

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques.

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DES OUVRAGES
ANNEXES DU BARRAGE OULDJET MELLEGUE
(W.TEBESSA)**

Présenté par :

M^r LAKKAICHI NOUREDDINE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

Novembre 2013

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »
Je remercie fortement mon promoteur : M^r Hebbouche.A. A de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

✚ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi :

✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

Lakkaichi.N

Dédicace

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

Ma mère;

Mon père.

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils
ont fait preuve pour que je réussisse.*

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs.

Mes amis à ENSH.

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

lakkachi.in

ملخص :
قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية على مستوى واد ملاق (ولاية تبسة) لإنشاء سد من اجل سقي الأراضي الفلاحية المجاورة و التزود بالمياه الصالحة للشرب.
بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم سد ولجة ملاق الذي يبلغ ارتفاعه 52 متر و سعة تقدر ب 120 متر مكعب. أما فيما يخص الانجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الانجاز التي تخص المنشآت الملحقة.

Résumé :

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

Après avoir fait élaborer une étude géologique, ensuite une étude hydrologique approfondie, nous avons dimensionné le barrage Ouedjet Mellègue d'une hauteur 52 m, et une capacité de 120million m³ ; ainsi une étude détaillée des ouvrages annexes.

Abstract:

In the present report we made a technical study on the Oued Mellègue (wilaya of Tébessa) for the establishment of a dam, intended for the irrigation and the supply drinking water.

After having made prepared a geological investigation, then a thorough hydrological study we dimensioned the work of a height 52 m, and a capacity of 120million m³. Finlay we made a detailed study of the additional work.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre -I- Etude topographique, géologique et géotechnique

I.1. Etude topographique-----	01
I.1.1.Localisation et accès au site-----	01
I.1.2. Description du site-----	02
I.2. Etude géologique -----	03
I.2.1.Géologie régionale-----	03
-	
I.2.2-Géomorphologie-----	03
I.2.3-Lithologie-----	03
I.2.4-Structures géologique-----	04
I.2.5-Sismicité de la zone d'étude-----	06
I.2.6-Travaux de reconnaissance -----	07
I.2.6.1-Phase 01-----	07
I.2.6.2-Phase 02-----	09
I.2.7. Matériaux d'emprunt-----	10
I.2.7.1.Carrières calcaires -----	10
I.2.7.2. Zones d'emprunt d'argiles -----	10
I.2.7.3-zones d'emprunt de sable et de gravier -----	10
I.2.7.4-zones d'emprunt d'alluvions grossières -----	11

Chapitre II : Etude hydrogéologique

II.1. Le bassin versant-----	12
II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant-----	13
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant-----	13
II.2.1. Informations sur le climat-----	13
II.2.2. La pluviométrie-----	14
II.2.3. Les précipitations maximales journalières-----	15
II.3.1 Ajustement des pluies maximales journalières -----	16
II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités-----	18
II.5 Etudes des apports-----	19
II.5.1. La station Hydrométrique-----	19
II.5.2. Caractéristiques de l'écoulement-----	19
II.5.3. Les apports fréquentiels-----	20

II.5.3.1. Ajustement de la série des apportes à la loi log normale-----	20
II.5.3.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%-----	21
II.5.4. Apport solide et l'estimation du volume mort-----	21
II. 5.4.1. Apport solide en suspension-----	22
II.6. Etude des crues:-----	23
II.6.1. Hydrogramme de crue -----	24
II.6.1.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski -----	24
II.6.2. Choix de la crue de projet-----	27
II.6.3. Choix de la crue de chantier -----	28
II.7 Régularisation-----	30
II.7.1. Répartition mensuel de l'apport 80% -----	30
II.7.2. Répartition mensuel des besoins-----	30
II.7.3. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »-----	3
II.7.4. Calcul du volume utile-----	33
II.7.4.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes-----	33
II.7.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) -----	34
II.7.4.3. Régularisation interannuelle -----	36
II.8. Laminage des crues -----	38
II.8.1. Méthode de Kotcherine -----	38
II.8.2. Méthode de Hildenblat -----	40

Chapitre .III. Etude de dérivation provisoire

III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire-----	45
III.2.Choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie-----	45
III.3.Description de l'ouvrage-----	46
III.4.Calcul de section de la galerie de dérivation-----	47
III.5.Dimensionnement hydraulique-----	50
III.5.1.La profondeur critique -----	50
III.5.2.La pente critique -----	50
III.5.3.Hauteur de la galerie de dérivation provisoire-----	51
III.6. Le batardeau-----	51
III.6.1.Crête du batardeau-----	51
III.6.2. Détermination de la largeur de la crête -----	52
III.6.3. Pente des talus-----	53

III.6.4.Revêtement des talus -----	53
III.6.5. Longueur du drain -----	55

Chapitre. IV .Etude de vidange de fond

IV.1. Description de l'ouvrage-----	56
IV.2.Caractéristiques Hydrauliques -----	57
IV.2.1Calcule de temps de vidange -----	57
IV.2.2. Calcule des pertes de charge-----	58
IV.3. Maitrise de l'écoulement sous la vanne-----	61
IV.4. La vitesse a la sortie de la vanne-----	62
IV.5. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie-----	63
IV.6. Dissipateur d'énergie : -----	64
IV.6.1.Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < Fr1 < 4.5$) -----	65
IV.6. 2.Longueur du dissipateur d'énergie -----	65
IV.6. 3.Largeur de bassin -----	65
IV.6.4.Dimensionnement des blocs de chute:-----	65

Chapitre. V .Etude de prise d'eau

V.1. Etude de prise d'eau-----	66
V.1.1. Type de prise d'eau -----	66
V .1.2.Choix de prise d'eau -----	67
V .1.3.Description de l'ouvrage -----	67
V .2. Dimensionnement hydraulique -----	68
V .2.1.estimation des débits maximum pour l'irrigation -----	68
V.2.2. Calcul du débit maximum -----	69
V.2.3. Étude des pertes:-----	69
V.2.3.1. Perte de charges dans les grilles (hg) -----	69
V.2.3.2. Pertes de charge à l'entrée-----	70
V.2.3.3. Perte de charge linéaire-----	71
V.2.3.4. Pertes de charge dans les vannes-----	71
V.2.3.5. Pertes de charge à la sortie -----	72
V.2.4. Calcule de la section de la conduite de prise -----	72

Chapitre.VI. Etude génie civil

VI.1. Pré-dimensionnement et vérification de la stabilité-----	73
VI.1.1. Les combinaisons des charges-----	73

VI.1.2. Stabilité au renversement -----	74
VI.1.3 Stabilité au glissement -----	75
VI.1.4. Stabilité au poinçonnement -----	75
VI-2. Etude du Ferrailage -----	76

VI.2.1 Ferrailage du rideau à contrefort -----	76
VI.2.2. Le moment en appui et moment en travers -----	76
VI.2.3- Ferrailage du contrefort -----	78
VI.2.4. Ferrailage de la semelle-----	78
VI.2.5. Acier transversale du contrefort -----	80
VI.3.Les calculs -----	80
VI.3.1.Le rideau -----	80
VI.3.2.Le contrefort -----	81
VI.3.3. La semelle -----	83

Chapitre .VII .Protection et sécurité de travail

VII.1. Conditions dangereuses dans le chantier-----	85
VII.2. Actions dangereuses -----	85
VII.3. Comite de sécurité-----	86
VII.4.Structurelles sur la sécurité-----	86
VII.4.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier-----	86
VII.4.2.Instructions à donner au Chef d'équipe-----	86
VII.5. Contrôle et entretien du matériel-----	86
VII.6. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage-----	87
VII.6.1.Principes fonctions du service de sécurité-----	87
VII.6.2.Cause des accidents de travail-----	88
VII.7. Mesures préventives-----	88
VII.8. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation-----	89

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe. I.

Annexe. II.

Liste des figures

Figure. I.01. Localisation de la zone d'étude-----	01
Figure. I.02. Carte géographique extraite de Google Earth-----	02
Figure I.03. Carte géologique du site l'échelle : 5000 (ANBT.2009.modifié) -----	05
Figure I.04. Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003-----	06
Figure II.01. Répartition mensuelle des précipitations-----	15
Figure II. 02. représentation graphique de la loi de GUMBEL-----	17
Figure II.03. Pluies de courte durée-----	18
Figure II.04. Répartition mensuelle de l'apport moyen-----	19
Figure II.05. Représentation graphique de la loi log-normale-----	20
Figure II.06 .Répartition mensuelle des apports 80%-----	21
Figure II.07. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel-----	23
Figure II.08. L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps-----	26
Figure II.09. L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans-----	28
Figure II. 10. L'Hydrogramme de la crue de chantier a une période de retour 50 ans-----	29
Figure II.11 .Courbes Surface - Hauteur -----	32
Figure II.12 .Courbes Capacité –Hauteur-----	32
Figure II.13. Laminage de crue par la méthode de Kotchérine-----	40
Figure II.14. La courbe des débits déversant. -----	42
Figure II.15. Laminage pour b= 70m-----	42
Figure III.01. Schéma explicative de la galerie de dérivation-----	47
Figure III.02. le débit laminé et le débit sortant de la galerie en fonction de h--	49
Figure IV.01. Schème explicative d'une vidange de fond type galerie-----	58
Figure IV.02. La fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}} = f(h)$ -----	61
Figure. IV.03 .Schéma explicatif d'un écoulement sous vanne-----	62
Figure. V.01 .prise combiné au barrage poids-----	67
Figure. VI.1 .Combinaison des charges. -----	73
Figure. VI.02. Explication stabilité au renversement-----	74
Figure. VI.03 .Explication stabilité au poinçonnement-----	75
Figure VI.04. Représentation des forces agissant sur le rideau à contrefort-----	76
Figure. VI.05. schéma explicatif-----	77
Figure. VI.06. Répartition des moments sur le rideau à contrefort-----	78

Figure. VI.07. effort sur le contrefort-----	78
Figure. VI.08. Schéma explicatif-----	79
Figure. VI.09 .Diagramme résumé-----	79

Liste des tableaux

Tableau. I.01. Coefficients d'accélération du séisme-----	06
Tableau. I.02. Les accélérations horizontales maximales-----	07
Tableau .I.03 . Les caractéristiques des sondages de la première phase-----	08
Tableau. I.04. Présentation des résultats d'essais de laboratoire (APD.2005-----	09
Tableau I.05. Carrière de Koudiat es Snouber - essais de laboratoire-----	10
Tableau. I.06 .Essai de laboratoire - zone d'emprunt d'argile-----	11
Tableau I.07 .Essai de laboratoire- zone d'emprunt de sables et graviers-----	11
Tableau II.01 .Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant-----	13
Tableau. II.02 .Paramètres climatiques enregistrés à la station d'Ouenza (A.N.R.H.2009) -----	13
Tableau. II.03. Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude (A.N.R.H.2009) ---	14
Tableau. II.04. Station pluviométrique-----	14
Tableau. II.05. Répartition mensuelle de la pluie annuelle-----	14
Tableau II.06.Caractéristiques de la série pluviométrique (39ans) -----	15
Tableau II.07. Récapitule des résultats d'ajustement-----	17
Tableau. II .08 .Précipitations des différent fréquence-----	17
Tableau II.09. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités-----	18
Tab. II.10. Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station-----	19
Tableau II.11. Caractéristiques de l'écoulement-----	19
Tableau II.12. Résultat de l'ajustement a la loi log-normale-----	20
Tableau. II.13. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%. -----	21
Tableau. II.14. Répartition de volume moyen annuel-----	22
Tableau. II.15. Débits fréquentielles calcul-----	23
Tableau. II.16 .les valeurs de débits de crues en fonction de temps-----	25
Tableau II.17 .Crue de projet recommandée-----	27
Tab. II.18. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%. -----	30
Tab. II.19. Répartition mensuelle des besoins-----	30
Tableau II.20. Les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface-----	31
Tableau II.21.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3) -----	34
Tableau II.22. Les volumes des pertes dans la retenue -----	35
Tableau II.23.Détermination de la période d'étiage-----	36
Tableau II.24. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes-----	37
Tableau II.25. Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue-----	39

Tableau II.26. Résumé de laminage par Kotchérine-----	40
Tableau II.27. Les volumes et les débits déversant-----	41
Tableau II.28. Résumé des calculs de laminage par la méthode de Hildenblat-----	43
Tableau III.01 : tableau qui donne le débit laminé et le débit sorte en fonction de (h)	48
Tableau III.02. Résumé les résultats de la figure III.02-----	49
Tableau : III.03. Les valeurs de la revanche selon les différentes méthodes (m) -----	52
Tableau III.04. Valeur de la largeur en crête selon les différentes méthodes (m) -----	53
Tableau.III.05.Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue-----	53
Tableau III.06. Coefficient K pour différents catégories de l'ouvrage-----	54
Tableau IV.01.Coefficient β qui prend en considération la forme des barres-----	59
Tableau IV.02. Calcul d'Intégration numérique par la méthode de Simpson-----	60
Tableau IV.03. Calcul de temps de vidange pour différentes section choisies-----	61
Tableau IV.04. les calculs hydraulique au niveau de la vanne-----	63
Tableau IV.05. Calcul de la profondeur normale-----	64
Tableau V.01.Estimation de la demande en irrigation-----	68
Tableau V.02. Coefficient β qui prend en considération la forme des barres-----	70
Tableau V.03. Coefficient de perte de charge a l'entrée-----	70
Tableau V.04. Viscosité cinématique de l'eau-----	71
Tableau V.05. Ajustement du diamètre de la conduite de prise d'eau-----	72
Tableau.VI.1. Les forces verticales agissent sur le mur de soutènement-----	74
Tableau.VI.2. Les forces horizontales agissent sur le mur soutènement-----	74
Tableau VI.03. Résumé de calcul de pré-dimensionnement-----	75
Tableau VI.04. Résultat du calcul de rideau-----	80
Tableau VI.05. Ferrailage de la première tranche-----	81
Tableau VI.06 .Résultat du calcul du contrefort-----	82
Tableau VI.07. Ferrailage du contrefort-----	82
Tableau VI.08. Résultat de calcul des aciers transversales-----	82
Tableau VI.09. Calcul de ferrailage des aciers transversaux-----	83
Tableau VI.10. Calcul de la semelle-----	83
Tableau VI.11 : calcul de ferrailage de la semelle	84

Liste des planches

Planche 01: plan d'aménagement du barrage ouldjet Mellegue (w, Tébessa)

Planche 02 : coupe géologique des couches selon l'axe du barrage

Planche 03 : galerie de dérivation (rive gauche)

Planche 04 : prise d'eau (coupe verticale)

Planche 05 : vidange de fond (coupe verticale)

Planche 06 : ferrailage de mur de soutènement

Introduction générale

Dans le cadre de la mobilisation des ressources en eaux superficielles et la préservation des moyens existants, en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est l'eau pour l'exploitation des périmètres d'irrigation et l'approvisionnement en eau potable, ils ont lancé une opération d'étude de faisabilité d'un barrage à travers la wilaya de Tébessa.

L'étude du barrage Ouldjet Mellègue sur l'oued qui porte son nom était sujet de deux phases, la première qui était faite en 2005 et la deuxième phase en 2009, par le bureau d'étude Coyne et Bellier.

Etant donné que l'étude de faisabilité, le premier pas et la base pour accomplir et entamer l'APD, l'objet de cette étude est l'étude détaillée des ouvrages annexes du barrage d'Oueldjet Mellègue.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique.

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de la dérivation provisoire, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

On traitera par la suite une étude de ferrailage qui consiste à définir les différentes sections d'aciers à mettre en place dans le mur de soutènement.

En terminant, un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

Chapitre I :

**étude topographique,
géologique et géotechnique**

1.1 Etude topographique

Introduction :

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1.1 Localisation et accès au région :

Le site de l'aménagement étudié se trouve dans le NE de l'Algérie, à environ 75 km au NO de la ville de Tébessa et à quelques 10 kms en amont de la ville de l'Ouenza. Il est situé au débouché (Ouldjet) de la rivière Mellègue à la droite du djebel Krorza.

Le site du barrage d'Ouldjet Mellègue a pour coordonnées géographiques de l'axe de la digue dans le système WGS84 :

Longitude: 08° 01' 50'' E

Latitude: 35° 58' 35'' N

Altitude : 533m

Le site est accessible depuis la route nationale N82 reliant l'Ouenza à Taoura, après avoir traverser le pont permettant à la route nationale N82 de franchir Oued Mellègue, une route goudronnée de 7 kms puis une piste de 2 kms permettent d'accéder facilement au site.

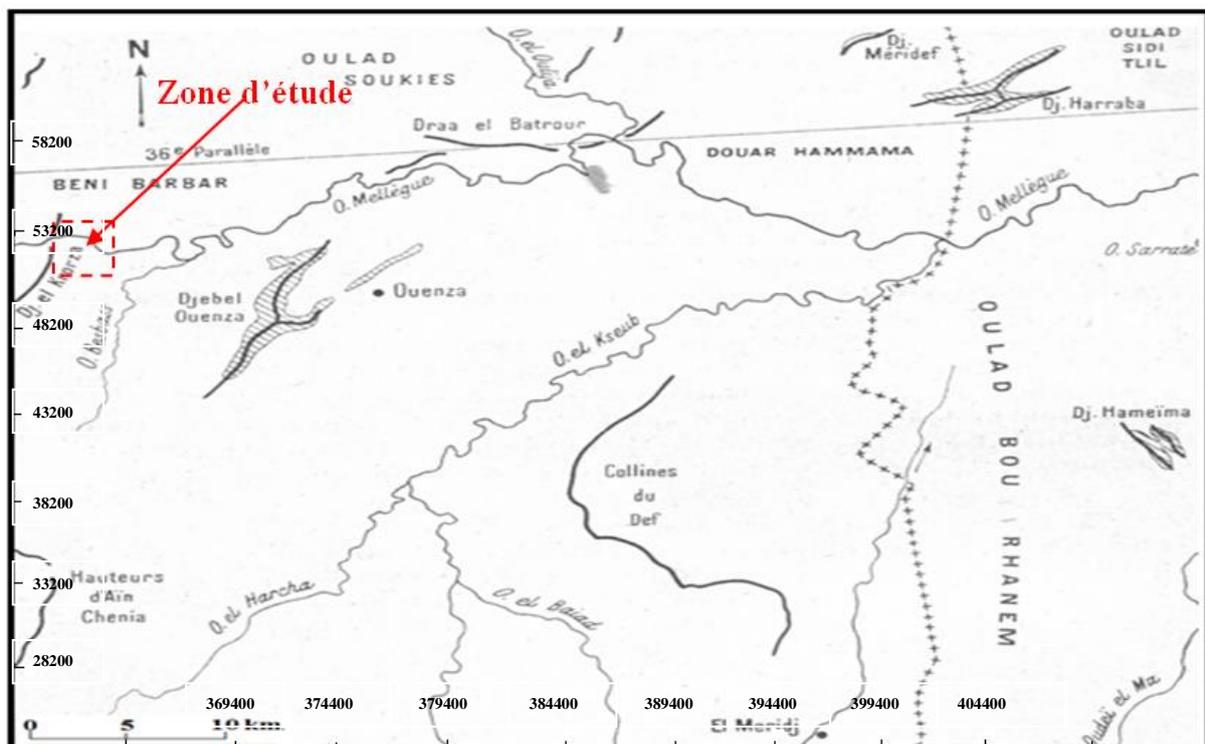


Figure.01.Localisation de la zone d'étude.(w.TEBESSA)

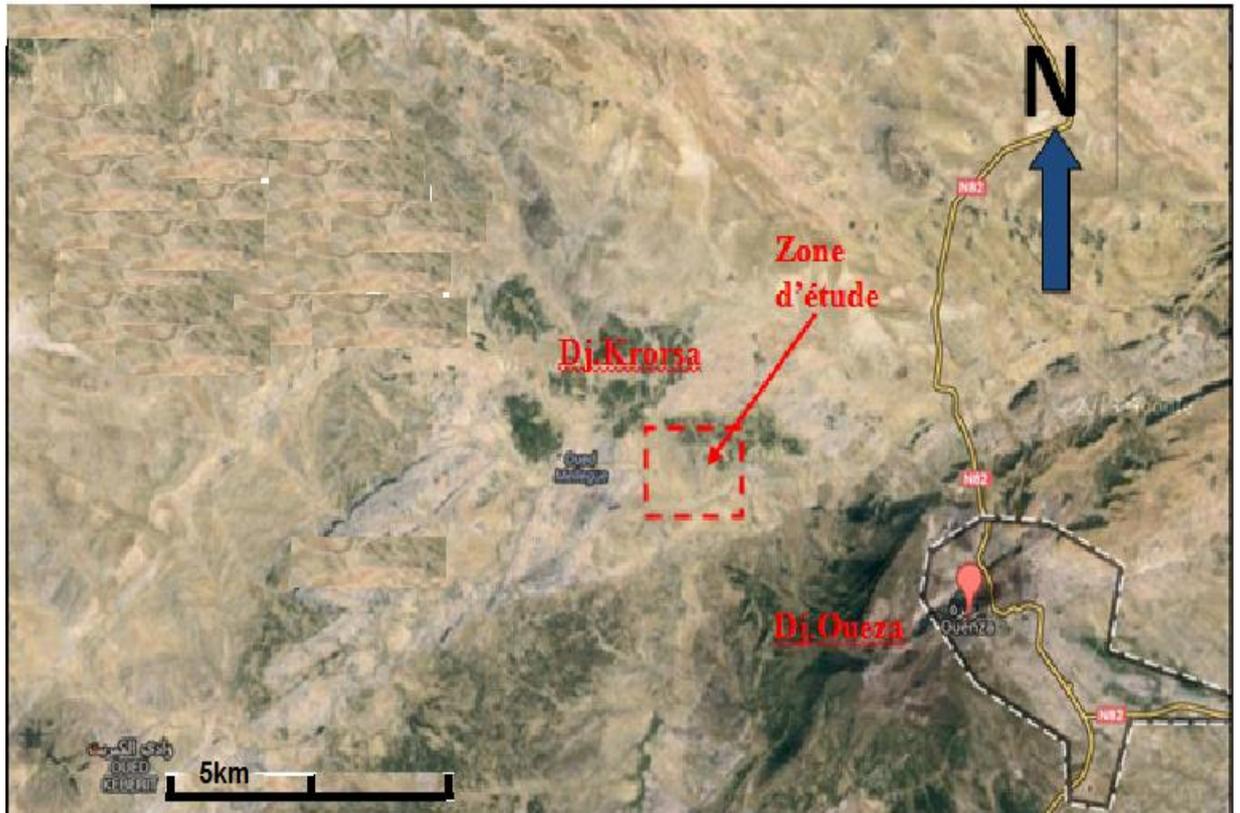


Figure.02. Carte géographique extraite de Google Earth

I.1.2. Description du site

Le rétrécissement de la vallée de l'Oued Mellègue à l'endroit où elle coupe le djebel Krorza impose naturellement le site du barrage choisi. La pente de l'Oued Mellègue est d'environ 50° à l'amont du site et d'environ 30° à l'aval.

En rive gauche, à quelques centaines de mètres du lit de l'oued, la ligne de crête du djebel ayant formé le verrou est abaissée brusquement de 20 à 30m à la droite d'une faille reconnue par cartographie géologique et prospection géophysique.

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

- lit de l'oued à la cote 533.4m NGA
- les pentes des deux rives présentent le même pendage général, de l'ordre 30°
- fond alluvial à la cote 540.0m NGA d'une largeur d'environ 100m
- largeur de vallée d'environ 320m à la cote 575.0 m NGA

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

- point bas à 554m NGA.
- longueur totale de la digue de col d'environ 900m à la cote 575.5 m NGA.
- appui rive droite correspondant au massif de Krorza

-très lente remontée du terrain en rive gauche (nord).

I.2. Etude géologique

Introduction

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement :

- les diverses techniques possibles ;
- l'identification et choix du site de barrage ;
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

I.2.1. 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.

I.2.2- Géomorphologie

Le relief de la région est fortement influencé par la lithologie et la structure géologique. Le contraste est saisissant entre :

- des larges étendues au relief peu marqué, correspondant aux assises principalement marneuses ou bien aux séries à stratification subhorizontale, recouvertes partiellement par des limons récents, c'est notamment le cas de la cuvette de la retenue ;
- des hauteurs isolées, correspondant soit à des rides anticlinales, dont l'exemple le plus notable est le djebel Ouenza, soit à des assises calcaires, plus résistantes, tel le djebel Krorza qui culmine à environ 651m d'altitude, à la droite du site de l'aménagement.

Notons également que des dépressions topographiques allongées dans la direction NO-SE représentent des aires d'effondrement probablement post-miocènes, dont le substratum est recouvert de limons.

I.2.3-Lithologie du site

Les terrains meubles de couverture ont généralement une faible épaisseur à la droite du barrage principal et de la digue de col. Ils sont mieux représentés dans la cuvette de la retenue.

Le long de l'axe du barrage retenu, ils sont notamment présents dans la partie basse de la rive droite, où ils atteignent 6m 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 de haut en bas comme suit :

-alluvions récentes, majoritairement composées de graves et de sable plus ou moins argileux.

Ces dépôts sont rencontrés dans le lit de l'Oued Mellègue, leur puissance maximale est 1.5m.

-basses terrasses : peu répondues, notamment le long de l'Oued Mellègue, elles sont principalement constituées par des sables argileux.

-hautes terrasses : bien représentées dans les rives de l'Oued Mellègue et de l'oued Guelib, elles représentent un léger pendage vers la vallée ; la composition est hétérogène. En général dominée par des argiles sableuse.

-dépôts torrentiels : bien représentés dans la région d'étude. Ils superposent parfois aux dépôts des terrasses.

- colluvions : recouvrent des surfaces entendues, mais l'épaisseur est faible. (Figure. I.03.)

I.2.4-Structures géologique

Dans la zone de l'aménagement de l'Oued Mellègue, les structures résultant de la compression au Nummulitique (paléogène), plis et failles, sont orientées globalement ENE-OSO. la structure synclinale dessinée par les dépôts cénomaniens dans la zone de la retenue étudiée s'aligne sur cette même direction structurale.

