'autre de ces adjuvants minéraux dépend de leur disponibilité et des essais préalables sont indispensables.

- **Adjuvants :**

Les trois principaux types d'adjuvants utilisés dans la production des bétons compactés au rouleau sont les retardateurs de prise, les réducteurs d'eau et les agents entraîneurs d'air (AEA). Les réducteurs d'eau permettent principalement l'obtention de mélanges plus homogènes et facilitent les opérations de mise en place. Les retardateurs de prise permettent plus spécifiquement d'éviter les risques de prise prématuée. En ce qui concerne les agents entraîneur d'air, leur utilisation pose encore aujourd'hui de gros problèmes dans ce type de béton.

- **Eau de malaxage :**

Le tableau IV.01 donne quelque valeurs du dosage en eau correspondant à un ensemble de granulats

**Tableau IV.01 :** Valeurs approximatives du dosage en eau d'un BCR en fonction de la dimension maximale des grains (selon CIGB, 2003)

Dimension maximale des granulats [mm]	150	75	50	38	19
Dosage en eau libre [kg/m <sup>3</sup> ]	85	95	100	108	117

#### IV.7. Formulation de mélanges de BCR :

La plupart des méthodes de formulation des mélanges généralement utilisées pour le béton conventionnel ne sont pas directement applicables au BCR

Peu importe la méthode de formulation, un mélange de BCR doit généralement se conformer à certaines exigences. Par exemple, la teneur en liant doit être optimale afin d'atteindre les propriétés mécaniques spécifiées à un coût minimum. Le rapport eau/liant du mélange doit aussi être ajusté de manière à permettre une maniabilité optimale menant à l'obtention d'une densité en place optimale avec le rouleau compacteur

La teneur en eau optimale dépend des granulats, du type et de la quantité de liant. Enfin, les proportions entre les différentes classes granulaires doivent être fixées de façon à atteindre la densité requise et à produire une surface fermée. En résumé, la méthode de formulation doit avoir pour résultat un mélange de BCR le plus dense possible pour une maniabilité optimale

#### IV.8. Résumé des principales méthodes de formulation des BCR pour barrage :

La formulation des mélanges de béton compacté au rouleau pour la construction d'un barrage ne se fait pas au hasard. Elle vise avant tout à obtenir un matériau aussi économique que possible, et surtout performant. Le BCR choisi peut être pauvre ou riche en liant dépendant des critères de conception, de l'emplacement de l'ouvrage, de la disponibilité des matériaux, des équipements de malaxage, et de la durée allouée à la construction.

Des méthodes de formulation de mélanges de BCR sont présentées dans le document American Concrete Institute (ACI).

### Méthodes de formulation

Les méthodes de formulation des BCR peuvent être classées en trois catégories distinctes : méthode empirique, méthode semi-empirique et méthode théorique.

#### IV.8.1. Méthodes empiriques :

Les premières méthodes qui ont été utilisées pour formuler des mélanges de BCR sont des procédures dites empiriques. Elles demandent la réalisation d'un certain nombre de gâchées en laboratoire avant d'obtenir le mélange de BCR ayant les caractéristiques voulues. Dans certains cas, plus de 25 gâchées d'essais sont requises pour obtenir un mélange. De plus, des gâchées sont souvent requises en chantier pour ajuster la maniabilité du mélange. Simples à utiliser et relativement efficaces, ces méthodes ne sont pas très flexibles et demandent beaucoup de temps et d'énergie.

La méthode empirique le plus couramment employée pour formuler des mélanges de BCR est :

- **formulation respectant certaines limites de maniabilité :**

Cette méthode de formulation de l'ACI s'applique à produire des mélanges de BCR visant à atteindre une limite de maniabilité. Les proportions du mélange de BCR sont déterminées en suivant une procédure en trois étapes :

L'étape 1 consiste à réaliser une première série de gâchées d'essais de mélange de mortier à différents rapports eau/ciment et à différents rapports sable/ciment afin de déterminer le volume de pâte minimum. Pour chacun des mélanges, la masse volumique est mesurée.

Un rapport eau/ciment donné correspond à un rapport sable/ciment qui mène à une masse volumique optimale (figure IV.1). La deuxième étape consiste à choisir le rapport eau/liant selon les propriétés mécaniques requises. La troisième étape est l'ajustement des proportions de granulats fins et grossiers afin d'obtenir la maniabilité voulue une fois les rapports eau/liant et sable/liant sont déterminés.

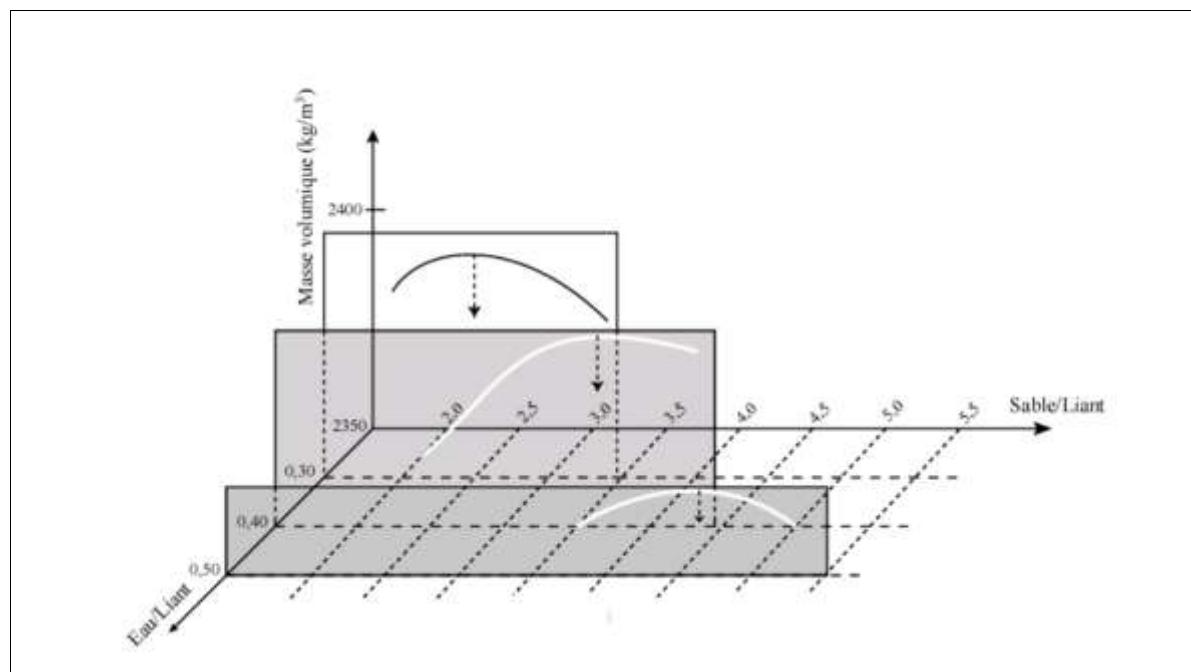


Figure IV.01 : Paramètres optimum d'un mortier pour BCR

Source: ACI manual of concrete Practice, ACI, USA, 2000,

#### IV.8.2. Méthode semi-empirique :

Un exemple de méthodes semi-empiriques est celui du volume de pâte optimal. Les mélanges de BCR sont formulés en se basant sur un calcul de volume de pâte par rapport à un volume de vides.

Cette approche requiert la réalisation de quelques gâchées d'essais en laboratoire.

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le mélange de BCR optimal devrait avoir juste assez de pâte pour remplir complètement les espaces inter-granulaires restants lorsque le squelette granulaire a atteint la densité maximale après compactage.

Si moins de pâte est utilisée, les vides laissés après le compactage vont réduire les propriétés mécaniques et augmenter la perméabilité du béton. Par contre, une teneur en pâte excessive augmentera la chaleur d'hydratation de même que les coûts de fabrication sans une augmentation significative des propriétés physiques ou une diminution de la perméabilité.

Cette méthode de formulation de BCR comporte trois étapes :

#### Étape 1 : Sélection d'une granulométrie optimale et calcul du volume des vides

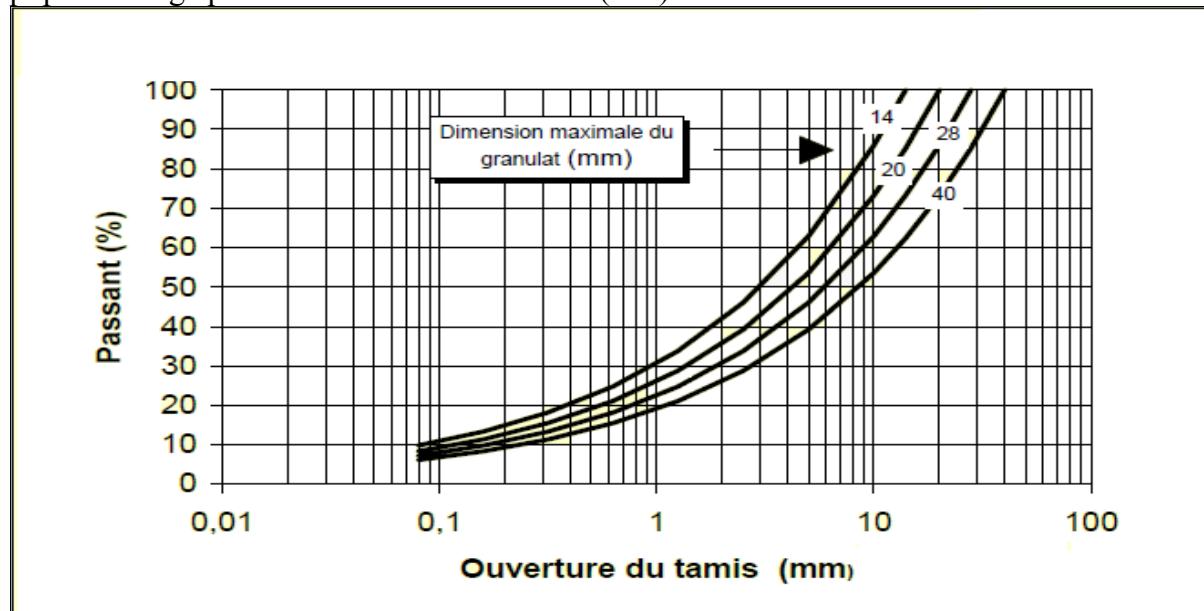
Cette étape consiste à choisir les proportions des différentes classes granulaires en vue de créer un squelette granulaire avec le minimum de vides après compactage. La formule modifiée de Fuller-Thompson (couramment utilisée pour la formulation de mélange de béton bitumineux) peut être utilisée pour obtenir une courbe granulométrique produisant un squelette dense

$$p = (d/D) 0,45$$

D: diamètre maximal du granulat (mm)

d: ouverture d'un tamis (mm)

p: pourcentage passant le tamis d'ouverture d (mm)



**Figure IV.02 :** Courbes de Fuller-Thompson modifiées pour différentes grosseurs de granulats  
Source: ACI manual of concrete Practice, ACI, USA, 2000,

#### Étape 2 : Sélection du volume de pâte pour une maniabilité désirée

Cette deuxième étape consiste à déterminer le volume de pâte requis afin d'obtenir une maniabilité spécifique

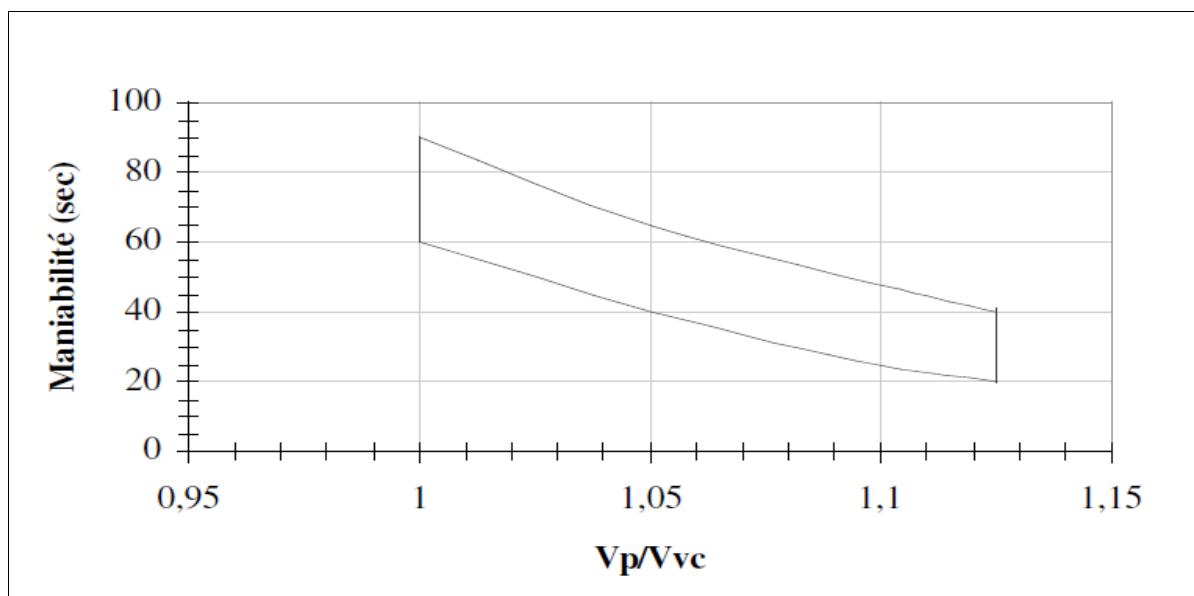
À partir de la figure IV.3, on détermine le volume de pâte (l/m<sup>3</sup>) requis pour une maniabilité désirée.

