

*République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère
de L'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique*



UNIVERSITE de JIJEL



Département Génie Civil et Hydraulique

Mémoire de Fin d'Etudes

En vue de l'Obtention du Diplôme De

Master Académique

Option : Hydraulique urbaine

Thème

**ETUDE DE STABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED BELFOUNAS**

Présenté par :

- 1. LAIB HOUSSEYN ABDOU**
- 2. ATIME SALAH-EDDINE**

Encadré par :

Mr : Belaabed Faris

Promotion 2021

Remerciements

Avant tout,

Nous remercions Dieu qui nous a donné la patience et la sagesse pour mener à terme ce travail.

Nous voudrions remercier notre promoteur « Mr. BELABED », d'avoir accepté de nous encadrer et pour l'intérêt porté à notre travail, sa disponibilité, ses conseils précieux et surtout sa grande patience.

Mes remerciements sont destinés aussi aux membres du jury d'avoir fait l'honneur d'examiner ce modeste travail. De plus je remercie tous les enseignants du département d'hydraulique.

Merci

Dédicace :

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

A toute la famille Laib,

Je le dédie également à :

Mon frère

Ma sœur

A mon binôme Salah et à toute sa famille

A tous mes amis

Housseynabdou

Dédicace :

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

A toute la famille Atime,

Je le dédie également à :

Mes frères

Ma sœur

A mon binôme Laib et à toute sa famille

A tous mes amis

Salah eddine

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité sur les barrages	
I-1- Introduction	2
I-2- Histoire et développement des barrages	2
I-3- Définition	4
I-4- Le rôle des barrages	4
I-5- Technique de construction	5
I-6- Différents types de barrage	5
I-6-1- Barrage en béton	6
I-6-1-1- Barrage-poids	7
I-6-1-2- Barrages à contreforts	7
I-6-1-3- Barrage-voûte	9
I-6-2- Barrage en remblai	10
I-6-2-1- Barrage en terre	11
I-6-2-2- Les barrages en enrochement	13
I-7- Impacts des barrages	14
I-7-1- L'impact humain	14
I-7-2- L'impact économique et social	14
I-7-3- L'impact sur l'environnement	14
I-8- Les ouvrages annexes d'un barrage	14
I-8-1- Evacuateur de crue	14
I-8-2- Prise d'eau	15
I-8-3- Vidange de fond	15
I-9- Stabilité des barrages en terre au glissement	16
I-9-1- Définitions sur les glissements de terrain	16
I-9-2- Rupture dans un barrage en terre	17
I-9-3- Cas d'étude de la stabilité des barrages en terre	20
I-9-4- Notion du coefficient de sécurité	21
I-9-5- Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	21
I-10- Conclusion	22

Chapitre II : Révision des données naturelles

II-1- Introduction	23
II-2- Situation géographique de la zone d'étude	23
II-2-1- L'objectif du projet	23
II-3- Etude topographique	24
II-4- Etude géologique	24
II-4-1- Géologie régionale	24
II-4-2-Géologie du bassin versant	24
II-4-2-1-Crétacé supérieur.	25
II-4-3-Sismicité de la région des Aures	25
II-5-Etude géotechnique	26
II-5-1- Travaux de reconnaissance de terrain.	26
II-5-2-Essais de laboratoire	26
II-5-3- Interprétation des résultats.	27
II-5-3-1-Caractéristiques de l'axe de la retenue collinaire	27
II-5-3-2-Caractéristiques de la cuvette	28
II-5-3-3-Ouvrages annexes	29
II-6-Résultat des travaux de reconnaissance et des essais au laboratoire	29
II-6-1-Sol de Fondation	29
II-6-2-Zone d'emprunt des matériaux	30
II-6-2-1- Matériaux Fins	30
II-6-2-3- Enrochements	32
II-7- Conclusion	32

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

III-1- Introduction.	33
III-2-Caractéristiques du bassin versant	33
III-2-1-Paramètres géométriques.	33
III-2-2-Paramètres du relief.	35
III-2-3-Réseau d'écoulement	37
III-3-Caractéristiques climatiques	38
III-3-1-La température	38
III-3-2-L'évaporation	39
III-3-4-La vitesse du vent	39
III-3-5-La pluviométrie	39

III-3-6-Analyse statistique des pluies maximales journalières	40
III-4-Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	45
III-5-Etudes des apports	48
III-5-1-Apport moyen annuel (A_0)	48
III-5-2- Caractéristiques de l'écoulement	49
III-5-3-Estimation fréquentielle des apports	51
III-5-4-Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel	51
III-6-Etude des crues.	52
III-6-1-Formules empiriques pour la détermination de la crue.	52
III-6-2-Hydrogramme de crue	55
III-7-Estimation de la crue de projet.	58
III-8-Appports solides	59
III-9-Calcul du volume mort	60
III-10-Régularisation des débits.	61
III-10-1-Les courbes caractéristiques du bassin	61
III-10-2-Répartition mensuelle de l'apport $A\%$ et de la consommation $U\%$	64
III-10-3-Calcul du volume utile	64
III-11- Laminage des crues	68
III-12-Conclusion	71

Chapitre IV : Conception et stabilité de l'ouvrage

IV-1- Introduction.	72
IV-2- Dimensionnement de la digue (digues en terre zoné avec un noyau étanche)	72
IV-2-1- Calcul des différents niveaux d'eau	72
IV-2-2- Longueur en crête	75
IV-2-3- Pente des talus	75
IV-2-4- Protection des talus	76
IV-3- La clé d'étanchéité	77
IV-4- Etanchéité de la retenue collinaire	78
IV-4-1- Le Noyau	78
IV-4-2- Le dispositif de drainage du remblai	80
IV-5- Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation	82
IV-5-1- Tracer de la ligne de saturation	82
IV-5-2- Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	84
IV-5-3- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	85

IV-6- Calcul de stabilité	86
IV-6-1- Conséquences de l'instabilité des talus	86
IV-6-2- Ordre de calcul	87
IV-6-3- Les caractéristiques géotechniques des sols	88
IV-6-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche	88
IV-6-5- Classement des forces	90
IV-6-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	91
IV-7- Conclusion	93
Conclusion générale.	94
Références.....	95

Liste des Figures

Figure I.1: Le barrage de Beni Haroun.	4
Figure I.2: Les différents types des barrages.	6
Figure I.3: Organigramme des différents types de barrage en béton.	7
Figure I.4: Barrage-Poids.	7
Figure I.5: Barrage contreforts.	9
Figure I.6: Barrage voute.	10
Figure I.7: Organigramme des différentes catégories de barrage en remblai.	11
Figure I.8: Barrage homogène.....	12
Figure I.9: Barrage a noyauétanche.	13
Figure I.10: Barrage a masque amont.	13
Figure I.11: Barrage en enrochement.....	14
Figure I.12: Evacuateur des crues.	16
Figure I.13: Prise d'eau.	16
Figure I.14: Vidange de fond.	17
Figure I.15: Rupture par renard.....	18
Figure I.16: Type de glissements : Plan, Rotationnel Simple, Complexe.....	19
Figure I.17: Rupture par surverse.....	20
Figure I.18: Tassement des fondations.....	21
Figure II.1: Carte de situation de la Future retenue collinaire.	23
Figure II.2: Carte de zonage sismique de territoire national –Rpa99/Après.....	26
Figure III.1: Réseau hydrographique du bassin versant.	34
Figure III.2: Rectangle équivalent.	36
Figure III.3: Courbe hypsométrique du bassin versant.....	36
Figure III.4 : Répartition moyennes mensuelles des pluies.....	40
Figure III.5: Ajustement ala loi de Log Normale.	44
Figure III.6: Ajustement ala loi de Gumbel.....	45
Figure III.7: Courbe des Intensités des pluies des différents fréquences.	47
Figure III.8: Les Hydrogrammes des crues pour les différants période de retour.....	58
Figure III.9: Courbes caractéristiques de la retenue.	63
Figure III.10: Courbes $Q = F(H)$	71
Figure VI.1: Clé d'étancheite du barrage.	78
Figure VI.2: Calcul les infiltrationsà travers le corps de la digue.....	83
Figure VI.3: Schéma de calcul de stabilité.....	93

Liste des tableaux

Tableau I.1: Les avantages et les inconvénients des barrages poids.....	7
Tableau I.2: Les avantages et les inconvénients des barrages contreforts	8
Tableau I.3: Les avantages et les inconvénients des barrages voutes	10
Tableau I.4: Les avantages et les inconvénients des barrages en terre et enrochement a noyau	14
Tableau I.5: Les différentes valeurs de F_S acceptable.	22
Tableau II.1: Résultats des opérations mécanique.....	31
Tableau II.2 : Les résultats des essai de cisaillement.	31
Tableau III.1: la répartition des surfaces en fonction des cotes	35
Tableau III.2: Répartition mensuelle de la température (c°) (1995-2006)	39
Tableau III.3: Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1995-2006)	39
Tableau III.4: Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1995-2006).....	39
Tableau III.5: Station pluviométrique bouhamama.....	40
Tableau III.6: Répartition mensuelle des pluies (mm) (1967-2000)	40
Tableau III.7: Paramètres statistiques de l'échantillon.....	41
Tableau III.8: Résultats de l'ajustement a loi de log normal.....	43
Tableau III.9: Résultats de l'ajustement a la loi gumbel	44
Tableau III.10: Les précipitations et les intensités des différent fréquence.	46
Tableau III.11: Récapitulatif des apports	49
Tableau III.12: Récapitulatif des C_v	51
Tableau III.13: Les apports de différentes fréquences	51
Tableau III.14: Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport.....	52
Tableau III.15: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	53
Tableau III.16: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	54
Tableau III.17: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	55
Tableau III.18: Récapitulatif des résultats de débit de crue.	55
Tableau III.19: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue	56
Tableau III.20: Récapitulation pour le choix de la crue de projet	59
Tableau III.21: Surface et volume en fonction de l'altitude	62
Tableau III.22: Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation	64
Tableau III.23: Régularisation saisonniere.....	67
Tableau III.24: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	69
Tableau III.25: Détermination de H_0 et Q en fonction de B	69
Tableau III.26: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	70
Tableau III.27: Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE.	70
Tableau IV.1: Récapitulatif des résultats de la largeur en crête.	74
Tableau IV.2: Classification de l'ouvrage.	75
Tableau IV.3: Les fruits des talus en fonction du type du barrage.	76
Tableau IV.4: Valeur de C	77
Tableau IV.5: Les valeurs du coefficient C	80
Tableau IV.6: Les coordonnées de la parabole	84

TableauIV.7: Gradient hydraulique admissible.	86
Tableau IV.8: (k1-k2) en fonction des pentes des talus.....	87
Tableau IV.9: Les caractéristiques géotechniques des sols.	88
TableauIV.10 : Coefficient de sécurite pour différents cas de fonctionnement.....	92

Introduction générale

Depuis très longtemps, l'homme, pour assurer l'irrigation des terres fertiles et les protéger des crues des fleuves ainsi que, plus tard, pour satisfaire les besoins en eau des villes, a constitué des réservoirs d'eau en barrant le lit des rivières ou des fleuves par des ouvrages qu'il a conçus et construits. Toutefois, jusqu'à une époque récente, leur nombre et leur importance restaient limités. Depuis moins d'un siècle, les besoins, notamment en énergie électrique, ont conduit à réaliser des ouvrages de dimensions considérables afin d'assurer la meilleure utilisation des ressources en énergie hydraulique du pays.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages et les retenues collinaires a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Une retenue collinaire est un ouvrage artificiel (ou naturel), généralement établi en travers d'une vallée, transformant en réservoir d'eau un site naturel approprié.

Dans notre cas, nous avons traité l'étude de conception et stabilité d'une retenue collinaire de Belfounas, dans la région de Chelia - Willaya de Khenchela.

Le choix de cette dernière dépend essentiellement des facteurs suivants : Le débit, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie, géotechnique ; Ces facteurs aboutissent à l'implantation de la digue le plus favorable.

Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité qui est déjà réalisée par un bureau d'étude Algérien - Bureau d'étude Moyens d'Applications et Techniques de l'Hydraulique et de l'Environnement M.A.T.H.E (étude topographique, étude géographique, étude géologique et étude géotechnique), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, la dernière partie se rapporte sur une étude détaillée du dimensionnement de la digue de retenue collinaire (dimensionnement hydraulique : calcul des différentes niveau d'eau , longueur en crête, pente des talus, protection des talus, la clé d'étanchéité , le dispositif de drainage du remblai,.....). Enfin, pour s'assurer de la pérennité de l'ouvrage, une étude de stabilité et du comportement mécanique est prévue ; la méthode utilisée est celle de méthode grapho-analytique afin de vérifier la stabilité de la digue.

Chapitre I : Généralités sur les barrages

I-1- Introduction :

Les barrages furent construits afin de répondre aux besoins en approvisionnement en eau potable, pour l'irrigation, pour la production de l'énergie électrique, ainsi que pour d'autres besoins d'ordre secondaires. Avec le développement de mode de vie, les besoins en eau se sont accentués et sont devenus plus importants. Ceci a incité les décideurs du domaine de l'eau de mobiliser une grande partie des ressources hydriques. L'essentiel de cette mobilisation a été assuré par le biais des barrages réservoirs.

Dans ce chapitre on va élaborer la définition, historique, le rôle des barrages, citer ses différents types selon les matériaux de construction leur forme, les avantages et les inconvénients de chacun et nous allons parler sur les principaux paramètres de choix du site et du type de barrage, et en fin nous avons faire une étude de stabilité des barrages en terre.