Les différents épisodes de déformations tectoniques ayant contribué à la constitution actuelle des monts du Mellègue sont brièvement rappelés ci-dessous :

-subsidence généralisée au crétacé, avec de faibles épisodes de poussée tangentielle, notamment pendant l'Aptien et le Turonien ;

- ralentissement progressif de l'affaissement et plissement de plus en plus intense au Nummulitique, la direction prépondérante des plis est SO-NE ;

- la surrection de la région de l'Ouenza à l'approche du Néogène supérieur est accompagnée d'un changement de direction des contraintes tangentielles qui enregistrent une rotation de NO-SE vers N-S, mais aussi un changement de régime ;

- la surrection s'amplifie au cours de pliocène, alors que l'ouverture de fossés d'effondrement suivant la direction NO-SE témoigne d'une importante distension orientée SO-NE.

A l'échelle régionale, la tectonique est à la fois plicative ou cassante. De nombreux plis de taille kilométrique sont allongés selon la direction SO-NE, la déformation est

particulièrement importante au droit des plis anticlinaux à cœur de Trias, tel l'anticlinal complexe du Djebel Ouenza. Tapez une équation ici.

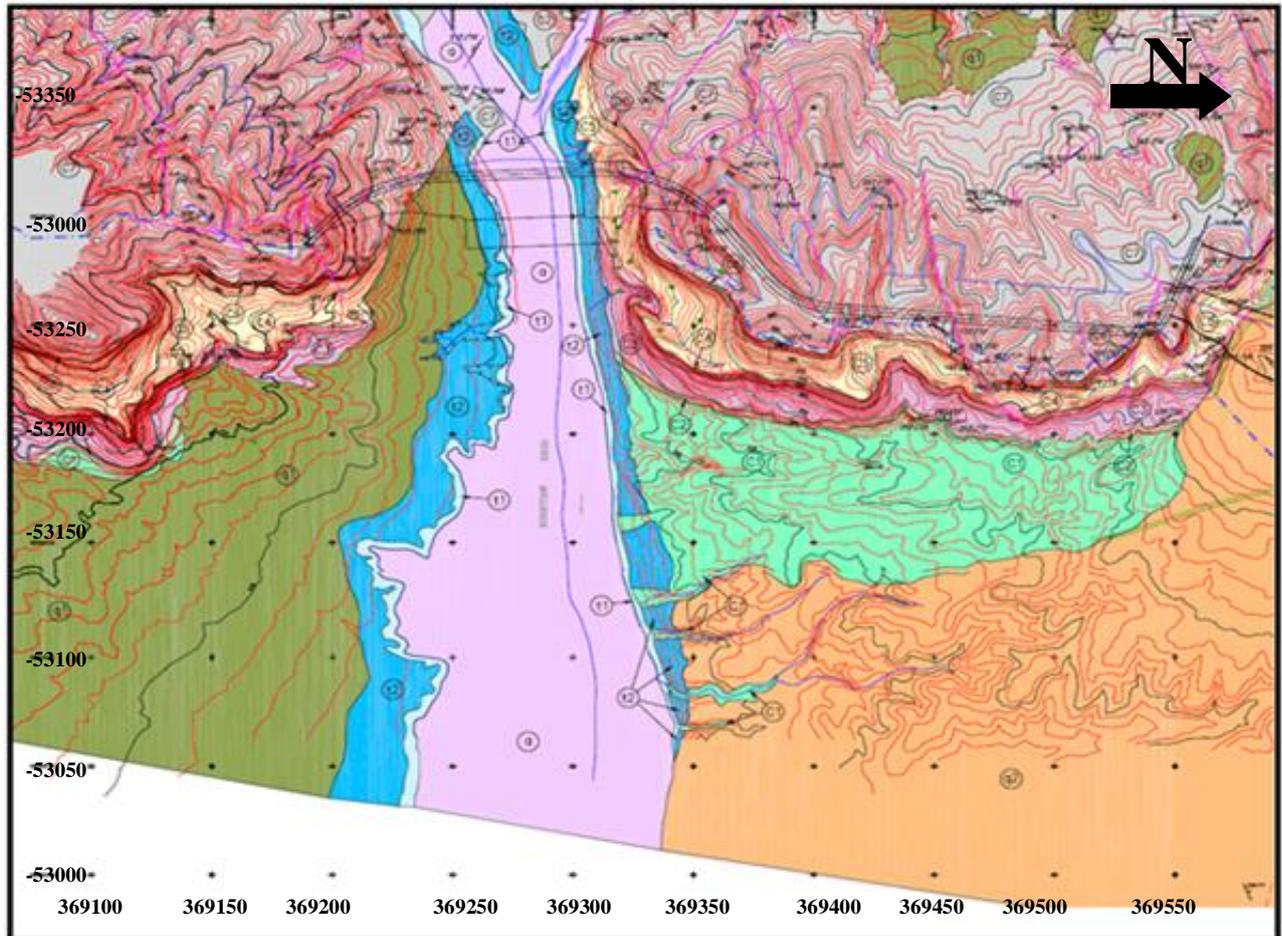


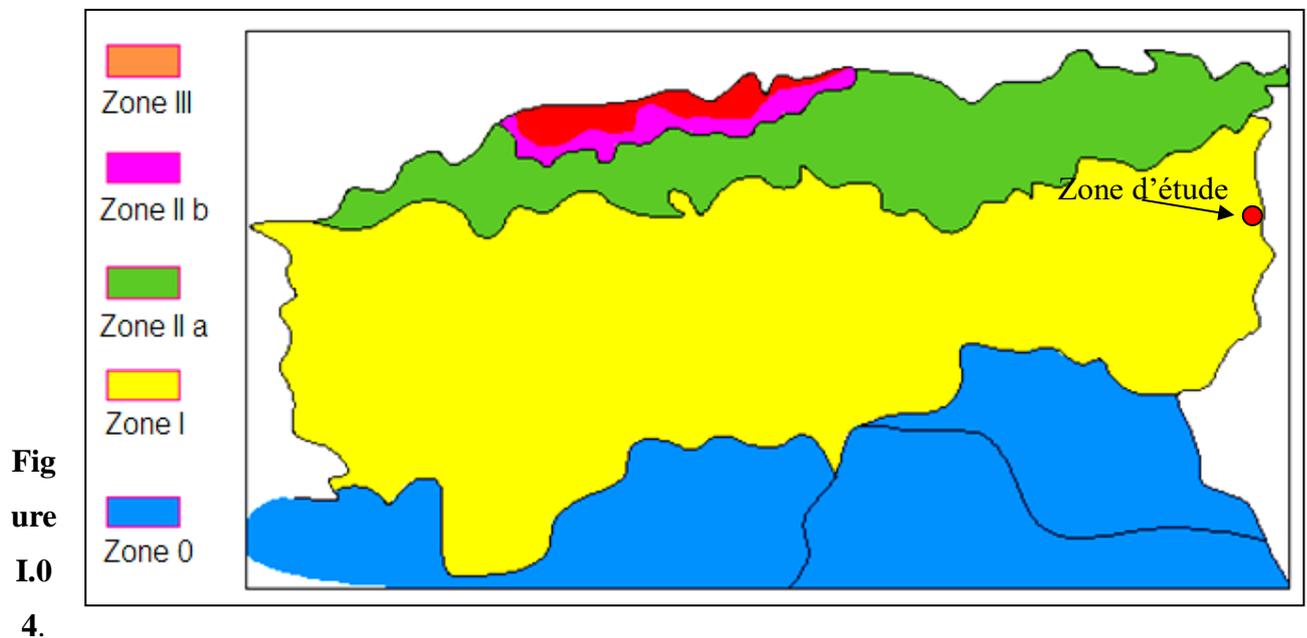
Figure I.03. Carte géologique du site l'échelle : 1 /5000 (ANBT.2009.modifié)

I.2.5-Sismicité de la zone d'étude

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques). En général le site de notre barrage est situé dans la zone I selon le règlement R.P.A (figure I.04).



Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Tableau. I.01. 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
--	--	--	------------

Les rapports d'études de faisabilité des sites de barrages de Nememcha (barrage de Mellegue, N.V rapport techno-économique « Evaluation de la sismicité et du risque sismique») préconisent une accélération de l'ordre de **0.2 g**, sans toute fois lui associe diagnostic sismotectonique préliminaire réalisé dans le cadre de présente étude.

Les accélérations horizontales maximales de référence au site d'Ouldjet et 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.

Les accélérations horizontales maximales obtenues (valeurs médianes) sont les suivantes :

Tableau. I.02. Les accélérations horizontales maximales

Site d'Ouldjet Mellègue	SBE	SMD	SMP
Accélération horizontale max(PGA)	0.14g	0.19g	0.26g

-**SBE** : correspond à un séisme de magnitude 5.6 localisé à une distance épacentrale de 10km et à une profondeur de 10km.

-**SMD**: correspond à un séisme de magnitude 6.1 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

-**SMP** : correspond à un séisme de magnitude 6.6 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

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 Mellègue.

I.2.6-Travaux de reconnaissance

L'étude du site a compris deux phases qui sont comme suit:

I.2.6.1-Phase 01

a) levé géologique

Les levés géologiques réalisé dans le cadre de la mission d'APD dans la zone de la retenue et au droit des sites du barrage principal et de la digue.

b) investigations géophysiques : (électriques et sismiques)

c) sondage carottés

10 sondages ont été réalisés, 6 sondages inclinés S1 à S6, à l'emplacement du barrage principal, d'une profondeur comprise entre 35 et 60m et 4 sondages pour investiguer la fondation de la digue de col. Le tableau I.03 résume les caractéristiques des sondages.

Tableau .I.03. Les caractéristiques des sondages de la première phase

Sondage	Coordonnées			Profondeur (m)	Nbre de l'essai de Lugeon
	X(m)	Y(m)	Z(m)		
S1	980356.012	310493.8	565	36	7
S2	980340.033	310540.94	552	41	7
S3	980384.53	310576.492	550	60	10
S4	980347.575	310670.613	548	45	10
S5	980345.315	310705.537	562	35	8
S6	980335.36	310750.986	568	30	7
S7	980544.983	311351.737	566	24	5
S8	980517.995	311257.805	568	24	5
S9	980584.749	311449.503	567	20	4
S10	980499.817	311213.541	571	26	5

d) Essais de perméabilité

Des essais de perméabilité Lugeons ont été réalisés dans tous les sondages carottés en 2005 : 49 essais sur le site du barrage principal et 19 essais dans les sondages ayant investigué la fondation de la digue de col. (Voir annexe I)

e) Tranchées de reconnaissance

09 tranchées ont été réalisées afin de connaître les terrains superficiels le long du linéament proposé pour la digue de col.

Les terrains meubles de couverture, composés de fragments de substratum enveloppés dans une matrice argilo-sableuse, sont très peu épais, huit des neuf tranchées montrent que le substratum rocheux à moins d'un mètre de profondeur, dans la tranchée T5, l'épaisseur du sol varie de 0.5 à 2.5m.

Coté sud, dans les tranchées T1 à T6, le substratum rocheux exposé est constitué de marnes plus ou moins calcaires. Coté nord, des marnes plus argileuses ont été rencontrées dans les tranchées T8 et T9, alors que la tranchée T7 a mis à jour des calcaire.

f) essais et analyses de laboratoire

Les terrains meubles, présents sur le site du barrage principal en quantités relativement peu significatives. des échantillons ont été prélevés dans les carottes de sondage, afin de

déterminer en laboratoire les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher de fondation du barrage principal. (Voir le tableau I.4)

Tableau. I.04.Présentation des résultats d'essais de laboratoire (APD.2005)

Essai/analyse	intervalle	moyenne	Ecart-type	Nbre d'essais/analyse
Teneur en eau	0.7-1.9	1.1	0.4	16
Densité sèche (t/m ³)	2.38-2.48	2.42	0.03	16
Résistance à la compression uni- axiale (bars)	43-152	100	38	16

I.2.6.2-Phase 02

Elle a permis de compléter et préciser certains points restés en suspens lors de la première phase.

a) Sondage

-cinq (05) sondages carottés ont été exécutés, trois sur la butte de Koudiat es Snouber (Scl, Sc2 et Sc3) et deux sondages (Scol1 et Scol2) sur la petite digue de col à l'extrémité nord de l'axe du barrage.

-trois sondages destructifs (S2b, S5b et S8b) ont été exécutés dans l'axe du barrage, à proximité immédiate des sondages S2, S5 et S8

b) Essais de perméabilité

Des essais Lugeon ont été réalisés au niveau des sondages S2b, S5b et S8b pour contrôler et valider les résultats obtenus lors de la phase précédente.

c) puits de reconnaissance :

161puits ont été foncés dans la zone d'emprunt des alluvions grossières du lit actuel de l'oued et dans les terrasses alluviales pour évaluer la quantité et la qualité disponible d'alluvions grossières. Les résultats des essais de perméabilité sont présentés en annexe I

d) essais de laboratoires

Les essais de laboratoire suivants ont réalisés :

1- sondages carottés de la carrière de Koudiat es Snouber

- densité sèche ;
- résistance de la compression ;
- résistance de la traction ;
- essai de los Angeles ;
- essai micro Deval.

Tableau I.05.Carrière de Koudiat es Snouber - essais de laboratoire

Ech	Profondeur	γ_d	Rc	Rt	LA	MDE
N°	(m)	(t/m ³)	(Mpa)	(Mpa)	(%)	(%)
Sc1	10.75-16.20	2.70	42.00	4.30	29.00	23.00
Sc2	5.60-11.00	2.50	36.90	4.10	23.00	22.00
Sc3	13.50-19.45	2.70	42.60	5.40	19.00	15.00
Bloc 1	-	2.60	56.40	3.70	21.00	17.00
Bloc 2	-	2.60	67.50	4.20	23.00	19.00

2- puits de la zone d'emprunt d'alluvions

- essai los Angeles ;

- essai de granulométrie.

I.2.7. Matériaux d'emprunt

I.2.7.1.Carrières calcaires

Les calcaires massifs de l'Aptien sont exploités sur plusieurs sites dans la région d'Ouenza. Des visites de terrain ont été effectuées en 2005 dans le cadre d'un inventaire des sites potentiels de carrière. Trois sites ont été retenus et évalués lors d'une deuxième série de visites : Koudiat es Snouber, Mzez es Saida et Boudjaber.

I.2.7.2. Zones 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 colles résultats des reconnaissances réalisées montrent que la qualité des matériaux investigués est satisfaisante et la qualité suffisante pour couvrir les besoins du projet.la synthèse des résultats des essais de laboratoire est représentée dans le tableau I.06.

I.2.7.3-zones d'emprunt de sable et de gravier :

La zone d'emprunt des matériaux pour les filtres a été identifiée et reconnue par trois tranchées lors de l'étude de faisabilité, à l'aval immédiat du site de barrage. La zone d'emprunt potentielle s'étend sur une longueur considérable dans le lit de l'Oued Mellègue.les essais de laboratoires sont représentées dans le tableau I.07.

Tableau I.06. Essai de laboratoire - zone d'emprunt d'argile

Essai/analyse		résultats	Nbre d'essais
Classification		CL-argile limono-sableuse de faible plasticité CH-argile limono-sableuse très plastique G-graves argileuse	12 2 1
Granulométrie		<80µl)(i) 83-97% (ii) 18-65	11 4
Limites D'Atterberg	LL	28-54	15
	PL	15-23	15
	IP	13-33	15
Densité sèche(t/m ³)		1.61-1.81	15
Teneur en carbonate(%)		49-67	15
Teneur en matière organique		Néant	15
consolidation		Cc=11.5 - 17.8% (1 valeur à 33) ; Cg=2.8 -4.3%	6

Tableau I.07. Essai de laboratoire- zone d'emprunt de sables et graviers

Essai	Résultats	Nbre d'essai
Classification	GW-graves bien gradé	3
Granulométrie	Fraction<80µ :0%	3
Poids spécifique (t/m ³)	2.73	1

I.2.7.4-zones d'emprunt d'alluvions grossières

La zone étudiée s'étend sur 6 km environ de part et d'autre de l'axe du barrage (à l'amont et à l'aval).les matériaux de la zone se répartissent de la manière suivante :

26% de cailloux ; 50% de graviers et 24% de sables.

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. 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.

Chapitre II :

étude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

II.1. Le bassin versant

Le bassin versant de l'Oued Mellègue se compose de trois parties

- Au Nord, le sous bassin drainé par l'Oued Mellègue. On y trouve notamment l'Oued Guetara, affluent important de rive gauche.
- Au Sud-ouest, le sous bassin de l'Oued Meskiana. Cet Oued, en provenance de la région de Kenchela, présente des lacs salés dans sa partie amont.
- Au Sud-est, le sous bassin de l'Oued Chabro. Cet Oued prend sa source dans la région de Tébessa. L'Oued Chabro et l'Oued Meskiana confluent légèrement en amont d'El Aouinet.

II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant [1]

Tableau II.1 : Caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant (ANBT)

Désignation		formule	Unités	valeur
Superficie		S	Km ²	4350
Périmètre		P	km	290
Longueur du thalweg principal		L	km	116
Indice de compacité		$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	***	1.23
Coefficient d'allongement		$C_a = L^2/S$	***	3.09
Rectangle équivalent	longueur	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} [1 + \sqrt{1 - (\frac{1.12}{\sqrt{K_c}})^2}]^2$	km	101
	largeur	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} [1 - \sqrt{1 - (\frac{1.12}{\sqrt{K_c}})^2}]^2$	km	44
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1626
	moyenne	H _{moy}	m	845
	minimale	H _{min}	m	540
Indice de pente moyenne		$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$	m/km	16.10
Temps de concentration		$T_c = \frac{4\sqrt{S+1.5Lc_p}}{0.8\sqrt{H_{max}-H_{min}}}$	h	15.68
Vitesse de ruissellement		$V_r = \frac{L}{T_c}$	Km/h	3.71

II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques dans le bassin versant.

II.2.1. Informations sur le climat

Le tableau suivant résume les paramètres climatiques de la station d'Ouenza.

On y donne :

- La température moyenne T_{moy}.
- L'humidité relative HR.
- La vitesse du vent V_{vent}
- Evaporation

Tableau. II.2 : Paramètres climatiques enregistrés à la station d'Ouenza de 1945 à 1997

Mois	S	O	N	D	J	F	M	Av	MP	Jn	Jt	Ao	Moy
T _{moy} (c°)	23	16	11	7	6	7	10	14	18	23	27	26	16
Hr (%)	56.	57	66	67	67	63	55	46	48	41	46	39	53
V _{vent} (m/s)	1.8	1.9	1.9	2.8	2	2.3	2.1	2.1	2.1	2	2.1	1.7	2
Ev (mm)	4	2.32	1.33	0.78	0.9	1.43	2.32	3.46	4.52	5.6	6.19	5.42	3.19

II.2.2. La pluviométrie

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant du barrage d'Oued Mellègue est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

II.2.1.1 Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant. Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau. II.3: Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude (A.N.R.H.2009)

Station	Code de la station	Altitude (m)
Ouenza	12.04.01	480
El Aouinet	12.04.02	654
Tébessa	12.03.01	850
La Meskiana	12.02.01	860

Tableau. II.4. Station pluviométrique

Station	Code	X (km)	Y (km)	N(ans)
Ouenza	12.04.01	989.6	312.75	52

La station d'Ouenza est la plus proche du site avec une période d'observation de 1945-1997 soit 52 ans. Le tableau II.5 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année.

Tableau. II.5. Répartition mensuelle de la pluie annuelle.(1945-1997)

Mois	sep	oct	nov.	déc.	janv	fev	mars	Avr	Mai	juin	juil	aout	total
P(mm)	28.45	28.02	24.89	25.51	26.26	26.64	35.68	36.82	37.57	25.01	11.84	17.60	324.3
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

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure II.2. On note une pointe au mois de mai.

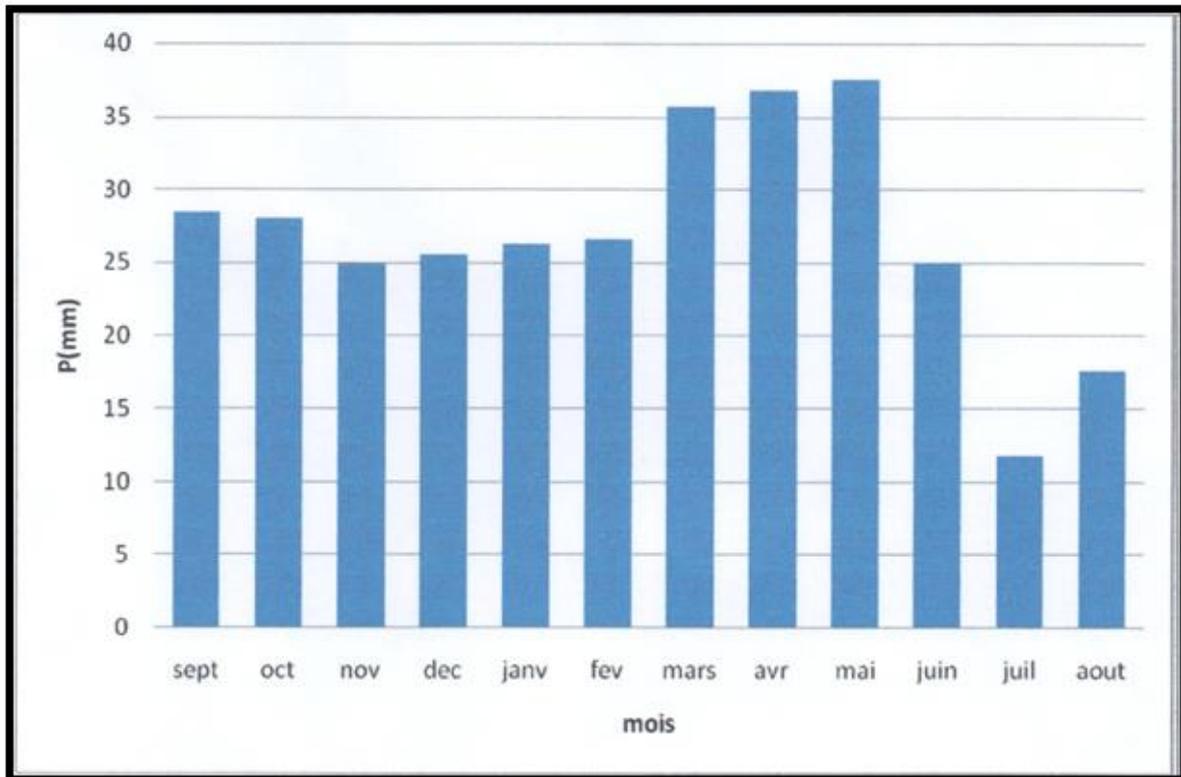


Figure II.01 : Répartition mensuelle des précipitations

II.2.3. Les précipitations maximales journalières

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

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (II.6) :

Tableau II.06: Caractéristiques de la série pluviométrique (39ans).

Nombre d'observations	38
Moyenne	34.7
Ecart-type	12.1
Médiane	33.9
Coefficient de variation	0.35
Coefficient d'asymétrie	0.238

II.3.1 Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN »

• **Ajustement à la loi de GUMBEL:**

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

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

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

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL.

Y : variable réduite de GUMBEL.

x : précipitation maximale journalière (mm).

X_0 : paramètre de position (mode).

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

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

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

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

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

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observations (42).

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

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

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « X_0 ».

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

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

-La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + X_0$$

Avec :

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

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

-Quantités

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement). $T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.07: récapitulé des résultats d'ajustement

La loi de Gumbel (doublement exponentielle)					
période de retour T (ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	136	15.1	111	170
1000.0	0.9990	109	11.6	90.3	136
100.0	0.9900	82.5	8.03	69.4	101
50.0	0.9800	74.3	6.98	36.0	90.4
20.0	0.9500	63.4	5.60	54.5	76.5
10.0	0.9000	55.5	4.257	47.9	65.8

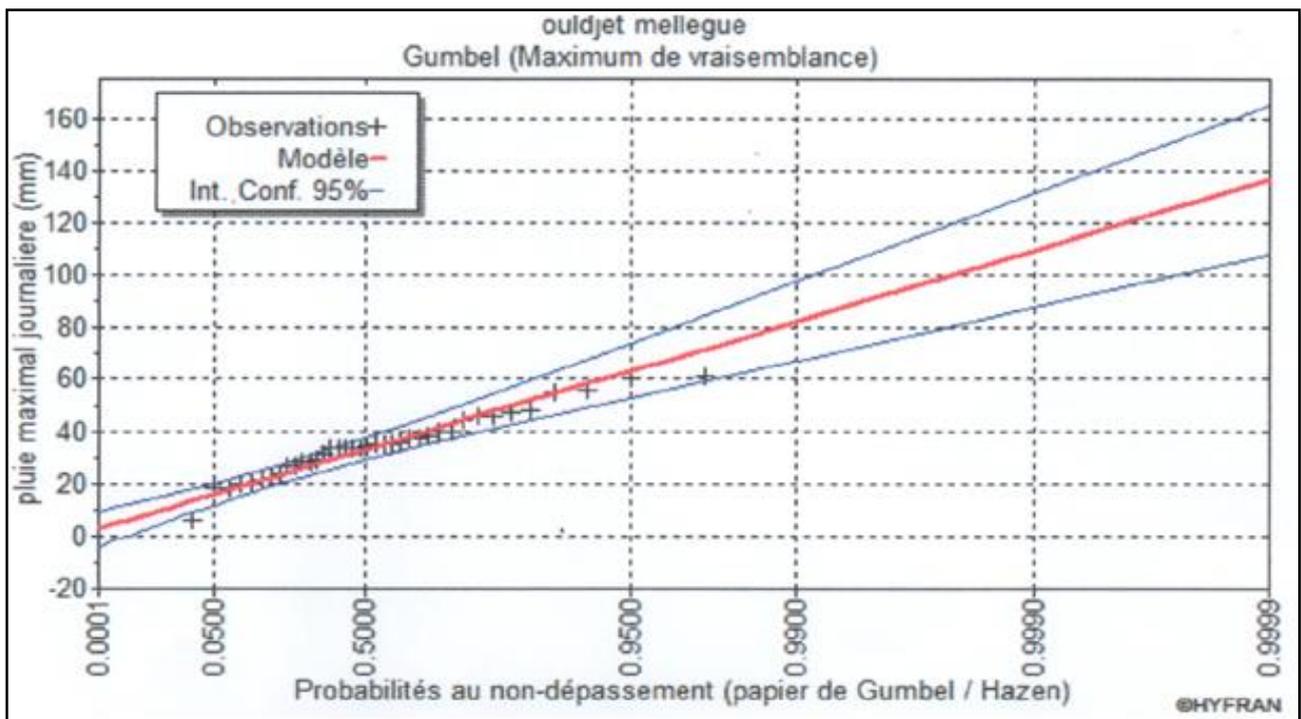


Figure II. 02: représentation graphique de la loi de GUMBEL

Remarque :

D'après le schéma nous avons choisis les pluies maximales journalières suivantes la loi de GUMBEL car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de GUMBEL.