$V_p$  : volume de pâte dans 1 m<sup>3</sup> de BCR (l/m<sup>3</sup>);

$V_{vc}$  : volume des vides dans 1 m<sup>3</sup> de granulat compacté (l/m<sup>3</sup>).

Pour un mélange de BCR sans air entraîné, le volume de pâte  $V_p$  est égal à :

$$V_p = V_{eau} + V_{ciment} + V_{ajout minéraux}$$



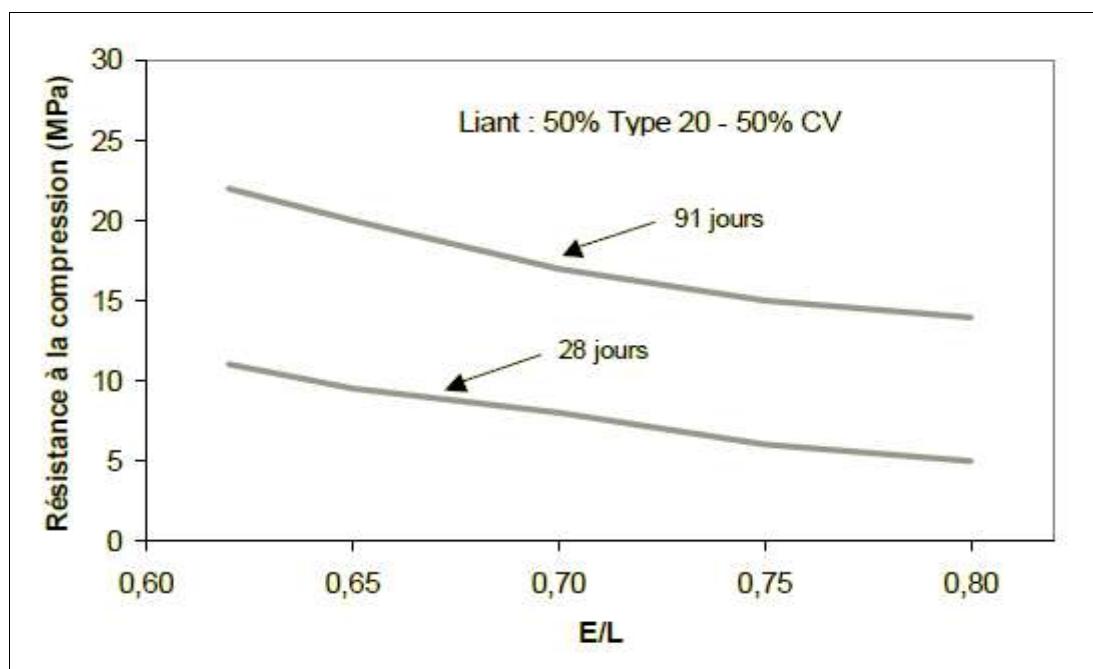
**Figure IV.03** : Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport  $V_p/V_{vc}$  pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport eau/liant < 0,50)

Source: ACI manual of concrete Practice, ACI, USA, 2000,

**Étape 3** : Sélection du rapport eau/liant selon la résistance à la compression requise

Après avoir déterminé le volume de pâte requis pour obtenir la maniabilité voulue, il s'agit, finalement, de choisir le rapport eau/liant (E/L) et le type de liant afin d'obtenir la résistance mécanique spécifiée. La figure IV.4 présente des relations entre la résistance à la compression.

Les courbes présentées sur cette figure ont été obtenues à partir de différents résultats expérimentaux provenant de rapports techniques et de diverses publications



**Figure IV.04:** Relation entre le rapport eau/liant et la résistance à la compression

Source: ACI manual of concrete Practice, ACI, USA, 2000,

A la fin de la 3eme étape, on connaît les Caractéristiques du liant : Vp, E/L

On peut alors calculer les proportions massiques approximatives du BCR à partir des densités des matériaux cimentaires et des granulats

#### IV.8.3.Méthode théorique :

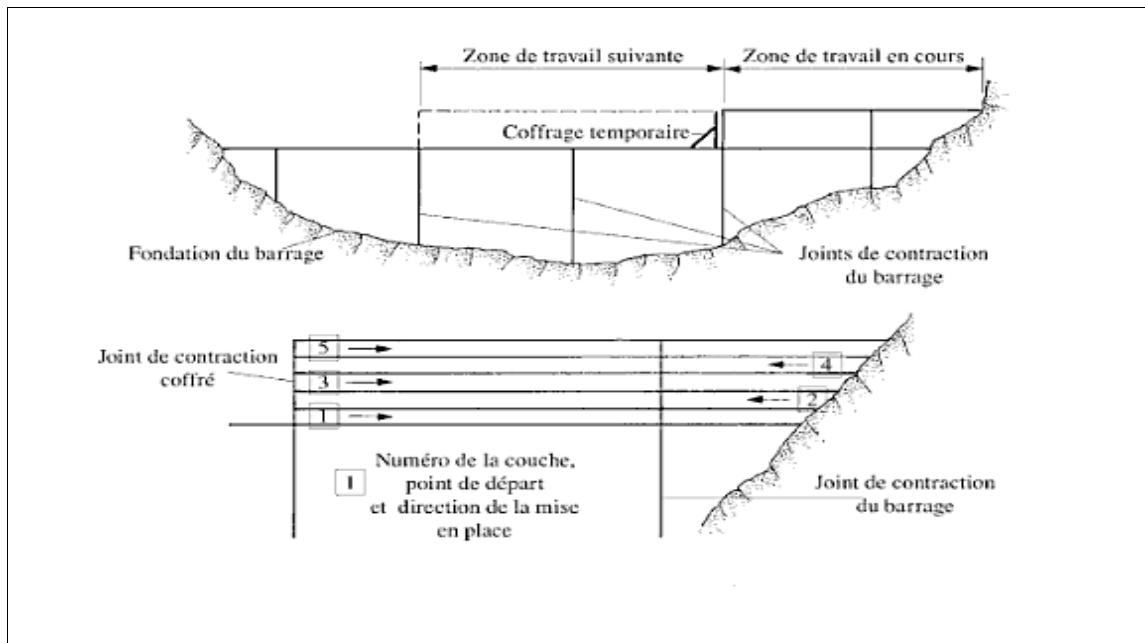
Parmi les méthodes théoriques de prévision de la compacité d'un empilement granulaire, le Modèle d'empilement compressible (appelé anciennement Modèle de suspension solide) développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France (LCPC) s'applique particulièrement bien à la formulation de mélanges de béton de ciment à compacité granulaire optimale .

Cette méthode de formulation de mélange de BCR est basée sur l'optimisation de la compacité (par le fait même, de la porosité) d'un empilement de grains de différentes tailles. La combinaison des constituants par cette méthode permet de produire un mélange sec à compacité optimale pour une maniabilité donnée.

Les données d'entrée requises pour chacun des constituants (le liant, les ajouts minéraux, les granulats fins et grossiers) sont la granulométrie, la densité et l'indice des vides. N'importe quel type de granulat peut être employé dans cette méthode de formulation à condition de connaître ces informations. Avec le modèle, on détermine alors le rapport optimum entre les granulats fins et grossiers pour une teneur en liant donnée ou pour un rapport eau/liant donné.

#### IV.9.Séquence de construction :

Les barrages BCR peuvent être construits de manière totalement monolithique ou en prévoyant, comme le cas des barrages conventionnels, des blocs monolithique séparés par des joints de dilatation, le découpage de barrage en plusieurs blocs et la construction par étapes restreignent les zones de travail , mais permettent de mettre en place rapidement les couches successives .ce mode de construction offre un certain degré de liberté pour le début des travaux ,car il est possible de commencer la pose du BCR lorsque les excavations ont été totalement exécutées dans une zone.par contre, davantage de coffrages est nécessaire et les accès au lieu de travail sont plus difficiles.



**Figure IV.05 :** construction par étapes d'un barrage BCR selon la méthode de blocs monolithique (selon Holderbaum et Roarabaugh ,2001)

#### IV.10.Essais :

Au même titre que le béton conventionnel, le BCR doit être soumis à des essais afin de vérifier la conformité de BCR et de connaître ses propriétés mécaniques et physiques et mettre au point le mode de fabrication, les essais sont effectués au laboratoire et in situ tant sur le béton frais et durci

##### IV.10.1.Essais de mise en place :

Avant le début de la construction du barrage , il nécessaire de procéder in situ à des essais de mise en place dans une zone suffisante étendue prévue à cet effet et à l'extérieur de l'emprise du barrage .outre la formation du personnel .les objectifs de ces essais sont de confirmer la convenance du matériel et des méthodes , ainsi que d'évaluer les performances du BCR .ces essais sont par ailleurs utiles pour fixer et vérifier l'épaisseur des couches en fonction de l'efficacité des moyens d'épandage et de compactages .le programmes des essais englobe également l'étude du mode d'exécution de la liaison entre deux couches .dans ce sens il s'agit de déterminer la composition de mortier de liaison et l'intervalle de temps admissible, on examine la méthode la plus adéquate pour le nettoyage des surfaces

La planche d'essais permet aussi de fixer le nombre minimal de passe-passage dans une direction d'un rouleau vibrant en vue d'obtenir le compactage spécifié dépend de la maniabilité du BCR et de l'épaisseur des couches.

##### IV.10.2.Les essais dans le laboratoire :

###### a-Essai VeBe :

L'appareil employé pour cet essai sera l'équipement standard du VeBe utilisé pour assurer la maniabilité du béton et la facilité de sa mise en œuvre.

Le cône d' Abrams est fixé à l'intérieur du récipient cylindrique (figure VI.6). Le béton est mis en place dans ce cône. Le cône d' Abrams est alors soulevé et, à ce stade de l'essai, il est donc possible de mesurer l'affaissement au cône L'essai se poursuit ensuite par la mise en vibration

de la table durant un temps  $t$  tel que la face supérieure du béton soit entièrement aplatie et au contact du disque transparent qui accompagne la descente du béton pendant le compactage

### b-Essais destructifs :

Il s'agit de briser des éprouvettes de mortier ou de béton pour en déduire des résistances à la traction et à la compression.

- **Résistance à la traction :**

Généralement pour le BCR on utilise de la traction directe avec une force  $F$  à la surface  $S$ .

Si  $F$  provoque une rupture de la section  $S$ ,  $\sigma = F/S$ , il suffit de pouvoir appliquer et mesurer  $F$ .

Dans la plus part des cas on utilise le procédé du collage, pour des éprouvettes venues de moulage de carottage, avec des surfaces bien plane exemptes de laitance ou poussière.