I-2- Histoire et développement des barrages :

Les premiers barrages construits étaient des barrages gravitaires, qui sont des barrages droits en maçonnerie (brique de pierre) ou en béton qui résiste à la charge de l'eau au moyen du poids. "Vers 2950-2750 avJC, les anciens Égyptiens ont construit le premier barrage connu à exister. Le barrage s'appelait le SaddEl-Kafara, ce qui en arabe signifie : barrage des païens". Le barrage mesurait 11 m de haut, 106 m de large à la crête et 81 m au fond. Le barrage était fait de murs de maçonnerie en moellons à l'extérieur et rempli de 100 000 tonnes de gravier et de pierre. Une couverture de calcaire a été appliquée pour résister à l'érosion et à l'action des vagues. La structure n'avait pas besoin de ciment car le poids de cisaillement de la structure était suffisant pour assurer la stabilité. En utilisant l'hydrologie attendue pour les temps anciens, la capacité a été estimée à 560000mètrécubes. Le barrage a échoué après quelques années et il a été conclu que le débordement était la cause de l'échec. La mauvaise exécution d'une construction hâtive a conduit à l'échec.

Le barrage n'était pas étanche et l'eau coulait à travers la structure, l'érodant rapidement. Une fois que l'eau a débordé la crête, elle a rapidement érodé le barrage. Le barrage a été un échec et les Égyptiens n'ont jamais tenté de construire un autre barrage avant les temps modernes.

Le deuxième type de barrage connu pour avoir été construit était un barrage en terre appelé barrage de Nimrod en Mésopotamie vers 2000 avJC. Les barrages en terre sont des barrages massifs similaires aux barrages gravitaires, sauf qu'ils sont constitués de terre. Le barrage est rendu étanche, avec une paroi centrale et rempli d'un centre imperméable généralement en argile. Le barrage de Nimrod a été construit au nord de Bagdad à travers le

Tigre et a été utilisé pour empêcher l'érosion et réduire la menace d'inondations. L'intention était de détourner le débit de la rivière et d'aider à irriguer les cultures. Le barrage a été construit en terre et en bois, il est donc difficile d'être certain des caractéristiques exactes du barrage.

Vers 100 après JC, les Romains furent la première civilisation à utiliser du béton et du mortier dans leurs barrages gravitaires. Le barrage de Ponte di San Mauro a un grand bloc de béton parmi ses vestiges. Les éléments de preuve indiquent qu'une grande dalle de béton a été utilisée comme noyau et que la couche extérieure a été finie avec de la maçonnerie.

En raison de la grande taille et de la quantité de matériaux de construction nécessaires pour construire ces barrages, le barrage-voûte a été inventé. Un barrage-voûte dépend de sa forme pour sa résistance, nécessite moins de matériaux à construire et est relativement mince. Le premier barrage-voûte connu est Kebar, qui a été construit vers 1280 après JC à l'époque mongole. Le barrage de calcaire est situé près de l'ancienne ville de Quam et mesure 26 m de haut, 55 m de long à la crête, 5 m d'épaisseur à la crête et à un rayon de courbure constant de 38 m. Géologie environnante, les formations rocheuses de chaque côté soutiennent l'arc.

Au XVII^e siècle, la construction de barrages espagnols était supérieure à toutes les autres civilisations. Un Espagnol du nom de Don Pedro Bernardo Villarreal de Berriz a écrit le premier livre sur la conception des barrages en 1736. À l'époque de Don Pedro, seuls deux types de barrages ont été construits, des barrages voûtés pour des lacunes étroites où les fondations avaient de bonnes roches solides ou des barrages-gravité là où le site était large et peu profond. Le livre de Don Pedro a suggéré comment concevoir correctement les barrages et a introduit de nouvelles idées telles qu'un barrage à voûte multiple. Don Pedro a suggéré que plusieurs barrages-voûtes auraient besoin de supports ou de contreforts artificiels pour soutenir les arcs. Cette théorie a conduit indirectement à l'invention du barrage à contreforts.

Le barrage de contrefort utilise une série de porte-à-faux, de dalles, d'arcs ou de dômes pour soutenir la face du barrage de la force de l'eau. Le barrage d'Almendralejo est l'un des premiers exemples d'un grand barrage à contreforts et est capable de stocker de l'hydroélectricité. Le barrage MeerAllum est le premier exemple connu d'un véritable barrage à contreforts du type à arches multiples.

Les Espagnols ont amené l'art de la construction de barrages d'Espagne aux Amériques. L'idée de barrages à contreforts était courante en Espagne, de sorte que de nombreux petits barrages à contreforts étaient utilisés à des fins d'irrigation. En Californie, les pères jésuites ont établi des missions le long des régions côtières. L'ancienne Mission Dam construit sur la rivière San Diego en 1770 a été l'un des premiers barrages de Californie. Le barrage ne mesurait que 2 m de haut et était fait de maçonnerie et de mortier. Bientôt, des barrages à voûte multiples modernes ont été construits avec du béton et des barrages remplis de roche ont été formés à partir

de roches déversées. Un barrage rempli de roche utilise la grosse pierre pour la stabilité et est rempli d'une membrane imperméable et d'une paroi centrale. En 1884, le barrage en arc de BearValley a été construit en maçonnerie et en mortier, mais remplacé par un barrage en béton à plusieurs voûtes en 1910. La forte augmentation de la construction de barrages n'a eu lieu qu'en 1849 lorsque la ruée vers l'or a entraîné une forte augmentation de la demande en eau. [1]

I-3- Définition :

Un barrage est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation soit à pourvoir à l'alimentation de ville ou à l'irrigation de culture, ou bien à produire de l'énergie [2]. Ils sont considérés comme des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section de vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologique étanche.



Figure I.1 : Le barrage de Beni Haroun. [13]

I-4- Le rôle des barrages :

Par la construction de barrage, l'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux de ruissellement. Quatre raisons principales peuvent justifier cette intervention : [2]

- ***La création d'une retenue***

Selon le volume utile de la retenue, les débits des apports et le mode d'utilisation de l'eau stockée, on distinguera les accumulations journalières, hebdomadaires, saisonniers ou inter saisonnières.

- ***La régulation des apports***

Dans la plupart des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre que les besoins en eau sont repartis beaucoup plus homogène sur l'année. Il s'ensuit donc une succession de période

de pénurie et d'excès que seule la réalisation d'une retenue permet de compenser. Par ailleurs, la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue.

- ***La surélévation du plan d'eau d'une rivière***

La mise en place d'un barrage en travers d'un cours d'eau a pour effet de surélever le plan d'eau à l'amont. Cet effet est bien entendu utilisé pour la production hydroélectrique, mais également pour gérer la dérivation des eaux d'une rivière vers une prise d'eau, puis un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.

- ***La création d'un plan d'eau***

La réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut entre autres être destinée aux loisirs, au tourisme, à la pisciculture, à la navigation et à la protection incendie.

I-5- Technique de construction :

Un barrage est soumis à plusieurs forces. Les plus significatives sont : [2]

- La poussée hydrostatique exercée par l'eau sur son parement exposé à la retenue d'eau.
- Les sous-pressions (poussée d'Archimède), exercées par l'eau percolent dans le corps du barrage ou la fondation.
- Les éventuelles forces causées par l'accélération sismique.

Pour résister à ces forces deux stratégies sont utilisées :

- Construire un ouvrage suffisamment massif pour résister par son simple poids, qu'il soit rigide (barrage poids en béton) ou souple (barrage en remblai).

- Construire un barrage capable de reporter ces efforts vers des rives ou une fondation rocheuse résistante (barrage voûte, barrage à voûtes multiples...). [2]

I-6- Différents types de barrage :

Selon la nature du matériau de construction utilisé, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- Les barrages en béton,
- Les barrages en remblai (digue).

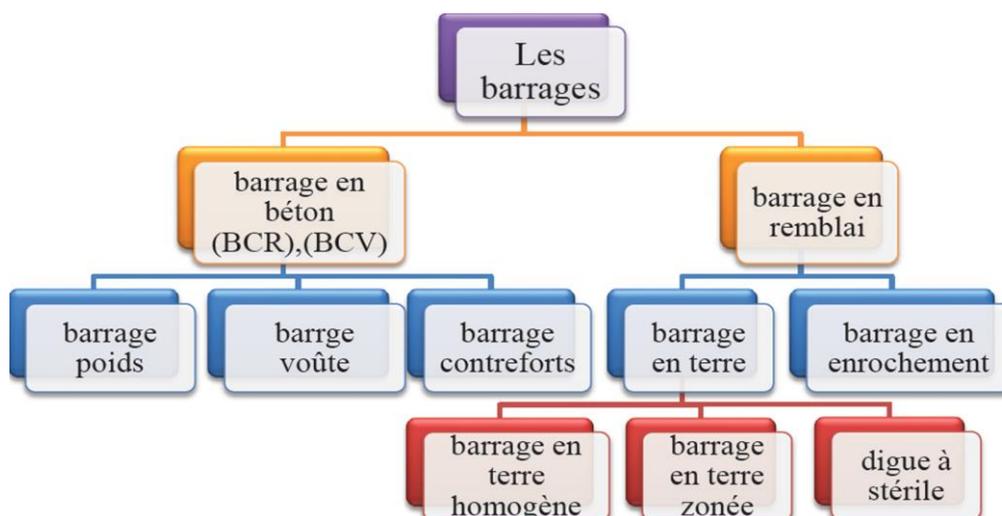


Figure I.2: Les différents types des barrages.[2]

I-6-1-Barrage en béton :

Les barrages en béton se regroupent principalement en trois types (Figure I.3) :

- Barrages poids
- Barrages voûtes
- Barrages à contreforts

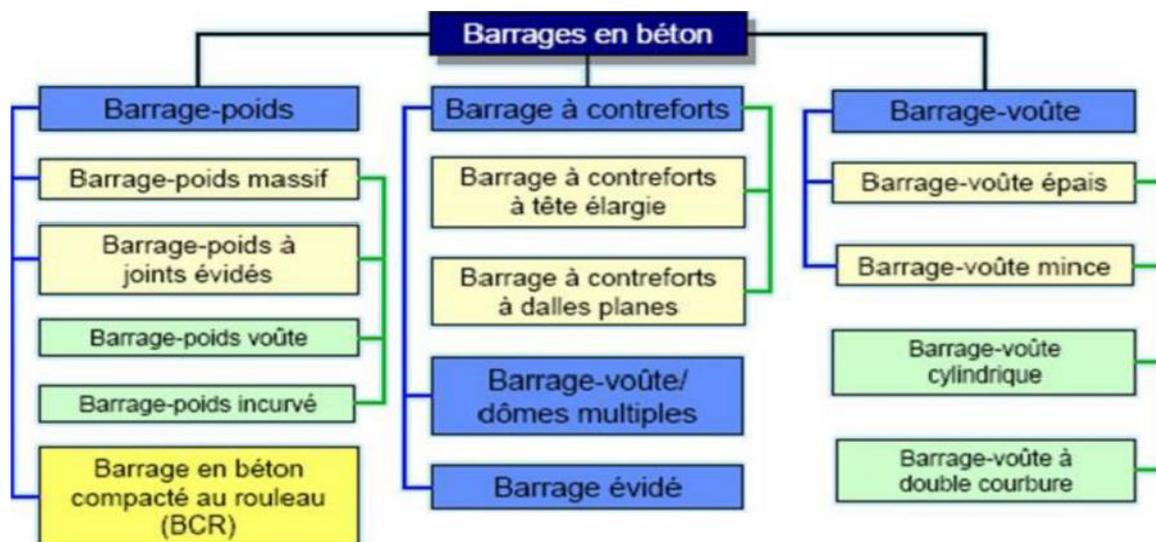


Figure I.3: Organigramme des différents types de barrage en béton. [2]

I-6-1-1- Barrage-poids :

Un barrage-poids est un barrage édifié à partir d'éléments de maçonnerie en béton, de roche et de terre et conçu pour retenir l'eau en utilisant seulement le poids de la matière qui s'oppose à la pression horizontale de l'eau s'exerçant sur le barrage.

Les conditions requises pour pouvoir projeter un barrage poids sont :

- Disposition de granulats de bonne qualité dans des conditions économiques acceptables.
- La qualité de la fondation.



Figure I.4: Barrage-poids. [3]

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients du barrage-poids

Les avantages des barrages poids	Les inconvénients des barrages poids
<ul style="list-style-type: none"> • faibles contraintes transmises aux roches. • le gradient hydraulique au niveau la fondation est faible. • évacuateur de crues peut facilement être intégré. • grande pression sur le béton. 	<ul style="list-style-type: none"> • la pression interstitielle (sous pression) au niveau de la fondation est importante. • risque aux tassements et aux renversements, et au séisme si il n y a pas une injection entre les blocs. • grand volume d'excavation. • utilisation du béton très élevée. • refroidissement artificiel pendant la prise du béton.

I-6-1-2-Barrages à contreforts :

Les barrages à contreforts sont des barrages en béton constitués : [3]

- Des murs, généralement de forme triangulaire, construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière. Ces murs sont les contreforts.
- Des bouchures entre les contreforts pour maintenir l'eau de la retenue. Ces bouchures s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau.

Les bouchures sont très souvent inclinées vers l'aval pour que la poussée de l'eau soit orientée vers le bas de façon à améliorer la stabilité des contreforts. Dans le sens transversal, notamment vis-à-vis des effets sismiques de rive à rive, les contreforts peuvent être munis de butons.

Les bouchures elles-mêmes peuvent être de plusieurs types :

- Un épaissement amont du contrefort.
- Une voûte de faible dimension.
- Une dalle plate en béton armé.