Tableau. II.8. précipitations des différent fréquence.

Période de Retour (an)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.9999	0.9990	0.9900	0.9800	0.9500	0.9000
Pmaxj (mm)	136	109	82.5	74.3	63.4	55.0

II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.30).

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau II.09.

Tableau II.09: La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Fréquence(%)	10		20		50		100		1000	
Temps(h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	12.75	12.75	14.7	14.7	17.22	17.22	19.12	19.12	25.27	25.27
2	17.54	8.77	20.21	10.11	23.69	11.85	26.3	13.1	34.75	17.38
4	24.12	6.03	27.8	6.95	32.59	8.15	36.18	9.05	47.81	11.95
6	29.07	4.86	33.51	5.59	39.27	6.55	43.6	7.27	57.61	9.60
8	33.18	4.15	38.25	4.78	44.82	5.6	49.77	6.22	65.76	8.22
10	36.77	3.68	42.38	4.24	49.67	4.97	55.15	5.52	72.86	7.29
12	39.98	3.33	46.09	3.84	54.02	4.5	59.98	4.99	79.24	6.60
14	42.92	3.07	49.48	3.53	57.98	4.14	64.38	4.60	85.06	6.08
16	45.64	2.85	52.61	3.29	61.66	3.85	68.46	4.28	90.45	5.65
18	48.18	2.68	55.54	3.09	65.09	3.62	72.27	4.02	95.49	5.31
20	50.58	2.53	58.3	2.92	68.33	3.42	75.86	3.79	104.72	5.01
22	52.84	2.40	60.91	2.77	71.39	3.25	79.26	3.60	104.72	4.76
24	55	2.29	63.4	2.64	74.3	3.10	82.5	3.44	109.00	4.54

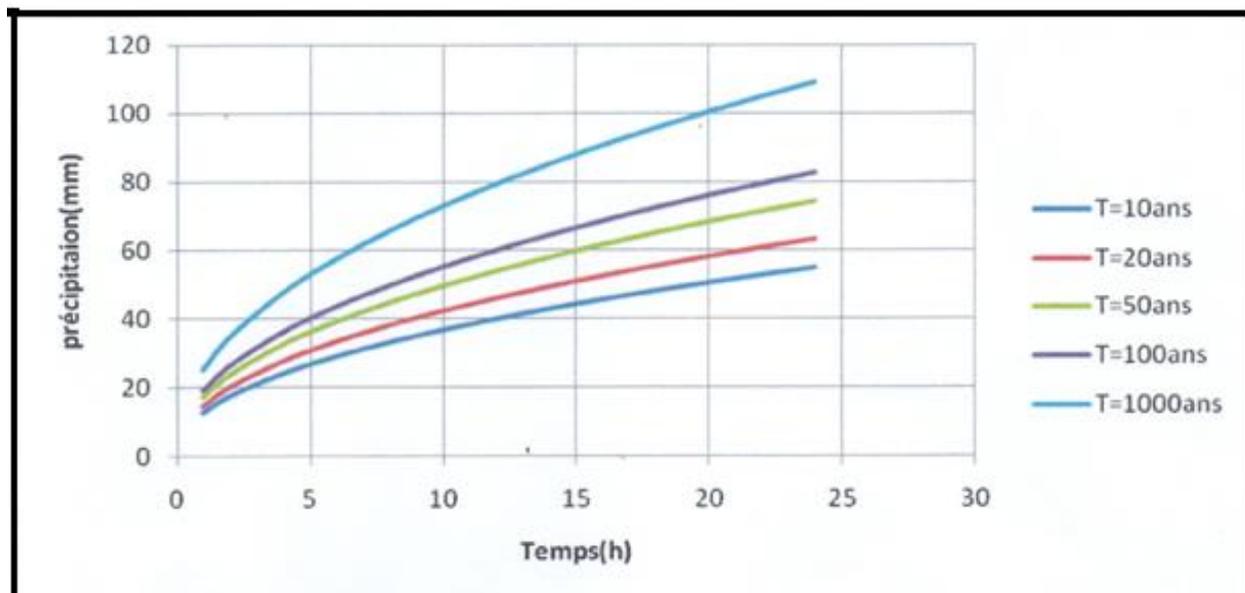


Figure II.03: Pluies de courte durée

II.5 Etudes des apports[1]

II.5.1. La station Hydrométrique

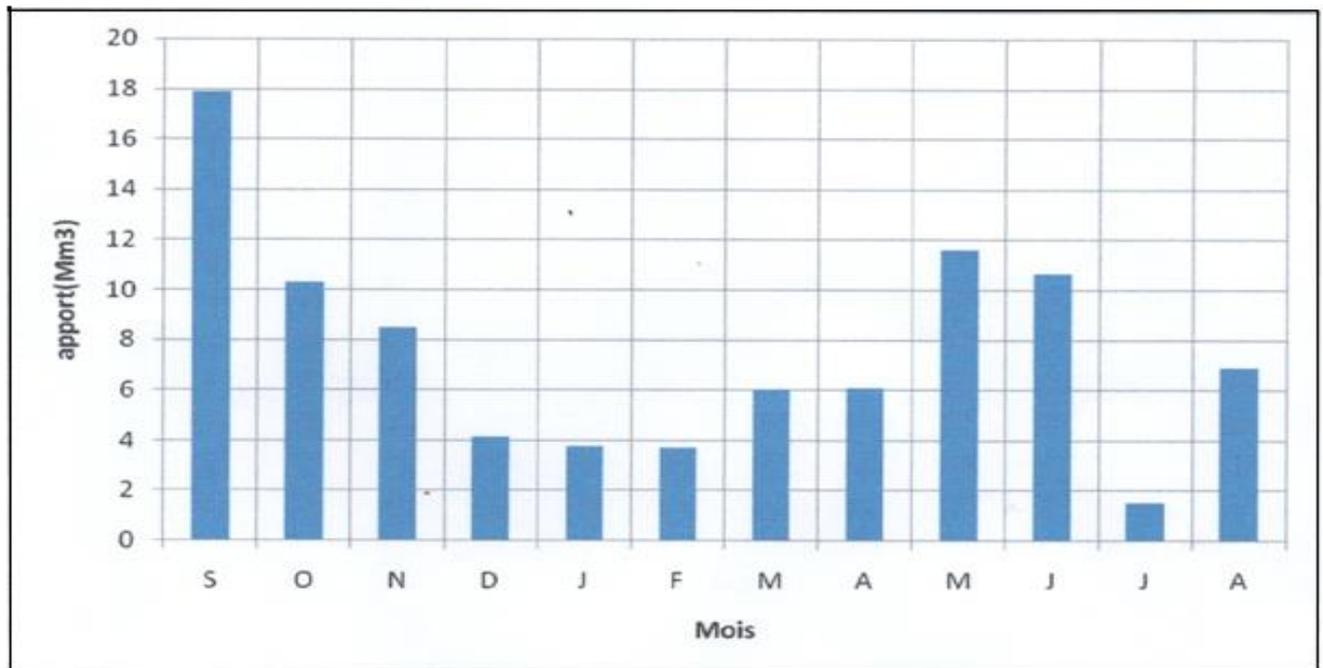
La série des apports liquides est représentée dans l'annexe II.

L'apport moyen annuelle de la station est de : **91.10 Mm³**.

Tab. II.10. Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	sep	oct	nov.	déc.	janv	fev	mars	Avr	Mai	juin	juil	aout	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

Figure II.04 : Répartition mensuelle de l'apport moyen



II.5.2- Caractéristiques de l'écoulement

Tableau II.11 : caractéristiques de l'écoulement

	Les formules	résultats	unité
Module de l'écoulement (1/s)	$Me = A_0 / T$	2888.76	1/s
Module de l'écoulement (spécifique)	$M_0 = Me / S$	0.66	1/s/km ²
Lame d'eau écoulee	$L_e = A_0 / S$	20.94	mm
Coefficient de l'écoulement	$Ce = L_e / P_{moy}$	0.64	-

II.5.3- Les apports fréquentiels

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

II.5.3.1- Ajustement de la série des apportes à la loi log normale

Tableau II.12 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	1070	416	257-1890
1000	0.9990	678	224	238-1120
100	0.9900	388	103	187-589
50	0.9800	318	76.9	167-469
20	0.9500	236	49.6	138-333
10	0.9000	181	33.4	115-246
1.25	0.2000	38.3	6.07	26.1-50.2

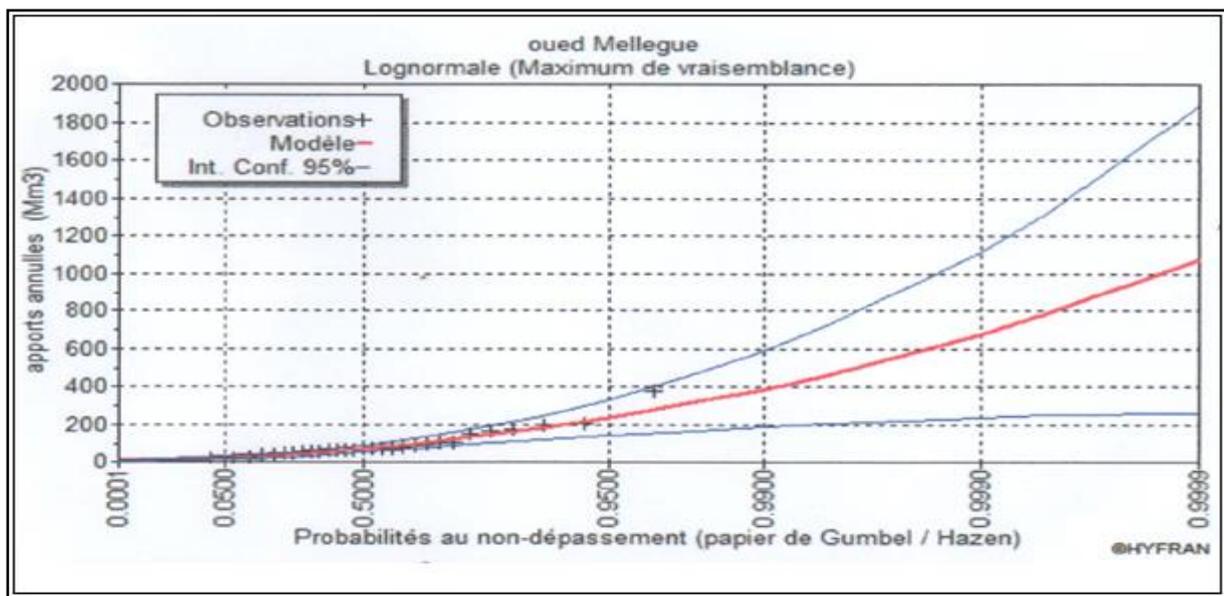


Figure II.05: représentation graphique de la loi log-normale

Conclusion:

D'après le schéma, nous avons choisis la loi de log-normal car tous les points à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY.

II.5.3.2- Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 38.3 \text{ Mm}^3$.

Tableau. II.13. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov.	déc.	janv	fev	mars	Avr	Mai	juin	juil	aout	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

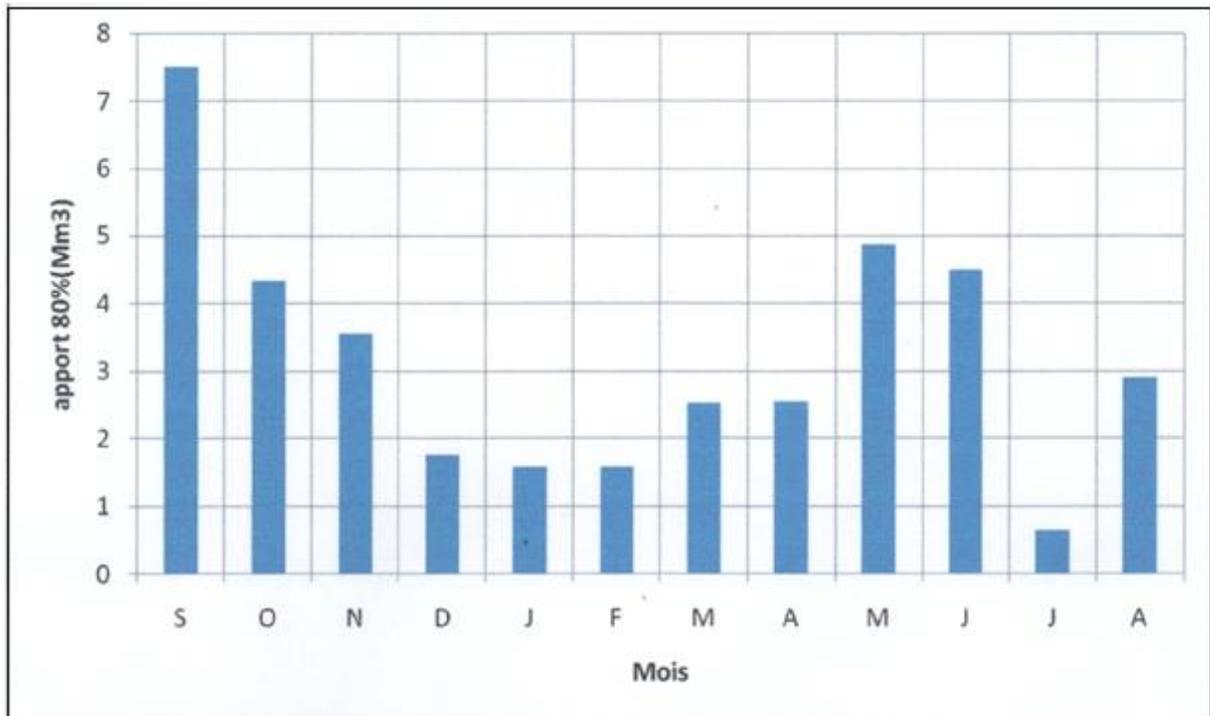


Figure II.06: Répartition mensuelle des apports 80%

II.5.4- Apport solide et l'estimation du volume mort

Les apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, 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, Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- en suspension
- par charriage.

II. 5.4.1- Apport solide en suspension

A - Formule de Tixeront [2].

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km² /An), elle est exprimée par: $T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}$.

T_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An) ;

L_e : lame d'eau écoulée, (L_e =20.94 mm) ;

a : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend, a = 75,(perméabilité moyenne) ;

S: superficie du bassin versant en Km² ;

T_s= 118.36 (t/Km²/An).

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1,5 \text{ T/m}^3$, Le volume annuel est exprimé comme suit : $V_s = \frac{T_a.S}{\gamma} = 321791.25 \text{ m}^3/\text{an}$.

B - Formule de Sogreah: $T_s = \alpha \cdot P^{0.15}$

a: paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 75$) ;

P:pluie moyenne annuelle (en mm) ;

T_s= 63.34(t/km²/an) ;

$V_s = \frac{T_a.S}{\gamma} = 172205.63 \text{ m}^3/\text{an}$.

Tableau. II.14. Répartition de volume moyen annuel

	Formule	volume annuel moyen (m ³ /an)
Les valeurs	Tixeront	321791.25
	Sogreah	172205.63

finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de "Fixeront, car : 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<**Pan**=324,39 mm<700). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on à **Pan**= 324,39 mm donc nous nous trouvons dans le même intervalle d'application de cette formule.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans, Prenons 50 ans.

$V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 50 \cdot 321791.25 = 16.08 \text{ Mm}^3$. $V_m = 16.08 \text{ Mm}^3$.

II.6- Etude des crues [1]

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter, Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe) ;
- Le volume ;
- Le temps ;
- La forme (Hydrogramme de crues).

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

- La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe II.
- Le tableau II.24 : donne les débits probables calculés.
- La droite de Gumbel est représentée sur papier Gumbel.

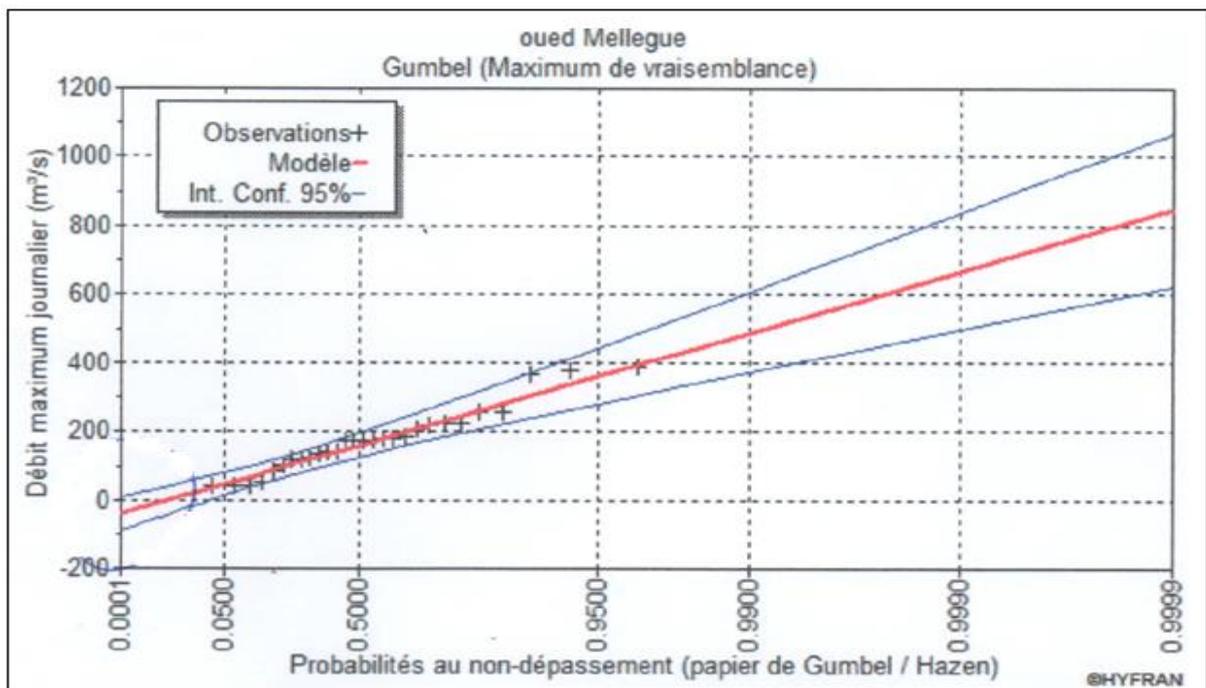


Figure II.07. : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

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

Tableau. II.15: Débits fréquentielles calcul

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m ³ /s)	247	306	362	434	488	667

II.6.1- Hydrogramme de crue :

II.6.1.1- Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

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

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

A - Pour le temps de la montée :

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

$T_m = T_c$: temps de montée.

B- pour la décrue :

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

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) ;

x, y : Puissance des courbes ;

x= 2 pour la montée de la crue,

Y= 3 pour la décrue.

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

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

- $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue, ($\delta = 2.5$).

- $T_d = 2.15.68 = 31.36$ heures.

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau II.16 et la Figure (II.08).

Tableau II, 16 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Tableau. II.16 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps(h)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	0	0	0	0	0
1	1.24	1.47	1.77	1.98	2.71
2	4.98	5.89	7.06	7.94	10.85
3	11.20	13.25	15.89	17.86	24.42
4	19.91	23.56	28.24	31.76	43.41
5	31.11	36.81	44.13	49.62	67.82
6	44.81	53.01	63.54	71.45	97.66
7	60.99	72.15	86.49	97.26	132.93
8	79.65	94.23	112.97	127.03	173.63
9	100.81	119.26	142.98	160.77	219.74
10	124.46	147.24	176.52	198.49	221.29
11	150.6	178.16	213.59	240.17	328.26
12	179.22	212.02	254.19	285.82	390.66
13	210.34	248.83	298.32	335.44	458.48
14	243.94	288.58	345.98	389.03	531.73
15	280.035	331.28	397.17	446.59	610.40
15.68	306	362	434	488	667
16	277.65	328.46	393.79	442.79	605.21
17	2514.11	297.06	356.15	446	547.35
18	22.31	267.73	320.98	360.92	493.31
19	203.21	240.34	288.21	324.07	442.94
20	181.73	214.99	257.75	289.82	396.13
21	161.82	191.44	229.51	258.07	352.73
22	143.43	169.67	203.42	228.73	312.63
23	126.47	149.62	179.38	201.70	275.69
24	110.92	131.22	157.32	176.89	241.78
25	96.69	114.39	137.14	154.20	210.77
26	83.74	99.06	118.77	133.54	182.53
27	71.99	85.17	102.11	114.82	156.93
28	61.41	72.64	87.09	97.93	133.85
29	51.91	61.41	73.62	82.78	113.15
30	43.45	51.40	61.62	69.29	94.70
31	35.96	42.54	50.99	57.34	78.37
32	29.38	34.76	41.67	46.85	64.04
33	23.66	27.99	33.56	37.73	51.57

34	18.73	22.16	26.57	29.88	40.84
35	14.55	17.21	20.63	23.20	31.71
36	11.03	13.05	15.65	17.59	24.05
37	8.14	9.63	11.54	12.98	17.73
38	5.8	6.86	8.22	9.25	12.64
39	3.96	4.68	5.61	6.31	8.62
40	2.55	3.02	3.62	4.07	5.26
41	1.53	1.81	2.17	2.44	3.33
42	0.82	0.97	1.17	1.31	1.79
43	0.38	0.45	0.53	0.60	0.82
44	0.13	0.15	0.18	0.1	0.28
45	0.025	0.029	0.035	0.04	0.0544
46	0.0004	0.0005	0.0006	0.0007	0.001
47.04	0	0	0	0	0

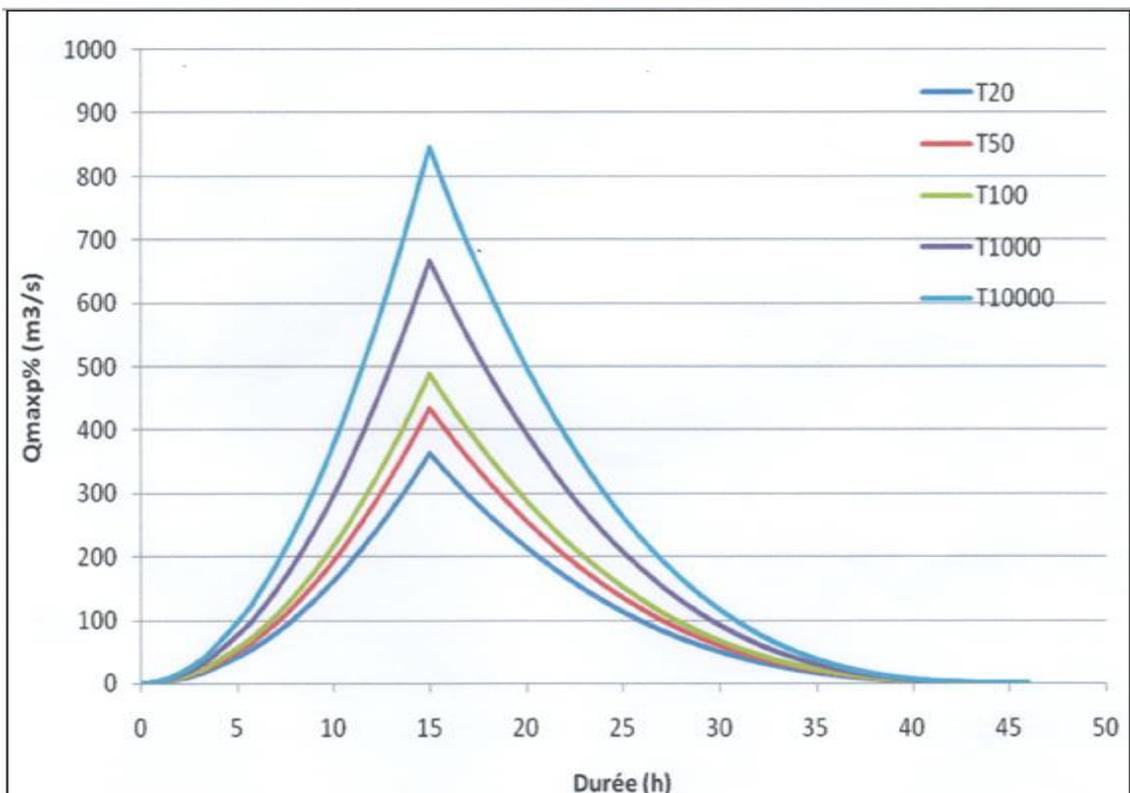


Figure II.08. : L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps.

II.6.2- Choix de la crue de projet [2]

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

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi 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,

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

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

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval,

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 667 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Tableau II.17 : Crue de projet recommandée

	Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés	- Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/1000
Importants	-Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles	-Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

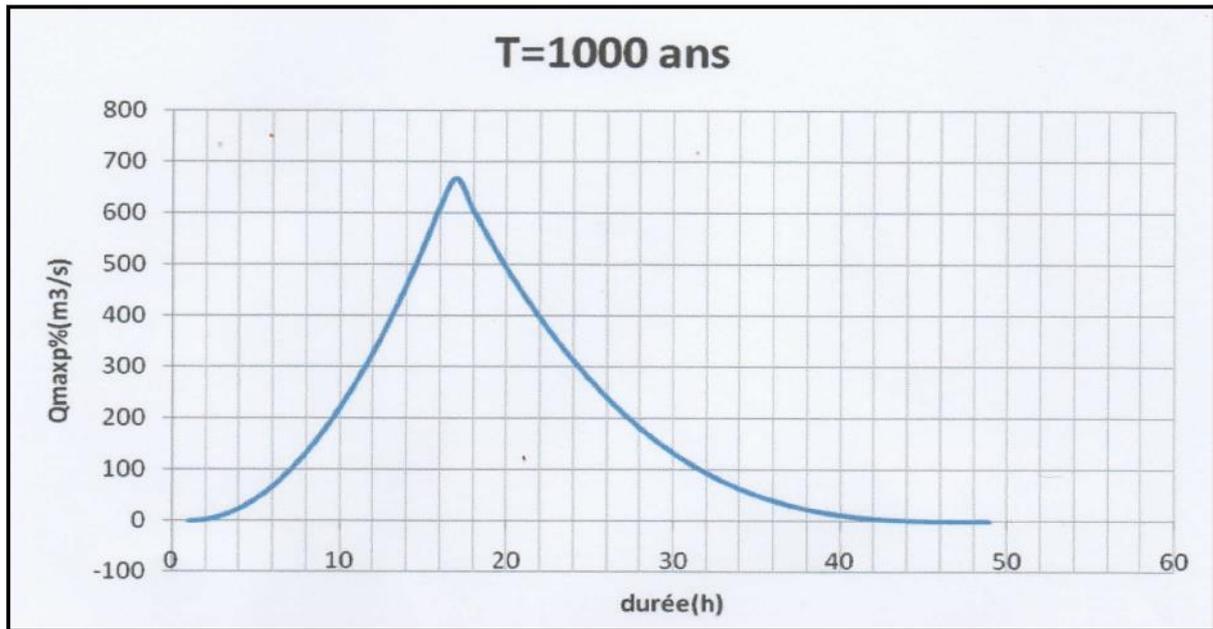


Figure II.09 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans
II.6.3. Choix de la crue de chantier [2]

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 incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent

par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est 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: $Q_{max} \text{ ax, } 2\% = 434 \text{ m}^3/\text{s}$.