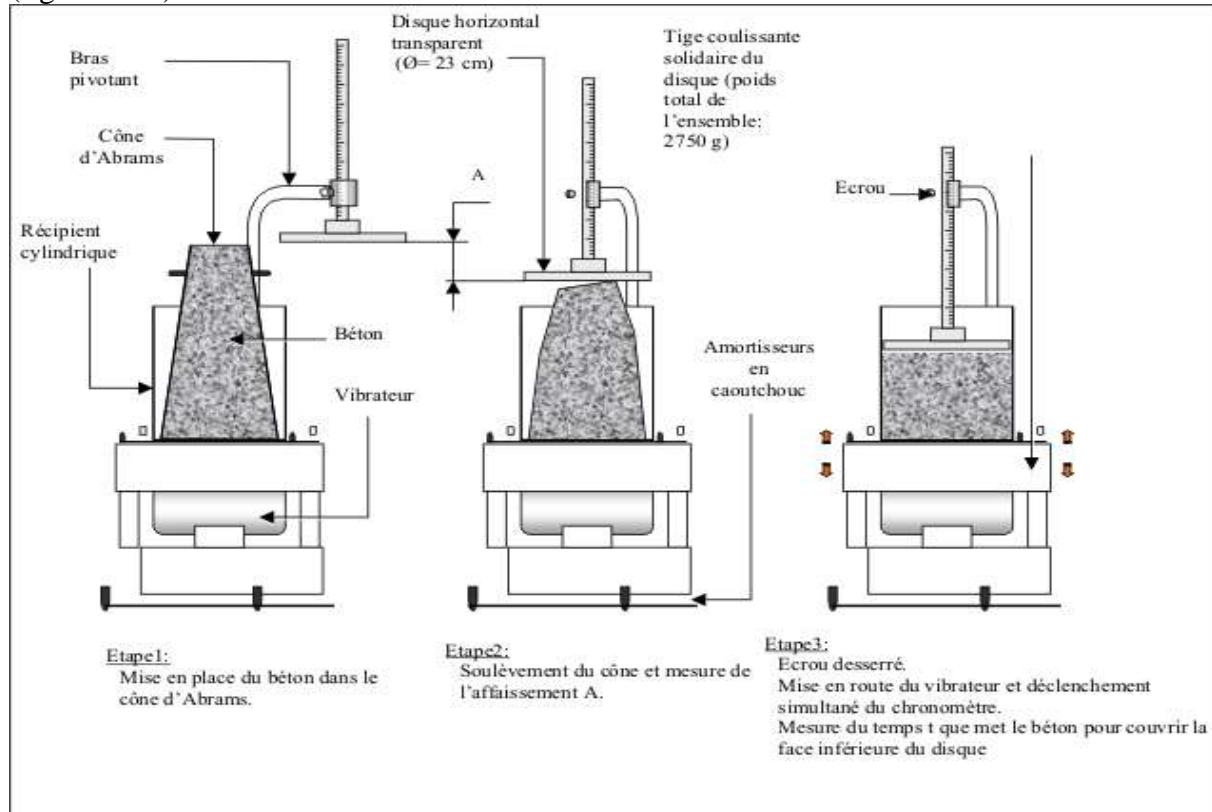
La colle doit donner une adhérence supérieure à la résistance du BCR (figure VI.7)

- **Résistance à la compression :**

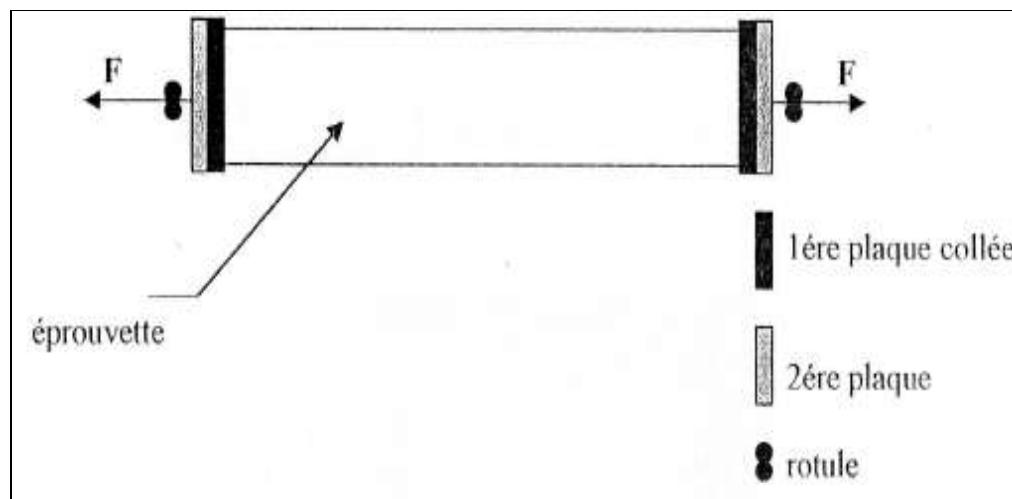
Les éprouvettes ont généralement une hauteur de 320 mm et un diamètre de 160 mm, obtenues à partir de l'essai Proctor ou vibrant, avec un nombre suffisant pour effectuer des essais de 7 jours et 28 jours (certains 90 jours).

Les faces de l'éprouvette qui sont au contact de la presse doivent être bien planes et perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette.

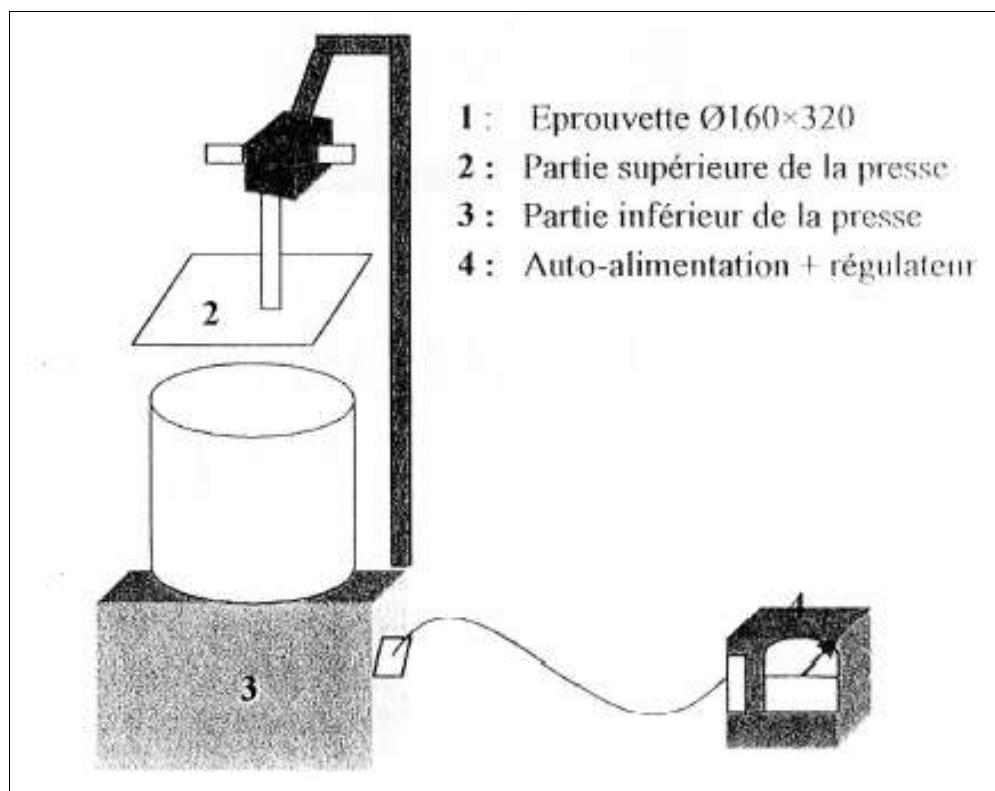
Pour l'appareil de la compression on utilise la presse couplée à un moteur électrique (pompe électrique) qui comprime l'huile dans un circuit soulevant le plateau de la presse (figure VI.8).



**Figure IV.06 : Essai de maniabilité du BCR (appareil VeBe)**



**Figure IV.07** : Essai de traction directe pour le BCR



**Figure IV.08** : Essai de compression par une presse pour BCR

**Conclusion :**

La technique du béton compacté au rouleau a été mise en œuvre depuis une vingtaine d'année dans les fondations difficiles, elle possède des procédés très développés qui doivent être exécuté avec une grande vigilance.

Le mélange de BCR, Peu importe la méthode de formulation, doit se conformer à certaines exigences. Par exemple, la teneur en liant doit être optimale afin d'atteindre les propriétés mécaniques spécifiées à un coût minimum. Le rapport eau/liant du mélange doit aussi être ajusté de manière à permettre une maniabilité optimale menant à l'obtention d'une densité en place optimale avec le rouleau compacteur

# ***CHAPITRE V :***

## *Conception détaillée de la digue*

Enough research will tend to support your theory.  
— MURPHY’ S LAW OF RESEARCH

### **V.1. Introduction :**

Lors du chapitre précédent, nous avons opté pour la première variante : barrage en BCR, Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site et la plus économique.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillées de la digue à savoir la technique de construction et la formulation des granulats, tout en mettant l'accent sur le calcul de stabilité.

C'est la technique actuelle qui prédomine pour la construction de barrages poids. Le béton n'est plus coulé dans des coffrages, ni vibré avec des aiguilles, mais il est répandu avec des engins de travaux publics (bulldozers, niveleuses) et serré par des compacteurs vibrants suivant des techniques de terrassements routiers. L'épaisseur de couches varie de 30 à 60 cm. L'objectif principal est de ne rajouter aux granulats que la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment. Les dosages en ciment sont d'environ 100 kg /m<sup>3</sup>, ce qui réduit l'échauffement thermique et donc le nombre de joints.

L'un des principaux avantages des barrages en béton, par rapport aux barrages en remblai, est de permettre une intégration économique des ouvrages annexes (évacuateur de crue, vidange de fond, prise d'eau, dérivation provisoire, etc.) dans le corps du barrage, la rapidité d'exécutions des travaux. Par contre il existe des points délicats qui sont détaillé dans ce présent chapitre, par exemple : détail de construction, stabilité interne et contrainte agissant sur le corps du barrage

### **V.2. La section type de la variante :**

La section verticale transversale du barrage BCR peut avoir une forme géométrique voisine du triangle avec un parement amont verticale, vu la qualité des fondations.

Le choix de la largeur du couronnement doit permettre la mise en place mécanique du BCR.

Bien entendu, le profil retenu doit répondre aux critères de stabilité,

Elle possède les caractéristiques suivantes : (voir chapitre III)

**La hauteur de barrage :**  $H_b = 51.5 \text{ m}$

**La revanche :**

La revanche est calculée par différentes formules et on a obtenus la valeur de  $R = 1.5 \text{ m}$ .

**La charge déversante :**  $H_d = 4.5 \text{ m}$

**Le niveau normal de la retenue :**  $NNR = 575 \text{ m}$

**Le niveau de couronnement** est fixé à la cote suivante :

$$NPHE = NNR + H_d + R + t = 575 + 4.5 + 1.5 + 0.5 = 581.5 \text{ m}$$

**La largeur en crête :**

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 de la rive droite

**Description des parements :**

- Un parement amont vertical.
- Épaisseur de parement BCV 0.5m.
- Un parement aval vertical entre les cotes 581.5 m et 570.5 m, en marches d'escalier de pente moyenne 1V / 0.9H entre les cotes 570.5 m et le niveau de la fondation

**Remarque :**

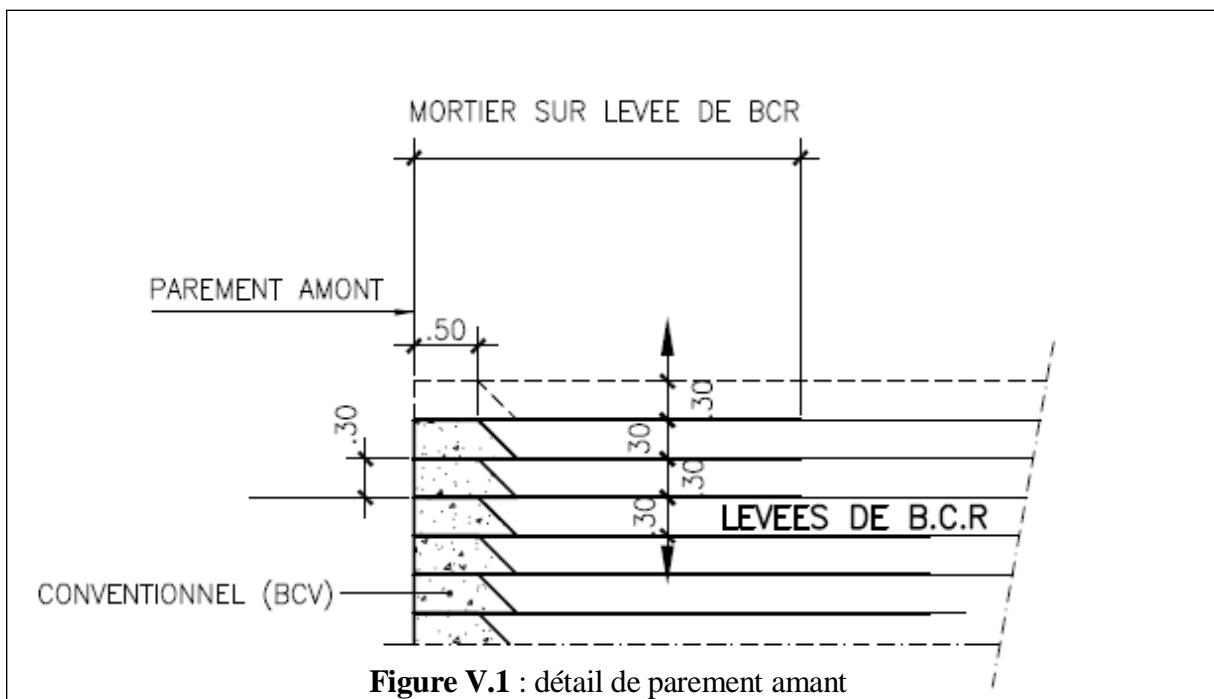
L'implantation arquée du barrage (cf. plan d'aménagement en annexe) vise à prolonger l'éperon de la rive gauche et à augmenter le linéaire disponible pour l'évacuateur de crue. Il s'agit cependant d'un barrage poids et non d'un barrage voûte dont l'objet est de transférer les efforts vers les appuis.