Figure I.5 : Barrage contreforts. [3]

Tableau I.2: Les avantages et les inconvénients des barrages contreforts.

Les avantages des barrages à contreforts	Les inconvénients des barrages à contreforts
<ul style="list-style-type: none"> • faible pression interstitielle au niveau de fondation. • le béton utilisé est faible. • stabilité latérale seulement aux séismes. • le risque du tassement est moyen. • la contrainte supportée par la fondation rocher est moyenne. 	<ul style="list-style-type: none"> • faible résistance à la gravité. • le gradient hydraulique très élevé au niveau de la fondation. • grand risque aux séismes. • le volume de l'excavation est important.

I-6-1-3-Barrage-voûte :

Les barrages-voûtes sont des ouvrages remarquables par leurs dimensions, leur finesse. Ils tirent au maximum partie de la capacité de résistance des matériaux et du rocher de fondation. Leur conception est aussi plus complexe que pour les autres types de barrages. [3]

Comme son nom l'indique, un barrage-voûte résiste à la pression de l'eau par l'effet voûte, c'est à dire en s'arc-boutant sur les flancs de la vallée. Son mode de résistance est donc très différent de celui d'un barrage-poids et met en jeu, non plus l'équilibre statique de tranches verticales parallèles, mais l'équilibre élastique de l'ensemble de l'ouvrage. Par contre, il sollicite fortement ses appuis et exige donc un rocher de bonne qualité pour rester dans le domaine élastique. Ce type de barrage est particulièrement adapté aux vallées étroites et profondes et de forme assez régulière. Ils sont notamment utilisés lorsque la largeur de la gorge ne dépasse pas 5 à 6 fois la hauteur du barrage projeté. Pour des largeurs plus importantes des dispositions constructives particulières doivent être adoptées.

C'est le type de barrage le plus achevé en ce sens que c'est celui qui utilise le mieux les matériaux employés. Ses progrès sont allés de pair avec l'amélioration de la qualité des ciments et la maîtrise de la fabrication et de la mise en place des bétons. [3]

Ces barrages sont des ouvrages monolithiques mais ils ne sont évidemment pas construits en une seule étape. Pour la phase de construction, le barrage est découpé en plots verticaux de dix à vingt mètres de longueur. Chaque plot est lui-même construit par levées de bétonnage successives, le béton étant serré par vibration. Lorsque tous les plots sont construits, on procède au clavage de la voûte en injectant, sous pression, les espaces entre les plots. Cette opération permet de redonner à la structure un fonctionnement d'ensemble. [3]

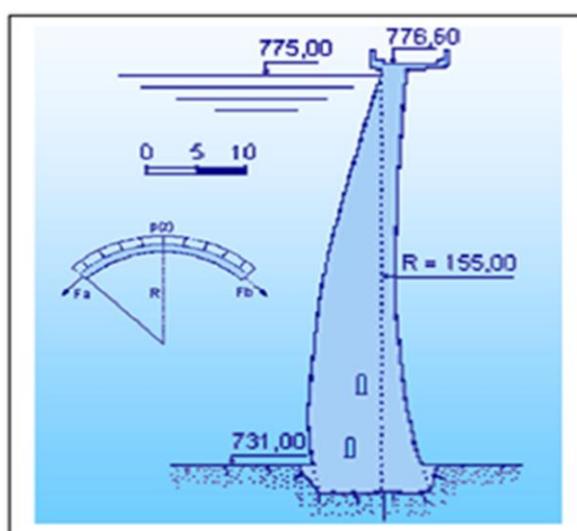


Figure I.6: Barrage voûte. [3]

Tableau I.3: Les avantages et les inconvénients des barrages voûtes

Les avantages des barrages voûtes	Les inconvénients des barrages voûtes
<ul style="list-style-type: none"> • grande résistance au séisme. • le béton utilisé est faible. • la pression interstitielle (sous pression) au niveau de la fondation est faible à cause de l'épaisseur de la fondation. • le volume de l'excavation n'est pas grand. 	<ul style="list-style-type: none"> • le gradient hydraulique au niveau de la fondation est important. • le tassement est moyen. • l'incorporation de l'évacuateur de crue n'est pas facile. • grande contrainte appliquée sur le béton et sur les roches.

I-6-2- Barrage en remblai :

On appelle barrages en remblais tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site font que la solution barrage en remblais est intuitivement choisie par rapport aux autres types de barrages considérés rigides et s'adaptent difficilement aux assises non rocheuses. [4]

On peut classer les barrages en remblais en deux catégories (Figure I.7):

- les barrages en terre
- les barrages en enrochements

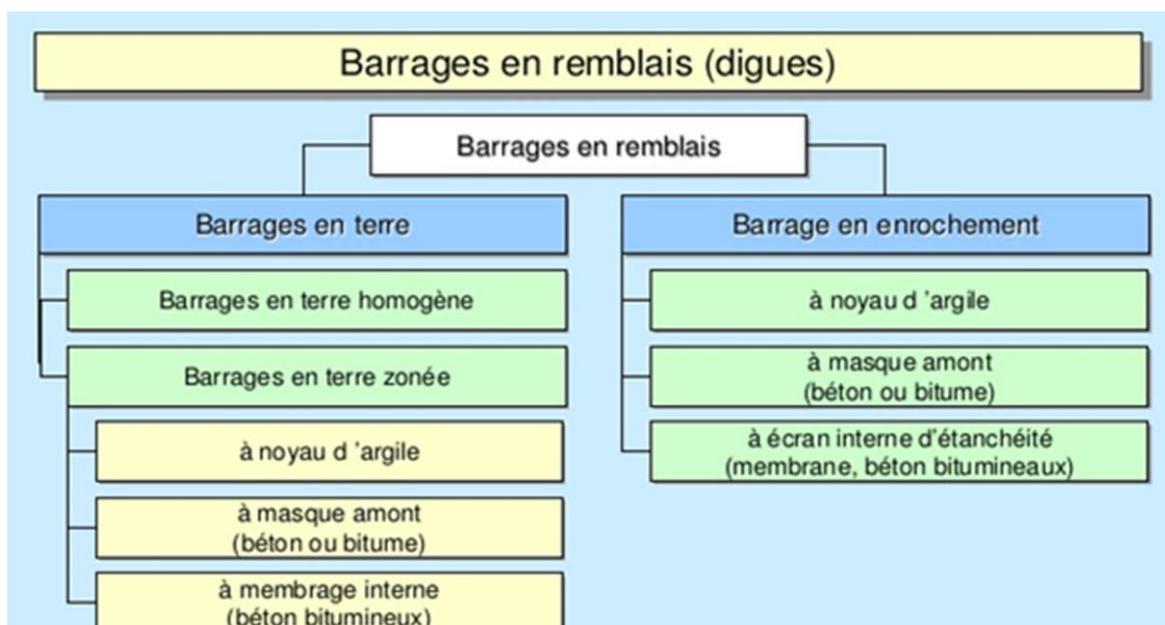


Figure I.7 : Organigramme des différentes catégories de barrage en remblai.[2]

I-6-2-1- Barrage en terre :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. [2]

- **Types des barrages en terre :**

Il existe trois types de barrages en terre, les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage.

- ✚ **Barrage en terre homogène :**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et sans aucun doute, le plus ancien. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et la terre assez imperméable (typiquement de l'argile) pour éviter ne passe au travers du barrage. Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires appelées risbermes, ce qui améliore encore la stabilité et facilite la surveillance et l'entretien. Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton.

La conception de ces ouvrages est fortement dépendante de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate (Figure I.8). [4]

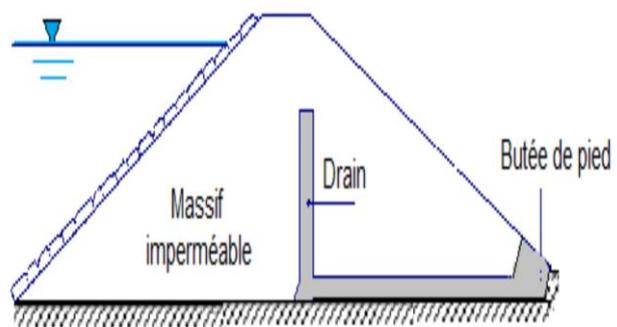


Figure I.8 : Barrage homogène. [3]

- ✚ **Barrages en terre zoné avec un noyau étanche :**

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au centre du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, avec une épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre

plus grossière. Pour la protection contre le phénomène d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires.

L'épaisseur du noyau dépend:[5]

- D'une largeur minimale en crête pour le passage des engins.
- De la disponibilité des terres imperméables.
- Du gradient hydraulique en contact avec la fondation.

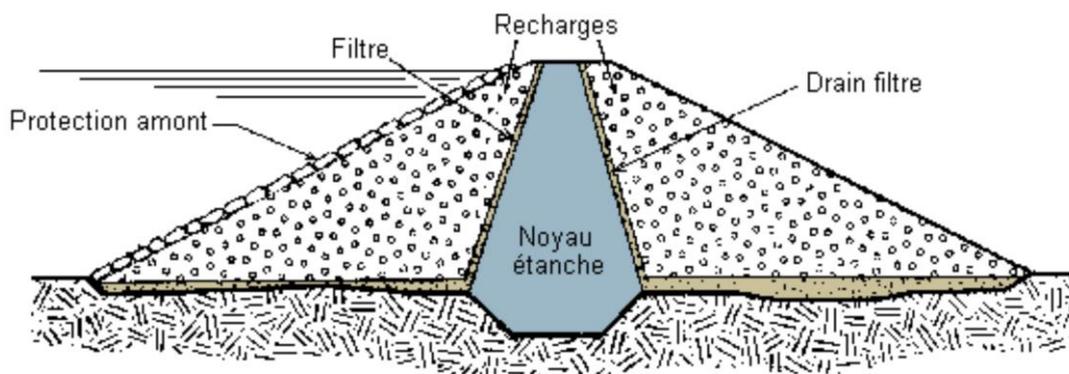


Figure I.9 : Barrage à noyau étanche. [3]

+ Barrage à masque amont :

Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (Figure I.10). Le record du monde est aujourd'hui détenu par le barrage de Shuibuyaen de Chine avec 233 mètres de hauteur au-dessus des fondations.

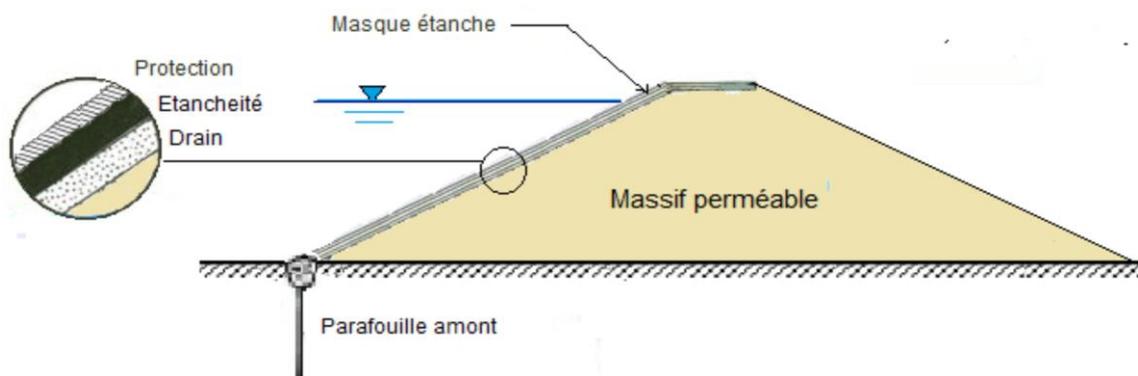


Figure I.10 : Barrage à masque amont.

I-6-2-2- Les barrages en enrochement :

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Ce type de barrage est souvent économique dans les régions d'accès difficile car il y a peu de transport à effectuer, les enrochements étant prélevés sur place. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation. [6,7]

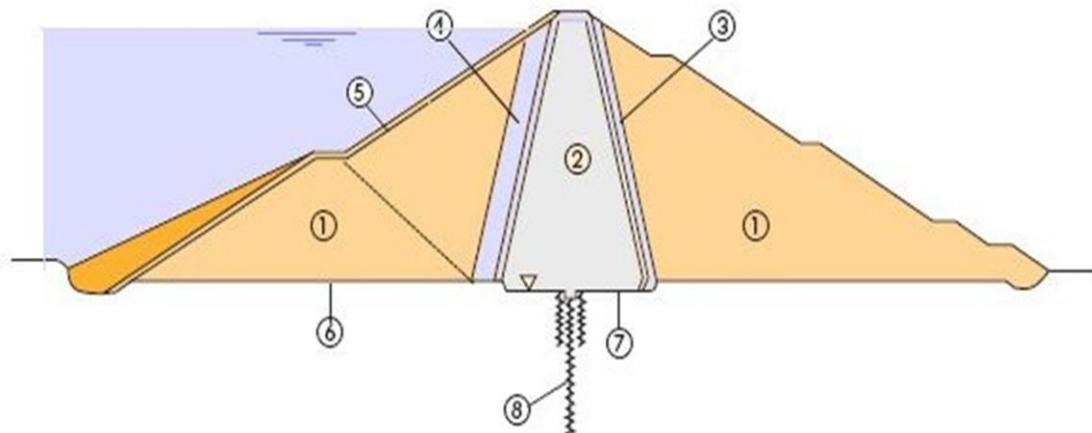


Figure I.11 : Barrage en enrochement.[3]

- 1 : Enrochement, taille maximale 1000mm.
- 2 : Noyau étanche en matériau limoneux et argileux.
- 3 : Filtres-drains matériau grossier et en matériau fin, de 2m chacun.
- 4 : Zone de transition, granulométrie maximale du matériau 150mm.
- 5 : Rip-rap.
- 6 : Fondation en blocaille naturelle.
- 7 : Fondation souterraine placée.
- 8 : Voile d'étanchéité.