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

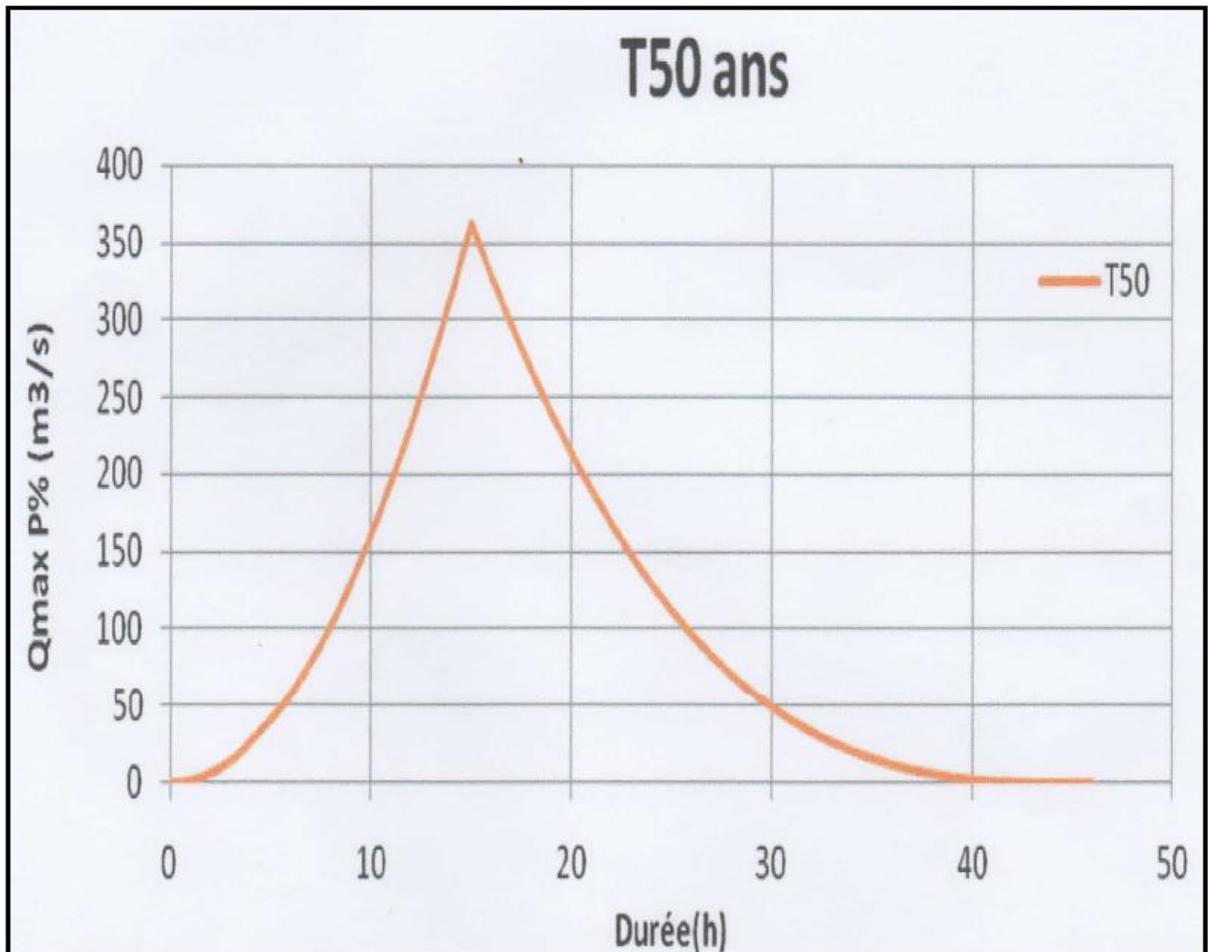


Figure II. 10: L'Hydrogramme de la crue de chantier a une période de retour 50 ans

II.7 Régularisation

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière,
- La régularisation interannuelle,

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (Ago% en M m³),
- La consommation totale (M m³),
- Les infiltrations et l'évaporation,
- Les courbes caractéristiques de la retenue

II.7.1. Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau. II.18. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov.	déc.	janv	fev	mars	Avr	Mai	juin	juil	aout	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

II.7.2. Répartition mensuel des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue est donnée au tableau

II.19

Tableau. II.19. Répartition mensuelle des besoins

Mois	sep	oct	nov.	déc.	janv	fev	mars	Avr	Mai	juin	juil	aout	année
A_{80%}(Hm³)	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
U_{80%}%	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

II.7.3. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »

La cote minimale relevée est de 533m et la maximale de 585m,

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :
$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

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

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

Remarque : $\Delta V_i = 2/3 \cdot S_i \cdot \Delta H$

Le tableau II.20 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Tableau II.20 : Les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la

Cote (NGA)				ΔH (m)	S (km ²)	S _{moy} (km ²)	V _{part} (Mm ³)	V(Mm ³)
533	0	0	0		0		0	
535	2	0.01	0.005		0.01		0.01	
540	5	0.06	0.035		0.175		0.185	
545	5	0.39	0.225		1.125		1.31	
550	5	1.16	0.775		3.875		5.185	
555	5	2.41	1.785		8.925		14.11	
560	5	3.97	3.19		15.95		30.06	
565	5	6.39	5.18		25.9		55.96	
570	5	9.45	7.92		39.6		95.56	
575	5	12.82	11.135		55.675		151.235	
580	5	16.63	14.725		73.625		224.86	
585	5	22.84	19.735		98.675		323.535	

figure II.11, II.12.

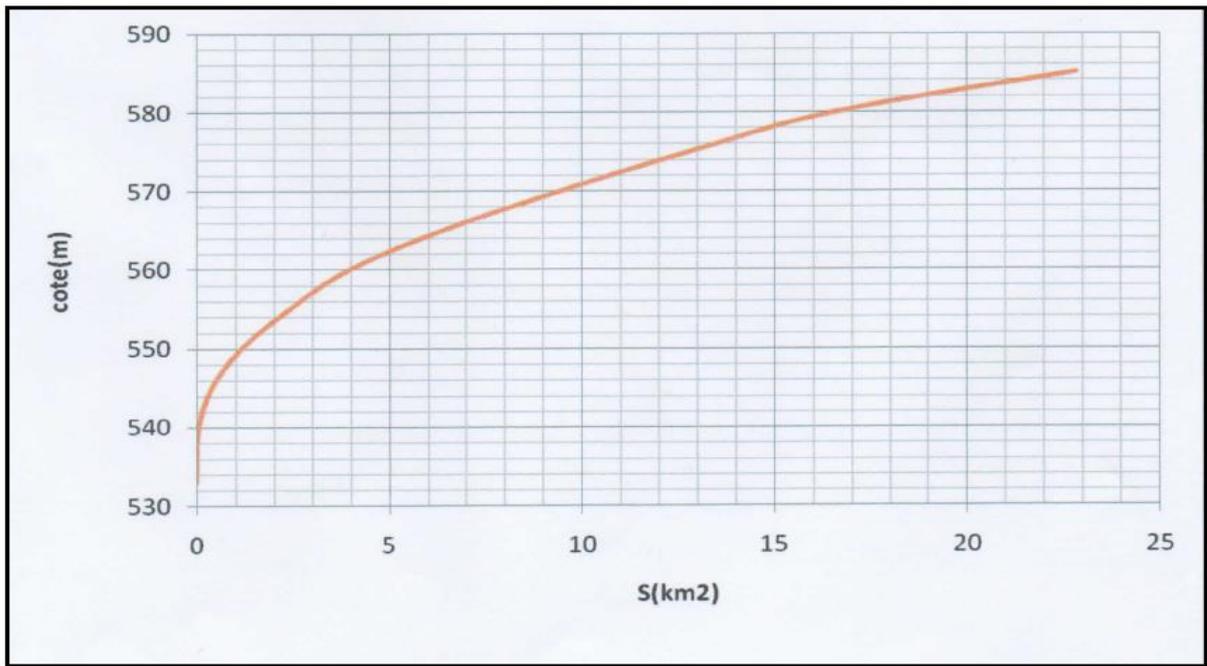


Figure II.11 : Courbes Surface - Hauteur

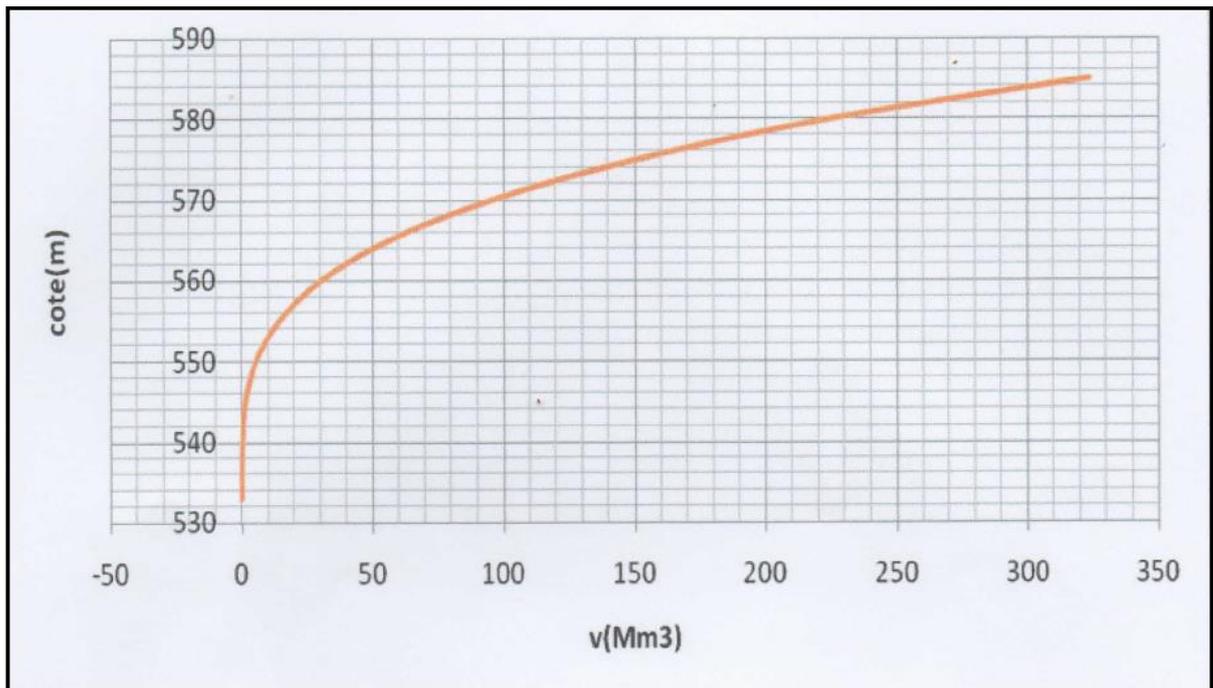


Figure II.12 : Courbes Capacité –Hauteur

II.7.4. Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel A80% ;
- La consommation totale ;
- Le volume mort de la retenue.

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

Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Août.

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 normale de la retenue NNR

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

-1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

-2^{ème} Consigne d'exploitation :

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

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

Tableau II.21 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3),

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A-U	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	7.5	2.27	5.23	21.31	16.08	0	0.45	16.08	15.63
oct	4.33	0	4.33		21.31				
nov	3.55	0	3.55	25.64	25.64	0	2,94	3,75	
dec	1.74	0	1.74	29.19	19.9	0	3,39	3,75	
jan	1.57	0	1.57	30.93	20.96	9.97	13.56	13.56	
fev	1.56	0	1.56	5,05	7,37	2,32	1,43	3,75	
mar	2.53	0	2.53	22.53	20.96	1.57	15.3	15.3	
avr	2.54	0.5	2.04	23.49	20.96	2.53	18.43	18.43	
mai	4.86	2.86	2	23	23	0	20.96	20.96	
juin	4.48	3.28	1.2	25	25	0	23	23	
juil	0.63	4.12	-3.49	26.2	26.2	0	25	25	
aou	2.89	4.28	-1.39	22.71	22.71	0	26.2	26.2	
				21.32	21.32	0	22.71	22.71	
						15.63	5.696	21.32	15.63

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

$$V_s = 25.75 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 4.88 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'ou : } V_u = V_d \quad \mathbf{V_u = 4.88 \text{ Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \quad \mathbf{V_{\text{NNR}} = 20.96 \text{ Mm}^3}$$

II.7.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

-Pertes par évaporation ;

-Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B - Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.22 : Les volumes des pertes dans la retenue .

Mois	$U_{80\%}$ Mm ³	V_{rf} Mm ³	V_m Mm ³	S_{moy} Mm ²	V_{evap} Mm ³	V_{inf} (Mm ³)	II Mm ³	U-II	$W_{80\%}$
Septembre	2.270	16.08	18.70	1.09	2.243	0.093	2.34	4.61	7.50
		21.31							
Octobre	0	25.64	23.48	1.17	1.690	0.117	1.81	1.81	4.33
Novembre	0	29.16	27.42	1.24	1.097	0.137	1.23	1.23	3.55
Décembre	0	20.96	25.08	1.169	0.602	0.125	0.73	0.73	1.74
Janvier	0	20.96	20.96	1.272	0.587	0.105	0.69	0.69	1.57
Février	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
Août	4.28	21.32	22.02	1.066	3.699	0.110	3.81	8.09	2.89
total	17.31		275.59	14.498	26.907	1.318	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 $K_i = Q/Q_0$ et un coefficient de régularisation α .

On a : $V_{u_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_0 = V_s + V_{int}$ Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composante pluri-annuelle du volume utile.

La composante saisonnière β_s est égale : $\beta_s = \alpha (T_{\text{étiage}} - W_{\text{étiage}})$

Tableau II.23:Détermination de la période d'étiage

Mois	sep	oct	nov.	déc.	janv	fev	mars	Avr	Mai	juin	juil	aout	
W(Mm ³)	7.5	4.33	3.55	1.74	1.57	1.56	2.53	2.54	4.86	4.48	0.63	2.89	moyenne
Q(m ³ /s)	2.8	1.62	1.32	0.65	0.58	0.58	0.94	0.948	1.815	1.67	0.23	1.08	1.19

Dont : $T_{\text{étiage}} = \frac{N_{\text{étiage}}}{12}$; d'après le tableau on a $T_{\text{étiage}} = \frac{7}{12} = 0.5833$.

$$W_{N_{\text{étiage}}} = \frac{\sum_2^{N_{\text{étiage}}} W_i}{\sum_2^{12} W_i} = \frac{13.46}{38.18} = 0.35.$$

α : Coefficient de régularisation = [0.8-0.9] on prend 0.9.

Donc $\beta_s = 0.21$

La composante pluri-annuelle est égale :

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

Tableau II.24 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

		Cv=	0.81	F80%				F90%			
		Cs=	1.62		Kpn	(α -Kpn)n			Kpn	(α -Kpn)n	
n	\sqrt{n}	Cv n	Cs n	F80%	Fp%.Cv+1	0.8	0.9	F90%	Fp%.Cv+1	0.8	0.9
1	1.0	0.81	0.30	-0.81	0.344	0.45	0.55	-0.990	0.198	0.60	0.70
2	1.4	0.57	1.146	-0.85	0.513	0.57	0.77	-1.090	0.376	0.84	1.04
3	1.7	0.47	0.935	-0.85	0.602	0.59	0.89	-1.114	0.479	0.96	1.26
4	2.0	0.41	0.810	-0.85	0.656	0.57	0.97	-1.170	0.526	1.09	1.49
5	2.2	0.36	0.724	-0.85	0.692	0.54	1.04	-1.177	0.574	1.13	1.63
6	2.4	0.33	0.661	-0.85	0.719	0.48	1.08	-1.190	0.606	1.16	1.76
7	2.6	0.31	0.612	-0.85	0.740	0.42	1.12	-1.200	0.633	1.17	1.87
8	2.8	0.29	0.573	-0.85	0.757	0.34	1.14	-1.206	0.655	1.16	1.96
9	3.0	0.27	0.540	-0.85	0.771	0.26	1.16	-1.212	0.673	1.14	2.04
10	3.1	0.26	0.512	-0.85	0.782	0.17	1.17	-1.220	0.688	1.12	2.12
11	3.3	0.24	0.488	-0.85	0.792	0.08	1.18	-1.221	0.702	1.08	2.18
12	3.4	0.23	0.468	-0.85	0.801	-0.01	1.18	-1.223	0.714	1.03	2.23
13	3.6	0.22	0.449	-0.85	0.809	-0.11	1.17	-1.225	0.725	0.97	2.27
14	3.7	0.22	0.433	-0.85	0.816	-0.22	1.16	-1.227	0.734	0.91	2.31
15	3.8	0.21	0.418	-0.85	0.822	-0.33	1.15	-1.228	0.743	0.85	2.35
16	4.0	20	0.405	-0.85	0.828	-0.44	1.13	-1.230	0.751	0.78	2.38
17	4.1	20	0.393	-0.85	0.833	-0.56	1.12	-1.231	0.758	0.71	2.41
18	4.2	0.19	0.382	-0.85	0.838	-0.67	1.12	-1.232	0.765	0.63	2.43
19	4.3	0.19	0.372	-0.85	0.842	-0.79	1.10	-1.233	0.771	0.55	2.45
20	4.4	0.18	0.362	-0.85	0.846	-0.92	1.07	-1.234	0.777	0.46	2.46
21	4.5	0.18	0.354	-0.85	0.850	-1.04	1.05	-1.235	0.782	0.38	2.48
22	4.6	0.17	0.345	-0.85	0.853	-1.17	1.02	-1.236	0.787	0.29	2.49
23	4.8	0.17	0.338	-0.85	0.856	-1.29	1.00	-1.236	0.791	0.20	2.50
24	4.9	0.17	0.331	-0.85	0.859	-1.42	0.97	-1.237	0.795	0.10	2.50
25	5.0	0.16	0.324	-0.85	0.862	-1.55	0.94	-1.237	0.800	0.01	2.51
26	5.1	0.16	0.318	-0.85	0.865	-1.68	0.91	-1.238	0.803	-0.08	2.61
27	5.2	0.16	0.312	-0.85	0.867	-1.82	0.87	-1.238	0.807	-0.18	2.51
28	5.2	0.15	0.306	-0.85	0.870	-1.95	0.84	-1.239	0.810	-0.28	2.50
29	5.3	0.15	0.301	-0.85	0.872	-2.09	0.80	-1.240	0.813	-0.39	2.50
30	5.4	0.15	0.296	-0.85	0.874	-2.22	0.77	-1.241	0.816	-0.49	2.51
					MaxF80%	0.593	1.18		MaxF90%	1.17	2.51
					max				2.612		

D'après le tableau de calcul on trouve :

Donc : $V_{u_{int}} = (0.21 + 2.513) * 38.18 = 103.90$

$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} = 103,90 + 16,08 = 119.98 Mm^3$

$\beta_{plur} = 2,612$

$V_{u_{int}} = 103.90 Mm^3$

$V_{NNR} = 120 Mm^3$ **NNR=572 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 et 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 : $q_{\max} = 0.85 \cdot Q_p \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right)$.

Le volume forcé calculé par $V_f = (APHE + ANNR) \cdot \frac{q_{\max}}{\alpha}$.

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.

On fixant le MNR, on faisant varier le niveau PHE pour différents largeurs de déversoir, on obtient différentes valeurs de H max et de Vf.

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.26 et II.27.

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.

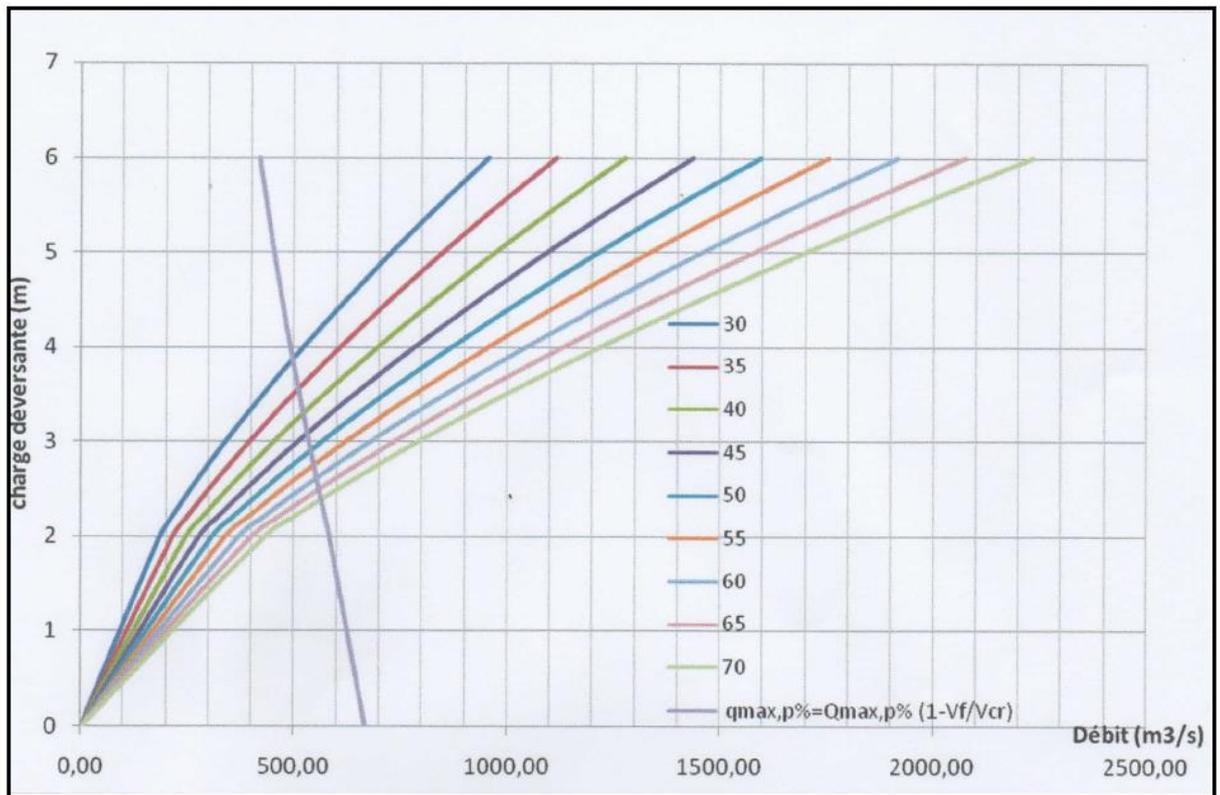


Figure II.13: Laminage de crue par la méthode de Kotchérine.

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

Tableau II.26. : 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	585

II.8.2. Méthode 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 Δt .
- 2- Fixer le niveau d'emmagasinement au dessus du (NNR)

3- Déterminer les volumes entrant dans le réservoir pendant les intervalles de temps Δt .

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 $Q_{\text{dév}}$ pendant l'intervalle de temps Δt à l'aide de la formule :

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

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

Courbe des débits déversant :

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

Tableau II.27. : Les volumes et les débits déversant

cote (m)	Hd (m)	q(m ³ /s)	l/2qdt (m ³)	v(H)	v+l/2qdt
572	0	0	0	120	119970000
572.25	0.25	15.11	27207.87	120.85	120886301
572.5	0.5	42.75	76955.49	121.36	121441187
572.75	0.75	78.54	141376.27	122.71	122857073
573	1	120.92	217663.02	125.54	125763767
573.25	1.25	168.99	304193.32	128.42	128725260
573.5	1.5	222.15	399872.50	131.34	131740831
573.75	1.75	279.94	503896.94	134.30	134810051
574	2	342.02	615643.99	137.31	137932672
574.25	2.25	408.11	734612.69	140.37	141108570
574.5	2.5	477.99	860388.63	143.47	144337707
574.75	2.75	551.45	992621.53	146.62	147620109
575	3	628.33	1131010.23	149.82	150955852
575.25	3.25	708.49	1275292.17	153.06	154345053
575.5	3.5	791.79	1425235.79	156.36	157787858
575.75	3.75	878.13	1580634.85	159.70	161284440
576	4	967.39	1741304.17	163.09	164834993
576.25	4.25	1059.48	1907076.21	166.53	168439732
576.5	4.5	1154.33	2077798.48	170.02	172098883
576.75	4.75	1251.85	2253331.39	173.55	175812688
577	5	1351.97	2433546.56	177.14	179581402
577.25	5.25	1454.62	2618325.34	180.78	183405288
577.5	5.5	1559.75	2807557.68	184.47	187284619
577.75	5.75	1667.30	3001141.14	188.21	191219677
578	6	1777.21	3198980.03	192.01	195210749

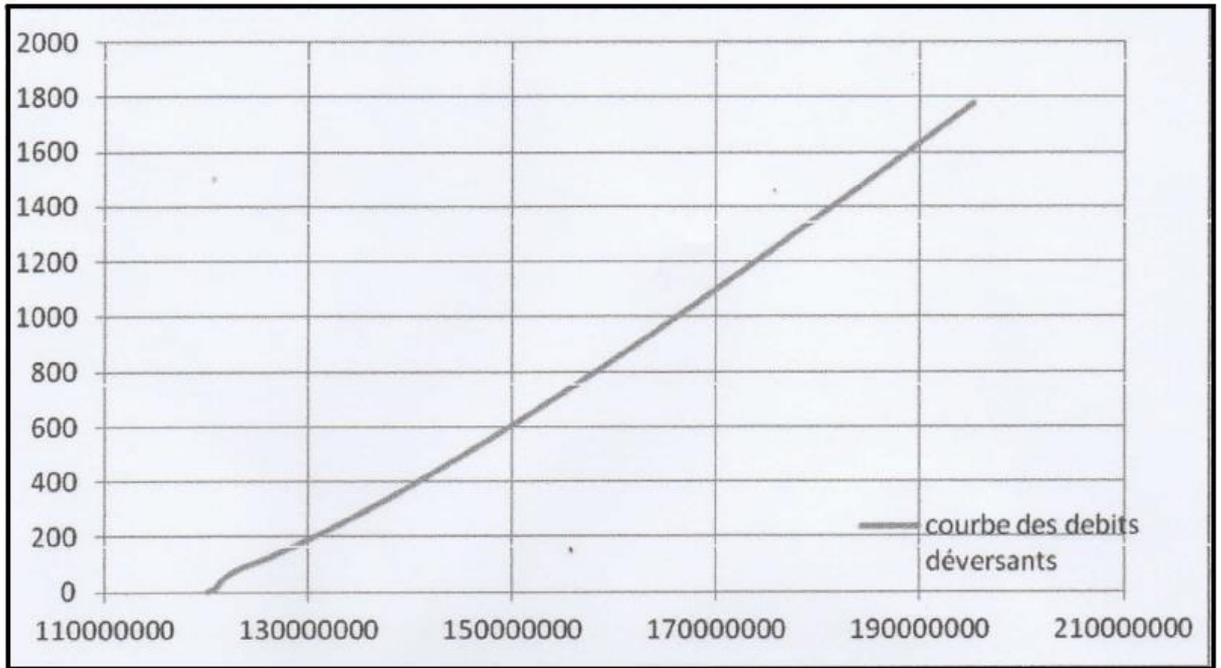


Figure II.14 : la courbe des débits déversant.