Les contraintes imposées par le Djebel Krorza qui constitue l'appui rive gauche du barrage. Ce Djebel culmine à la cote 580 NGA, ce qui constitue donc une contrainte topographique limitant la hauteur du barrage économiquement faisable. En effet notre ouvrage est calé au dessous de la cote 580,00 NGA, donc on est dans l'obligation de surélever ce djebel, en effet une digue de col d'environ 500 m de long et 15 m de hauteur maximum est nécessaire pour fermer la vallée en rive gauche. (cf. plan d'aménagement en annexe)

**V.3.L'étanchéité du barrage :****V.3.1.Revêtement et étanchéité du parement amont :**

En raison de mode de construction, l'eau peut s'infiltrer dans le corps du barrage BCR ; afin de limiter les percolations, le parement amont peut être doté d'un revêtement adapté. d'autre part, il faut veiller à la durabilité de l'ouvrage en le protégeant contre les effets climatiques (intempéries, gèle dégel) qui peuvent entraîner des détériorations .en réalisant un masque amont .

Bien entendu, il existe plusieurs solutions pour réaliser un masque amont, pour notre barrage les différentes couches de BCR sont appliquées directement en contact avec le béton conventionnel placé en premier (figure V.1) La mise en place des deux types de béton s'opère pratiquement en même temps



Cependant, il faut relever que la pose du BCR est plus rapide et sa cadence d'exécution doit en conséquence être adaptée. Afin d'assurer une excellente interpénétration entre les deux bétons, ces derniers sont pervibrés. Il faut également prendre garde à éviter la ségrégation et les vides.

### V.3.2. Finition et revêtement du parement aval :

La résistance dans le temps face aux intempéries et à l'érosion est bien entendu faible. Afin de pallier ces inconvénients, un sur-profil est aussi à prévoir pour tenir compte d'éventuelles détériorations.

Le recours à un revêtement en béton conventionnel coffré en marches d'escalier permet d'améliorer la situation et surtout pour des pentes supérieure à 0.8H :1.0V comme dans notre barrage.

En principe, on prévoit des marches ancrées au BCR d'une hauteur égale à un multiple (3) de celle de la levée [3\*30=90mm]. L'exécution de marches a l'avantage de réduire l'énergie résiduelle à dissiper au pied aval de l'ouvrage.

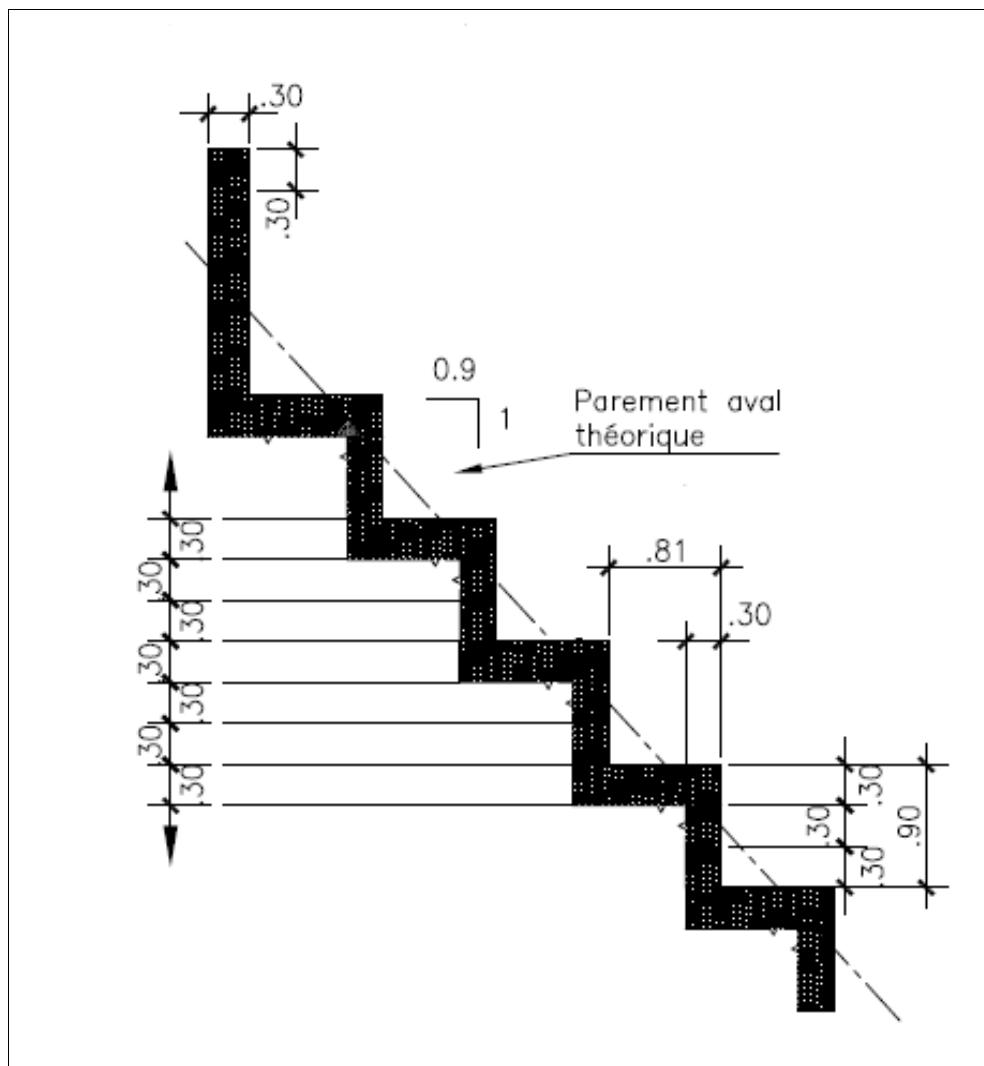


Figure V.2 : détail de parement aval

### V.3.3. Etanchéité de la fondation :

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

Un voile d'injection sous le pied du parement amont du barrage complétera l'étanchéité de la retenue. Ce rideau sera exécuté à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par quatre familles d'injection primaire, secondaire tertiaire et quaternaire.

La profondeur de ce voile sera de l'ordre de 2/3 de la hauteur du barrage.

La présence d'une galerie permet de procéder à des travaux d'injection, de forer des drains et de récolter les eaux d'infiltration, enfin d'inspecter les surfaces du béton

Deux galeries sont implantées dans le corps du barrage BCR à proximité du parement amont aux niveaux 537.20 et 560 m NGA. Il existe différentes manières pour exécuter une galerie dans un barrage BCR, une exécution d'éléments préfabriqués qui une fois retirés permettent de visionner le BCR. L'exécution d'une galerie en béton conventionnel ne permet pas en cours d'exploitation l'inspection du BCR et présente le risque de retarder la détection d'eau de percolation et de fissures.

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

Un système de drain incliné 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.

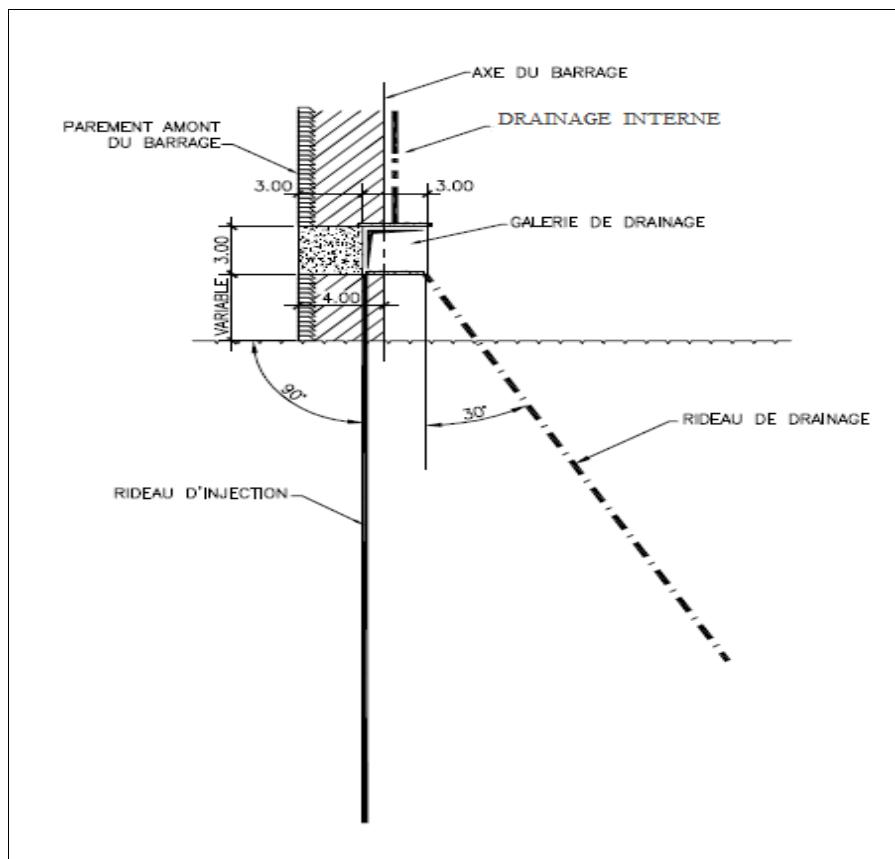


Figure V.3 : détail de système de drainage

Le but d'un système de drainage est d'intercepter les percolations en direction de l'aval, de restreindre les sous-pressions pour améliorer les conditions de stabilité et de se prémunir des pressions excessives contre le revêtement en aval. La collecte des eaux peut se faire par des drains verticaux intégrés au revêtement amont et des drains verticaux forés dans la masse à partir du couronnement ou de la galerie

#### V.3.4.Les joints :

Les Joints ont pour fonction principale d'aider à maîtriser la fissuration, notamment due à l'effet de la température, les joints sont posé chaque 20 m.

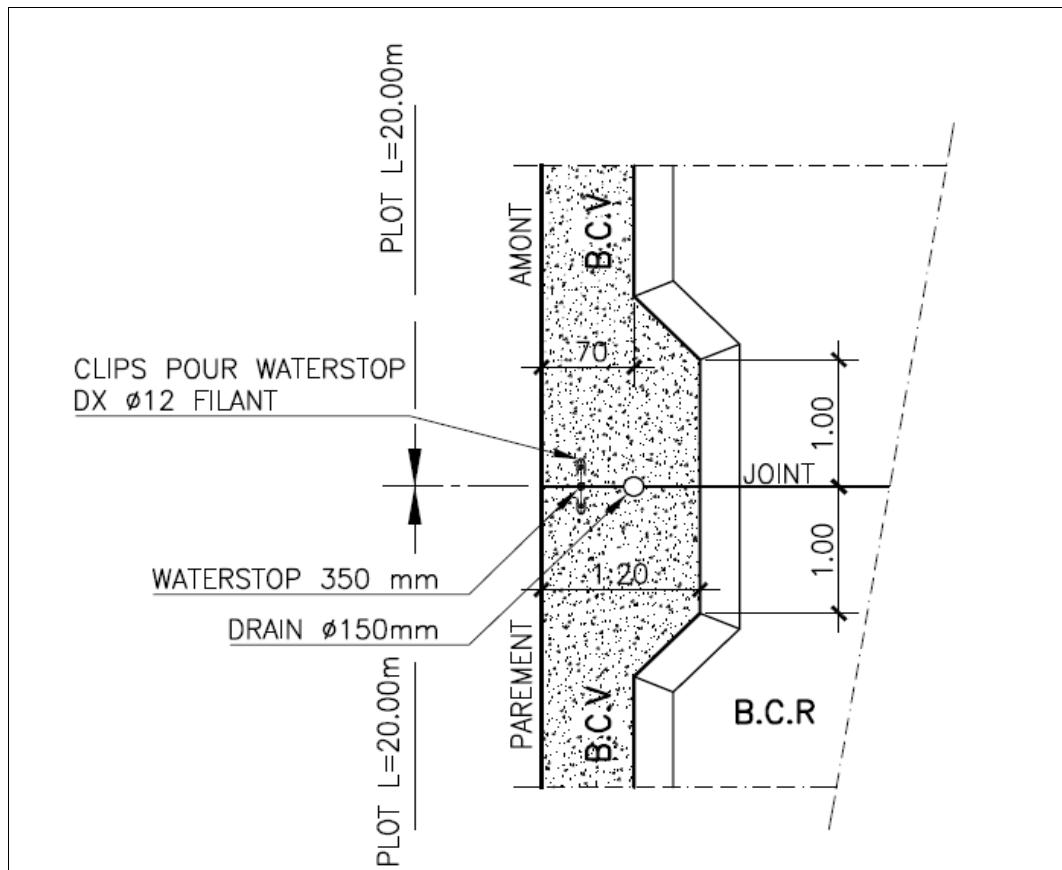


Figure V.4 : détail de joints.