Tableau I.4 : Les avantages et les inconvénients des barrages en terre et enrochement à noyau.

Les avantages des barrages en terre / Enrochement à noyau	Les inconvénients des barrages en terre / Enrochement à noyau
<ul style="list-style-type: none"> • Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions de terrain. • Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes. • Excavations limitées. • Contraintes très faibles sur le sol de fondation. • Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation. 	<ul style="list-style-type: none"> • Volume de matériau à mettre en place très important. • Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site. • Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.

I-7- Impacts des barrages :**I-7-1- L'impact humain :**

-les impacts humains constituent le problème le plus important du projet du réservoir des Trois Gorges de par ses conséquences sociales.

- La mise à l'eau des grands barrages, en particulier, oblige à déplacer de nombreuses personnes peut noyer d'importantes surfaces de terres cultivées.

I-7-2- L'impact économique et social :

- Les lacs de retenue favorisent en effet la création de plages artificielles et le développement d'activités nautiques.

- Les retombées économiques d'un barrage peuvent être considérables dès sa phase de construction, à travers l'embauche d'ouvriers de la région ou les commandes aux souterrains.

- L'impact du barrage s'avère positif grâce au tourisme, devenu un secteur économique majeur.

- Une fois l'ouvrage mis en service, ses bienfaits se font également ressentir au niveau régional à travers la production d'électricité.

I-7-3- L'impact sur l'environnement :

Dans les pays de tiers monde, inondations et sécheresses vont nécessiter la construction de barrages supplémentaires. C'est pourquoi il est essentiel de maîtriser leur impact sur l'environnement.

I-8- Les ouvrages annexes d'un barrage :

- un évacuateur de crue.
- une prise d'eau.
- une vidange.

I-8-1-Evacuateur de crue :

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par l'ouvrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de barrage. [3]



Figure I.12 : Evacuateur des crues. [3]

I-8-2-Prise d'eau :

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à l'exploitation de l'eau de la retenue (prise d'eau potable, prise usinière ...). Il ne doit pas être considéré comme faisant partie des capacités d'évacuation des crues. [3]



Figure I.13 : Prise d'eau. [3]

I-8-3- Vidange de fond :

La vidange de fond est un ouvrage destiné principalement à vider partiellement ou totalement le barrage en durée bien limitée.

Le rôle :

- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage.
- Assurer la sécurité en cas de problème sur l'ouvrage.
- Rendre possible la visite du parement amont (visite décennale).
- Nettoyer par des chasses périodiques les vases qui s'accumulent devant les têtes de prises.

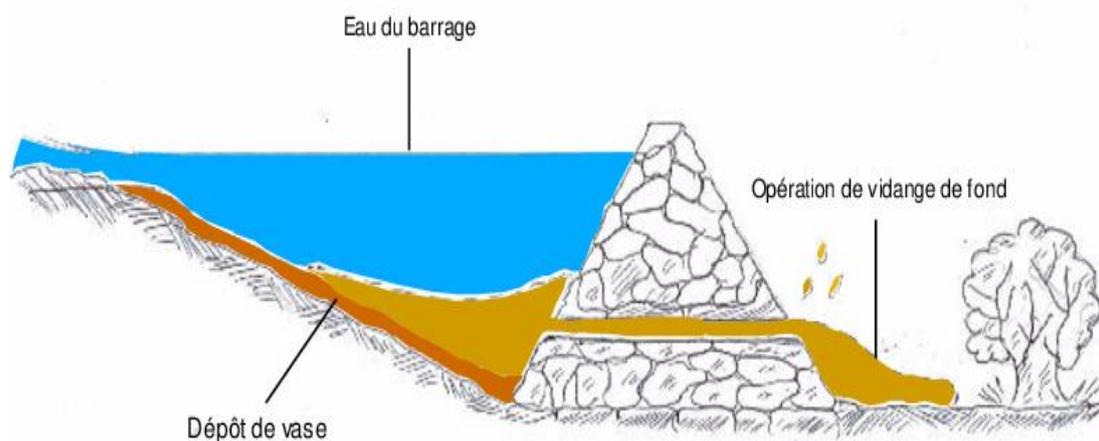


Figure I.14: Vidange de fond.

I-9- Stabilité des barrages en terre au glissement :

I-9-1- Définitions sur les glissements de terrain :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique d'où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, Plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Il est soit un processus naturel ou se produit en raison des activités humaines qui perturbent la stabilité de la pente. Le glissement de terrain est un danger qui menace presque toute les régions du monde, parce qu'ils causent des pertes économiques ou social sur des propriétés privées et publiques. Les catastrophes naturelles ont démontré la puissance destructrice de soudains mouvements de masse au cours d'un glissement de terrain, qui continuent à faire des victimes et causent des dommages importants aux biens et aux infrastructures sur une base annuelle.

Malgré l'apparition fréquente de telles catastrophes naturelles, des lacunes considérables demeurent dans la base de compréhension et de modélisation des principaux mécanismes de déclenchement et de l'extension spatiale des cicatrices et des zones de dépôts, donc qui entravent les efforts visant à développer des systèmes d'alerte précoce efficaces et établir des indicateurs pour panne naissante et tout dommage ultérieur, les zones qui sont généralement sujettes à des glissements de terrain sont : les glissements de terrain existants, ancienne ou récente, à la base ou au sommet de pentes, à la base du creux de drainage mineurs, à la base ou sommet d'un ancien talus de remblai, a la base ou au sommet d'une pente supporte une forte inclinaison.[8]

I-9-2- Rupture dans un barrage en terre :

On décrit une rupture de barrage en terre comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau.

I-9-2-1- Les causes de rupture :

✚ Rupture par renard :

L'érosion d'un sol est un phénomène complexe représentant une source importante de problèmes lorsqu'on considère la sécurité des barrages en terre. Ce phénomène, qui se traduit par l'apparition de fuites très graves sous les ouvrages hydrauliques, le renard hydraulique, est l'une des causes majeures de leur rupture. La survenance de tels accidents peut engendrer des pertes matérielles et en vies humaines désastreuses. Elle peut avoir aussi des conséquences dramatiques sur le plan socioéconomique. De nombreux cas de ruptures de barrages à travers le monde ont été rapportés. Une étude statistique montre que les conséquences peuvent être catastrophiques, des milliers de morts et beaucoup de pertes économiques. Parmi les exemples récents dans ce domaine, on pourrait citer la rupture du barrage des Ouches survenue dans le Puy-de-Dôme (France) en juillet 2001. [9,10]

L'érosion est associée au détachement des particules fines par l'effet des forces de l'écoulement fluide. Afin de préciser le phénomène de détachement des particules et leur transport au sein d'un sol, huit types de mécanismes ont ainsi été répertoriés: la suffusion, l'érosion régressive, le débouillage, la dissolution, la dispersion, l'entraînement; et deux types de transport: transport dans un conduit, et transport dans l'espace poreux inter particulaires. Cette description très générale de ces phénomènes a été simplifiée en quatre mécanismes d'initiation et de progression: érosion par écoulement localise dans une fissure ou un trou, érosion régressive, suffusion, érosion de contact entre deux sols. [9]

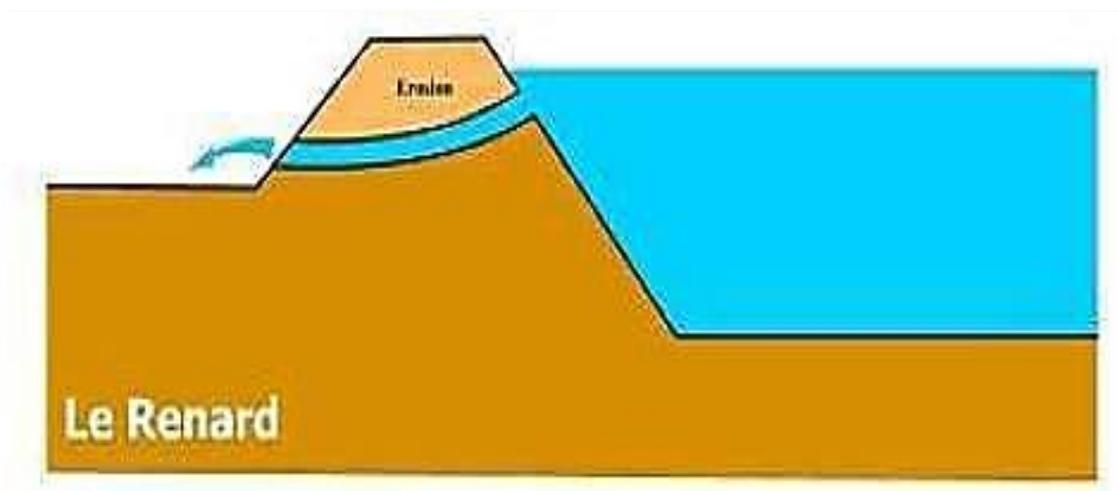


Figure I.15: Rupture par renard. [13]

Rupture par glissement :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique correspond à un déplacement généralement lente.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des pertes matérielles et humaines. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (argiles). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels complexes (composés).
- Glissement rotationnels simples.

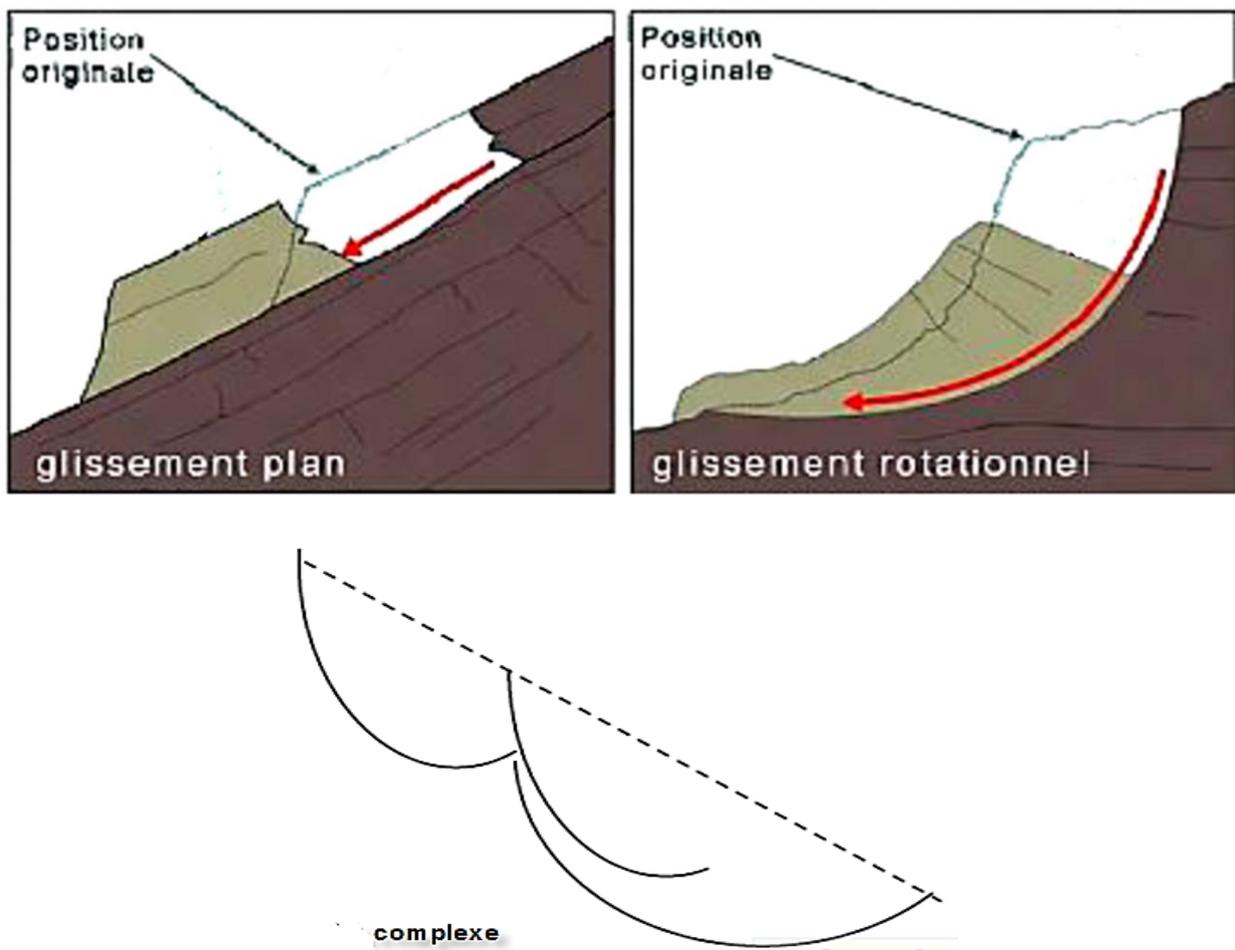


Figure I.16 : Type de glissements : plan, rotationnel simple, complexe. [13]

Rupture par surverse (submersion) :

La surverse est la cause principale de rupture des barrages. Elle représente 92 à 95 % des cas de rupture observés. Lorsque l'infiltration d'eau n'existe pas dans le barrage, le barrage se remplit jusqu'au débordement. Il y a alors apparition d'un écoulement, sur le parement aval de la masse éboulée. L'écoulement emporte progressivement les matériaux constituant le barrage pour aboutir par érosion régressive à la formation d'une brèche. Une fois la brèche formée, la rupture du barrage et la vidange de la retenue peuvent alors être très rapides.