Laminage pour une largeur de 70 m

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

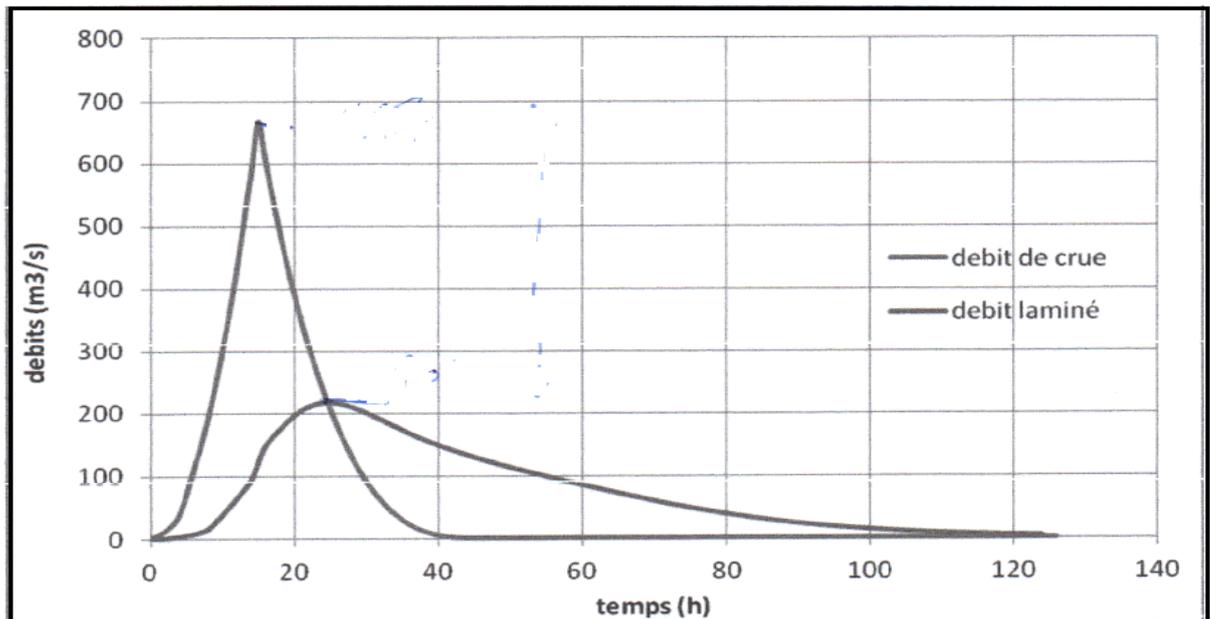


Figure II.15: laminage pour $b= 70m$.

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

Tableau II.28: Résumé des calculs de laminage par la méthode de Hildenblat

b=70 m	
q max (m ³ /s)	216.94
Q max (m ³ /s)	667

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-morpho métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage

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

Chapitre III :

étude de dérivation

provisoire

Introduction:

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire

-Galleries

Les galeries sont généralement réservées aux vallées rocheuses étroites, elles présentent l'avantage d'éviter des interférences avec les failles et la construction du barrage.

-Conduites

Une conduite sous remblais peut-être préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité et si la vallée est suffisamment large pour installer une conduite en béton armé. Dans le cas de conduites plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton-fondation car les risques de formation de chemins préférentiels d'écoulement de l'eau sont élevés.

Les galeries et les conduites de dérivation provisoire sont souvent utilisées, en totalité ou en partie comme ouvrages définitifs, par exemple pour construire des vidanges de fond.

Canaux

La dérivation provisoire de la rivière au moyen d'un canal est généralement adoptée dans les vallées larges ou le débit dérivé serait trop important pour être évacué d'une façon économique par des galeries ou des conduites.

III.2.Choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie

En réalité, il n'existe pas aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du 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 cout de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 à 50 ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour dimensionnement de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de la dérivation on a opté pour la crue de période de retour 50 ans dont le débit maximum probable est $Q=434\text{m}^3/\text{s}$.

III.3.Description de l'ouvrage

La dérivation provisoire est assurée par un ouvrage en béton conventionnel, constitué de trois pertuis de fond implantés en rive gauche, assurant le transit des écoulements hydrauliques à travers le corps du barrage en phase de travaux. Le niveau du radier des pertuis est calé à la cote 534m, l'ouvrage est dimensionné pour pouvoir reprendre le poids du barrage en BCR le surmontant en phase définitive.

Les trois pertuis présentent une longueur totale de 50m environ, correspond à l'emprise du barrage poids en BCR, augmentée d'une longueur minimale amont nécessaire pour le dispositif de bavardage à mettre en œuvre lors de la phase de fermeture.

Le pertuis situé du côté droit de l'ouvrage de dérivation sera aménagé en vidange de fond au stade définitif. sa section est de .m de large par .m de haut.

Les pertuis de dérivations sont associés à des murs de soutènement, amont et aval, assurant d'une part l'entonnement et la restitution des débits de l'oued dans le lit naturel, et d'autre part les appuis des batardeaux provisoires en remblais réalisés pour la protection du chantier.

Ces pertuis, associés à des batardeaux amont et aval, calés respectivement aux cotes 546 et 542NGA assurent une protection du chantier en phase2 des travaux.

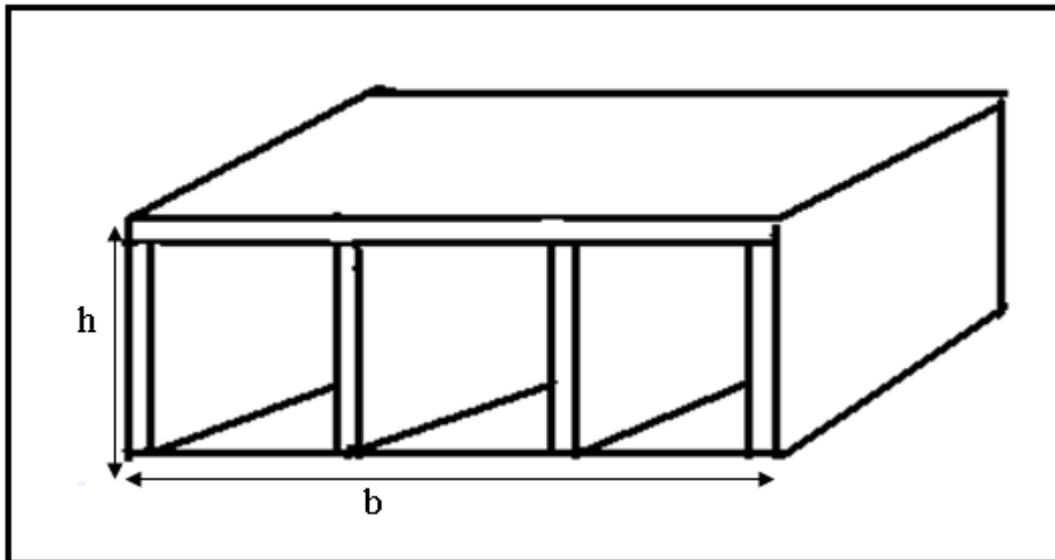


Figure III.1 : Schéma explicative de la galerie de dérivation

III.4.calcul de section de la galerie de dérivation

Notion de la section avantageuse [3]

Pour avoir un débit maximum (section ; pente, rugosité) ; sont des constant il faut que le périmètre mouillé devienne minimum donc rayon hydraulique maximum ($\frac{dp}{dh} = 0$).

$$P=b+2h\sqrt{1+m^2}=\frac{s}{h}+h\left(2\sqrt{1+m^2}-m\right) \dots\dots\dots(III.1)$$

$$\frac{dp}{dh} = \frac{s}{h^2} + 2\left(\sqrt{1+m^2}-m\right) = 0.$$

$$\frac{b}{h} = 2\left(\sqrt{1+m^2}-m\right) \dots\dots\dots (III.2).$$

Pour m=0, on trouve que b=2h.

Selon la formule $Q=C.S\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (III.3)$

On trouve : $S=\frac{q}{C\sqrt{RI}}$.

$S=b \cdot h=2h^2$

$R=h/2$

q : débit maximum laminé = 452 m³/s d'après la formule de KOTCHERINE

$Q_{\max \text{ laminé}}=0.85 Q_{p\%} \cdot \left(1-\frac{vf}{vc}\right) \dots\dots\dots (III.4).$

$Q_{p\%}$: débit maximum d'entrée.

V_f : volume forcé égal à (0.002÷0.2).

V_c : volume total de la crue, $V_c = 25.74 \text{ Mm}^3$.

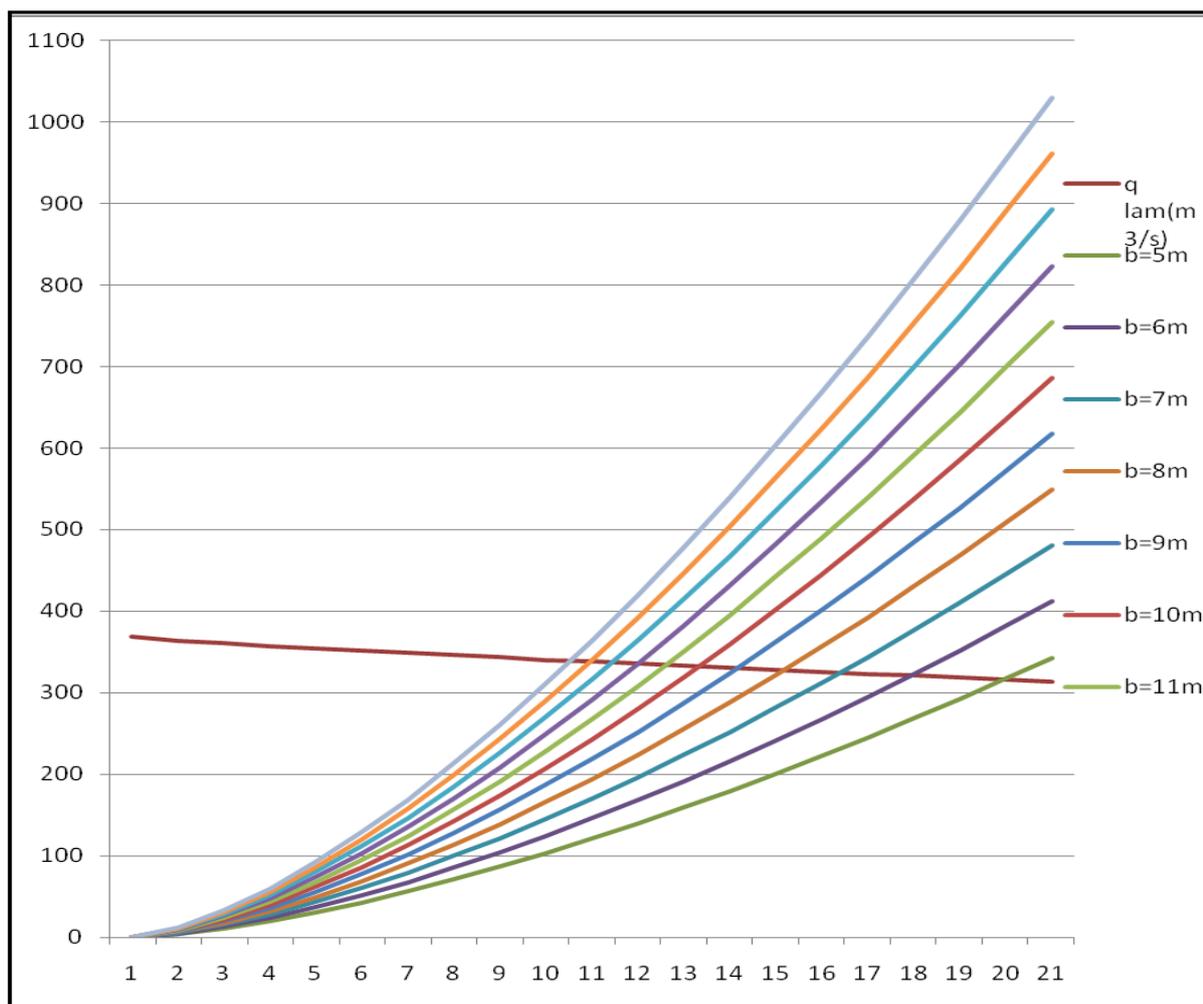


Figure III.02: le débit laminaire et le débit sortant de la galerie en fonction de h

Tableau III.03 : résumé les résultats de la figure III.2.

b(m)	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
h(m)	16	13.9	12.8	11.2	10.3	9.4	8.6	8	7.5	7	6.5
s (m ²)	80	83.4	89.6	89.6	92.7	94	94.6	96	97.5	98	97.5
q(m ³ /s)	316	320	325	331	334	336	337	339	341	344	350

Commentaire :

En prendre b= 14m et h=7m car ils sont très proche de la section avantageuse qui supporte un débit maximum.

Vérification :

Q : débit transité,

S : section mouillée de la galerie (m²),

C : coefficient de CHEZY, $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$,

n : coefficient de rugosité, $n = 0.015$ (béton armé),

R : Rayon hydraulique, $R = \frac{S}{p}$,

p : périmètre mouillé, $p = b + 2h$;

I : pente de la galerie $i = 0.003$.

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot i} \dots \dots \dots (III.5).$$

$$R = \frac{98}{28} = 3.5.$$

$$C = \frac{1}{0.015} \cdot 3.5^{1/6} = 81.47 ;$$

$$V = 81.47 \cdot \sqrt{3.5 \cdot 0.003} = 8.34 \text{ m/s.}$$

$$Q = v \cdot s = 8.34 \cdot 98 = 817.32 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Vérifier (car il est supérieur à celui de KOTCHERINE).

III.5. Dimensionnement hydraulique

La galerie doit être rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime d'écoulement soit fluvial, la longueur de la galerie est égale à 50 m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "Yc" et la pente critique "Ic".

III.5.1. la profondeur critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots \dots \dots (III.6).$$

Q : le débit laminé ($Q = 344 \text{ m}^3/\text{s}$) ;

b : largeur de galerie ($b = 14 \text{ m}$) ; Donc : **Yc = 3.95m.**

III.5.2. La pente critique :

$$I_c = \left[\frac{Q \cdot (b + 2Y_c)^{1/2}}{C \cdot (b \cdot Y_c)^{3/2}} \right] \dots \dots \dots (III.7).$$

Ic : la pente critique ;

Q : débit laminé $Q = 344 \text{ m}^3/\text{s}$;

b = largeur de galerie $b = 14 \text{ m}$;

Yc : la profondeur critique $Y_c = 3.95 \text{ m}$;

C : coefficient du CHEZZY ;

n : coefficient de rugosité $n = 0.015$ (béton armé) ;

R : rayon hydraulique ;

P : périmètre mouillé ;

S : section mouillée ; Donc : $I_c = 0.048\%$.

Donc, la condition de l'écoulement fluvial est vérifiée.

III.5.3. Hauteur de la galerie de dérivation provisoire :

$$H = h + R_v$$

H : hauteur de la galerie de dérivation provisoire ;

h : tirant d'eau dans la galerie ;

R_v : revanche, on prend $R_v = 0.5\text{m}$; Donc : $H = 7.5\text{m}$.

III.6. le batardeau

Le batardeau est prévu comme un petit barrage son rôle est d'orienter les eaux des crues vers la galerie de dérivation provisoire.

III.6.1. crête du batardeau [2]

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante : $\text{Cote}_{\text{crête}} = h_n + R_v + a \dots \dots \dots (III.8).$

h_n : hauteur normale dans la galerie de dérivation ;

R_v : revanche ;

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive entre 0.40 et 0,60 m) ;

Calcul de la hauteur de montée de la vague :

On utilise plusieurs formules, les plus employées sont :

a)-Formule de STEVENSON GAILLARD :

Pour F (Fetch) < 18 km :

$$R_v = 0.75h_v + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.9).$$

$$H_v = 0.75 + 0.37\sqrt{F} + 0.26\sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (III.10).$$

$$V_v = 1.5 + 2h_v \dots \dots \dots (III.11).$$

b)-Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$R_v = h_v + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.12).$$

$$h_v = 0.5 + 0.333\sqrt{F} \dots \dots \dots (III.13).$$

$$V_v = 1.5 + 0.66 h_v \dots \dots \dots (III.14).$$

c)-formule simplifiée

$$R_v = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III.12) .$$

Avec :

R_v : hauteur de montée de la vague (m) .

F : le Fetch F=3.14km.

h_v: hauteur de la vague (m) .

V_v: vitesse de propagation de la vague (m / s) .

g : accélération de la gravité (9.81 m / s²) .

Tableau : III.04 : les valeurs de la revanche selon les différentes méthodes (m)

STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Formule simplifiée	moyenne
1.68	1.36	1.54	1.52

Donc la hauteur de batardeau est :

$$H_b = 7 + 1.54 + 0.6 = 9.14m, \quad \mathbf{H_b = 9.14m.}$$

$$\text{La cote de la crête :} \quad \mathbf{C_c = 542.14 \text{ NGA}}$$

III.6.2. Détermination de la largeur de la crête :

Pour cela on utilise des formules; les plus appliquées parmi elles sont :

a) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{Hb} \dots\dots\dots (III.13).$$

b) Formule d'E- F-PREECE :

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{Hb} + 1 \dots\dots\dots (III.14).$$

c) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{Hb} - 3 \dots\dots\dots (III.15) .$$

d) Formule pratique :

$$b_{cr} = 1.66\sqrt{Hb} \dots\dots\dots (III.16) .$$

b : la largeur de la crête.

H_b : la hauteur du batardeau.

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6 m.

Tableau III.05 : valeur de la largeur en crête selon les différentes méthodes (m)

KNAPPEN	E- F-PREECE	simplifiée	Formule pratique	moyenne
4.98	4.32	4.52	5.01	4.07

En prendre une valeur moyenne : $b_{cr}=4.07m$.

III.6.3. Pente des talus:

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristique ainsi que la hauteur de la digue elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité statique de ces talus.

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers On peut les prendre d'après le tableau suivant :

Tableau.III.06: Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue [7]

hauteur de la digue	type de la digue	fruit de talus	
		amont	aval
$H \leq 5$	homogène	2,5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	homogène à granulométrie étendue	2	2
	homogène à grande présence d'argile	2,5	2,5
	A zone	2	2,5
$10 < H < 20$	homogène à granulométrie étendue	2,5	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	2	3
$H > 20$	homogène à granulométrie étendue	3	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	3	3

En prendre $m_1=m_2=2$.

III.6.4.Revêtement des talus :

Les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. hauteur de la montée subite ;
2. fluctuations du niveau de la digue ;
3. matériaux des digues ;

- 4. conditions climatiques ;
- 5. importance de l'ouvrage.

Pour le cas de petites digues, les revêtements les plus utilisés sont :

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, en caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblable.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$P = \frac{0.35 \cdot \gamma_s \cdot h_v^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_e} - 1\right) \sqrt[3]{1+m^3}} \dots \dots \dots (III.17).$$

γ_s : poids volumique de la pierre varie entre 2.5 t/m³.

h_v : hauteur de la vague.

γ_e : Poids volumique de l'eau (1 t/m³).

m : talus à protéger ($m=2$).

Donc : **$p=0.455$ tonne.**

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent D_{sph} est calculé par la formule suivante :

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{p}{0.524 \cdot \gamma_s}} \dots \dots \dots (III.18).$$

p : poids maximal du bloc.

Le 50% des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K \cdot D_{sph}$.

Avec K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau suivant :

Tableau III.06: Coefficient K pour différentes catégories de l'ouvrage

coefficient	IV	III	II	I
K	0.5	0.55	0.60	0.65

On prend **$K=0,5$** .

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante :

$$e = D_{50\%}(2 \text{ ou } 2.5) \dots \dots \dots (III.19).$$

2 : si les blocs est classé .

2.5 : si les blocs non classé (en prendre 2.5).

$$D_{sph}=0.70m.$$

$$D_{50\%}=0.35m.$$

$$.e =0.875m.$$

III.6.5.longueur du drain :

La longueur du drain est donnée par formule suivante :

$$L_d=0.25.L_b \dots \dots \dots (III.20) .$$

Ld : longueur du drain tapais en m.

Lb : largeur transversale de batardeau.

$$L_b=b_{cr}+ (m_1+m_2).h_b \dots \dots \dots (III.21).$$

Donc : $L_d=10.15m.$

$$L_b= 40.63m.$$

Chapitre IV :

étude de vidange

de fond

Introduction :

L'ouvrage de vidange de fond doit être conçu avec une capacité suffisante qui garantit le temps de vidange du barrage et qui n'affecte pas la stabilité de talus du barrage, mais en même temps, elle permettra la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps préétabli en permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent dans cette dernière.

IV.1. Description de l'ouvrage :

La vidange de fond est principalement constituée par un pertuis blindé, équipé à l'aval d'une vanne secteur de réglage et d'une vanne de garde sous carter manœuvrée depuis la plate-forme aval. Une vanne batardeau amont équipée de deux clapets de mise en charge complète le dispositif de la vidange de fond. En partie courante le pertuis blindés présente une section de 3.50m de haut et 2.00m de large. En partie aval, au voisinage de la vanne de réglage, la hauteur de pertuis blindé est réduite de 3.50m à 3.0m pour garantir un niveau minimal de pression hydraulique dans le conduit lors de l'ouverture en grand de la vanne et éviter ainsi tout risque de cavitation.

La vanne secteur de réglage est manœuvrée au moyen d'un vérin hydraulique installé à la cote 545 NGA, au dessus du niveau des plus hautes eaux aval.

Le dispositif est complété par un système de déversement composé de deux conduites métalliques noyées dans le béton de seconde phase qui permettent de court-circuiter la vanne secteur de réglage.

A l'aval, le pertuis blindé est équipée d'une vanne de garde sous carter manœuvrée au moyen d'un vérin simple effet installé au niveau de la plate-forme aval. Cette vanne de garde constitué d'un élément de sécurité pour la vidange en cas de problème sur la vanne de réglage aval. Elle doit être dimensionnée pour assurer la coupure en eaux vives des débits sous son propre poids.

La vanne batardeau amont qui est normalement manœuvrée en eau morte permet d'isoler le pertuis blindé pour permettre les inspections de la vidange de fond et de la vanne de réglage aval.

IV.2.Caractéristiques Hydrauliques :

IV.2.1Calcul de temps de vidange :

Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$T = \Sigma (V_i / Q_i) \dots \dots \dots (IV.1)$$

T = temps de vidange (jours) ;

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m³) ;

Q = débits (m³/s).

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued
Par rapport à la période d'évacuation.

Le débit qu'évacue par la vidange de fond est calculé par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (IV.2).$$

Où:

μ : coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation:

$$\mu = \frac{1}{(1 + \Sigma \xi)^{1/2}} \dots \dots \dots (IV.3).$$

($1 + \Sigma \xi$) : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière

Q : Le débit de la vidange de fond est en fonction du niveau de la retenue.

g : accélération de la gravité, (9.81m/s²).

H : la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

S : surface de la section transversale du pertuis, (m²); S= L x b

L, b : sont la largeur et la hauteur de la vanne (m).

Avec un niveau initial du réservoir à la cote 251.64 m NGA (NNR) En utilisant la vidange de fond avec les vannes de contrôle totalement ouvertes.

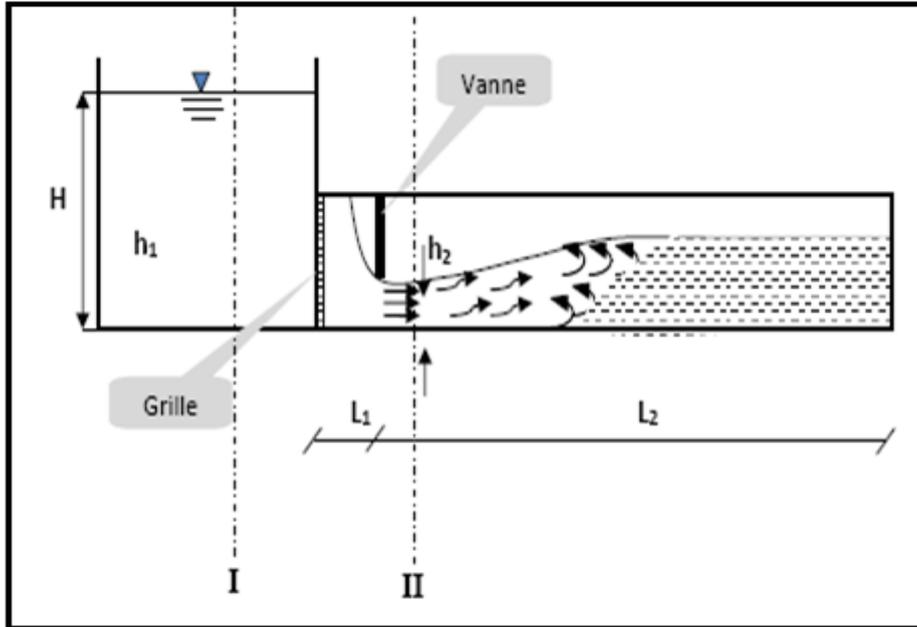


Figure IV.01 : Schème explicative d'une vidange de fond type galerie

$$\Delta h_e = \Delta h_{e'} + \Delta h_g + \Delta h_v.$$

$\Delta h_{e'}$: partie de charge à l'entrée.