#### V.4.Etude de stabilité :

Les méthodes actuelles de justification des barrages poids reposent sur le principe déterministe le projeteur s'attache à vérifier que les contraintes développées dans la structure sous l'effet d'une combinaison d'actions choisie de façon plus ou moins sécuritaire, restent inférieures à la contrainte maximale admissible, c'est-à-dire la contrainte de rupture du matériau ( $f$ ) divisée par un coefficient global de sécurité  $v$ .

L'équation de la sécurité, ou condition d'état-limite, s'écrit alors :

$$\sum (F_i) < f/v$$

##### V.4.1.Actions :

Les actions sont classées en trois catégories :

- les actions permanentes.
- les actions variables.
- les actions accidentnelles.

###### V.4.1.1.Actions permanentes

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite.

###### Poids propre du barrage :

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité, la densité du béton ou maçonnerie varie entre 2,2 et 2,4.

###### Géométrie du barrage :

Les principales caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Cote de couronnement : 581 NGA,

Fruit du parement amont : 1H/1V,

Fruit du parement aval : 0,9 H/1V,

###### Notations :

$G$  : poids propre

$\gamma_b$  : poids volumique des matériaux du barrage

$S$  : surface du profil étudié

###### V.4.1.2.Actions variables

Les actions variables comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon importante dans le temps.

###### Poussée hydrostatique amont

Notations :

$Q1$  : poussée hydrostatique amont

$Q3$  : poussée hydrostatique aval

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau dans la retenue

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue (idem pour l'eau en aval du barrage) revient à un calcul de poussée hydrostatique.

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10 le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

### **Poussée hydrostatique aval**

La poussée hydrostatique aval (Q3) est le plus souvent liée à la poussée hydrostatique amont. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage.

### **Action des sous-pressions**

Notations :

Q2 : résultante de l'action des sous-pressions

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis à des écoulements.

Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

### **Poussée des glaces**

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie.

#### **V.4.1.3.Actions accidentielles :**

Les actions accidentielles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées. Dans ce cadre, les pratiques actuelles considèrent :

#### **Séisme :**

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

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids.
- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales.
- Un supplément de poussée hydrostatique.

#### **V.4.1.4.Autres efforts:**

- Impact de corps flottants.
- Précontraintes stabilisatrices.
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge.

### **V.4 .2.Calcul de stabilité :**

Les principales justifications de stabilité des barrages poids rencontrées dans la littérature sont les suivantes :

- la justification de non glissement du barrage sur sa fondation.
- la justification de non renversement du barrage sur son pied aval.
- la justification de non soulèvement du barrage.

Les méthodes utilisées pour les barrages-poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical.
- Epaisseur en crête nulle.
- Parement aval constant de fruit égal à 0.9.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

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

**Tableau V.1 : Coefficients de sécurité**

	Normales	exceptionnelles	Extremes
Glissement Inclinaison de la résultante	1.33	1.1	1.05
Glissement Resistance au cisaillement	3 à 4	2 à 2.7	1 à 1.3
Renversement	1.5	1.25	1.1

#### **V.4 .2.1.Calcul des différentes charges :**

##### **V.4 .2.1.1. Calcul des charges verticales**

###### **a) Poids propre du barrage :**

$$P_{pc} = \gamma_b S_{pc} b_p = \frac{1}{2} \gamma_b h_b^2 g m$$

Avec :

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

$\gamma_b$  : poids volumique de béton (t/m<sup>3</sup>)

$S_{pc}$  : aire du profil de déversoir (m<sup>2</sup>)

m: fruit du talus = 0.9

$h_b$  : hauteur du barrage = 51.5 m

$$P_{pc} = 1/2 * 2.4 * 51.5^2 * 9.81 * 0.9 = 28100.06$$

$$P_{pc} = 28100.06 \text{ tf}$$

###### **b) sous pression hydrostatique :**

###### **• Condition normale :**

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

$$SP_1 = 1/2 \gamma_w g m h_{NNR}^2$$

Avec :

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>) = [1t/m<sup>3</sup>]

$$SP_1 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.9 * 45.5^2 = 9139.12$$

$$SP_1 = 9139.12 \text{ tf}$$

###### **• Conditions exceptionnelles :**

$$SP_2 = 1/2 \gamma_w g m h_{PHE}^2.$$

Avec :

$$\gamma_w: \text{Poids volumique de l'eau (tf/m}^3) = [1\text{tf/m}^3]$$

$$SP_2 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.9 * 50^2 = 11036.25$$

$$\mathbf{SP_2 = 11036.25\text{tf}}$$

#### V.4 .2.1.2. Calcul des charges horizontales:

##### a) Poussée hydrostatique à l'amont :

###### •Condition normale :

$$P_{h \text{ am}} = 1/2 g h_{NNR}^2 \gamma_w$$

$$P_{h \text{ am}} = 1/2 * 9.81 * 45.5^2 * 1 = 10154.57$$

$$\mathbf{P_{h \text{ am}} = 10154.57\text{t f}}$$

###### •Conditions exceptionnelles :

$$P_{h \text{ am}} = 1/2 g h_{PHE}^2 \gamma_w$$

$$P_{h \text{ am}} = 1/2 * 9.81 * 50^2 * 1 = 12262.5$$

$$\mathbf{P_{h \text{ am}} = 12262.5\text{t f}}$$

##### b) poussée hydrostatique à l'aval :

$$P_{h \text{ av}} = 1/2 g h_{av}^2 \gamma_w$$

$$P_{h \text{ av}} = 1/2 * 9.81 * 2^2 * 1 = 19.62$$

$$\mathbf{P_{h \text{ av}} = 19.62\text{t f}}$$

##### c) poussée des sédiments:

$$P_s = 1/2 g h_s^2 \gamma_s$$

Avec:

$h_s$  : hauteur des sédiment dans le barrage = NVM = 27 m

$\gamma_s$  : poids volumique des sédiments = 1.6 t/f

$$Ps = 1/2 * 9.81 * 27^2 * 1.6 = 5721.19$$

$$\mathbf{Ps = 5721.19\text{t f}}$$

#### V.4 .2.1.3. Calculs de la charge sismique :

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 :

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité  $a$  varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude du séisme

$$F_h = a P_{pc} = 0.2 * 28100.06 = 5620.012$$

Avec :

$F_h$  : force horizontale provoquée par le séisme

$$\mathbf{F_h = 5620.012\text{t f}}$$

##### b) Une force verticale vers le haut :

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = a P_{pc} = 0.1 * 28100.06 = 2810.01$$

$$\mathbf{F_v = 2810.01\text{t f}}$$

**c) 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 à celui de la force horizontale.

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

Avec :

$\Delta P_{\text{eau}}$  : supplément de poussée hydrostatique

$h$  : hauteur du barrage = 51.5 m

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 * 9.81 * 0.2 * \sqrt{51.5} = 12.32$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 12.32 \text{ t f}$$

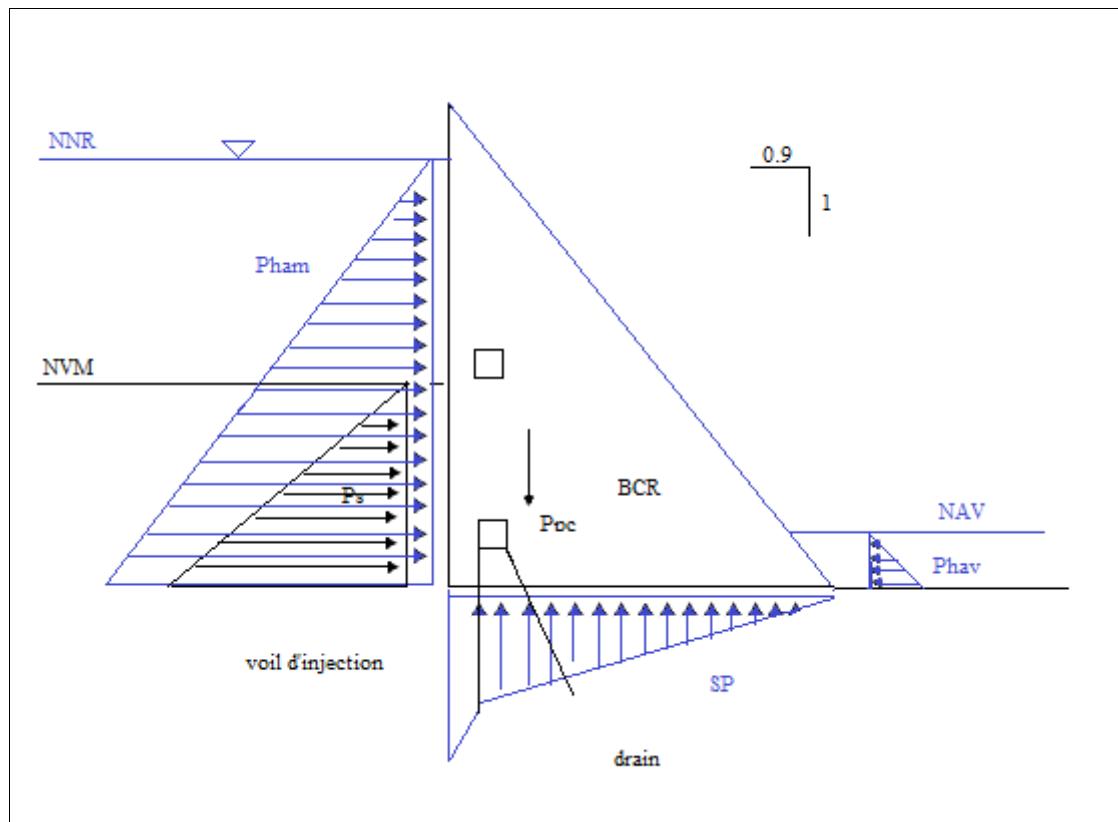
**Tableau V.2 :** Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.

Dénomination des forces	Désignation	Conditions normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	SP	9139.12	11036.25
Poids propre du corps	$P_{pc}$	28100.06	
Poussée hydrostatique à l'amont	$p_h^{Am}$	10154.57	12262.5
Poussée hydrostatique à l'aval	$P_h^{AV}$	19.62	
Poussée des sédiments	$P_s$	5721.19	

**Tableau V.3 :** Tableau récapitulatif des charges sismiques.

$F_h$	$F_v$	$\Delta P_{\text{eau}}$
5620.012	2810.01	12.32

La figure ci après représente les différentes contraintes agissant sur le corps du barrage



**Figure V.5:** les différentes charges agissantes sur le corps du barrage.

#### V.4 .2.1.1. Stabilité au Glissement:

Cette justification vérifie le non glissement du barrage sur sa fondation. Le principe consiste à considérer le barrage comme un solide indéformable posé sur sa fondation et soumis à des sollicitations.

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\sum F_v \cdot \operatorname{tg} \phi + C_s}{\sum F_h} > K_{adm}$$

Avec:

$F_v$  :  $\sum$  des charges verticales ;

$F_h$  :  $\sum$  des forces horizontales ;

$\phi$  : angle de frottement pris généralement =  $45^\circ$ .