La brèche due à la surverse se forme localement au point le plus bas ou le plus faible de la crête du barrage, puis se développe jusqu'au point bas du barrage, avant de s'élargir jusqu'à une situation d'équilibre (qui n'atteint pas la largeur totale du barrage). Il est rare que la brèche descende jusqu'au niveau d'origine du cours d'eau car la présence de matériaux grossiers au sein de l'éboulement limite l'incision.

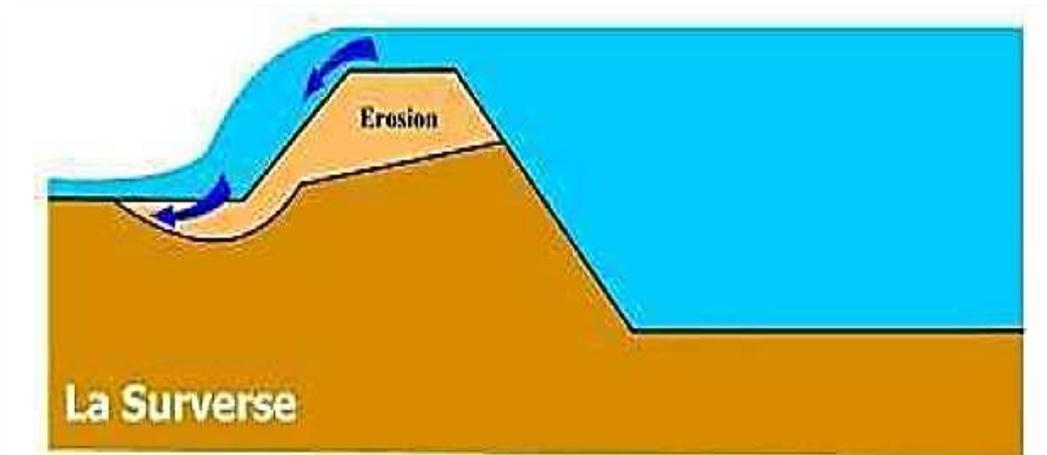


Figure I.17 : Rupture par surverse. [13]

Rupture par tassement :

Dans les barrages en terre on a deux types du tassement :

- tassement du corps de la digue.
- tassement de la fondation.

On peut négliger le premier type pour les barrages de la hauteur moins de 20 à 30 m et où la digue est bien compactée, Le deuxième il varie en fonction de la nature de terrain (les couches au-dessous de la digue voir la figure (I.17) et ses caractéristiques qu'on peut les déterminer à l'aide de la courbe de l'essai œdométrique et de cette formule :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0} \tag{I-01}$$

$$\Delta H = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \left(\frac{\Delta \sigma'^{v_0} + \Delta \sigma_z}{\Delta \sigma'_p} \right) \tag{I-02}$$

Où :

- ΔH : tassement ;
- H_0 : épaisseur initiale de la couche compressible ;
- C_c : indice de compression ;
- e_0 : indice des vides initial ;
- $\Delta\sigma'_p$: pression de pré-consolidation ;
- $\Delta\sigma'_z$: contraintes dues aux surcharges ;
- $\Delta\sigma'_{v_0}$: contrainte effective verticale naturelle.

Pour les petits barrages qui ne dépassent pas la hauteur de 20 m, on peut prendre le tassement entre 0,5-1,5 % de la hauteur totale du barrage, ou bien par cette formule :

$$T = 0.01H_b \tag{I-03}$$

Avec :

- H_b : la hauteur du barrage

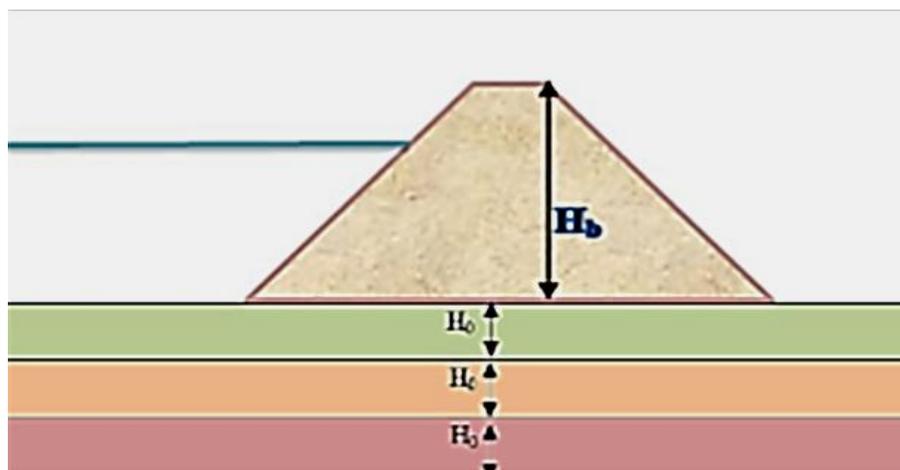


Figure I.18: Tassement des fondations. [14]

I-9-3- Cas d'étude de la stabilité des barrages en terre :

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie la plus importante de la conception des barrages en terre. Différent cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

➤ Fin de construction :

A la fin de la construction du barrage, les matériaux utilisés se trouvent encore à l'état mécanique des taux de compactage et il faut s'assurer que dans cette situation, le barrage serait stable au glissement, généralement on vérifie la stabilité du talus aval $F_{s(adm)}=1,5$.

➤ **Régime permanent :**

Dans, ce cas le talus le plus exposé au glissement est le talus aval. Dans ce cas l'étude se fera avec réseau d'écoulement et vérifié avec et sans séisme. $F_{s(adm)}$ (avec séisme)=1.05 ; $F_{s(adm)}$ (sans séisme)=1.5.

➤ **Vidange rapide :**

Dans ce cas le talus le plus exposé au glissement est le talus amont, on doit tracer le réseau d'écoulement qui s'inverse dans une grande partie du massif. $F_{s(adm)}$ =1.05.

I-9-4- Notion du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité F_s c'est le facteur essentiel de calcul de stabilité des talus par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Le coefficient de sécurité (F_s) est par définition donné par l'expression suivante :

$$\text{Soit : } F_s = \frac{\text{Moment des forces stabilisatrices}}{\text{Moment des forces motrices}} \quad (\text{I-04})$$

I-9-5- Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

➤ **Théoriquement :**

- Le talus est dit stable (pas une rupture) si $F_s > 1.5$
- Le glissement est pratiquement inévitable (une rupture) si $F_s < 1$.

Entre ses deux valeurs s'étend un domaine où il y'a un risque de rupture d'autant plus grande que F_s diminue il tenant compte des facteurs suivants:[11]

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence des fissures.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

- Le talus est dit douteux si $1 < F_s < 1,5$.

Tableau I.5 : Les différentes valeurs de F_s acceptable.

F_s	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger.
1.0-1.25	sécurité contestable.
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
> 1.4	satisfaisante pour les barrages.

I-10- Conclusion :

L'étude bibliographique a eu pour objectif de faire une généralité sur les barrages. Dans un premier temps, cette étude nous a permis de faire un état de connaissance sur la définition de chaque type de barrage et leurs impacts (économique, social, humain et sur l'environnement).

Les barrages sont devisés essentiellement en deux grandes familles :

- Les barrages en béton (poids, voute, contreforts et en BCR), la construction de ces barrages est presque toujours réalisée en utilisant le béton.
- Les barrages en remblai (homogène, à noyau étanche et à masque amont), ils peuvent être construit pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site.

Dans un second temps, nous avons abordé les travaux entrepris dans le domaine des ouvrages annexes contenus dans les barrages, qui sont : la prise d'eau, vidange de fond et l'évacuateur de crue.

- La prise d'eau c'est un ouvrage qui permet de prélever l'eau pour son utilisation.
- La vidange de fond c'est un ouvrage qui permet de vidanger partiellement ou totalement la retenue.
- L'évacuateur de crue c'est un ouvrage qui permet le passage des crues quand le barrage est rempli.

Dans un troisième temps, nous avons faire une recherche bibliographique sur la stabilité des barrages en terre (définitions sur les glissements de terrain, rupture dans un barrage en terre, cas d'étude de la stabilité des barrages en terre et notion du coefficient de sécurité.

Chapitre II : Révision des données naturelles

II-1- Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons traiter les données relatives à la région d'étude, ces données seront exploitées dans l'étude topographique, géologique et géotechnique.

II-2- Situation géographique de la zone d'étude :

La retenue collinaire sur Oued Belfounas est située dans la Commune de Chelia, Daïra de Bouhmama et Wilaya de Khenchela. Par rapport à cette dernière et en se dirigeant vers Batna sur la route nationale N°88, le site est à 4 Km et par rapport à Kais du côté Ouest, à la limite des commune Kais et Chelia (Figure II.1).

Le site de la retenue est localisé sur la carte d'état-major de Kais à l'échelle 1/50000. Feuille N° : NI-32-XIX-6 Est par les coordonnées Lambert ci-dessous :

- X : 871,700 Km
- Y : 336,350 Km
- Z : 1160 m N.G.



Figure II.1 : Image de situation de la future retenue collinaire. Google Earth

II-2-1- L'objectif du projet :

Ce projet d'exécution a pour objectif de répondre aux besoins en irrigation des terres agricoles. Le but principal de la construction de cette retenue collinaire est essentiellement le stockage d'un volume d'eau important destinés principalement à l'irrigation du périmètre à l'aval de la retenue.

II-3- Etude topographique :

Un autre levé topographique du site et de la cuvette, a été réalisé par le bureau d'étude. Les travaux sont présentés sous formes de plans :

- levé du site au 1/250 de l'emprise de la digue.
- levé de la cuvette au 1/500 et 1/5000.

II-4- Etude géologique :

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont la description de la géologie de la région d'étude dite géologie régionale et son sismicité, la géologie du site et de son assiette, l'étanchéité du site et de sa cuvette, disponibilité des matériaux de construction.

II-4-1- Géologie régionale :

Le site d'étude appartient aux monts des Aurès, qui font partie de la chaîne de l'atlas saharien. La chaîne est une formation plissée et compliquée qui a connu un relèvement de grande ampleur, dont l'axe est constitué par une succession de monts qui correspondent à un axe anticlinal qui prend naissance à une quinzaine de kilomètres au Nord-Ouest, Nord-Est.

Ces monts correspondent à un axe anticlinal qui prend naissance à une quinzaine de kilomètres au nord de Biskra et qui prend fin au nord-ouest de Khenchela. Il est de direction Sud - Ouest, Nord-Est.

Cet anticlinal a subi une érosion très forte au cours des ères géologiques depuis le secondaire et cela a eu pour résultat la naissance sur les flancs de l'anticlinal d'importantes vallées dominées par de grands escarpements en allant vers le sud.

II-4-2-Géologie du bassin versant :

Le sous bassin versant qui alimente la retenue de Belfounas appartient à la chaîne du Djebel Aurès, c'est un petit sous bassin parmi d'autres du Djebel Aurès qui alimente l'oued l'Azreg, dont la stratigraphie est la suivante :

- Cénomaniens supérieurs (calcaire marneux gris bleu à cassure noirâtre en banc métrique).
- Cénomaniens moyens (marnegrise).
- Turonien basal (marno-calcaires bitumineux en plaquettes et alternance de marnes bleues et de petits bancs marno-calcaires fins).

II-4-2-1-Crétacé supérieur:

- Le cénomanien (supérieur et moyen):il est très développé dans la région, occupant généralement de grandes vallées, issu de rupture de pentes des différents reliefs. Il est représenté essentiellement par des marnes grises et tendres, rarement fossilifères, à fines passées de calcaires parfois marneux, et des calcaires marneux gris bleu à cassure noirâtre en bancs métriques.

-Le turonien : est généralement constitué par des barres massives de calcaire à rotadités, à lamellibranches et à intercalation de marne.

II-4-2-2-Géologie du site de la retenue:

La cuvette de la retenue est constituée par un substratum de marne grise qui affleure au niveau des deux rives de l'oued qui est souvent couvert par un manteau d'alluvions anciennes et récentes à granulométrie variable avec des passages d'argile, les matériaux récents sont le résultat d'une érosion et d'un charriage intense du piémont du Djebel Aourès.

En allant vers le haut de la rive droite on remarque après quelque sondage l'existence d'une couche importante d'argile limoneuse qui pourra servir par la suite comme zone d'emprunt à la future digue.

Donc l'étanchéité de la cuvette est assurée par le substratum marneux de la cuvette.

II-4-3-Sismicité de la région des Aures :

Basée sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique (Seismic Hazard Manning of Algeria, par Harcat and Shah Stanford University June 1978), des cartes d'iso accélération sismique utilisant un modèle Bayésien pour les périodes 1000,500, et 100 ans furent établies . Les cartes permettent d'obtenir l'accélération de crête en un lieu donné.

Le Contrôle Technique de la Construction CTC a établi récemment la carte des zones sismiques. Le site se situe dans la première zone sismique (zone 1) qui correspond à une région relativement faible en sismicité.

Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage, on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique « α » dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1988 le coefficient d'accélération sismique est : $\alpha = 0.15$

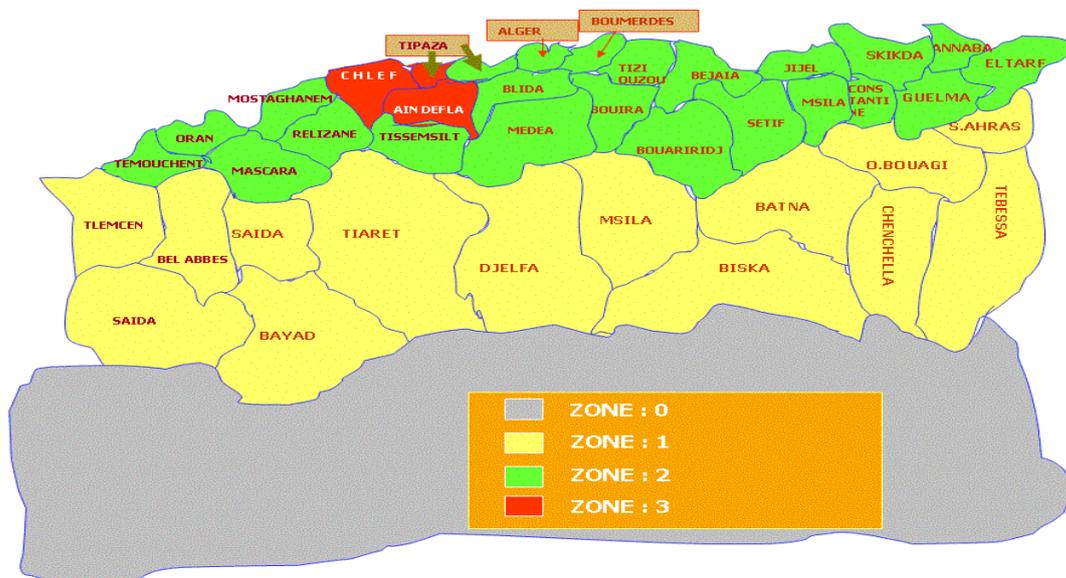


Figure II.02: Carte de zonage sismique de territoire national –RPA99/APRES.

II-5-Etude géotechnique :

Les terrains au site de la retenue collinaire sur Oued Belfounas sont composés essentiellement d’argiles marneuses et des argiles plastiques. Les alluvions d’oued sont représentées par des limons sableux, de sable et des galets. Le terrain est pratiquement dénudé donc sans végétation que ce soit dans l’axe du site ou dans la cuvette.

En vue d’établir les quantités disponibles de matériaux imperméables, le bureau d’étude effectué une certaine quantité de travaux de reconnaissance ainsi que des essais physiques et mécaniques.

II-5-1- Travaux de reconnaissance de terrain:

Il a été prévu et réalisé à l’emplacement de la retenue collinaire 3 (trois) sondages carottés avec récupération d’échantillons intacts. Un de 10m, les autres de 06m. Des échantillons paraffinés de ces carottes ont été soumis à des essais physiques et mécaniques au laboratoire pour l’obtention de toutes ces caractéristiques au site de la retenue collinaire.

De même, des fouilles ont été réalisées dans les zones près de l’axe du remblai avec prélèvement d’échantillons remaniés pour la recherche de matériaux de construction.

Les échantillons prélevés lors des travaux de puits ont fait l’objet d’une classification macroscopique. Ce n’est qu’après les essais effectués au laboratoire que la classification sera plus précise d’après la classification USCS (Unified Soil Classification System).

II-5-2-Essais de laboratoire :

Il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés et sur des échantillons intacts.

Les échantillons intacts ont concerné les trois sondages à différentes profondeurs.

Les échantillons intacts paraffinés des sondages N°1, N°2 et N°3 ont été soumis aux essais suivants :

 *Essais d'identifications :*

- Analyse granulométrique.
- Teneur en eau naturelle.
- Limites d'Atterberg.
- Masse volumique apparente.

 *Essais chimiques :*

- Teneur en carbonates.
- Valeur au bleu de méthylène.

Les essais mécaniques ont concernés le sondage N°2

- Essai Proctor.
- Cisaillement a la boite de Casagrande.
- Essai a l'œdomètre.

Les échantillons remaniés des puits P1, P2, ont été soumis aux essais suivants :

- Analyse granulométrique.
- Limites d'Atterberg.
- Teneur en eau naturelle.
- Masse volumique apparente.
- Essais chimiques.

En plus des essais cités ci-dessus, les échantillons des puits P1, et P2 ont été soumis aux essais suivants :

- Essai Proctor
- Cisaillement a la boite de Casagrande

II-5-3- Interprétation des résultats:

II-5-3-1-Caractéristiques de l'axe de la retenue collinaire :

 *Perméabilité :*

- La valeur de la perméabilité au niveau des sondages révèle une fondation imperméable.

-Par mesure de sécurité la clé d'étanchéité de la digue aura une profondeur de 1.50m de profondeur elle sera ancrée dans le substratum. Cet ancrage sera de 0.5 m dans le complexe argile-marneuses et argiles noirâtres.

Stabilité des versants :

D'un point de vue géomorphologique, à l'endroit où l'ouvrage est prévu, a une forme presque triangulaire avec un V assez ouvert. La pente des deux rives est relativement abrupte.

La rive droite matérialisée par les sondages N°1, allant des argiles marneuses, vers des argiles plastiques, ne posent pratiquement aucun problème du point de vue stabilité.

En thalweg matérialisée par les sondages N°2, allant des argiles marneuses grises consistantes, vers des marnes grises molles, ne posent pratiquement aucun problème du point de vue stabilité.

La rive gauche peut être envisagée par les sondages N°3, allant des argiles brunâtres vers des argiles marneuses brunâtres et des marnes grises dures, ne posent pas de problème du point de vue stabilité.

Ces rives peuvent supporter un barrage en terre ou mixte sachant que le poids du remblai sur les rives ne sera pas aussi important que dans l'oued.

Il est recommandé de décaper la couche superficielle sur une épaisseur de 30 cm (terre végétale). Le décapage concernera l'emprise de la retenue collinaire.

II-5-3-2-Caractéristiques de la cuvette :

Perméabilité de la cuvette :

La cuvette de l'Oued Belfounas, plus ou moins large et relativement peu longue dans l'ensemble ne représente pas une probabilité de fuite vers les bassins voisins ou sous la cuvette sachant que le matériau de recouvrement est constitué principalement d'argiles non compressible, en quelques endroits gonflantes.

Stabilité des versants de la cuvette :

D'après le levé topographique au 1/5000eme ainsi que la reconnaissance sur le terrain, on a pu observer que le long de l'oued, en amont du site, le cours d'eau a créé quelques affouillements à la base des talus, ces affouillements se situent en plein méandre là où la force de l'oued est maximale lors des crues. Néanmoins ces masses de terre ne peuvent constituer un danger sachant que le volume déplacé sera faible par rapport à la cuvette de la retenue collinaire.

II-5-3-3-Ouvrages annexes :**✚ Evacuateur de crues :**

En étudiant de près le plan général de la retenue et les données recueillies lors de la reconnaissance sur site, nous remarquons que la rive droite du site s'y prête mieux à recevoir l'évacuateur de crues.

L'assise qui supportera le déversoir sera de nature identique à celle de la digue. Pour l'atteindre il faut excaver 0,3 m de profondeur, sur toute la longueur et largeur de l'évacuateur de crues.

✚ Prise d'eau et vidange de fond :

La prise d'eau et la vidange de fond qui font l'objet d'un seul ouvrage pourra être implanté en centre du barrage, à proximité de l'oued. Il sera fondé sur les argiles marneuses.

II-6-Résultat des travaux de reconnaissance et des essais au laboratoire :**II-6-1-Sol de Fondation :**

Ce chapitre constitue une partie importante de l'étude géologique puisqu'il consiste à analyser le sol de fondation qui supportera la digue. Les travaux de laboratoire ont été exécutés sur des échantillons non remaniés et paraffinés prélevés à l'aide d'un double carottier sur les sondages N°1, N°2, et N°3.

✚ Granulométrie :

Les échantillons remaniés prélevés sur le sondage N°2, ont été soumis à l'analyse granulométrique.

La courbe de répartition dimensionnelle des éléments d'un sol permet souvent son identification géologique. Elle offre également une première approche intéressante de ses qualités géotechniques notamment par la connaissance de l'importance relative à la phase argileuse.

Les courbes granulométriques montrent un pourcentage de fine variant entre 96 à 98 % qu'il s'agit d'argile plastique.

✚ Limites d'Atterberg :

Tout projet de construction suppose une bonne connaissance du sol de fondation. Après l'identification de visu, il est indispensable de compléter cette indication par une analyse granulométrique et une détermination des limites d'Atterberg.

Les limites de liquidité et plasticité sont peu importantes puisqu'elles font :

$$33\% < WL < 71\%$$

$$33.3\% < Wp < 37.5\%$$

$$33.7\% < Ip < 36.5\%$$

Selon la classification des sols LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) qui est basé sur les limites d'Atterberg, le sol de fondation est de type At.

Essais chimiques :

La teneur en carbonates de calcium CaCO_3 confirme la nature argileuse (39.57 à 48.92%)

II-6-2-Zone d'emprunt des matériaux :

II-6-2-1- Matériaux Fins :

Les différentes investigations réalisées près de l'axe du remblai ont permis de délimiter les zones des matériaux fins pouvant servir à la construction du barrage. Ces investigations, représentées par les puits P1, P2, ont mis en évidence des argiles noirâtres plastiques.

Granulométrie :

L'analyse granulométrique des échantillons montre que :

- 65 à 80 % d'argile
- 15 à 25 % de limon
- 5 à 10% de sable

Ils représentent une argile marneuse selon le diagramme de la Public Roads Administration.

Limites d'Atterberg :

Si la détermination des limites d'Atterberg n'a qu'une portée limitée, elle permet néanmoins de se faire une idée de la structure d'une argile naturelle.

Si le matériau doit être utilisé après remaniement (cas des remblais), la détermination des limites d'Atterberg prend une importance considérable.

Les limites d'Atterberg varient dans les intervalles suivants :

$$49.00\% < \text{WL} < 70\%$$

$$24.42\% < \text{Wp} < 34.44\%$$

$$24.58\% < \text{Ip} < 35.56\%$$

Selon la classification de Casagrande, le sol est une argile de haute plasticité.

Selon la classification des sols USCS (Classification des Sols unifiés américains) qui est basée sur les limites d'Atterberg et la granulométrie ce sont des argiles inorganiques de moyenne à faible plasticité type CH.

Proctor normal :

C'est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol. Très aplaties pour un sable, elles présentent un maximum très marqué pour une argile plastique.

Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais.

Pour des remblais de qualité, il est désirable que la densité sèche en place soit comprise entre la densité sèche du Proctor normal et celle du Proctor modifié. Pour des remblais courants, on peut se contenter de 95% de l'optimum normal.

En valeur absolue, il est rare de dépasser une densité sèche de $2,2 \text{ t/m}^3$ (pour les sables légèrement argileux) mais pour certains mauvais terrains (argiles lourdes), cette limite s'abaisse à $1,50 \text{ t/m}^3$.

Lorsqu'on est obligé d'utiliser des matériaux ayant une plasticité relativement importante, il est donc nécessaire que la teneur en eau soit suffisamment faible.

L'ensemble des résultats figure dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : résultats des opérations mécanique

Puits n°	Profondeur (m)	Densité sèche γ_d (t/m^3)	Densité saturé γ_{sat} (t/m^3)
P1	2.00	1.78	2.18
P2	1.50	1.82	2.20

✚ Perméabilité :

Le coefficient de perméabilité est défini sur les échantillons des puits P1, P2. Il a pour valeur :

- P1 : $K=1.57.10^{-10} \text{ cm/s}$
- P2 : $K=2.35.10^{-9} \text{ cm/s}$

✚ Essai de cisaillement a la boîte :

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur des deux constantes, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ qui représente les caractéristiques mécaniques du milieu.

Les résultats dans l'ensemble traduisent bien la nature du sol analysé avec :

Tableau II.2 : Les résultats des Essai de cisaillement.

Puits n°	Profondeur (m)	Angle de frottement interne (degrés)	Cohésion (bars)
P1	2.00	2	0.42
P2	1.50	4	0.40

II-6-2-2- Matériaux grossiers :

Généralement nous trouvons les matériaux grossiers pour les recharges amont et aval de la digue (appelés plus communément Tout - Venant) dans le lit d'oued.

Nous constatons que ces alluvions sont pratiquement absentes en surface, mis à part une petite quantité de faible épaisseur, jugée suffisante pour la réalisation de la recharge amont et aval de la digue.

II-6-2-3- Enrochements :

La quantité de roches sous forme de blocs qui est disponible dans l'Oued Belfounas ne peut assurer les enrochements et le rip-rap. Néanmoins elle peut être confectionnée à partir de carrière de calcaires de l'Ypresien – Luténien inférieur.

II-7- Conclusion :

La retenue collinaire à projeter sera de type a zones avec a un drain tapiset drain incliné en tenant compte de toutes les caractéristiques du sol de la fondation, des matériaux de construction existant au voisinage du site et de l'aspect économique.

Au niveau de l'oued, la roche mère qui est représentée par des argiles marneuses affleure à certains endroits à même le sol. Une clé d'ancrage de 1.50 m est largement suffisante.

Un décapage de 30 cm doit être prévu sur toute l'emprise de la digue.

La rive droite est favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues.

Avant d'utiliser les matériaux de construction, il est impératif d'entreprendre un décapage d'au moins 30 cm pour éliminer la partie altérée.

L'excavation qui concerne l'évacuateur de crues se fera jusqu'à ce que l'on atteigne la roche-mère qui est les argiles marneuses.

Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

III-1- Introduction:

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues.

Dans ce cadre, on procède à une étude hydrologique du bassin versant de l'étude qui est traversé par une petite Chaabe, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues,...etc.

On analyse l'aménagement des ressources du Chaabet Belfounas par l'établissement d'une retenue collinaire, selon les orientations émises par la direction des ressources en eau de la Wilaya de Khenchela.