Δh_g : partie de charge dans la grille.

Δh_v : partie de charge dans la vanne.

IV.2.2. Calcul des pertes de charge

a)- Pertes de charges dans la grille [2]

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$\Delta h_g = \xi_g \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad \xi_g = \beta \left(\frac{e}{b} \right)^{4/3} \sin \alpha.$$

V : Vitesse du flux en face de la grille (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s²) ;

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres (tableau IV. 1) ;

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale (90°) ;

e : Épaisseur des barres (0.05m) ;

b : Distance entre les barres (0.75m) ;

Tableau IV.01: Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

Caractéristiques de quelques sections de barres		β
1	Rectangulaires avec des bords vifs	2.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

Donc : $\xi g = 0.065$.

a)-Pertes de charge à l'entrée

En prendre le coefficient de perte de charge à l'entrée $\xi = 0.5$ (bords rectangulaires).

b)-Pertes de charge dans la vanne

ξv : Coefficient de pertes de charge dans la vanne type wagon = **0,5**.

Alors : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière est égale à **1.065**.

$$(1 + \sum \xi) = 2.065.$$

$$Q = V \cdot A(h) ; V = \frac{dh}{dt}$$

$$Q = -A(h) \cdot \frac{dh}{dt} \text{ Le signe (-) indique une diminution.}$$

$$dt = \frac{1}{Q} \cdot A(h) dh = - \frac{1}{\mu s \sqrt{2g}} \int_{ht}^{h0} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} dh$$

$$\text{Si } \mu \text{ constant} \Rightarrow T = - \frac{1}{\mu s \sqrt{2g}} \int_{ht}^{h0} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} dh \Rightarrow T = \frac{1}{\mu s \sqrt{2g}} \int_{h0}^{ht} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} dh.$$

Calcul de l'intégrale [4]

Intégration numérique par la méthode de Simpson :

$$\text{En générale : } \int_a^b f(x) dx = \frac{\Delta}{3} (f_1 + 4f_2 + 2f_3 + \dots + 4f_{n-2} + 2f_{n-1} + f_n)$$

f_i : sont les coordonnées de la fonction

n : nombre paire

Δ : intervalle de l'intégration numérique ($[a ; b] = [h_0 ; ht] = [0 ; 39] \text{ m}$).

Tableau IV.02 : Calcul d'Intégration numérique par la méthode de Simpson

Cote (NGA)	charge H(m)	Surface S (km ²)	A(h)/H ^{1/2} (m ^{3/2})
572	39	6.8	1088871.446
570	37	6	986393.923
568	35	5.0	845154.25
566	33	4.2	731126.155
564	31	3.4	610658.026
562	29	2.8	519946.946
560	27	2.4	461880.215
558	25	1.8	360000
556	23	1.5	312771.621
554	21	1.1	240039.679
552	19	0.8	183532.587
550	17	0.5	121267.812
548	15	0.4	103279.55
546	13	0.2	55470.019
544	11	0.1	30151.134
542	9	0.05	16666.666
540	7	0.02	7559.289
538	5	0.009	4024.922
536	3	0.006	3464.101
534	1	0.003	3000.00
533	0	0	0
$\int_0^{39} \frac{A(h)}{\sqrt{H}} =$			6685258,34

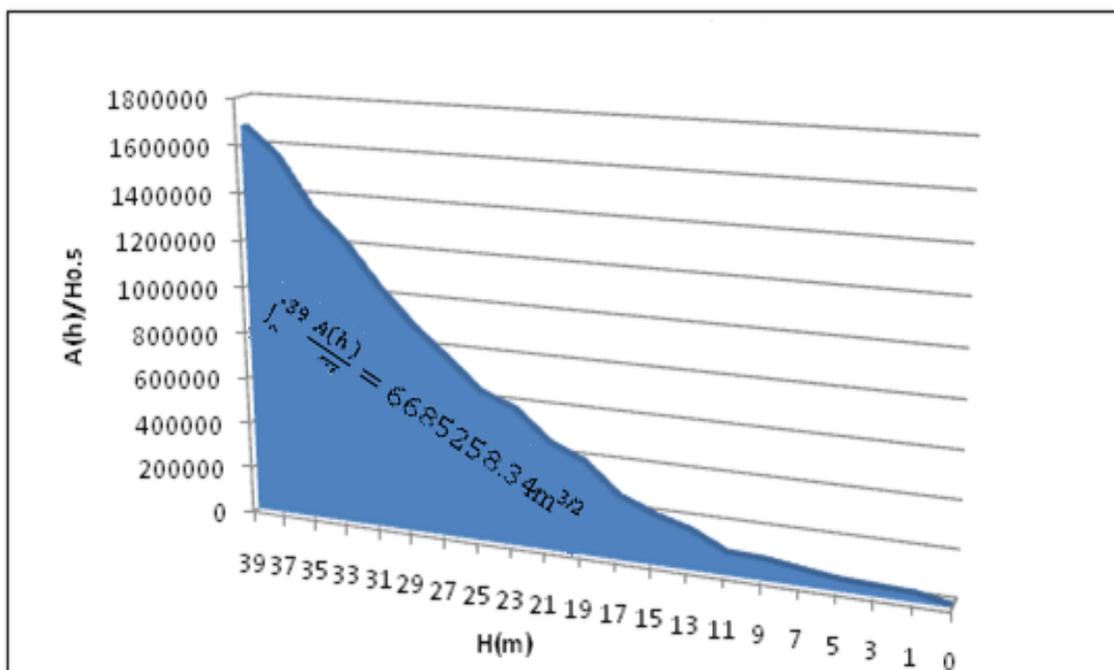


Figure IV.02 : La fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}} = f(h)$

Tableau IV.03 : Calcul de temps de vidange pour différent section choisies

Section de la vanne(m ²)	Dimensions des vannes (m x m)	temps de vidange (jour)
4	1.7X2.36	23.46
7	2X 3.5	15.01
8	2.5 X 3.20	11.73

En prendre la section de **7m²**.

La durée totale de l'opération de vidange est d'environ **15jours**.

IV.3. Maitrise de l'écoulement sous la vanne :

La maitrise de l'écoulement sous la vanne consiste a détermine les hauteurs conjuguées (h1) et (h2) et la longueur de ressaut hydraulique.

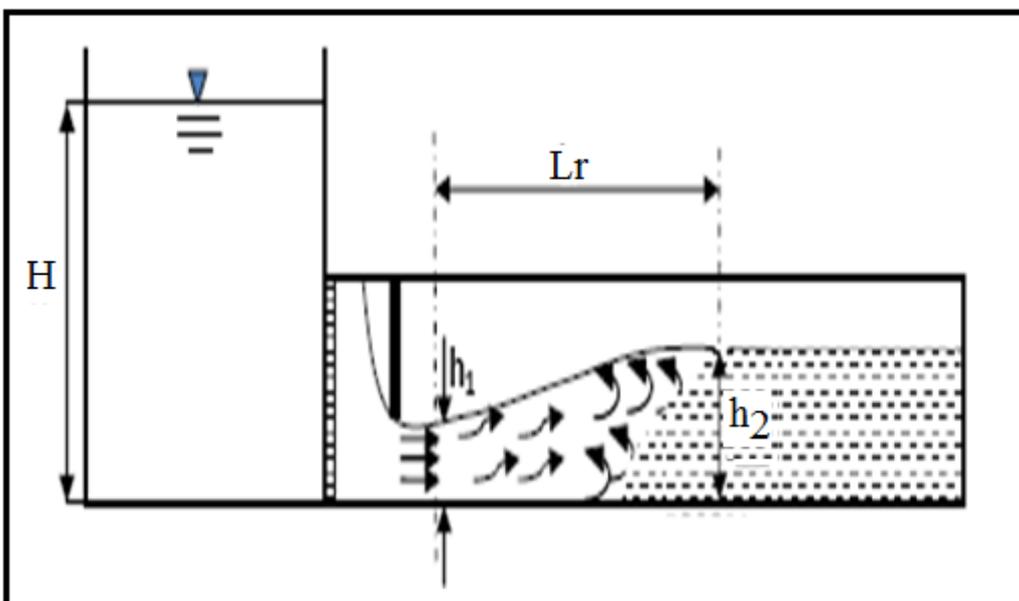


Figure. IV.03 : Schéma explicatif d'un écoulement sous vanne

IV.4. La vitesse a la sortie de la vanne

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_{c0}} \dots \dots \dots (IV. 4).$$

b : la largeur de pertuis ou de la vanne (1m).

V : la vitesse a la sortie de la vanne.

Q : débit de la vanne ($Q = \mu \cdot s \cdot \sqrt{2gH}$).

h_{c0} : c'est la profondeur comprimé ou la premier hauteur conjugue (h_1).

La profondeur comprimée (h_c) peut être déterminée par la méthode itérative de la manière suivante : [2]

$$h_{c0} \approx \frac{q}{\phi (2g(P+H_0-h_{c0}))^{1/2}} \dots \dots \dots (IV. 5).$$

q : débit spécifique.

$\phi = 0.85$ à 0.95 , coefficient de vitesse.

P : hauteur de pelle ($p=0$).

H_0 : charge hydraulique à la sortie de la vanne en tenant compte la charge de la vitesse.

$$H_0 = h + \frac{\alpha V^2}{2g}.$$

V : vitesse du flux dans la vanne.

h : ouverture de la vanne.

g : accélération de la gravité.

La deuxième hauteur conjuguée

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot \sqrt{(1 + 8Fr^2) - 1} \dots \dots \dots (IV. 6).$$

Nombre de Froud

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h \cdot c_0}} \dots \dots \dots (IV. 7).$$

La longueur de ressaut

$$L_r = 6 \cdot (h_2 - h_1) \dots \dots \dots (IV. 8).$$

L'énergie dissipée

$$\Delta H = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_2 \cdot h_1} \dots \dots \dots (IV. 9).$$

Tableau IV.04 : le calcul hydraulique au niveau de la vanne

Ouverture la vanne	débit	vitesse	h ₁	Fr	h ₂	Lr	ΔH
m	m ³ /s	m/s	m	-	m	m	m
0.5	21.49	21.49	0.82	7.57	8.37	45.30	15.67
1	42.98	21.49	1.68	5.29	11.75	60.42	12.25
1.5	64.47	21.49	2.31	4.51	13.62	67.86	10.65
2	85.96	21.49	2.64	4.22	14.49	71.10	7.26
2.5	107.45	21.49	2.89	4.03	15.08	73.14	5.28
3	128.94	21.49	3.05	3.92	15.45	74.40	3.56
3.5	150.43	21.49	3.11	3.72	15.62	75.06	1.95

IV.5. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \cdot h_n \cdot b \cdot \sqrt{R \cdot i} = 150.46 \text{ m}^3/\text{s}.$$

n : rugosité intérieur de la galerie de vidange (0.015 celle de béton armé).

R : rayon hydraulique.

h_n : hauteur normal dan la galerie de vidange.

b =5m la largeur de la galerie de vidange.

i=0.01 pente de galerie.

Tableau IV.05 : Calcul de la profondeur normale.

b	h _n	S	P	R	Q
m	m	m ²	m	m	m ³ /s
5	0.5	2.5	6	0.416	5.990
5	1	5	7	0.714	22.50
5	1.5	7.5	8	0.937	46.34
5	2	10	9	1.111	75.37
5	2.5	12.5	10	1.25	108.11
5	3	15	11	1.363	143.51
5	3.1	17.5	12	1.458	150.46

a)- Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{150.46}{17.5} = 9.12 \text{ m/s.}$$

b)- Le nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = \frac{9.12}{\sqrt{9.81 \cdot 3.1}} = 2.65.$$

IV.6. Dissipateur d'énergie

L'énergie cinétique de l'eau s'écoulant dans la galerie va se dissiper dans un bassin d'amortissement.

Cet ouvrage en béton armé permet de stabiliser le régime d'écoulement en fluviale et éloigner le ressaut hydraulique en aval.

Les tests réalisés par (USBR) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est entre **1.7** et **2.5**, donc : **Ressaut oscillant.**

Froude est entre **2.5** et **4.5**, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Donc nous utilisons **le bassin de type I.**

IV.6.1. Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < Fr_1 < 4.5$)

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1$$

$\frac{Y_2}{Y_1} = 3.28$ et $Y_1 = 3.1\text{m}$ (tirant d'eau à la sortie de galerie).

Donc : $Y_2 = 10.17\text{m}$

IV.6. 2. Longueur du dissipateur d'énergie. [2]

$$\frac{L_{\text{diss}}}{Y_2} = (1.5 + 1.768Fr - 0.174Fr^2).$$

$$\frac{L_{\text{diss}}}{Y_2} = 50.47\text{m}.$$

IV.6. 3. Largeur de bassin

La largeur de dissipateur de l'énergie est égale à largeur de la galerie (5m).

IV.6.4. Dimensionnement des blocs de chute

a)-La hauteur des blocs de chutes

$$h = 2Y_1 = 6.2 \text{ m}.$$

b)-La largeur des blocs de chutes

$$W \approx Y_1 = 3.10 \text{ m}.$$

c)-Espacement entre deux blocs de chutes

$$e_1 = 2.5Y_1 = 8.75 \text{ m}.$$

d)-La hauteur de seuil terminal

$$h_s = 1.25Y_1 = 3.875 \text{ m}.$$

Chapitre V :

**étude de prise
d'eau**

Introduction

La prise d'eau comme étant élément intégrant dans un aménagement occupe une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation qu'on atteint à la fin de l'ouvrage, à savoir l'utilisation de l'eau retenue qui est destinée pour l'alimentation en eau potable et en irrigation, avec la garantie des paramètres d'exploitations nécessaires.

La fonction principale de l'ouvrage de prise d'eau est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée du réservoir au moment voulu, en plus, il servira pour la dérivation des eaux pendant la période de construction du barrage.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange doivent être capables de véhiculer toute sorte de débits à la demande des utilisateurs, dans cet ouvrage, on peut avoir les applications suivantes :

- baisser le niveau du barrage sous N.N.R avant les premières crues.
- vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée.
- assurer le débit écologique dans la rivière en aval du barrage.

V.1. Etude de prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau qui capte l'eau sous charge doit être conçu de manière à éviter la perturbation dans la conduite d'amenée à l'aval d'où les exigences hydraulique pour une telle prise sont les suivantes :

- Ecoulement sans apparition de cavitation ;
- Pertes de charge minimales ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

V.1.1. Type de prise d'eau :

On distingue pour les barrages poids des différents types de prises selon l'emplacement :

-Les prises situées aux rives

Solution avec puits mouillé pour des profondeurs modérés.

-Les prises indépendants qui situé loin des rives :

Elle est générale combinée avec une tour appelée tour de prise d'eau. la commande pour les vannes se trouve au sommet de la tour, la tour peut être supprimée si le pertuis d'entrée n'est pas équipé d'une vanna de service ou de garde, la prise peut alors être construite totalement noyée, mais elle devient inaccessible.

-Les prises combinées avec le barrage :

Cette prise peut facilement être combinée avec le corps du barrage, cette combinaison est surtout favorable avec des barrages épais tel que les barrages poids ou les barrages à voute épaisse ou la prise d'eau peut être placée directement dans le béton du barrage, les vannes sont commandée soit depuis le sommet du barrage par un puits ou directement près de la vanne dans une chambre de vanne intégrée au barrage. La figure V.1 montre des exemples d'emplacement pour une prise d'eau combinée avec un barrage en béton.

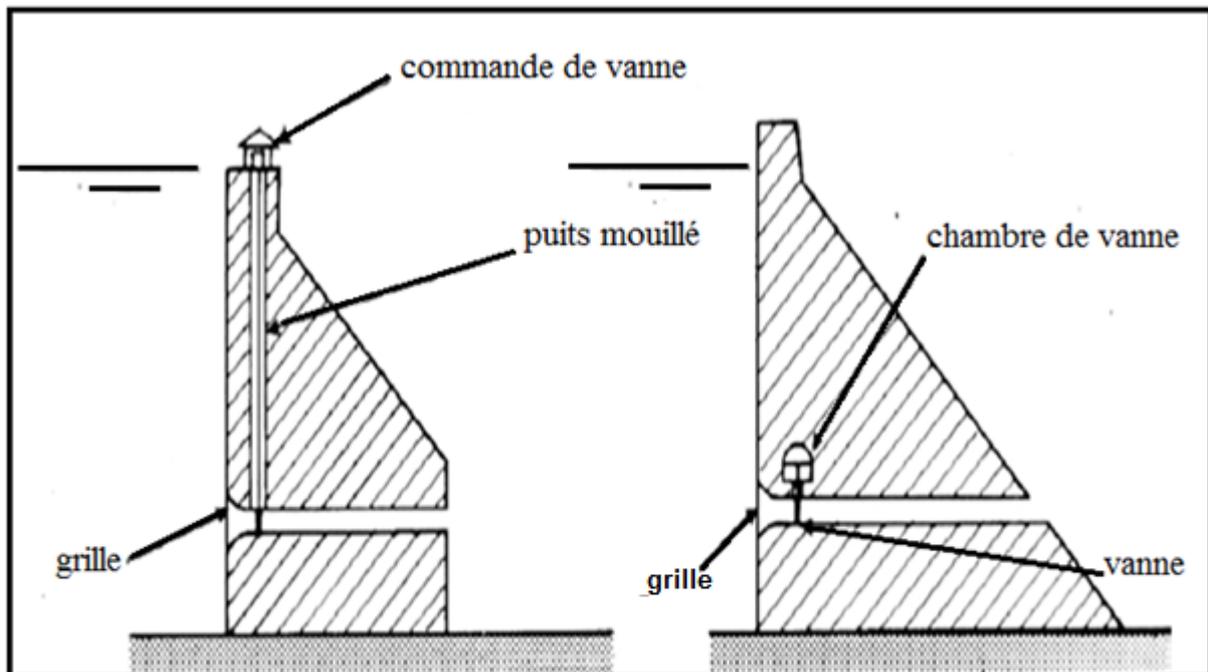


Figure. V.01 : prise combiné au barrage poids

V .1.2.Choix de prise d'eau :

Selon les conditions liés à l'économie et le fonctionnement de l'ouvrage, la prise projeté est celle combiné au corps du barrage d'où la simplicité de réalisation et l'efficacité de fonctionnement et qu'elle représente le type le plus adapté aux barrages poids en béton.

V .1.3.Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est implanté en rive gauche du barrage, elle est essentiellement composée d'une structure de génie civil, adossé au parement amont du barrage.

Trois prises d'eau sont aménagées dans la toue amont, respectivement aux cotes 553,565 et 571NGA. Chaque prise est équipée d'une grille et une vanne manœuvrable depuis la chambre supérieure implantée en crête du barrage.

Les trois prises ont des dimensions et un équipement identique, chaque pertuis comprend d'amont en aval :

- un entonnement amont de section rectangulaire de 1.20m×1.0m, supportant une grille métallique amovible de même section et manœuvrable depuis la crête par un système de palonnier ;
- une vanne batardeau composée d'un seul élément en acier, de dimensions 1.00m×0.60m, permet la coupure des débits transités, la vanne est également manœuvrée depuis la chambre en crête du barrage à partir à l'aide du palonnier.

Chaque pertuis débouche dans le puits vertical, largement dimensionné et présentant une section d'environ 8m².

A la base du puits vertical, à la cote 545.5NGA, une conduite forcée travers le corps du barrage en BCR et permettra la restitution à l'aval des débits prélevés dans le réservoir.

V .2. Dimensionnement hydraulique :

V .2.1.estimation des débits maximum pour l'irrigation :

Tableau V.01 : estimation de la demande en irrigation

Mois	V (m ³)
Septembre	2270000
Octobre	0
Novembre	0
Décembre	0
Janvier	0
Février	0
Mars	0
Avril	500000
Mai	2860000
Juin	3280000
Juillet	4120000
Aout	4280000

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval. D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de $V_{\max} = 4280000 \text{ m}^3$.

V.2.2. Calcul du débit maximum

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = 1.57 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Avec T : temps de prise ; T=31 jours, 12 heures par jour.

V.2.3. Étude des pertes:

La somme des pertes de charge est donnée par l'expression suivante :

$$\Sigma \Delta h = h_g + h_e + h_l + h_v + h_s .$$

$$\Sigma \Delta h = (\xi_g + \xi_e + \xi_l + \xi_v + \xi_s) \cdot \frac{V^2}{2g}.$$

h_g : perte de charge dans les grilles.

h_e : perte de charge à l'entrée.

h_l : perte de charge linéaire.

h_v : perte de charge dans les vannes.

h_s : perte de charge à la sortie.

V.2.3.1. Perte de charges dans les grilles (h_g)

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille.

Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante :

$$h_g = \xi_g \cdot \frac{Vg^2}{2g} \dots \dots \dots (V.1).$$

$$\xi_g = \beta \left(\frac{e}{b}\right)^{0.75} \sin \alpha \dots \dots \dots (V.2).$$

$$V_g = \frac{Vr}{\left(1 + \frac{e}{b}\right)} \dots \dots \dots (V.3).$$

V_g : vitesse du flux en face de la grille (m/s).

Vr : Vitesse du flux à travers la grille (on recommande 1 m/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

β : coefficient qui prend en considération la forme des barres.

α : angle que forme la grille avec l'horizontale (90°).

e : épaisseur des barres (0.05m).

b : distance entre les barres (b=0.20m).

Tableau V.02: Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

Caractéristiques de quelques sections de barres		β
1	Rectangulaires avec des bords vifs	2.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

Donc : $\beta=2.42$.

A.N : $V_g=0.39\text{m/s}$, $\xi_g=3.34$, $h_g=0.025\text{m}$.

V.2.3.2. Pertes de charge à l'entrée [2]

$$h_e = \xi_e \cdot \frac{V_e^2}{2g}$$

$$V_e = \frac{Q}{S_e}$$

$$S_e = 1.5 \times 1.0 = 1.5\text{m}^2.$$

Avec :

S_e : surface à l'entrée.

ξ_e : coefficient des pertes de charge obtenu par le tableau V.03.

Tableau V.03 : Coefficient de perte de charge a l'entrée.

Type d'entrée		ξ_e		
		Max	Moye	Min
1	avec des bords rectangulaires	0.7	0.5	0.4
2	avec des bords légèrement arrondis	0.6	0.4	0.18
3	avec des bords complètement arrondis	0.27	0.1	0.08
4	avec forme de cône rectangulaire	0.20	0.16	0.07
5	avec forme de cône circulaire	0.10	0.05	0.04
6	avec des bords qui ressorts vers l'intérieur	0.93	0.8	0.56

Donc : $\xi_e=0,5$.

A.N : $V_e=1.05\text{m/s}$.

$h_e=0.028\text{m}$.

V.2.3.3. Perte de charge linéaire [5]

Les pertes des charges linéaires sont le résultat du frottement de l'eau avec la conduite. Pour son calcul, on a l'expression suivante :

$$h_l = \frac{\lambda L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (V.4)$$

Où :

L : Longueur de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m) .

g : Accélération de la pesanteur (m²/s) .

V : Vitesse de l'eau dans la section .

λ : coefficient de perte de charge linéaire (COLBROOK: [5]

$$\lambda = (-2 \log \left(\frac{\xi}{3.72D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right))^{-2} \dots \dots \dots (V.5).$$

Re : nombre de Reynolds, $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$

ξ : rugosité moyenne de la conduite (ξ=0.013).

V : vitesse moyenne de l'écoulement.

D : diamètre de la conduite.

ν : viscosité cinématique de l'eau.

Tableau V.04 : viscosité cinématique de l'eau [6]

Température (°c)	ν (m ² s ⁻¹)
5	1.514.10 ⁻⁶
10	1.304.10 ⁻⁶
15	1.138.10 ⁻⁶
20	1.004.10 ⁻⁶
50	0.544.10 ⁻⁶

$$\nu = 1.004 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2\text{s}^{-1}.$$

Alors : $h_l = 2,29 \cdot \frac{\lambda}{D} \cdot V^2.$

V.2.3.4. Pertes de charge dans les vannes

Les pertes de charge dans les vannes de contrôle sont considérées par rapport aux résistances locales qu'offrent les obstacles (diaphragme) où le flux perd une partie de son énergie.

Elles sont déterminées selon l'expression suivante :

$$h_v = \xi_v \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (V.6).$$

ξ_v : Coefficient de pertes de charge dans la vanne type wagon =0.5.

Donc : $h_v = 0.025V^2$.

V.2.3.5. Pertes de charge à la sortie [2]

Les pertes de charge à la sortie sont calculées comme suit:

$$h_s = \xi_s \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (V.7).$$

ξ_s : Coefficient de pertes de charges égal à 1.

Donc : $h_s = 0.051.V^2$.

L'expression des pertes de charge devient :

$$\Sigma \Delta h = 0.053 + (0.076 + 2.29 \cdot \frac{1}{D}) V^2.$$

V.2.4. Calcule de la section de la conduite de prise :

La prise d'eau est conçu de prise de trois niveau d'où lors d'une crue exceptionnel doit répondre aux exigences hydrauliques dont l'évacuation des débits entrant dans les pertuis de prise soit en évitant le risque de submersion donc la conduite de prise d'eau doit dimensionner pour la somme des débits de chaque pertuis.

$Q_{total} = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 3Q_{max} = 3.1, 57 = 4.71 m^3/s.$

$$Q_{total} = \mu.S.\sqrt{2gH} \dots \dots \dots (V.7).$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,5$.

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval, H=10m.

A.N : $S = 0.672m$, donc : $D = 0.925m$.

Il faut ajuster ce diamètre tenant compte la correction de coefficient de débit du aux pertes de charge.

Tableau V.05 : Ajustement du diamètre de la conduite de prise d'eau

Vitesse i-1	D(m)	S (m ²)	λ	$\Sigma \Delta h$	μ	vitesse
7	0.925	0.672	0.0185	5.5780	0.3898	6.294
6.294	1.04	0.849	0.0182	4.3921	0.1854	6.9076
6.9076	0.995	0.777	0.0183	5.4137	0.3940	6.3705
6.3705	1.036	0.842	0.0182	4.5108	0.4259	6.8384
6.8384	1.000	0.785	0.0183	5.2913	0.3986	6.428
6.428	1.0318	0.914	0.0182	4.6034	0.4224	6.786
6.786	1.0035	0.790	0.0183	5.1997	0.4016	6.075

Pour D= mm ; on a : $Q = V.S = m^3/s$; après cette vérification on cherche le diamètre normaliser : D= mm la vitesse devient v= m/s.