$k_{adm}$  : coefficient de sécurité ;

$C_s$  : cohésion = 0.5 MPa

- **Condition normales :**

$$\sum F_v = P_{pc} - SP + P_{ph}^{av}$$

$$\sum F_v = 28100.06 - 4333.41 + 17.66$$

$$\sum F_v = 23784.31 \text{ tf}$$

$$\sum F_h = P_h^{am} + P_s - P_h^{av}$$

$$\sum F_h = 10154.57 + 5721.19 - 19.62$$

$$\sum F_h = 15856.14 \text{ tf}$$

$$\longrightarrow \frac{23784.31 \cdot 1 + 0.5}{15856.14} = 1.52 > K_{adm} = 1.33$$

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

- **Condition exceptionnelles :**

$$\sum F_v = 28100.06 - 5067.41 + 17.67 = 23050.82$$

$$\sum F_v = 23050.82 \text{ tf}$$

$$\sum F_h = 12262.25 + 5721.19 - 19.62 = 17963.82$$

$$\sum F_h = 17963.82 \text{ tf}$$

$$\longrightarrow \frac{23050.82 \cdot 1 + 0.5}{17963.82} = 1.32 > K_{adm} = 1.1$$

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

**Conditions extrêmes (cas d'un séisme) :**

$$\sum F_v = P_{pc} - SP + P_{ph}^{av} + F_v - \Delta P_{eau}$$

$$\sum F_v = 28100.06 - 5067.41 + 17.67 + 2810.01 - 12.32 = 28860.33$$

$$\sum F_v = 28860.33 \text{ tf}$$

$$\sum F_h = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_h$$

$$\sum F_H = 10154.57 + 5721.19 - 19.62 + 5620.012 = 21476.15$$

$$\sum F_H = \mathbf{21476.15 \text{ tf}}$$

$$\longrightarrow \frac{28860.33 * 1 + 0.5}{21476.15} = 1.34 > K_{adm} = 1.3$$

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

#### V.4 .2.1.2.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.

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

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices

MR : moment des forces motrices ou renversantes

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

#### • Conditions normales:

$$MS = P_{pc} * 2/3mh + P_h^{av} * 1/3 h_{av}$$

$$MS = 28100.06 * 27.47 + 19.62 * 0.67 = 771921.79$$

$$\mathbf{MS = 771921.79 \text{ tfm}}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3h + SP * 2/3mh + P_s * 1/3 hs$$

$$MR = 10154.57 * 15.16 + 4333.41 * 27.47 + 5721.19 * 9 = 456485.62$$

$$\mathbf{MR = 456485.62 \text{ tfm}}$$

$$\longrightarrow \frac{771921.79}{456485.62} = 1.69 > K_{adm} = 1.5$$

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

#### Conditions exceptionnelles :

$$MS = P_{pc} * 2/3mh + P_h^{av} * 1/3 h_{av}$$

$$MS = 28100.06 * 27.47 + 19.62 * 0.67 = 771921.79$$

$$\mathbf{MS = 771921.79 \text{ tfm}}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3h + SP * 2/3mh + P_s * 1/3 hs$$

$$MR = 12262.5 * 16.67 + 11036.25 * 27.47 + 5721.19 * 9 = 559072.37$$

$$\mathbf{MR = 559072.37 \text{ tfm}}$$

$$\longrightarrow \frac{771921.79}{559072.37} = 1.38 > \text{Kadm}=1.25$$

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

### Conditions extrêmes :

$$MS = Ppc * 2/3mh + P_h^{av} * 1/3 h_{av}$$

$$MS = 28100.06 * 27.47 + 19.62 * 0.67 = 771921.79$$

$$\mathbf{MS=771921.79 \text{ tfm}}$$

$$MR = (P_h^{am} + \Delta Peau) * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 1/3 h_s + FH * 1/3h + Fv * 2/3mh$$

$$MR = (12262.5 + 12.32) * 16.67 + 11036.25 * 27.47 + 5721.19 * 9 + 5620.012 * 17.16 + 2810.01 * 27.46$$

$$\longrightarrow \frac{771921.79}{622517.57} = 1.24 > \text{Kadm}=1.1$$

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

### V.4 .2.1.3.Stabilité au soulèvement :

$$\frac{\sum Fv \text{ resistant}}{\sum Fv \text{ active}} > 1$$

$$\sum Fv(\text{résistant}) = 28100.06 \text{ tf}$$

$$\sum Fv(\text{active}) = 5067.41 \text{ tf}$$

On trouve :

$$\frac{\sum Fv \text{ resistant}}{\sum Fv \text{ active}} = \frac{28100.06}{5067.41} > 1 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Les conditions de stabilités sont tous vérifier pour les trois cas (conditions normales , conditions exceptionnelles , conditions extrêmes) et ca après avoir diminuer les force des sous pressions par un systèmes de drainage au niveau de pied amant du barrage (rideau de drainage ,galerie de drainage et rideau d'injection

#### V.4.3.Méthodes classiques pour le calcul de la stabilité interne :

Le calcul de la stabilité interne a pour but de trouver des efforts internes au niveau d'une structure quelconque, soumise à des actions extérieures qui lui sont appliquées et éventuellement les pressions interstitielles dans les fissures. Parmi les méthodes de calcul de la stabilité interne des barrages on trouve :

- Les méthodes classiques présentées par :
  1. La méthode de la résistance des matériaux (R.D.M).
  2. La méthode de l'élasticité (PIGEAUD).
- Les méthodes basées sur les modèles numériques telles que
  1. Méthode des différences finies.
  2. Méthode des éléments finis.

##### V.4.3.1.Méthode de la résistance des matériaux (R.D.M) :

Le calcul par cette méthode, assimile chaque tranche du barrage à une poutre encastrée dans la fondation de l'ouvrage.

Elle se repose sur un calcul des contraintes des sections horizontales en utilisant la formule de la flexion simple :

$$N_x = N/S \pm (M/I) x$$

Le calcul par la méthode de la R.D.M exige certaines conditions sur les valeurs obtenues des contraintes :

- $n_x > 0$  (pas de traction).
- $n_x < \sigma_c$  (adm)
- $n_x$  doit être suffisante pour garantir le cas d'infiltration et les fissures.

L'étude des contraintes régnant dans un barrage réel n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques, ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables à la main .

#### 4.2.1 Etude des contraintes dans le contact barrage fondation:

##### 4.2.1.1 Cas de combinaison de charge normale :

###### a / Retenue vide :

Dans le cas d'une retenue vide, les charges composantes cette combinaison sont données uniquement par le poids de l'ouvrage.

Les résultats sont représentés par le tableau V.4.

**Tableau V.4** : Contraintes normales pour une retenue vide

$\sum F_v$ (t)	M (t.m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
$1/2 \gamma_B mH^2$	$-PmH/6$	$mH$	$M^3 H^3 / 12$	$P/mH + P/mH$	$P/mH - P/mH$
2804.75	-21666.72	46.35	10244.31	121.25	0

$$\sigma_A = 12.125 \text{ bar}$$

$$\sigma_B = 0 \text{ bar} < \sigma_c \text{ (adm)} = 200 \text{ bar}$$

Notre ouvrage présente des contraintes très satisfaisantes au niveau de la base donc il n'y a pas risque de rupture soit en traction ou en compression.

**b/ Retenue pleine :**

Puisque la retenue est soumise à plusieurs charges, on fait donc le calcul des contraintes dues à chaque charge, puis on passe à la sommation des contraintes.

**Tableau V.5 : Contraintes pour une retenue pleine**

Effort	Formule	Point d'application	Contraintes	
			$\sigma_A(t/m^2)$	$\sigma_B(t/m^2)$
P	$1/2 \gamma_B mH_B^2$	$mH_B/6$	121.25	0
$P_s$	$1/2 \gamma_{sed} h_{sed} \operatorname{tg}^2(\Pi/4 - \alpha_s/2)$	$H_s/3$	2.975	-2.975
SP	$1/2 \gamma_w mH_w^2$	$mH_B/6$	39.43	0
$P_H^{am}$	$1/2 \gamma_w H_w^2$	$H_B/3$	48.68	-48.68
$W_v$	$1/2 \gamma_B [(He + hv + ho)(He + a) - H_0^2]$	$[(He + hv + ho) + He] 1/2$	10	-10
		$=\Sigma$	222.335	61.655

$$\sigma_A = 22.2335 \text{ bar}$$

$$\sigma_B = 6.1655 \text{ bar} \quad < \sigma_c(\text{adm}) = 200 \text{ bar.}$$

Notre barrage est loin d'être en rupture par écrasement ou dilatation suit aux résultats trouvés ci-dessus, et les précautions qu'il fallait prendre en considération Pour la sécurité de l'ouvrage ne sont pas nécessaires.

**Conclusion :**

- La manifestation des contraintes négatives (traction) est absente soit en retenue vide ou pleine ce qui explique et exprime correctement la caractéristique principale du BCR ou l'utilisation d'un tel ferraillage est impossible, alors le corps du barrage est conçu d'une façon géométrique qui exclu l'apparition des tractions dans le BCR

**4.2.1.2 cas de combinaison de charges exceptionnelles :**

**a/ Retenue vide :**

C'est le cas le plus dangereux sur la stabilité de notre ouvrage, par la présence d'un onde séismique de l'aval vers l'amont ou leur intensité dépend du poids de l'ouvrage et la séismicité de la région.

Les résultats obtenus pour ce cas sont représentés par la table 4.5.

**Tableau4.5 : Contraintes pour une retenue vide (charges exceptionnelles).**

Effort	Point d'application	Contraintes	
		$\sigma_A(t/m^2)$	$\sigma_B(t/m^2)$
P	$m H_B/6$	121.25	0
$F_h$	$H/3$	26.94	-26.94
	$\Sigma =$	148.19	-26.94

$$\sigma_A = 14.819 \text{ bar}$$

$$\sigma_B = -2.694 \text{ bar} \quad < \sigma_c(\text{adm}) = 200 \text{ bar.}$$

Malgré l'effet de l'onde séismique, l'ouvrage est suffisamment stable dans le cas d'in retenue vide et pas de risque de l'écrasement au pied amont.

**b/ Retenue pleine :**

L'onde séismique est contrairement dirigée que le cas d'une retentie vide, surpression hydro-séismique est inclue dans le calcul des efforts agissant sur l'ouvrage. Les résultats de calcul sont résumés par le tableau 4.6 :

**Tableau 4.6 : Contraintes pour une retenue pleine (charges exceptionnelles)**

Effort	Point d'application(m)	Contrainte	
		$\sigma_A(t/m^2)$	$\sigma_B(t/m^2)$
P	mH/6	121.25	0
P <sub>s</sub>	H <sub>s</sub> /3	2.97	-2.97
SP	mH/6	39.43	0
P <sub>H</sub> <sup>am</sup>	H/3	48.68	-48.68
W <sub>v</sub>	[(H <sub>e</sub> +h+h <sub>v</sub> )+H <sub>e</sub> ]l/2	10	-10
F <sub>H</sub>	H/3	26.94	-26.94
F <sub>v</sub>	mH/6	12.13	0

$$\sigma_A = 26.14 \text{ bar}$$

$$\sigma_B = -8.86 \text{ bar} \quad \sigma_{\text{adm}} = 200 \text{ bar}$$

**Conclusion:**

Malgré la séismicité très élevée enregistrée sur les gorges du calcaire, le profil du barrage en BCR est adéquat au type de chargement appliqué à la digue, néanmoins la mise en place d'un masque amont réaliser au moyen du BVC avec une surface traiter systématiquement au mortier est nécessaire, puisque notre barrage est rempli avec une quantité d'eau pendant sa durée de vie qui peut provoquer des dilatations remarquables à ce coté amont.

**Récapitulation :**

Les résultats obtenus pour les deux cas de combinaison de charge sont représentés sur la table 4.7.

**Tableau 4.7** : Récapitulation des deux cas de charge.

Type de Combinaison De charge	Combinaison de Charge Normales	Combinaison de charge Exceptionnelle.	Etat de Remplissage
Contrainte 6 (t/m <sup>2</sup> )			
6 <sub>A</sub>	22.23	26.14	Plein
	12.12	14.81	Vide
6 <sub>B</sub>	-6.16	-8.86	Plein
	0	-2.69	Vide

**V.4.3.2. Condition de non-extension :**

La condition de non-extension soit vérifiée notamment au pied amont du barrage ou les risques sont probables.

$$\sum M_B > 0$$

$$-\gamma_w m^2 y^3/3 + \gamma_B m^2 y^3/3 - \gamma_w y^3/6 > 0$$

$$m > \sqrt{\gamma_w/2(\gamma_B - \gamma_w)}$$

**A.N :**

$$\gamma_B = 2.35 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$m > 0.608$$

La condition de non-extension est suffisamment vérifiée pour notre barrage et pour tout point du parement amont.