III-2- Caractéristiques du bassin versant :

III-2-1- Paramètres géométriques:

III-2-1-1- Superficie du bassin versant:

La superficie d'un bassin versant est une dimension importante à connaître, car elle est à la base de tous les calculs hydrologique et les projets d'aménagement. Par l'utilisation du logiciel AutoCAD sur la carte d'état-major de Kais à l'échelle 1/50000, la surface du bassin est:
 $S = 15,18 \text{ Km}^2$

III-2-1-2- Périmètre du bassin versant:

À l'aide du logiciel AutoCAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à : $P = 20,19 \text{ Km}$

III-2-1-3- La longueur du thalweg principal :

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

$$L_p = 7,48 \text{ Km}$$

III-2-1-4- Indice de compacité de Gravellius "K_c":

Défini comme le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III-01})$$

Avec : - P : périmètre du bassin (Km) ;

- S : superficie du bassin versant (Km²) ;

Si : - $K_C = 1$; le bassin versant est ramassé ;

- $K_C > 1$; le bassin est allongé;

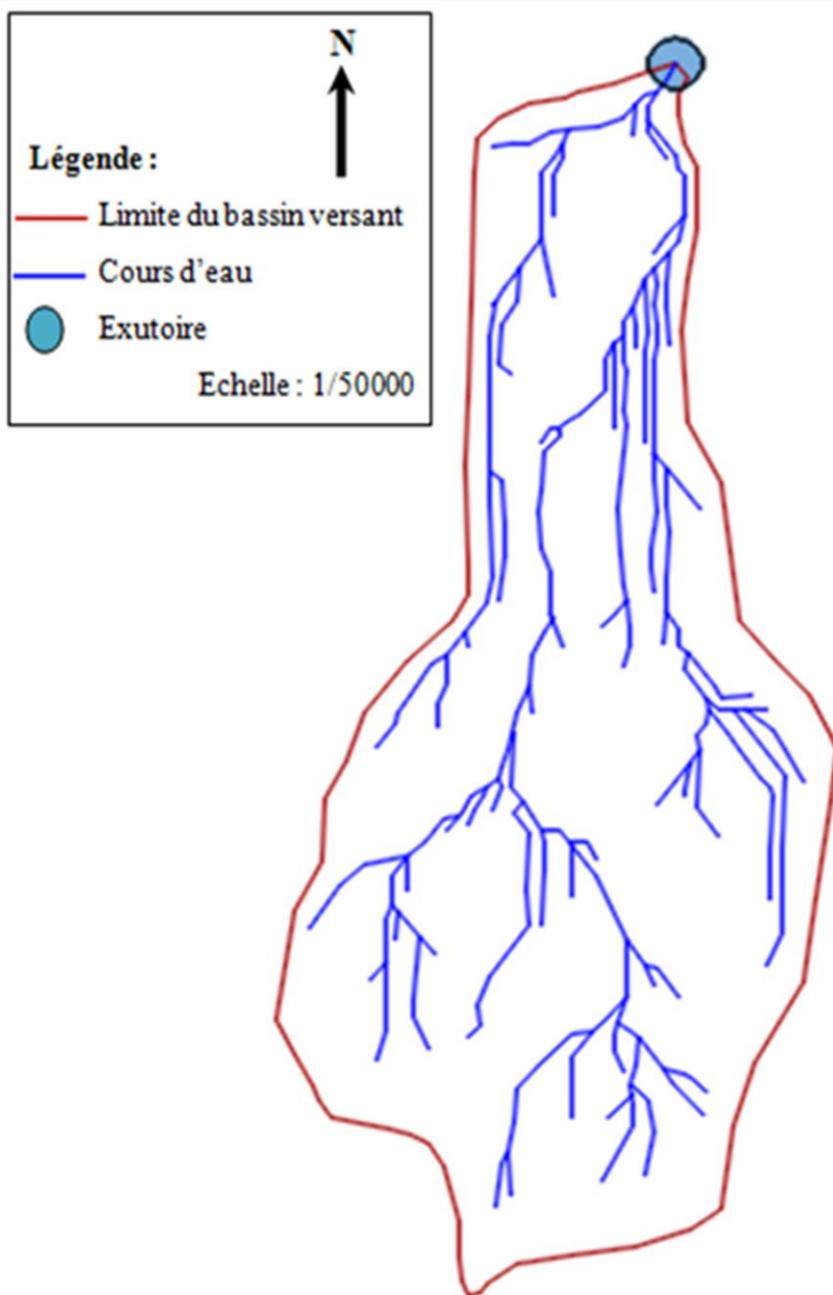


Figure III.01: Réseau hydrographique du bassin versant.

III-2-1-5-Rectangle équivalent:

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur " L_r ", sa largeur " l_r " est la même superficie du bassin versant "S".

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \tag{III-02}$$

AN:l_r = 1.84 Km

L_r = 8.26 Km

III-2-2-Paramètres du relief:

III-2-2-1-Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Tableau II.1: La répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes(m)	H _{moy} (m)	S _i (Km ²)	∑S _i (km ²)	S _i (cumulées %)	S _i .H _i (Km ² .m)
1710-1670	1690	0,11	0,11	0,72	185,90
1670-1630	1650	0,50	0,61	4,02	825,00
1630-1590	1610	0,13	0,74	4,87	209,30
1590-1550	1570	0,70	1,44	9,49	1099,00
1550-1510	1530	0,90	2,34	15,42	1377,00
1510-1470	1490	0,70	3,04	20,03	1043,00
1470-1430	1450	2,90	5,94	39,13	4205,00
1430-1390	1410	1,50	7,44	49,01	2115,00
1390-1350	1370	1,11	8,55	56,32	1520,70
1350-1310	1330	1,50	10,05	66,21	1995,00
1310-1270	1290	1,90	11,95	78,72	2451,00
1270-1230	1250	1,12	13,07	86,10	1400,00
1230-1190	1210	1,21	14,28	94,07	1464,10
1190-1150	1170	0,90	15,18	100,00	1053,00

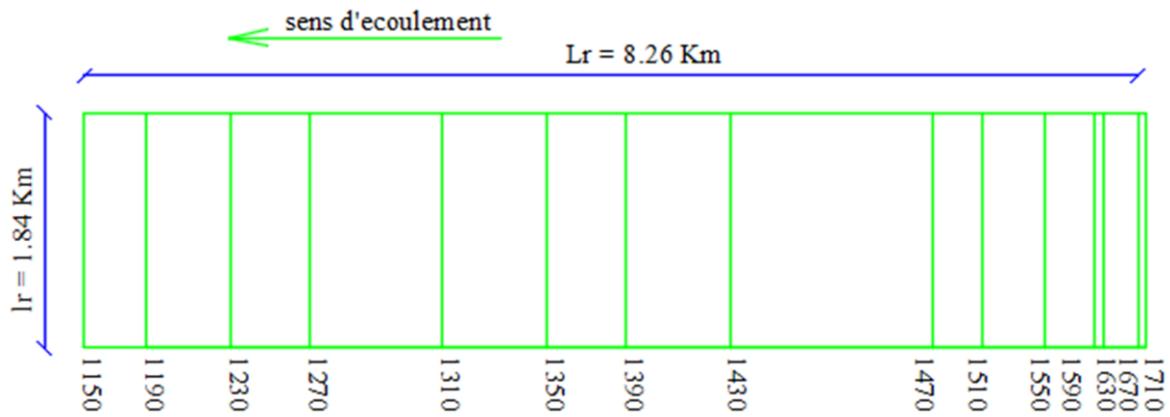


Figure III.02 : Rectangle équivalent.

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure(III.03).

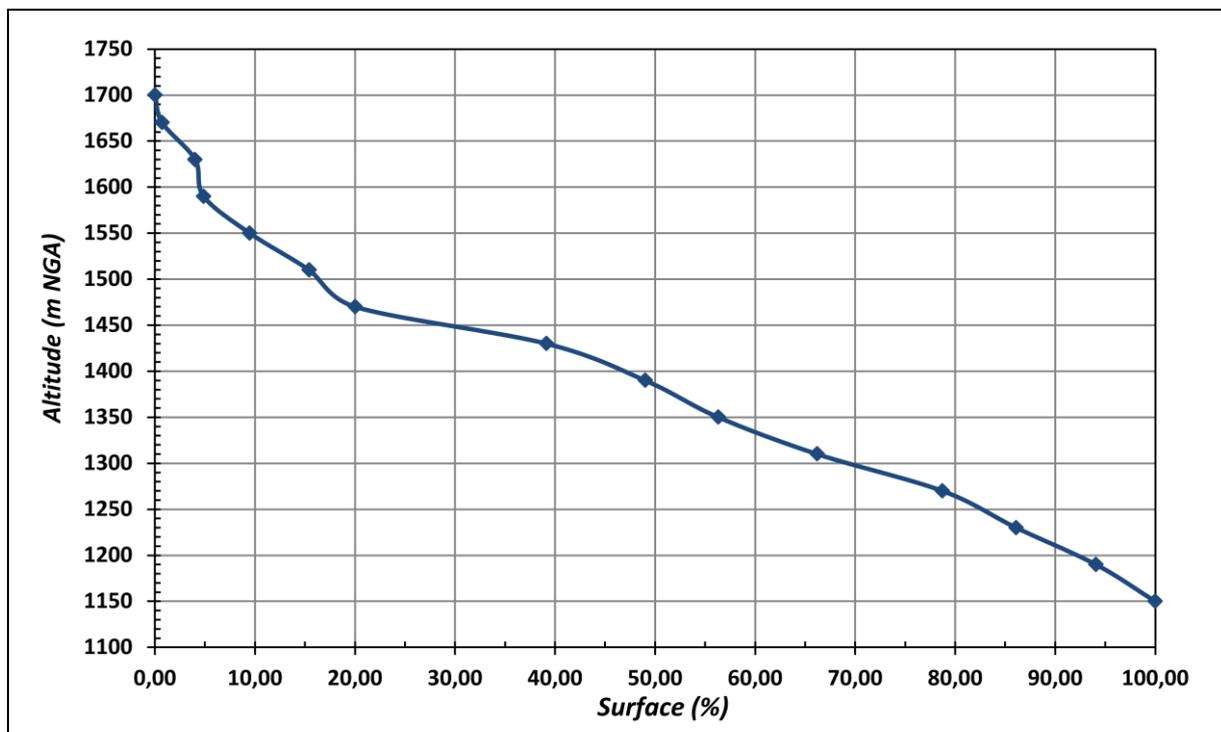


Figure III.03 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

III-2-2-2- Altitude médiane du bassin versant:

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

$$H_{50\%} = 1380 \text{ m NGA}$$

III-2-2-3-Altitude moyenne du bassin versant:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définit comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{bv}} \quad (III-03)$$

AN : $H_{moy}=1389,92m$

Avec : - S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2) ;

- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;

- S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

III-2-2-4-Indice de pente globale I_g :

$$I_g = (H_{5\%} - H_{95\%})/L_r \quad (III-04)$$

Avec : $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont les altitudes correspondantes à 5% et à 95% de la surface du bassin versant ;

Avec : - L_r :longueur du rectangle équivalent, $L_r=8,26$ km;

- $H_{5\%}=1590$ m NGA;

- $H_{95\%}= 1185m$ NGA.

AN : $I_g = 49,05m/Km$

III-2-3-Réseau d'écoulement :

III-2-3-1-Temps de concentration:

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire.

* Formule deGiandotti:

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III-05)$$

Avec : - L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) ; $L_p =7,48$ Km ;

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

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

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

AN : $T_c = 2,80$ Heures

III-2-3-2-Vitesse de ruissellement:

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \tag{III-06}$$

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

- T_c : Temps de concentration (h).

AN : $V_r = 3,84 \text{ Km/h}$

III-2-3-3-La densité de drainage D_d :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \tag{III-07}$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km), $L_i = 47,93 \text{ km}$;

- S : Surface du bassin versant (km^2).

AN : $D_d = 3,16 \text{ km/km}^2$

III-2-3-4-Le coefficient de torrentialité C_t :

$$C_t = D_d \cdot N/S \tag{III-08}$$

Avec: - D_d : La densité de drainage (km/km^2) ;

- N : Nombre des talwegs d'ordre 1, $N = 56$;

- S : Surface du bassin versant (km^2).AN :

$C_t = 11,66$

III-3- Caractéristiques climatiques :

III-3-1-La température :

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de la région de Batna sont représentées dans le tableau III.02

La température moyenne annuelle est de $16,07^\circ\text{C}$.

Tableau III.02 : Répartition mensuelle de la température (c°) (1995-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy _{Année}
T° _{moymax}	27,6	22,2	15,8	12,3	11,1	12,8	18,2	19,1	25,8	30,9	34,6	33,8	22,02
T° _{moymin}	15,7	11,9	06,9	3,5	03,0	02,6	04,7	07,2	12,0	16,0	18,9	19,1	10,13
T(c°) _{moy}	21,7	17,1	11,4	07,8	07,0	07,7	11,4	13,1	18,9	23,5	26,7	26,3	16,07

(Source : O.N.M)

III-3-2-L'évaporation :

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de Batna. Sous le climat semi-aride. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 919,61 mm, avec la distribution mensuelle présentée dans le tableau III.03.

Tableau III.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1995-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
E _v (mm)	12,07	57,32	2,25	2,32	2,00	2,15	11,86	50,61	94,97	180,13	276,08	227,85
E _v (%)	1,31	6,23	0,24	0,25	0,22	0,23	1,29	5,50	10,33	19,59	30,02	24,78

(Source : O.N.M)

III-3-4-La vitesse du vent :

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 2,1 m/s et 3,1 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 2,83 m/s ou de 10,20 km/h.