Chapitre VI :

étude génie civil

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons aborder la stabilité des murs de soutènement de la dérivation provisoire; les ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond sont intégrés dans le corps du barrage d'où leurs stabilités sont accordées à la stabilité du corps de barrage lui-même.

Nous allons d'abord vérifier la stabilité des murs au renversement, au poinçonnement et au glissement ; puis on va déterminer le ferrailage de radier, de la semelle, le contrefort.

VI.1. Pré-dimensionnement et vérification de la stabilité

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et à la résistance aux contraintes qui sont se développées à l'intérieur du mur.

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $Is = 1\text{ m}$ et pour le cas de sollicitation le plus défavorable.

Les murs de soutènements de la dérivation provisoire sont classés par trois zones en raison de leurs particularités en surcharge et en hauteur.

La zone I et zone II représentent les sections des batardeaux amont et aval.

VI.1.1. Les combinaisons des charges [8]

a) Schémas général

La figure VI.01 donne la représentation des charges appliquées sur le mur de soutènements.

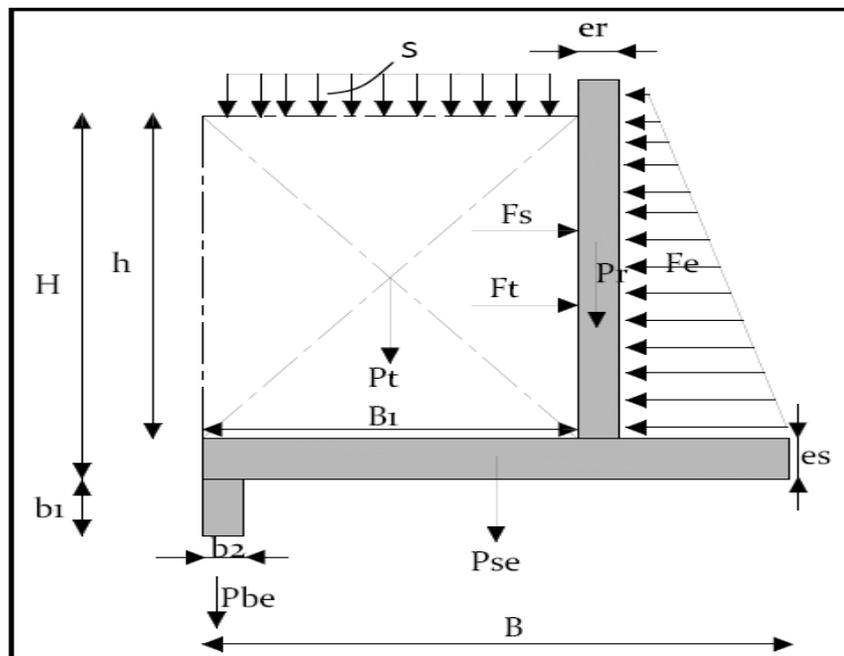


Figure .VI.01 : Combinaison des charges.

b) Les forces verticales

Le tableau VI.01 résume les forces verticales.

Tableau.VI.01 : les forces verticales agissent sur le mur de soutènement

Force	Formule	Remarques
Poids du rideau	$P_r = \gamma_b \cdot V_r$	V_r : Volume du rideau pour 1 m de largeur
Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot V_s$	V_s : volume de la semelle pour 1 m de largeur
Poids des surcharges	$P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r$	S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
Poids des terres sur la semelle	$P_t = \gamma_s \cdot V_t$	V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m de largeur

c) Les forces horizontales

Les différentes forces horizontales agissant sur le mur sont présentées dans le tableau VI.02

Tableau.VI.02 : les forces horizontales agissent sur le mur soutènement

Force	Formule	Remarque
Poussée des terres	$F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot I_s$	$A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$
Poussée des surcharges	$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$	$S_r = 1 \text{ t/m}^2$
Force hydrostatique	$F_e = \gamma \cdot h^2$	h: hauteur d'eau derrière le mur.

VI.1.2 Stabilité au renversement

Le principe est de vérifier que le mure ne balance pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales, La figure VI.2 en a donne l'explication de renversement.

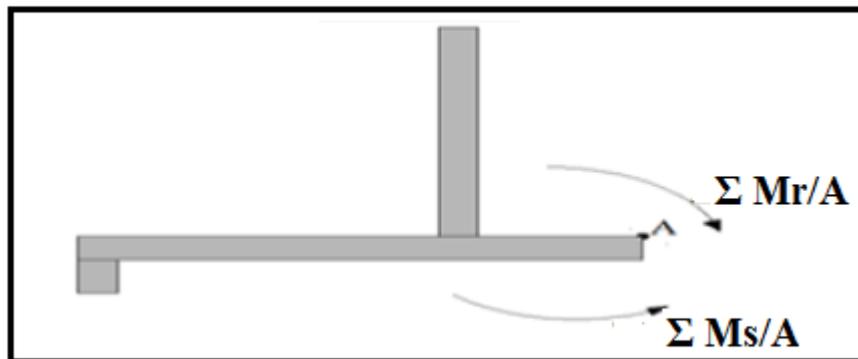


Figure.VI.02 : Explication stabilité au renversement.

Donc il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\Sigma MS / \Sigma Mr \geq 1,5$$

$\Sigma Ms/A$: La somme des moments stabilisateurs au point A.

$\Sigma Mr/A$: La somme des moments déstabilisateurs au point A.

VI.1.3 Stabilité au glissement

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg} \varphi + C \cdot S}{\sum F_H} > 1$$

C : cohésion ,Habituellement on néglige la cohésion considérant qu'il s'agit d'une caractéristique variable et aléatoire dont la pérennité en milieu saturé n'est pas assurée.

Donc C.S=0.

φ : l'angle de frottement interne.

Avec : Fh

$$F = F_s + F_t - F_e$$

$$V = P_r + P_s + P_{be} + P_{se} + P_t$$

Sous l'effet de N et MG ; il se créait des contraintes sur la base de la semelle ; suivant le schéma VI.2 en b, Il faut que ces contraintes soient $< \sigma_{sol}$.

VI.1.4. Stabilité au poinçonnement [9]

Sous l'effet de N et MG ; il se créait des contraintes sur la base de la semelle ; suivant le schéma VI.3 en b, Il faut que ces contraintes soient $< \sigma_{sol}$

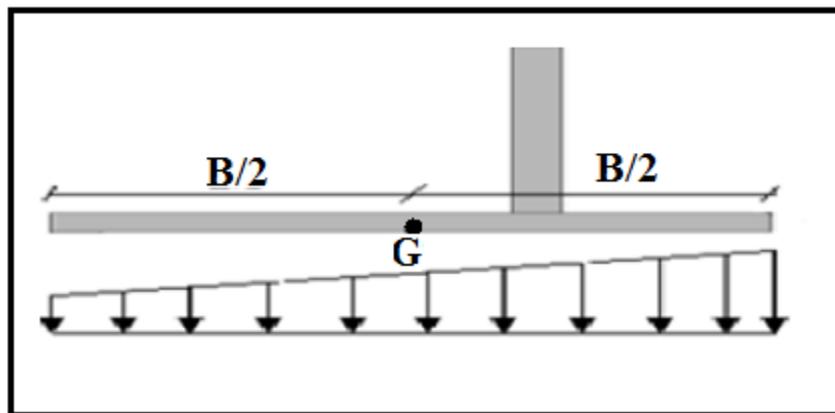


Figure VI.03 : Explication stabilité au poinçonnement.

Les calculs sont regroupés par le tableau VI.03.

Tableau VI.03 : Résumé de calcul de pré-dimensionnement.

zone	Stabilité au renversement		Stabilité au glissement					
	$\sum Ms / A$	$\sum Mr / A$	fs	Fh	Fv	φ	rapport	Vér
Zone I	6593.38	405.61	16.26	6060.33	1190	30	1.04	vrai
Zone II	3425.63	151.39	22.63	338.33	780	30	1.33	vrai
Stabilité au poinçonnement								
	M	N	σ_{sol}	σ_1	Vér	σ_2	Vér	
Zone I	307.763889	1711	29	2.821853741	vrai	2.068146259	vrai	
Zone II	544.236111	1113	14	8.254115646	vrai	5.074115646	vrai	

VI.2. Etude du Ferrailage :

Nous connaissons que le béton possède une bonne résistance à la compression, par contre les armateurs résiste bien à la traction.

Donc l'assemblage de ces deux élément donne une résistance a ces deux sollicitations.

VI.2.1 Ferrailage du rideau à contrefort

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise a la résultante due aux pressions des terres et des surcharges.

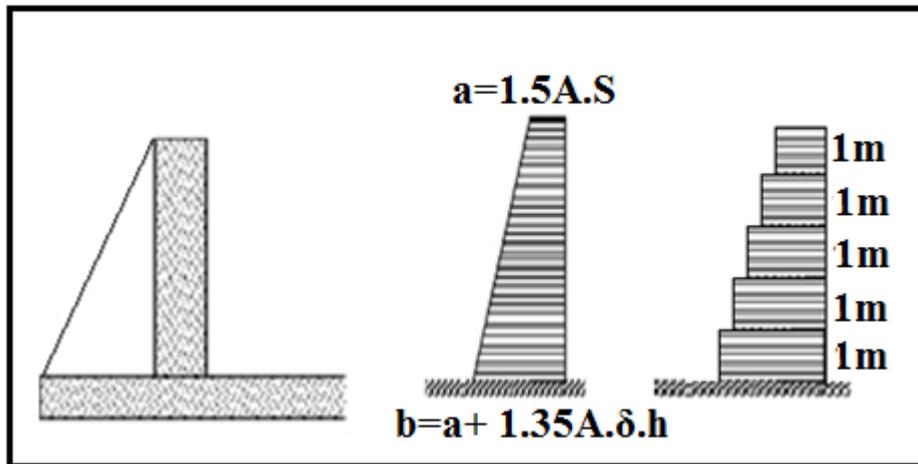


Figure VI.04 : Représentation des forces agissant sur le rideau à contrefort.

Avec $a=1.5A.S=0.4995 \text{ t/m}$

$$b= a+ 1.35A.\delta.h$$

Alors :

$$\text{Pour } 1^{\text{ère}} \text{ tranche: } P1=a+1.35A.\delta.h .$$

$$\text{Pour } 2^{\text{ème}} \text{ tranche: } P2= a+1.35A.\delta.(h-1) .$$

$$\text{Pour } 3^{\text{ème}} \text{ tranche: } P3= a+1.35A.\delta.(h-2) .$$

$$\text{Pour } 4^{\text{ème}} \text{ tranche: } P4=a+1.35A.\delta.(h-3) .$$

$$\text{Pour } 5^{\text{ème}} \text{ tranche: } P5= a+1.35A.\delta.(h-4)$$

VI.2.2 .Le moment en appui et moment en travers

Pour la 1 ère tranche :

$$M \text{ travers } =P_1.l^2/10.$$

$$M \text{ appuis } = P_1.l^2/16.$$

Calcul des aciers :

On a :

$$\mu_{\text{travers}} = M_{\text{travers}} / (\sigma_{\text{bc}} \cdot b \cdot d^2).$$

$$\mu_{\text{appuis}} = M_{\text{appuis}} / (\sigma_{\text{bc}} \cdot b \cdot d^2) \quad \text{Avec :}$$

σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche ; $b=100$ cm

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage ; $d= 40$ cm

c : l'enrobage = 3 cm

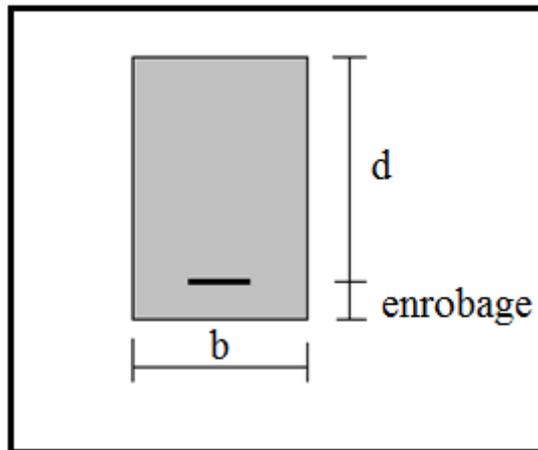


Figure VI.05 : schéma explicatif

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,85 F_{\text{cj}} / \gamma_b$$

Avec : F_{cj} : La résistance de compression du béton a la rupture. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{\text{cj}} = F_{\text{c28}}$: la résistance a la compression a 28 jours.

Γ_b : coefficient de sécurité pour le béton = 1,5 (cas courant) .

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm³ ou a $F_{\text{c28}} = 25$ MPa.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{\text{su}} = f_e / \gamma_s$

Avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tors = 4000 bars

La section d'acier : $A_{\text{appuis}} = M_{\text{appuis}} / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \Rightarrow$ choix des armatures ;

$A_{\text{travers}} = M_{\text{travers}} / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \Rightarrow$ choix des armatures ;

$A_{\text{min}} = (b \cdot 100) \cdot 0,2\%$, si les section sont inférieur au A_{min} , on ferraille avec A_{min} .

La figure VI.06 montre la répartition des moments en appuis et des moments en travers

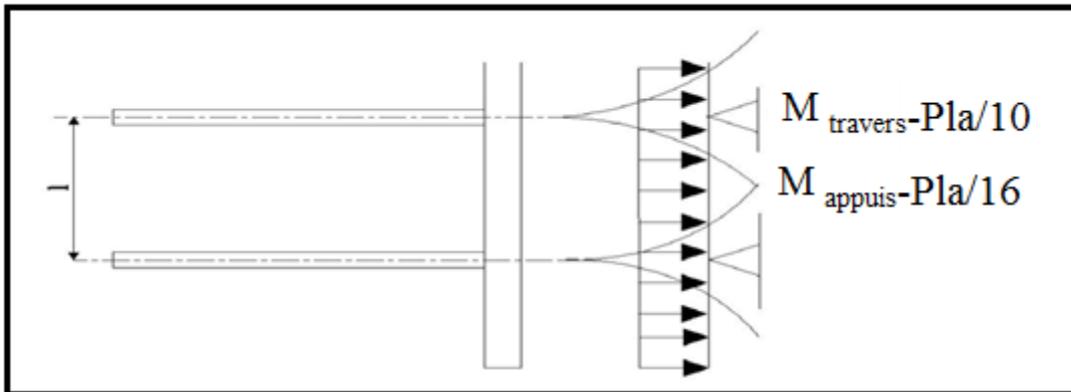


Figure.VI.06 : Répartition des moments sur le rideau à contrefort.

VI.2.3. Ferrailage du contrefort :

a) à l'encastrement :

La figure VI.07 montre l'effort appliqué sur le contrefort en encastrement :

$$F = (a+b) \cdot h/2$$

$$M_{\text{encastrement}} = F \cdot Y_G$$

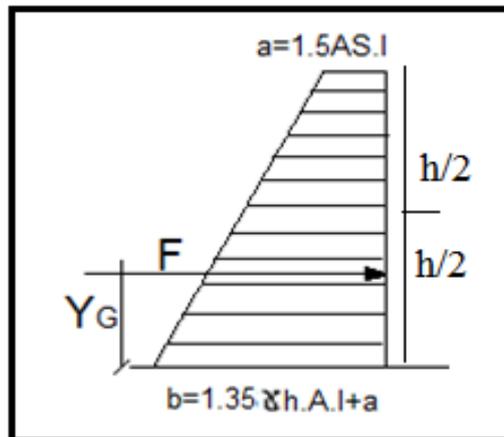


Figure. VI.07 : effort sur le contrefort.

Calcul des armatures

On calcule les paramètres μ , α , β , $A_s^{\text{encastrement}}$ comme décrits auparavant ensuite, fait le choix des armatures.

b) à mi-hauteur

On fait le même calcul précédent considérant jusqu'à mi-hauteur.

VI.2.4. Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise à :

- La réaction de sol qui représente une répartition trapézoïdale σ_1 et σ_2
- A son poids propre réparti uniformément sur AB
- Aux poids du mur et de terres repartit uniformément de B en C

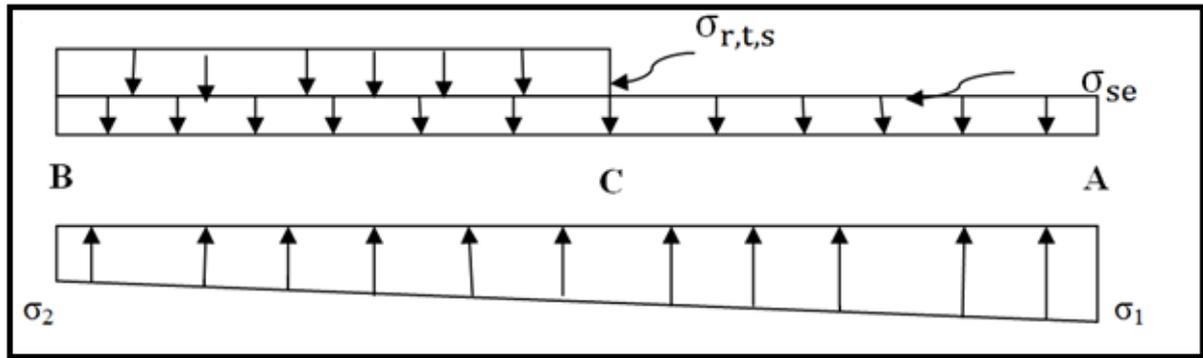


Figure VI.08: Schéma explicatif

a- Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s) $\sum \sigma_{r,t,s} = \frac{1.35(pt+pr)+1.5psr}{100b}$

b- Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle : $\sigma_{se} = \frac{1.35(ps)}{100B}$

c- Contraintes de réaction due sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1.35(pt+pr+PS)+1.5(ps)}{100B} \pm \frac{6M'G}{100B^2}$$

d- Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :

En utilisant les triangles semblables pour déterminer les réactions du sol σ_c et σ_d

e- Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement (figure VI.09).

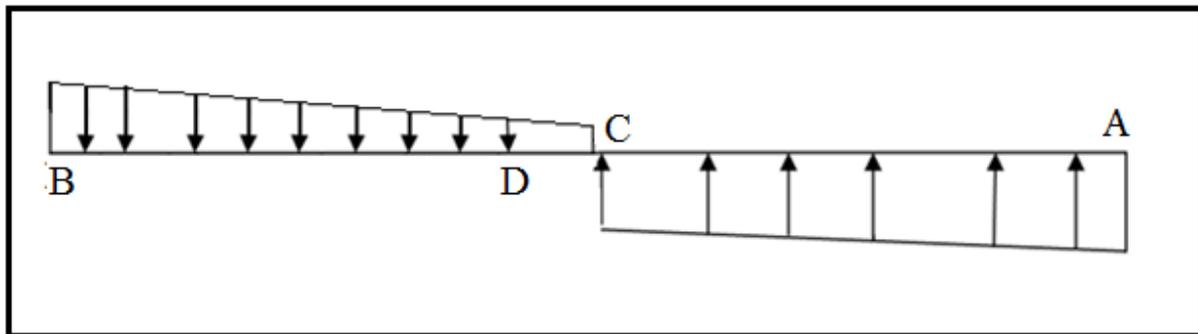


Figure. VI.09 : Diagramme résumé.

On détermine les forces agissant sur la partie CA et puis calculant les moments par rapport au point d'encastrement (C) et puis la détermination de la section des armatures de ferrailage.

f- Etude de la partie BD :

On procède de la même façon que la partie CA.

VI.2.5. Acier transversale du contrefort

a) détermination des efforts tranchants

à la base : $T1 = (a+b).h/2$

à mi-hauteur : $T2 = (a+b_{1/2}).h_{1/2}/2$

b) Calcul des armatures

Tout d'abord, on choisit le diamètre des armatures des cadres et/ou les étriers choisie et on vérifié δt , τ .

$$As = n \cdot \pi \cdot d^2 / 4$$

$$\delta t \leq \frac{0.8 f_e \cdot A_t}{b \tau}$$

(i) $\frac{T(i)}{bd}$ à la base : $\tau(1)$ à mi-hauteur $\tau(2) \Rightarrow \delta t1, \delta t2$.

VI .3. Les calculs

VI .3. 1-Le rideau

Les calculs sont faits pour la première tranche en suite généralisant pour les autres tranches.

Le tableau VI.04 donne les résultats du calcul des moments en travers et en appuis, et le tableau VI.05 donne le ferrailage de chaque zone.

Tableau VI.04 : Résultat du calcul de rideau.

	Force		Zone I		Zone II	
	Zone I	Zone II	M appuis	M travers	M appuis	M travers
tarn 1	5.76	4.55	5.76	9.22	4.55	7.28
tarn 2	4.95	3.74	4.95	7.93	3.74	5.98
tarn 3	4.14	2.93	4.14	6.63	2.93	4.69
tarn 4	3.33	2.12	3.33	5.34	2.12	3.39
tarn 5	2.52	1.31	2.52	4.04	1.31	2.10
tarn 6	1.71	0.50	1.71	2.74	0.50	0.8
tarn 7	0.90	-	0.90	1.45	-	-

Tableau VI.05 : Ferrailage de la première tranche.

		Zone I		Zone II	
M.Appuis	-	As	6.31	As	4.95
		Amin	6.00	Amin	6.00
Diamètre	Surf	Nombre	Espacement	Nombre	Espacement
8.00	0.50	12.55	7.69	11.94	8.33
10.00	0.79	8.03	12.50	7.64	12.50
12.00	1.13	5.58	16.67	5.31	20.00
14.00	1.54	4.10	25.00	3.9	25.00
16.00	2.01	3.14	33.33	2.99	33.33
M.traver	As	10.26	-	As	8.02
	Amin	6.00		Amin	6.00
Diamètre	Surf	Nombre	Espacement	Nombre	Espacement
8.00	0.50	20.43	5.00	15.97	6.25
10.00	0.79	13.08	7.69	10.22	10.00
12.00	1.13	9.08	11.11	7.10	14.29
14.00	1.54	6.67	14.29	5.21	20.00
16.00	2.01	5.11	20.00	3.99	25.00

Le ferrailage choisi alors est :

-Zone I : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 5 Ø 16 esp 20

-Zone II : appuis 4 Ø 14 esp 25 ; en travers : 4 Ø 16 esp 25

VI .3. 2- Le contrefort :

Les calculs sont fait pour chaque zone considéré à l'encastrement et à mi-hauteur le tableau VI.06 donne les résultats de calcule des forces et moments, et le tableau VI.07 donne le ferrailage du contrefort.

Tableau VI.06 Résultat du calcul du contrefort

Zone		F	YG	M	μ	α	β	As
I	L'encastrement	80.6306	3.35960	270.886	0.01260	0.0158	0.993655681	14.8723
	mi-hauteur	23.3751	2.01875	47.1886	0.00219	0.0027	0.9989008	2.57717
Zone		F	YG	M	μ	α	β	As
II	L'encastrement	49.995	1.65289	82.6363	0.00584	0.0073	0.9970703	5.58027
	mi-hauteur	23.3751	1.24223	29.0374	0.00135	0.0017	0.9993239	1.95642

Tableau V.07 : ferrailage du contrefort.

	à l'encastrement					à mi-hauteur				
Zone	Ø	Section	N	ESP	Section	φ	Section	N	ESP	Section
I	12	1.131	16	3.13	18.0956	8	0.5027	6	8.33	3.5186
	14	1.539	12	4.17	18.4726	14	1.5394	2	25	4.6181
	16	2.011	9	5.56	18.0956	16	2.0106	2	25	4.0212
	20	3.142	6	8.33	18.8496	20	3.1416	1	50	3.1416
Zone	Ø	Section	N	ESP	Section	φ	Section	N	ESP	Section
II	12	1.131	5	10.00	5.6549	12	1.1310	2	25	2.2619
	14	1.539	4	12.50	6.1575	14	1.5394	1	50	3.0788
	16	2.011	3	16.67	6.0319	16	2.0106	1	50	4.0212
	20	3.142	2	25.00	6.2832	20	3.1416	1	50	3.1416

Le ferrailage adopté est le suivant:

-Zone I : à l'encastrement 5 Ø 20 esp 8.3 (+ 1) ; à mi-hauteur : 6 Ø 8 esp 8,3 .

-Zone II : à l'encastrement 2 Ø 20 esp 25 ; à mi-hauteur : 2 Ø 12 esp 25.

Concernant les aciers transversale le calcul est fait comme décrit auparavant les résultats de calcul sont donnés par le tableau VI.08 ; et le ferrailage donné par VI.09

Tableau VI.08 : Résultat de calcul des aciers transversales.

	P 1	P 2	P 3	T 1	T 2
Zone I	24.655	1.998	13.327	93.287	26.818
Zone II	18.182	1.998	10.090	50.450	15.110

Tableau VI.09 : Calcul de ferrailage des aciers transversaux

							Vérifier		
		N	Ø.	At	τ	δ	0.9d	40cm	At.adopté
Zone I	à la base	4	8	2.011	3.731	34.485	447.3	40	34.49
	à mihauteur	4	6	1.131	1.073	40.485	447.3	40	40.00
Zone II	à la base	3	8	1.508	2.522	38.260	357.3	40	38.26
	à mi- hauteur	2	6	0.565	0.755	28.742	357.3	40	28.74

Les armatures choisies sont :

-Zone I : à la base 1 cadre Ø 8 et 1 étrier Ø 8 ;

À mi-hauteur 1 cadre Ø 6 et 1 étrier Ø 6.

-Zone II : à la base 1 cadre Ø 8;

À mi-hauteur 1 cadre Ø 6.

VI .3. 3- La semelle

Le calcul de la semelle est donné par le tableau VI.10.

Tableau VI.10 : calcul de la semelle.

Bilan de contrainte									
	M	N	Sigma 1	Sigma 2	Sigma sem.	Sigma charge t,r,r	Sigma D	Sigma C	
Zone I	6690.06	1711.5	10.64	-5.75	0.65	1.49	5.95	6.66	
Zone II	5734.49	1113.0	8.61	-5.44	0.50	1.65	2.59	3.19	
Partie AC									
	F	XG	M/C	μ	alpha	béta	As		
Zone I	1288.38	96.43	124242.74	0.003	0.003	0.999	0.62		
Zone II	1302.49	170.33	221859.65	0.023	0.029	0.988	1.132		
Partie DB									
	F 1	F 2	XG 1	XG 2	M/D	μ	alpha	béta	As
Zone I	867.61	968.02	548.51	163.70	317435.43	0.007	0.009	0.997	1.607
Zone II	93.19	1024.75	423.59	180.52	146056.78	0.023	0.029	0.988	0.745

Le calcul du ferrailage de la semelle est donné dans le tableau VI.11.