**V.4.3.3. Condition de MAURICE LEVY :**

La présence des sous pressions provoque d'énormes dilatations au niveau du pied amont, pour cela M.LEVY a proposé une condition à vérifier où la contrainte élastique sur un point du parement amont doit être supérieure à la pression hydrostatique régnant à ce point.

$$y (\gamma_B - \gamma_w/m^2) > \gamma_w y$$

$$m > \sqrt{\gamma_w/(\gamma_B - \gamma_w)}$$

$$m > 0.86$$

La condition de M.LEVY est vérifiée.

**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. Et permet en plus de vérifier les critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton on imposait de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours ;
- Non mise en traction du parement amont (règle équivaut à la règle de tiers centrales)

# ***CHAPITRE VI :***

## *Organisation de Chantier*

If all you have is a hammer, everything looks like a nail.

— BARUCH' S OBSERVATION

## **VI.1.Introduction :**

Le mode particulier de construction des barrages en BCR qui comporte la mise en place d'un matériau sur de grandes surfaces .requiert une organisation et une logistique bien conçues et efficaces .il importe que l'ensemble des opérations (malaxages ; transport, déchargement, épandage et compactage) soit soigneusement programmée afin d'accomplir le processus le plus rapidement possible.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

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

## **VI.2.Tехниque et moyens utilisé :**

L'ensemble des méthodes et des matériels doit être suffisamment bien pensé et anticipé pour que tout fonctionne pour le mieux

Par Il est exemple indispensable de disposer de grands stocks de granulats, aussi une quantité importante doit déjà être disponible avant le début de chantier.

Pour la confection du BCR, des bétonnières de capacité suffisante pour répondre aux cadences élevés de mise en place et malaxant convenablement les composants

Autre facteur à surveiller : la température extérieure. « Le marché préconise en effet une mise en œuvre à 25 °C maximum. Cette contrainte, qui nécessite une modification des horaires de travail durant l'été, nous oblige également à prévoir un refroidissement permanent des casiers de graviers et à mettre en œuvre un dispositif de brumisation, une eau refroidie à 4 °C étant parallèlement employée pour l'élaboration des bétons conventionnels.

La maîtrise de la température, le BCR ne devant pas dépasser les 23,5 °C en sortie de centrale, pour une mise en œuvre à 25 °C maximum. Une fois dans leurs casiers respectifs, les granulats sont refroidis grâce à de l'air froid, produit par deux unités réfrigérantes et insufflé à leur base, la température étant ainsi abaissée de 28 °C jusqu'à une fourchette de 15 °C à 17 °C en fonction du temps de séjour dans les casiers

## **Installations :**

### **Ligne de fabrication du BCV**

- Station d'élaboration des agrégats BCV
- Centrale à béton BCV

### **Ligne de fabrication du BCR**

- Station d'élaboration des agrégats BCR
- Convoyeurs à granulats
- Unité de refroidissement des agrégats
- Station de production de filer
- Unités de dessachage du ciment
- Centrale à béton BCR
- Convoyeur Rotec de transport du BCR

## **VI.3 Travaux d'exécution des ouvrages annexes :**

### **VI.3.1. Déivation provisoire :**

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il conviendra de rechercher une solution laissant passer la rivière dans son cours naturel durant l'exécution des travaux de la rive droite (galerie de déivation provisoire), puis la construction de la partie centrale du barrage et de la section de la rive gauche durant la dernière saison sèche du programme des travaux, de manière à ce que la cote atteinte par ces bétons en début de saison humide suivante soit suffisante pour que le débit évacuable par la galerie de déivation soit égal au débit de la crue décennale.

Sa réalisation comporte TROIS PHASE étapes :

Phase 1 : réalisation de batardeau longitudinal et réalisation des pertuis provisoire en rive gauche

Phase 2 : réalisation des batardeaux amont et aval de l'autre coté et mise en place de BCR

Phase 3 : équipement de la vidange de fond

### **VI.3.2. Réalisation de la digue :**

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

Excavation en terrain meuble

Excavation en terrain rocheux sans explosifs

Béton BCR pour le barrage

Béton conventionnel pour le parement amont

Coffrage lisse pour parement amont et aval

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Engins nécessaires :

-Pelle brute

-Camion benne

-Bulldozer.

### **VI.3.3. Exécution de l'évacuateur de crue :**

Assuré par un déversoir à surface libre

### **VI.3.4. Exécution des travaux de bétonnage :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

### **VI.3.5. Travaux des injections :**

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression. Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être

menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte c'est-à-dire une bonne succession des opérations ; le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

#### **VI.4. Planning des travaux :**

##### **VI.4.1. Symboles des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.01** : symboles des opérations et leurs durées :

TRAVAUX	OPERATIONS	DUREE(MOIS)
Route d'accès principal	A	1
Route d'accès à la carrière	B	2
Installation de 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
Évacuateur de crue	I	8
Voiles d'étanchéités et de drainage	J	7
Mise en service	K	1

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

#### VI.4.2. Détermination des chemins critiques par la méthode à nœud :

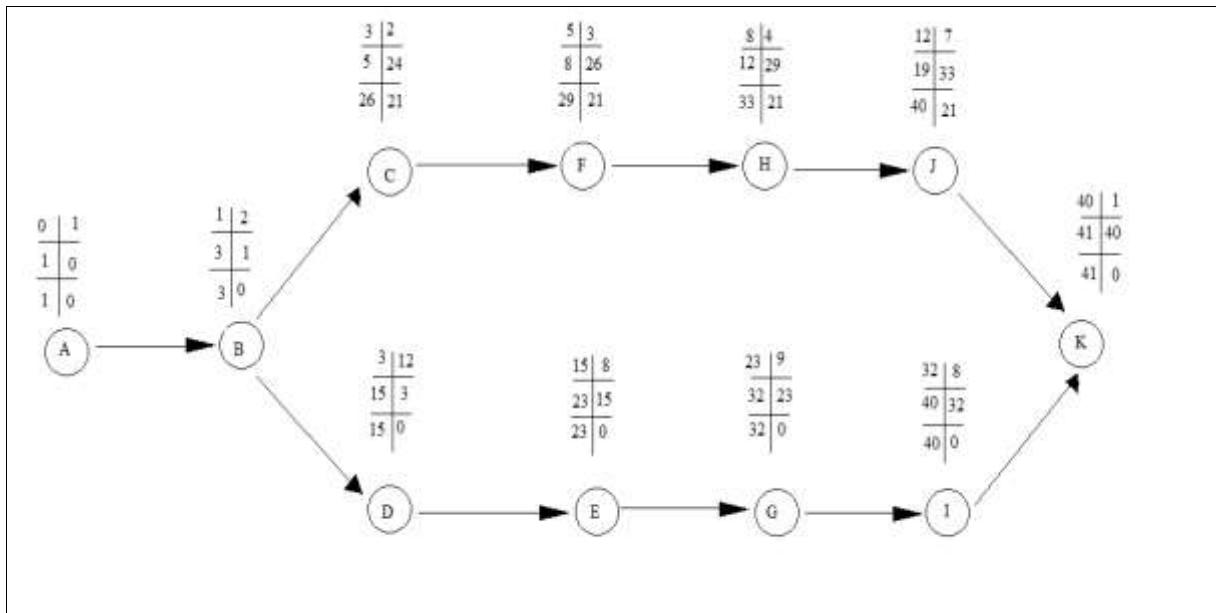


Figure VI.01 : réseau à nœud

Le chemin critique est :

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

Finalement, on arrive aux bornes principales suivantes :

Début production du béton au 13e mois du début du chantier

Mise en service de la dérivation au 7e mois

Fermeture de la dérivation au 36e mois

Mise en service de l'aménagement 41e mois

En conclusion, la construction du barrage d'OULDJA devrait durer environ 3 années et demi.

OP	TR	La durée (mois)												
		3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	41
A	1	A												
B	2		B											
C	12			C										
D	2		D											
E	8							E						
F	3			F										
G	9								G					
H	4				H									
I	8									I				
J	7					J								
K	1											K		

Figure VI.02 : Diagramme de GANTT

**Conclusion :**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet

# *Conclusion Générale*

Create a need and fill it.  
— ELY'S KEY TO SUCCESS

## Conclusion générale :

L'arrivée de l'eau à Tébessa sera bénéfique non seulement pour la région mais pour tout le pays. L'importance de ce barrage réside dans le fait qu'il fournira l'eau nécessaire au développement de l'industrie minière en Algérie, le barrage contribuera à assurer l'eau nécessaire au fonctionnement du futur complexe de transformation de phosphate d'Oued El Kebrit ([Souk Ahras](#)),

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de la digue du barrage d'ouldjet mellegue, nous avons fait : un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité faite au par avant, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix de la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de notre étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage d'ouldjet mellegue est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "barrage en BCR" c'est la variante la plus compatible avec notre site et la plus économique.
- Grâce à la capacité de sa retenue de 155 Mm<sup>3</sup> , le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau nécessaire au fonctionnement du futur complexe de transformation de phosphate, les ressources hydriques que mobilisera le futur barrage d'Oujdjet Mellegue, serviront à sécuriser l'alimentation en eau potable d'un important bassin de population et à irriguer des terres agricoles des régions situées aux confins des wilayas de [Tébessa](#) et de [Souk Ahras](#).
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- La réalisation du barrage d'Oujdjet Mellegue qui va duré au moins 4 ans si y'aura pas d'imprévus offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- Le projet du barrage d'Oujdjet Mellegue est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires au fonctionnement du futur complexe de transformation de phosphate qui sera le premier ds notre pays et pour la survie des communautés humaines.

Au plan purement technique, le travail effectué nous a permis de confirmer les conclusions suivantes :

- La qualité de la fondation rocheuse (Marne et marno-calcaire) qui affleure au droit du site du barrage principal est adaptée un barrage en BCR.

- L'étude hydrologique nous a permis d'opter pour une hauteur de 51.5 m et une largeur de déversoir de 70 m avec une hauteur deversante de 2.4m.
- Les conditions de stabilités sont vérifier et ca après avoir diminuer les force des sous pressions par un systèmes de drainage au niveau de pied amant du barrage
  - rideau de drainage incliné,
  - galerie de drainage
  - rideau d'injection .
- le calcul des contrainte noua a permis de déterminer la résistance minimale du béton et donc moduler les dosage de ciment.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les théories acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer

## **Références bibliographiques :**

**[01]-** B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

**[02]-** B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues Collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

**[03]-** G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.

**[04]-** CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

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

**[06]-** CIGB : Barrage en BCR ; méthodes actuelles. Bulletin 126. 2003.

**[07]-** Anton J.Schleiss et Henri Pougatsch « Les barrages» presses polytechnique et universitaire romandes 2011.

**[08]-** ACI 325.10R-95, State-of-the-art report on roller-compacted concrete pavements, ACI manual of concrete Practice, ACI, USA, 2000,

**[09]-** Jean Paul OTSAMA « contribution à l'étude de l'influence des matériaux fins sur les propriétés rhéologique et mécaniques du béton compacté au rouleau pour barrages» sherbrooke (Québec), CANADA Janvier 1997