Tableau VI.11 : calcule du ferrailage de la semelle.

		Zone I		Zone II	
M.Appuis	-	As	0.63	As	1.13
		Amin	12.00	Amin	12.00
Diamètre	Surf	Nombre	Espacement	Nombre	Espacement
8.00	0.50	23.89	4.17	23.89	4.17
10.00	0.79	15.29	6.25	15.29	6.25
12.00	1.13	10.62	9.09	10.62	9.09
14.00	1.54	7.80	12.50	7.80	12.50
16.00	2.01	5.97	16.67	5.97	16.67
M.traver	As	1.61	-	As	0.75
	Amin	12.00		Amin	12.00
Diamètre	Surf	Nombre	Espacement	Nombre	Espacement
8.00	0.50	23.89	4.17	23.89	4.17
10.00	0.79	15.29	6.25	15.29	6.25
12.00	1.13	10.62	9.09	10.62	9.09
14.00	1.54	7.80	12.50	7.80	12.50
16.00	2.01	5.97	16.97	5.97	16.67

Les armatures choisies pour la semelle sont :

-Zone I : Partie AC 6 Ø 16 esp 16.67 ; Partie BD 6 Ø 16 esp 16.67

-Zone II : Partie AC 6 Ø 16 esp 16.67 ; Partie BD 6 Ø 16 esp 16.67

Chapitre VII :

Protection et Sécurité de travail

Introduction

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail, c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises, mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents.

En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII.1. Conditions dangereuses dans le chantier:

- Installation non protégée ou mal protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Stockage irrationnel ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.

VII.2. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence durant le travail ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller ;
- Adopter une position peu sûre.

L'objet de la protection et sécurité de travail sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VII.3. Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VII.4. Instructions structurelles sur la sécurité

VII.4.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VII.4.2. Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

-Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

-Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VII.5. Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectués et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont

soumis. En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VII.6. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VII.6.1.Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

e) Fonction humaines :

- Etude physiologique du travail.
- Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et
- en collaboration avec le service du personne

f) Social :

- Renseignement, conseils.

VII.6.2. Causes des accidents du travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Renseignement, conseils

VII.7. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors de tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII.8. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation

Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule la méthode dynamique :

$$S = \frac{Q}{V} \text{ (m}^2\text{)}, \text{ tel que :}$$

Q : débit d'air (m³/s).

V : vitesse de circulation d'air.

$$Q = \text{débit d'alimentation minimum} = A_m \times N \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne.}$$

N = nombres de personnes = 120 personnes, alors :

$$Q = 3600 \text{ m}^3\text{/h} = 1 \text{ m}^3\text{/s.}$$

$$\text{par définition } Q = V.S \Rightarrow S = \frac{Q}{V} = 0.5 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0.79$$

On prend D=0.8 m

Conclusion

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise pour exécuter les travaux dans l'ordre et dans le temps calculer.

Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité » leur utilité est incontestable.

Donc la sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'objectif à atteindre d'une construction pareille.

Conclusion générale

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage d'Oueldjet Mellègue, nous avons fait : une étude topographique et géologique, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude calcul hydraulique de dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau, un calcul de génie civil et nous avons terminé par un chapitre de protection et sécurité de travail.

D'après les résultats trouvés, le barrage d'Oueldjet Mellègue est en BCR., Sa hauteur est 52 m. le volume normale de la retenue est de 120 Mm³ et le volume mort est de 16.08 Mm³.

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 1000 ans.
- Un débit de crue de chantier 434m³/s.
- Une largeur du seuil déversant de 70 m.

La galerie de dérivation d'une section rectangulaire constituée de trois pertuis de longueur totale de 50 m avec largeur de 15m et hauteur de 7m.

Le pertuis rive droite de l'ouvrage de dérivation est équipé en vidange de fond, elle présent une section de 3.5m de haut et 2m de large, cet pertuis équipé à l'aval d'une vanne secteur de réglage de 3m×2m manœuvrée depuis la plate-forme. Une vanne de garde de 3.5m×2m manœuvrée depuis la crête du barrage.

Le débit maximum de vidange est 150.46m³/s sous RN

L'ouvrage de prise d'eau est implantée en rive gauche du barrage, elle est composée de trois prises respectivement aux cotes 553,565et 571 NGA, le conduite de prise est de 1000mm de diamètre avec un débit de 4.71m³/s.

Référence bibliographique

- [1]. Meme B.TOUAIBIA (ENSH).Manuel pratique d'hydrologie
- [2]. Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages (ANBT).
- [3] B.REMMINI (université Saad Dahleb Blida).hydraulique appliquée.
- [4] Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale.
- [4] R. FRIHI .cours d'analyse numérique.
- [5] A. AMMARI .cours mécanique des fluides.
- [6] PHILIPPE FICHOU. Mécanique des fluides.
- [7] M.K.MIHOUBI., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- [8] Note de calcul C.T.C CHLEF.
- [9] M. HASSANE, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole.

Annexe

Annexe. I.

Essais Lugeon 2005

Source : A.N.R.H

Sondage	de	à	UL	observation	sondage	de	à	UL	observation
S1	3	8	-	Contournement	S5	5	10	-	CONTOURNEMENT
	8	13	3	-		10	15	7	-
	13	18	3	-		16.5	21	>100	P _{MAX} 0.5 bars
	18	23	2	-		21	26	>100	P _{MAX} 1 bars
	23	28	2	-		26	31	>100	P _{MAX} 1.2 bars
	28	33	3	-		31	36	>100	P _{MAX} 1.5 bars
	33	36	3	-	36	41	3	-	
					41	45	3	-	
S2	6	11	-	CONTOURNEMENT	S6	2	7	>100	P _{MAX} 1 bars
	11	16	>100	-		7	12	2	-
	16	21	6	-		12	17	2	-
	21	27	>100	-		17	22	2	-
	27	31	>100	-		22	27	2	-
	31	36	>100	-		27	32	2	-
	36	41	1	-	32	35	3	-	
S3	9	14	>100	P _{MAX} 2 bars	S7	5	10	20	-
	14	19	1	-		10	15	1	-
	19	24	-	P _{MAX} 5.5 bars		15	20	1	-
	24	29	-	P _{MAX} 4 bars		20	25	6	-
	30	35	>100	P _{MAX} 3.5 bars		25	30	3	-
	35	40	>100	P _{MAX} 3 bars	S8	3	8	50	-
	40	45	>100	P _{MAX} 3.5 bars		8	13	>100	-
	45	50	>100	P _{MAX} 1.5 bars		13	18	>100	-
50	55	<100	P _{MAX} 1.4 bars	18	21	>100	-		
55	60	4	-	21	24	6	-		
S4	6	11	-	Contournement	S9	4	9	30	-
	11	16	>100	P _{MAX} 3 bars		9	14	2	-
	16	21	1	-		14	17	2	-
	21	26	-	P _{MAX} 6 bars		17	20	2	-
	26	31	1	-		S10	3	8	30
	31	36	2	-	8		13	4	-
	36	41	2	-	13		18	3	-
	41	46	1	-	18		23	2	-
	46	50	2	-	23		28	2	-
	50	55	2	-					

Essais physiques et mécaniques-zone d'emprunt des alluvions grossières

maximum	51	70	50	20	17	-
---------	----	----	----	----	----	---

tableau récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques des alluvions grossières

puits	Prof (m)						LA %	CLsf grossière
		cailloux 200-20	graviers 20-2	Sable gr 2-0.2	Sable f 0.2-0.02	<80μ -		
Pp2	0.8-1.2	50	40	6	4	4	30	Gb
Pp4	1-1.30	29	55	14	2	2	-	Gb
Pp6	2-2.4	46	41	10	3	3	-	Gb
Pp9	1-1.5	35	50	10	5	5	-	Gb
Pp11	0.5-1.0	36	53	9	2	2	-	Gb
Pp18	1-1.5	20	65	11	4	4	29	Gb
Pp19	1-1.5	8	69	18	5	5	-	Gb
Pp20	1-1.5	32	44	20	4	4	-	Gb
Pp21	1-1.5	25	69	4	2	2	-	Gb
Pp1	0.2-0.5	25	67	4	4	4	29	Gb
Pp3	0.5-1.0	25	57	15	3	3	31	Gb
Pp5	0.9-1.4	25	57	15	3	3	-	Gb
Pp7	0.5-1.0	40	50	7	3	3	-	Gb
Pp11	1-1.5	17	51	25	7	7	-	Gb
Pp13	1-1.5	40	37	21	2	2	-	Gb
Pp17	1-1.5	19	61	18	2	2	-	Gb
Pp19	0.5-1	43	30	26	1	1	-	Gm
Pp21	0.5-1	30	52	14	4	4	-	Gb
Pp23	1-1.5	20	55	16	9	9	-	Gb
Pp25	1-1.5	26	54	15	5	5	-	Gb
Pp28	1-1.5	27	49	19	5	5	20.8	Gb
Ps2	2-2.5	30	45	21	4	4	-	Gm
Ps3	1.5-2	15	55	26	4	4	-	Gm
Ps5	1-1.5	20	57	17	6	6	-	Gm
Ps6	1-1.5	15	55	27	3	3	-	Gm
Ps10	1-1.5	0	30	50	20	17	-	GL
Ps12	1.5-2	7	53	34	6	6	-	Gb
Ps14	1-1.5	31	35	31	3	3	-	Gm
Ps15	1-1.5	12	60	24	4	4	-	Gb
Ps17	1.5-2	5	70	19	6	6	-	Gm
Ps19	1-1.5	5	58	32	5	5	-	Gb
Ps20	1.5-2	6	61	21	12	12	-	GL
Ps21	1-1.5	25	58	12	5	5	-	Gb
Ps22	1.5-2	25	52	17	6	6	-	Gb
Ps23	1.5-2	20	61	13	6	6	-	Gb
Pp'9	2-2.5	51	34	6.5	8.5	7	-	Gm-GA
Pp'11	1.5-2	37	43.5	8	11	9	-	Gb-GL
Pp'15	1-1.5	38	32	18	12	9	-	Gb-GL
Pp'23	1-1.5	29	56	10	5	5	-	Gm
Pp'28	1-1.5	25	48	21	6	5	-	Gm
Pp'33	1.5-2	32	45	16	7	7	-	Gb-GL
Pp'36	1-1.5	45	35	16	4	4	-	Gb
Pp'43	1-1.5	30	50	14	6	6	-	Gb-GL
Pp'46	1.5-2	20	40	30	10	8	-	Gm-GL
Pp'51	1-1.5	15	37	40	8	6	-	Gm-GL
Pp'69	1.5-2	40	43	12	5	4	-	Gb

Minimum	0	30	4	1	1	-
moyenne	26.01	50.42	18.1	5.47	5.13	-
Ecart-type	12.45	10.72	9.43	3.4	2.84	-

Source : A.N.R.H

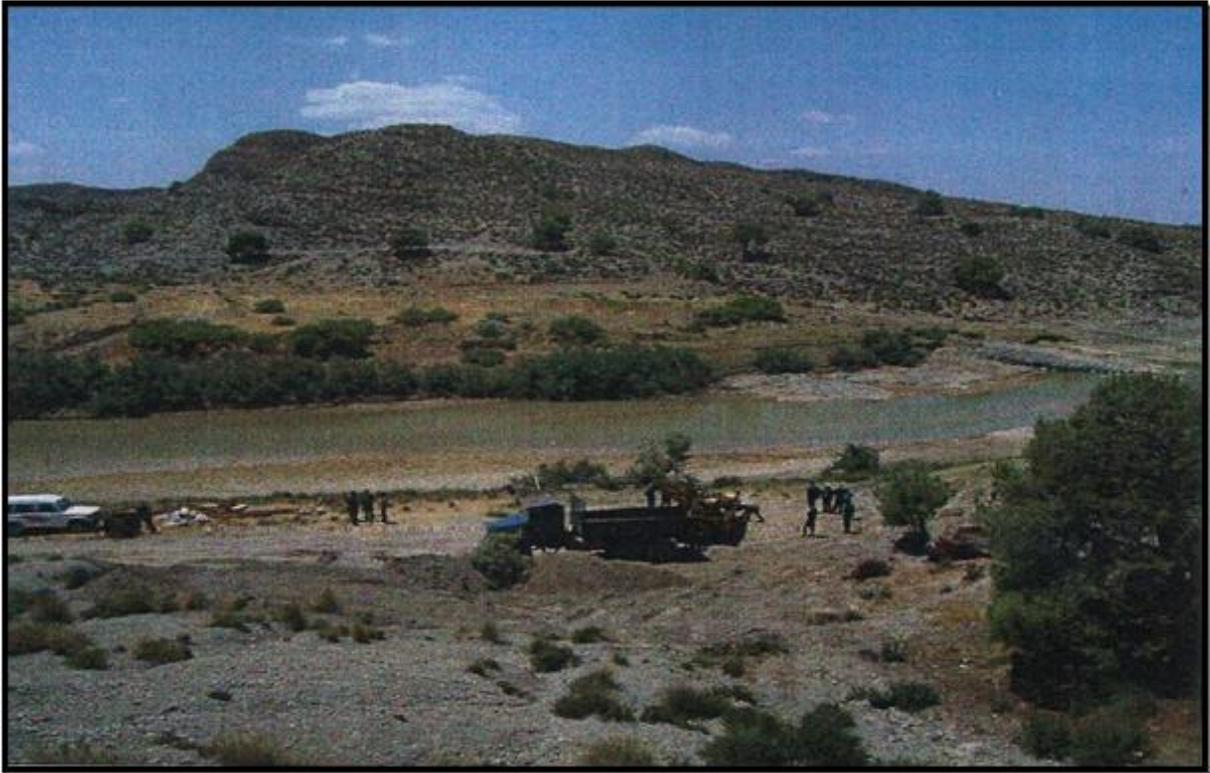
Essais de laboratoire-zone d'emprunt de sables et graviers

ESSAIS/ANALYSE	résultats	Nbre d'essais
Classification USBR	GW-graves bien classées	3
Granulométrie	Fraction <80 μ : 0%	3
Poids spécifique	2.73	1

Source : A.N.R.H



Appui rive gauche



Appui rive droite



Appui rive droite détail



Appui rive gauche détail



Appui rive gauche, alternance des joints fermés et ouverts

Annexe. II.

Série de Pluie max journalière (mm) de la station (12.04.01)

année	S	O	N	D	J	F	MA	AV	M	J	J	A	max
1960	8,0	1.5	2.5	34	18.5	3.5	17	7.3	3.0	16	15.2	15.0	34
1961	2,0	24	10.5	2.5	6.0	37	9	10	5	18.5	1.5	25	37
1962	6,5	12	3	7	10.5	21.5	25	19.5	45.5	37	23	28	45.5
1963	40,5	5.5	0	55	27	14	7	7	40	0	2	0.8	55
1964	0,0	40	5	7	20	30	8	15	12	0	17	12	40
1965	15,0	3.5	10	20	1	13	15	10	12.5	12	3	11	20
1966	35,0	29	24	22.5	27	15.6	13	7.2	14.3	16	7	0	35
1967	23,0	40	43	60	16	39	11	20	19	3	11	9	60
1968	15	30	35	21	18	30	12	17	21	0	8	11	35
1969	13	23	7	26.7	14	17	9	13	13	2	10	12	26.7
1970	17	23,2	2	7.8	11.8	16.5	4	8.6	33.2	10.1	19	19.1	33.2
1971	13,0	18.5	4	8.4	17.4	6.6	16.5	15	13.5	9.1	7	6.8	18.5
1972	24,6	55.5	13	16	13	24	51	20	5.3	28	8.3	15.6	55.5
1973	6,0	4.2	2.2	16	2	10	8	16	33.6	4	4.8	8	33.6
1974	6.5	13	16	3.6	16	26	13.1	47	21.2	5	6	8	47
1975	8.6	3.5	44	4.9	14.6	4.8	18.6	20.9	19.3	13.5	4.9	4	44
1976	1.3	8.5	26.5	17.8	11.4	1	33.8	18.3	32.7	32	1	13.9	33.8
1977	4.4	0.5	26.7	0.9	2.0	19.3	21	7.5	10.7	2.8	0	12.8	26.7
1978	0	11	3.2	6.4	1.1	9.7	11.6	12.5	16.8	33.5	0.0	0	33.5
1979	35.9	5.2	12.7	0.7	11.3	11	31.7	18.5	24.4	3.5	0	6.7	35.9
1980	12.3	0.5	8.7	32.5	10.9	6.5	9.6	13	1.1	22	0	33.7	33.7
1981	26	8	1.5	13.3	10.2	19.7	8	19	26.3.	10.7	14.4	0	26.3
1982	20	28	13	18	12	21	13	11	9	11	9.5	8.3	28
1983	1.1	4.6	24	1.7	11.5	27	35	8	0	5.3	5.5	2.5	35
1984	10	10	2.5	6.6	5.2	6	24	4.9	45.8	0.5	0	0	45.8
1985	2.5	3.7	0	2.5	8.5	11.5	18.5	0.7	2.5	11	0.3	12.2	18.5
1986	16	15.5	18	21.5	8.5	11.5	21.5	13	16	0	16.5	12	21.5
1987	6.5	11.5	13.2	1	7.1	3.5	8.4	27	37	24	12	10.6	37
1988	6.2	16.5	12	10.5	6.5	9.5	3	10	18	23	28.1	16.5	28.1
1989	24.4	11.5	17	4.5	34	0	36	11	38.5	11	11	38	38.5
1990	15.2	15.2	29	26	15.5	13.5	24.3	9	11.5	18.5	0	1.5	29
1991	9.5	7	11	3.5	7	8	20	8	61.3	0	0	0	61.3
1992	3.5	8	8.5	20	2	5.3	7	0.5	9	11	0	0.8	61.3
1993	0	3.5	0	3	1.2	2.4	6	4	0	2	0	0	6
1994	1.5	5.6	1.6	0	10	0	5.8	6.3	0	17.5	3	28.5	28.5
1995	30.3	40	3.7	3.8	10	11	31	13	11.5	3.5	38	8.7	40
1996	17.5	5.3	0.5	3	16	5.3	9.8	48	9.8	15.5	5.8	23	48
1997	14.5	2.5	20	8	1.5	4.4	4.4	23.5	22.6	10	0	9.5	23.5

Source : A.N.R.H

Série des débits

Source : A.N.R.H

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

Série des apports

année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An(T)
1972	3,6 4	19,2	0,28	0,33	1,78	1,21	28,5	9,6	0,5	0,68	0,17	1,84	5,73
1973	0,1 4	0,15	0,13	7,16	0,38	0,61	0,36	0,69	0,4	0,21	0,14	0,03	0,88
1974	1,1 1	0,47	0,35	0,17	0,35	12,7	0,44	8,5	1,3	0,9	0,01	0,12	2,14
1975	1,3	0,91	0,03	0	0,09	0,02	0,03	0,6	0,1	18,4	1,5	1,87	2,02
1976	4,4	0,9	13,97	0,37	0,41	0,25	2,88	1,5	3,9	5,3	0,1	1,27	2,92
1977	0,2 3	0,04	9,85	0,2	0,16	0,28	1,56	0,89	1,6	2,02	0	1,01	1,48
1978	0,0 5	1,84	0,05	0,13	0,04	0,73	0,32	13,8	1,42	3,14	0,3	0,06	1,81
1979	27, 3	3,12	0,39	0,13	0,13	0,29	5,55	0,36	0,5	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	1,4 5	0,63	0,08	0,19	0,09	0,26	0,3	9,12	15	0,52	0,3	0,01	2,36
1982	1,8 7	7,19	13,32	0,56	0,4	0,16	0,15	0,0	0,06	1,86	0	36,6	5,24
1983	0,5 4	2,63	3,29	0,12	0,33	9,96	3,01	0,28	0,02	0,02	0	4,12	1,97
1984	1,0 2	7,19	0,09	8,5	1,83	3,28	0,9	0,4	2,96	2,4	0	0	2,4
1985	1,8 6	2,42	0,04	0,08	0,25	0,07	0,77	0,11	6,47	6,67	2,7	1,19	1,9
1986	6,5 6	7,77	2,82	0,59	0,22	0,17	1,42	0,15	1,29	0,4	1,7	1,37	2,06
1987	1,1 4	0,04	0,6	0,01	0,02	0,01	0,01	5,24	14,	15,4	1,4	1,65	3,33
1988	0,2 9	11,8	1,38	0,56	0,15	0,59	0,06	0,12	1,3	8,51	3,4	0,51	2,42
1989	11, 3	0,98	0,07	0,09	19,2	0,86	2,3	3,36	17	0,83	0,5	21,1	6,57
1990	7,3 5	1,16	30,36	10,2	3,24	0,99	5,83	7,8	1,7	6,51	0,0	0,01	6,24
1991	0,9 8	1,9	1,75	0,36	0,77	3,25	0,24	0,9	8,4	1,72	0,7	0,27	1,77
1992	0,5 7	1,38	4,67	1,34	2,8	0,33	1,25	0,85	3,6	1,1	0,0	0	1,5
1993	1,8 1	1,2	0,09	1,29	0,05	0,05	0,01	0	0,5	0,07	0	0,21	0,45
1994	1,3	0,91	0,03	0	0,09	0,02	0,03	0,2	0,0	18,4	1,5	1,87	2,02
1995	91, 4	21,6	0,03	0,2	4,04	2,68	8,06	0,7	11,	3,16	0,2	0,31	11,9
1996	1,2	0	0	0,01	0,39	0,01	0,01	0,78	0,2	2,08	0,5	0	0,44

1997	11, 1	0,64	3,6	3,31	1,33	0,48	1,11	0,69	0,3	3,9	1,1	0,31	2,32
1998	8,3 7	11,7	6,91	0,34	1,98	0,35	0,85	0,14	0,4	0,7	0,3	0	2,68
1999	9,8 9	2,25	0,18	1,61	0	0,01	0,01	0	32,	10,3	0,0	0,31	4,79
2000	1,4 5	5,07	0,05	0,15	0,4	1,55	0,77	0,6	1,3	1,88	0,1	0,31	1,15

Source : A.N.R.H

Résultats de calcul de la méthode Hildenblat

Temps (h)	Qi (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Qmoy -q	(Qmoy -q) dt	V+1/2qdt	q
0	0					
2	11,8577778	5,92888889	5,92888889	21344	119970000	0
4	36,3144444	24,0861111	23,8521111	85867,6	119991344	0,234
6	106,72	71,5172222	68,8472222	247850	120077212	2,67
8	189,724444	148,222222	141,332222	508796	120325062	6,89
10	296,444444	243,084444	228,265173	821754,6246	120833858	14,81927095
12	426,88	361,662222	324,394607	1167820,584	121655612	37,26761554
14	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	-61,251181	-220504,2543	131340143	216,095665
30	91,7066228	111,140546	-98,746814	-355488,5303	131119639	209,8873598
32	61,4362727	76,5714478	-123,88196	-445975,0655	130764150	200,4534104
34	38,6887315	50,0625021	-139,48298	-502138,7578	130318175	189,5454904
36	22,3893122	30,5390219	-147,83213	-532195,6839	129816036	178,3711563
38	11,4633279	16,92632	-150,71609	-542577,9377	129283841	167,6424138
40	4,83609144	8,14970964	-149,55086	-538383,1067	128741263	157,7005726
42	1,43291598	3,13450371	-145,50986	-523835,5293	128202880	148,644373
44	0,1791145	0,80601524	-139,62654	-502655,574	127679044	140,4325636
46	0	0,08955725	-132,86479	-478313,2558	127176389	132,9543505
48	0	0	-126,07044	-453853,5832	126698075	126,0704398
50	0	0	-119,63522	-430686,8175	126244222	119,6352271
52	0	0	-113,5206	-408674,1606	125813535	113,5206002
54	0	0	-107,63139	-387473,0255	125404861	107,631396
56	0	0	-101,90205	-366847,4123	125017388	101,902059
58	0	0	-96,290540	-346645,9453	124650540	96,29054035
		0	-90,773536	-326784,7327	124303894	90,77353687

60	0					
		0	-85,342553	-307233,1932	123977110	85,34255365
62	0					
		0	-80,000496	-288001,7861	123669876	80,00049613
64	0					
		0	-74,758639	-269131,1037	123381875	74,75863991
66	0					
		0	-69,633918	-250682,1058	123112744	69,63391827
68	0					
		0	-64,646520	-232727,4743	122862061	64,64652063
70	0					
		0	-59,817821	-215344,1554	122629334	59,81782095
72	0					
		0	-55,168660	-198607,1764	122413990	55,16866011
74	0					
		0	-50,717997	-182584,7926	122215383	50,71799795
76	0					
		0	-46,481934	-167334,9648	122032798	46,48193467
78	0					
		0	-42,473083	-152903,0989	121865463	42,47308304
80	0					
		0	-38,700255	-139320,921	121712560	38,70025584
82	0					
		0	-35,168420	-126606,3151	121573239	35,16842086
84	0					
		0	-31,878868	-114763,9259	121446633	31,87886832
86	0					
		0	-28,829534	-103786,3233	121331869	28,82953425
88	0					
		0	-26,015426	-93655,53367	121228082	26,01542602
90	0					
		0	-23,429102	-84344,76996	121134427	23,42910277
92	0					

		0	-21,061171	-75820,21793	121050082	21,06117165
94	0					
96	0	0	-18,900769	-68042,77161	120974262	18,90076989
98	0	0	-16,936011	-60969,64116	120906219	16,93601143
100	0	0	-15,154384	-54555,78447	120845249	15,15438458
102	0	0	-13,543093	-48755,13783	120790694	13,54309384
104	0	0	-12,089344	-43521,6385	120741938	12,08934403
106	0	0	-10,780568	-38810,04579	120698417	10,78056827
108	0	0	-9,6046044	-34576,57585	120659607	9,604604403
110	0	0	-8,5498251	-30779,37054	120625030	8,54982515
112	0	0	-7,6052286	-27378,82317	120594251	7,605228658
114	0	0	-6,7604956	-24337,78426	120566872	6,760495628
116	0	0	-6,0060192	-21621,66936	120542534	6,006019267
118	0	0	-5,3329136	-19198,48902	120520913	5,332913617
120	0	0	-4,7330051	-17038,81869	120501714	4,733005193
124	0	0	-4,1988121	-15115,7238	120484675	4,198812168
126	0	0	-3,7235146	-13404,6527	120469559	3,723514638

128	0	0	-3,3009188	-11883,30795	120456155	3,300918875

Source : A.N.R.H