**[10]-** Richard Gagné «Méthodes de formulation et d'optimisation des mélanges de BCR » Boucherville 2004

**[11]-** R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et barrages. ANBT Alger. Avril 2004.

# *Annexes*



Photo 1 : Appui rive gauche

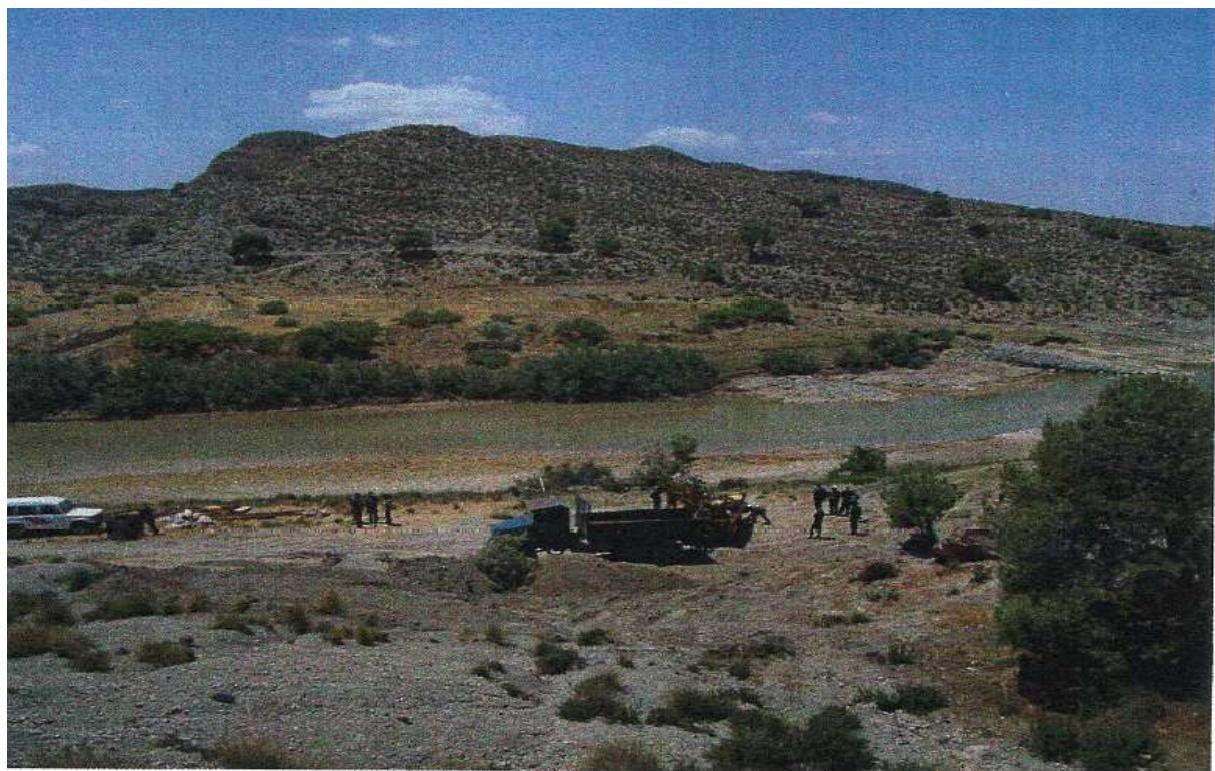


Photo 2 : Appui rive droite



Photo 3 : Appui rive droite détail



Photo 4 : Appui rive gauche détail



Photo 5 : Appui rive gauche, alternance des joints fermés et ouverts



Photo 6

**Tableau : Série des apports**

annee	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>Annuelle</b>
1972	3,64	19,32	0,28	0,33	1,78	1,21	28,95	9,36	0,51	0,68	0,17	1,84	5,73
1973	0,14	0,15	0,13	7,16	0,38	0,61	0,36	0,69	0,42	0,21	0,14	0,03	0,88
1974	1,11	0,47	0,35	0,17	0,35	12,79	0,44	8,75	1,34	0,9	0,04	0,12	2,14
1975	1,3	0,91	0,03	0	0,09	0,02	0,03	0,26	0,01	18,4	1,51	1,87	2,02
1976	4,4	0,9	13,97	0,37	0,41	0,25	2,88	1,55	3,9	5,3	0,03	1,27	2,92
1977	0,23	0,04	9,85	0,2	0,16	0,28	1,56	0,89	1,69	2,02	0	1,01	1,48
1978	0,05	1,84	0,05	0,13	0,04	0,73	0,32	13,89	1,42	3,14	0,31	0,06	1,81
1979	27,32	3,12	0,39	0,13	0,13	0,29	5,55	0,36	0,55	0,03	0	0	3,14
1980	0,3	0	0,38	8,36	1,18	0,55	0,43	0,52	0,44	1,88	0,07	0,68	1,24
1981	1,45	0,63	0,08	0,19	0,09	0,26	0,3	9,12	15,5	0,52	0,03	0,01	2,36
1982	1,87	7,19	13,32	0,56	0,4	0,16	0,15	0,04	0,06	1,86	0	36,68	5,24
1983	0,54	2,63	3,29	0,12	0,33	9,96	3,01	0,28	0,02	0,02	0	4,12	1,97
1984	1,02	7,19	0,09	8,5	1,83	3,28	0,9	0,48	2,96	2,4	0	0	2,4
1985	1,86	2,42	0,04	0,08	0,25	0,07	0,77	0,11	6,47	6,67	2,76	1,19	1,9
1986	6,56	7,77	2,82	0,59	0,22	0,17	1,42	0,15	1,29	0,44	1,76	1,37	2,06
1987	1,14	0,04	0,6	0,01	0,02	0,01	0,01	5,24	14,29	15,41	1,47	1,65	3,33
1988	0,29	11,87	1,38	0,56	0,15	0,59	0,06	0,12	1,37	8,51	3,47	0,51	2,42
1989	11,32	0,98	0,07	0,09	19,26	0,86	2,3	3,36	17,22	0,83	0,56	21,15	6,57
1990	7,35	1,16	30,36	10,24	3,24	0,99	5,83	7,8	1,71	6,51	0,05	0,01	6,24
1991	0,98	1,9	1,75	0,36	0,77	3,25	0,24	0,91	8,49	1,72	0,73	0,27	1,77
1992	0,57	1,38	4,67	1,34	2,8	0,33	1,25	0,85	3,61	1,1	0,01	0	1,5
1993	1,81	1,2	0,09	1,29	0,05	0,05	0,01	0	0,58	0,07	0	0,21	0,45
1994	1,3	0,91	0,03	0	0,09	0,02	0,03	0,26	0,01	18,4	1,51	1,87	2,02
1995	91,45	21,68	0,03	0,2	4,04	2,68	8,06	0,74	11,23	3,16	0,29	0,31	11,94
1996	1,2	0	0	0,01	0,39	0,01	0,01	0,78	0,21	2,08	0,59	0	0,44
1997	11,07	0,64	3,6	3,31	1,33	0,48	1,11	0,69	0,39	3,9	1,13	0,31	2,32
1998	8,37	11,76	6,91	0,34	1,98	0,35	0,85	0,14	0,45	0,7	0,3	0	2,68
1999	9,89	2,25	0,18	1,61	0	0,01	0,01	0	32,43	10,36	0,01	0,31	4,79
2000	1,45	5,07	0,05	0,15	0,4	1,55	0,77	0,69	1,37	1,88	0,14	0,31	1,15

**Tableau : Série des débits**

date	Qj	année
28/03/1973	363	1973
13/12/1973	52	1974
17/02/1975	183	1975
18/11/1976	221	1976
25/11/1977	141	1977
15/04/1979	258	1978
21/09/1979	143	1979
31/12/1980	220	1980
10/05/1982	121	1981
11/11/1982	175	1982
04/02/1984	100	1983
31/12/1984	174	1984
30/05/1985	175	1985
09/10/1986	84	1986
08/06/1988	180	1987
04/10/1988	222	1988
24/01/1990	208	1989
16/11/1990	254	1990
25/05/1992	178	1991
05/11/1992	42	1992
05/09/1993	44	1993
18/06/1995	119	1994
24/09/1995	390	1995

29/06/1997	41	1996
20/09/1997	123	1997
23/09/1998	171	1998
27/05/2000	378	1999
27/10/2000	135	2000

**Tableau** : Résultats de calcul de la méthode Hildenblat

Temps (h)	Qi (m <sup>3</sup> /s)	Qmoy (m <sup>3</sup> /s)	Qmoy -q	(Qmoy -q)dt	V+1/2qdt	q
<b>0</b>	0					
		5,92888889	5,92888889	21344	119970000	0
<b>2</b>	11,8577778					
		24,0861111	23,8521111	85867,6	119991344	0,234
<b>4</b>	36,3144444					
		71,5172222	68,8472222	247850	120077212	2,67
<b>6</b>	106,72					
		148,222222	141,332222	508796	120325062	6,89
<b>8</b>	189,724444					
		243,084444	228,265173	821754,6246	120833858	14,81927095
<b>10</b>	296,444444					
		361,662222	324,394607	1167820,584	121655612	37,26761554
<b>12</b>	426,88					
<b>14</b>	581,031111	503,955556	440,096932	1584348,954	122823433	63,85862381

15	667	624,015556	531,564095	1913630,742	124407782	92,45146063
16	604,51143	635,755715	515,028075	1854101,07	126321413	120,7276398
18	491,490182	548,000806	399,798592	1439274,932	128175514	148,2022133
20	393,514551	442,502366	268,313632	965929,0763	129614789	174,1887342
22	309,509852	351,512202	155,664863	560393,5083	130580718	195,8473383
24	238,401396	273,955624	63,4760448	228513,7613	131141111	210,4795794
26	179,114498	208,757947	8,18940833	29481,86999	131369625	216,9473554
28	130,574469	154,844483	61,2511817	220504,2543	131340143	216,095665
30	91,7066228	111,140546	-98,746814	355488,5303	131119639	209,8873598
32	61,4362727	76,5714478	123,881963	445975,0655	130764150	200,4534104
34	38,6887315	50,0625021	139,482988	502138,7578	130318175	189,5454904
36	22,3893122	30,5390219	147,832134	532195,6839	129816036	178,3711563
		16,92632	-	-	129283841	167,6424138

			150,716094	542577,9377		
<b>38</b>	11,4633279		-	-		
<b>40</b>	4,83609144	8,14970964	149,550863	538383,1067	128741263	157,7005726
<b>42</b>	1,43291598	3,13450371	145,509869	523835,5293	128202880	148,644373
<b>44</b>	0,1791145	0,80601524	139,626548	-502655,574	127679044	140,4325636
<b>46</b>	0	0,08955725	132,864793	478313,2558	127176389	132,9543505
<b>48</b>	0	0	-126,07044	453853,5832	126698075	126,0704398
<b>50</b>	0	0	119,635227	430686,8175	126244222	119,6352271
<b>52</b>	0	0	-113,5206	408674,1606	125813535	113,5206002
<b>54</b>	0	0	107,631396	387473,0255	125404861	107,631396
<b>56</b>	0	0	101,902059	366847,4123	125017388	101,902059
<b>58</b>	0	0	96,2905403	346645,9453	124650540	96,29054035
<b>60</b>	0	0	90,7735369	326784,7327	124303894	90,77353687
<b>62</b>	0	0	85,3425537	307233,1932	123977110	85,34255365

			-	-			
64	0	0	80,0004961	288001,7861	123669876	80,00049613	
66	0	0	74,7586399	269131,1037	123381875	74,75863991	
68	0	0	69,6339183	250682,1058	123112744	69,63391827	
70	0	0	64,6465206	232727,4743	122862061	64,64652063	
72	0	0	-59,817821	215344,1554	122629334	59,81782095	
74	0	0	55,1686601	198607,1764	122413990	55,16866011	
76	0	0	50,7179979	182584,7926	122215383	50,71799795	
78	0	0	46,4819347	167334,9648	122032798	46,48193467	
80	0	0	-42,473083	152903,0989	121865463	42,47308304	
82	0	0	38,7002558	-139320,921	121712560	38,70025584	
84	0	0	35,1684209	126606,3151	121573239	35,16842086	
86	0	0	31,8788683	114763,9259	121446633	31,87886832	

			-	-			
<b>88</b>	0	0	28,8295342	103786,3233	121331869	28,82953425	
<b>90</b>	0	0	-26,015426	93655,53367	121228082	26,01542602	
<b>92</b>	0	0	23,4291028	84344,76996	121134427	23,42910277	
<b>94</b>	0	0	21,0611716	75820,21793	121050082	21,06117165	
<b>96</b>	0	0	18,9007699	68042,77161	120974262	18,90076989	
<b>98</b>	0	0	16,9360114	60969,64116	120906219	16,93601143	
<b>100</b>	0	0	15,1543846	54555,78447	120845249	15,15438458	
<b>102</b>	0	0	13,5430938	48755,13783	120790694	13,54309384	
<b>104</b>	0	0	-12,089344	-43521,6385	120741938	12,08934403	
<b>106</b>	0	0	10,7805683	38810,04579	120698417	10,78056827	
<b>108</b>	0	0	-9,6046044	34576,57585	120659607	9,604604403	
<b>110</b>	0	0	8,54982515	30779,37054	120625030	8,54982515	

		0	-	-			
<b>112</b>	0	0	7,60522866	27378,82317	120594251	7,605228658	
<b>114</b>	0	0	6,76049563	24337,78426	120566872	6,760495628	
<b>116</b>	0	0	6,00601927	21621,66936	120542534	6,006019267	
<b>118</b>	0	0	5,33291362	19198,48902	120520913	5,332913617	
<b>120</b>	0	0	4,73300519	17038,81869	120501714	4,733005193	
<b>124</b>	0	0	4,19881217	-15115,7238	120484675	4,198812168	
<b>126</b>	0	0	3,72351464	-13404,6527	120469559	3,723514638	
<b>128</b>	0	0	3,30091887	11883,30795	120456155	3,300918875	