Tableau III.04 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1995-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout	V _{moy}
Vitesse (m/s)	3,1	2,8	2,9	2,1	2,7	3,0	2,6	3,0	3,1	3,0	3,0	2,7	2,83
Vitesse (km/h)	11,16	10,08	10,44	7,56	9,72	10,8	9,36	10,8	11,16	10,8	10,8	9,72	10,2

(Source : O.N.M)

III-3-5-La pluviométrie :

La station pluviométrique la plus proche du bassin d'Oued Belfounas est la station de Bouhamama (code 06-18-03) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau III.05 : Station pluviométrique Bouhamama

Nom de la station	Code	Pan (mm)
Bouhamama	06-18-03	400,40

(Source : A.N.R.H)

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau III.06.

Tableau III.06 : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1967-2000)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
P(mm)	52.60	40.40	42.40	30.10	42.10	31.60	29.00	38.00	37.00	22.00	13.20	22.00
P (%)	13,14	10,09	10,59	7,52	10,51	7,89	7,24	9,49	9,24	5,49	3,30	5,49

(Source :A.N.R.H)

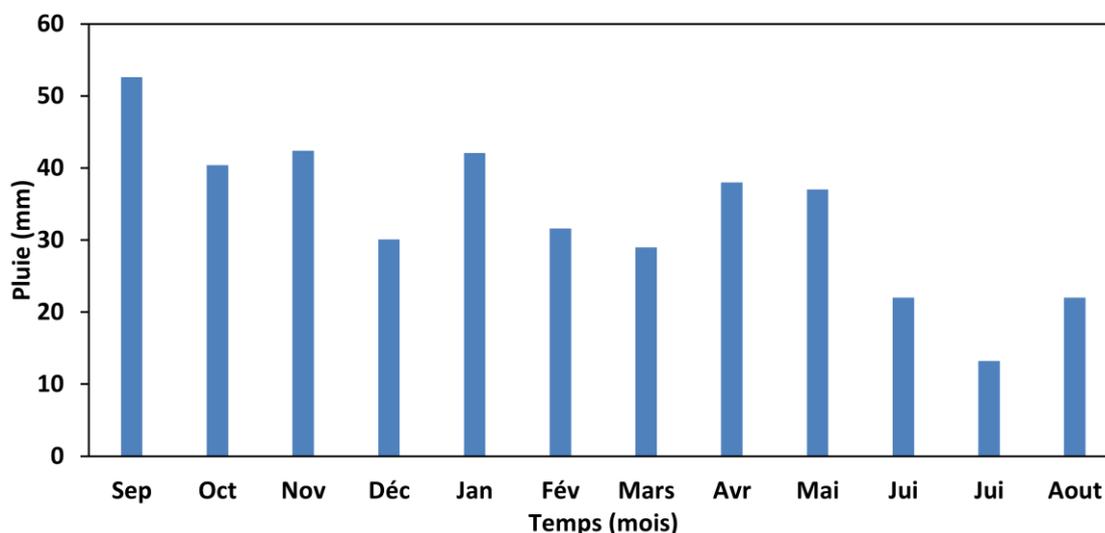


Figure III.04: Répartition moyennes mensuelles des pluies.

III-3-6-Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

III-3-6-1-Paramètres statistiques de l'échantillon :

Tableau III.07 : Paramètres statistiques de l'échantillon

Caractéristiques de l'échantillon	Valeur
Minimum	16.6mm
Maximum	77.2 mm
Moyenne	36.4 mm
Ecart-type	15.4mm
Médiane	34.0 mm
Coefficient de variation (C_v)	0.422
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.08

III-3-6-2-Ajustement des pluies maximales journalières :

A- Test d'hypothèses :

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

- **Etape 01** : formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en termes de paramètre relatif à la distribution de la population à étudier.

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

$H_0 : \mu = \mu_0 = \text{valeur présumée.}$

Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

- **Etape 02** : choisir le seuil de signification du test (α %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter H_0 alors que H_0 est vraie) souvent la valeur choisie pour α est de (1 % - 5 %).

- **Etape 03** : tester l'hypothèse

Teste de stationnarité

- **Hypothèses** :

H_0 Il n'y a aucune tendance dans les observations.

H_1 Il y a une tendance dans les observations.

- **Résultats** :

Valeur de la statistique $|K| = 0.401$

p-valeur $p = 0.689$

Conclusion :

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

B- Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle :

Hypothèses

H_0 La moyenne des deux sous échantillons est égale.

H_1 La moyenne des deux sous échantillons est différente.

- **Résultats** :

Valeur de la statistique $|W| = 0.918$

p-valeur $p = 0.970$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %, on ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.

1) ° Ajustement à la loi Log normal :

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-0.5u^2} \quad (\text{III-09})$$

$$\text{et } u = \frac{\ln x - \bar{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III-10})$$

- **Procédé d'ajustement :**

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;

- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales \bar{x} et σ ;
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\ln \bar{x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- ✓ Report des valeurs sur papier Gauss-logarithmique ;
- ✓ Détermination de la droite de Galton $\ln x = \ln \bar{x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$;
- ✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\ln \bar{x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{III-11})$$

Avec : - σ : Ecart –type

- $U_{p\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau III.08 avec la figure III.04

Tableau III.08 : Résultats de l’Ajustement à loi de Log normal.

T (ans)	Q	X _t	Ecart type	L’intervalle de Confiance (95%)	
200.0	0.9950	94.4	15.9	63.1	126
100.0	0.9900	85.4	13.3	59.2	112
50.0	0.9800	76.6	11.0	55.1	98.0
20.0	0.9500	65.0	8.07	49.2	80.8
10.0	0.9000	56.2	6.13	44.2	68.2
5.0	0.8000	47.1	4.41	38.5	55.8
2.0	0.5000	33.7	2.69	28.4	39.0
1.1	0.1000	20.2	2.20	15.9	24.5

2) ° Ajustement à la loi de Gumbel :

L’équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\beta} y + x_0 \quad (\text{III-12})$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \quad (\text{III-13})$$

$$\text{Ou : } F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \quad (\text{III-14})$$

- m : ordre de classement ;

- N : taille de l'échantillon ;
- $1/\beta, x_0$: sont déterminées par la méthode des moindres carrées.

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la Figure III.05

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau III.09.

Tableau III.09 : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel

T (ans)	Q	X_t	Ecart type	L'intervalle de Confiance (95%)	
200.0	0.9950	89.6	10.6	68.8	110
100.0	0.9900	81.7	9.38	63.3	100
50.0	0.9800	73.8	8.15	57.8	89.8
20.0	0.9500	63.2	6.53	50.4	76.0
10.0	0.9000	55.1	5.32	44.6	65.5
5.0	0.8000	46.5	4.12	38.5	54.6
2.0	0.5000	33.7	2.65	28.5	38.9
1.1	0.1000	20.1	2.41	15.3	24.8

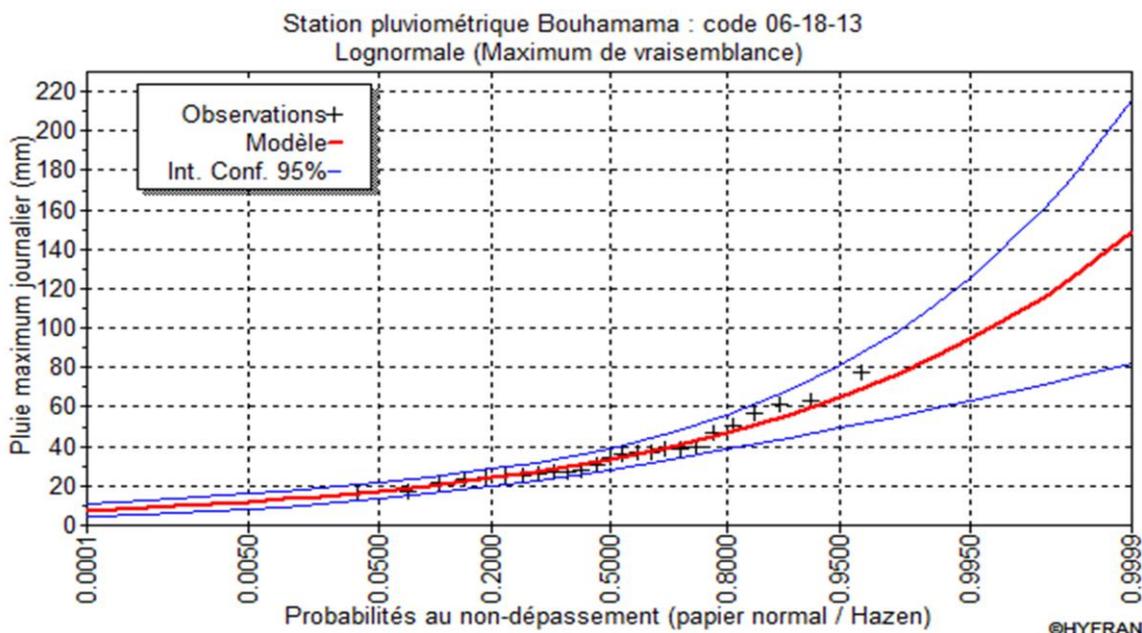


Figure III.5: Ajustement ala loi de Log Normale.

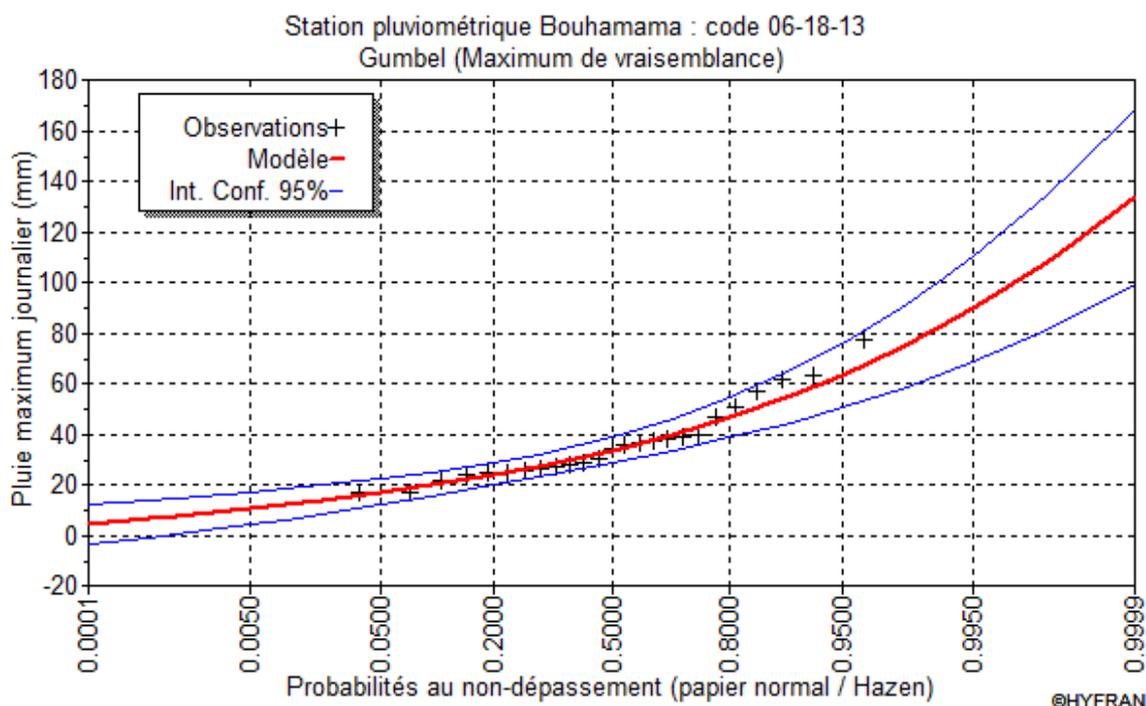


Figure III.06: Ajustement à la loi de Gumbel.

III-3-6-3-Conclusion :

D’après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières, suit la loi de Log normale parce que tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance.

III-4-Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités:

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

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \text{ (mm)} \tag{III-15}$$

Avec : - P_{ct} : Pluie courte durée de même fréquence que P_{maxj} % (mm) ;

- P_{maxj} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm) ;

- T: Temps en heures ;

- b : Exposant climatique (donnée) En Algérie (b = 0.36– 0.42)on prend (b = 0,40)

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \tag{III-16}$$

Avec : - I_t : L'intensité des pluies (mm/h)

Les résultats de calcul de P_{tc} et I_0 sont donnés dans le tableauIII.10.

Tableau III.10 : Les précipitations et les intensités des différentes fréquences.

Fréquence (%)	1		2		5		10	
	P _{tc} (mm)	I ₀ (mm/h)						
1	23,95	23,95	21,49	21,49	18,23	18,23	15,76	15,76
2,8	36,16	12,91	32,43	11,58	27,52	9,83	23,80	8,50
3	37,17	12,39	33,34	11,11	28,29	9,43	24,46	8,15
4	41,71	10,43	37,41	9,35	31,74	7,94	27,45	6,86
8	55,03	6,88	49,36	6,17	41,89	5,24	36,21	4,53
10	60,17	6,02	53,97	5,40	45,80	4,58	39,60	3,96
12	64,72	5,39	58,05	4,84	49,26	4,11	42,59	3,55
16	72,61	4,54	65,13	4,07	55,27	3,45	47,79	2,99
20	79,39	3,97	71,21	3,56	60,43	3,02	52,25	2,61
22	82,48	3,75	73,98	3,36	62,78	2,85	54,28	2,47
24	85,40	3,56	76,60	3,19	65,00	2,71	56,20	2,34

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure III.07.

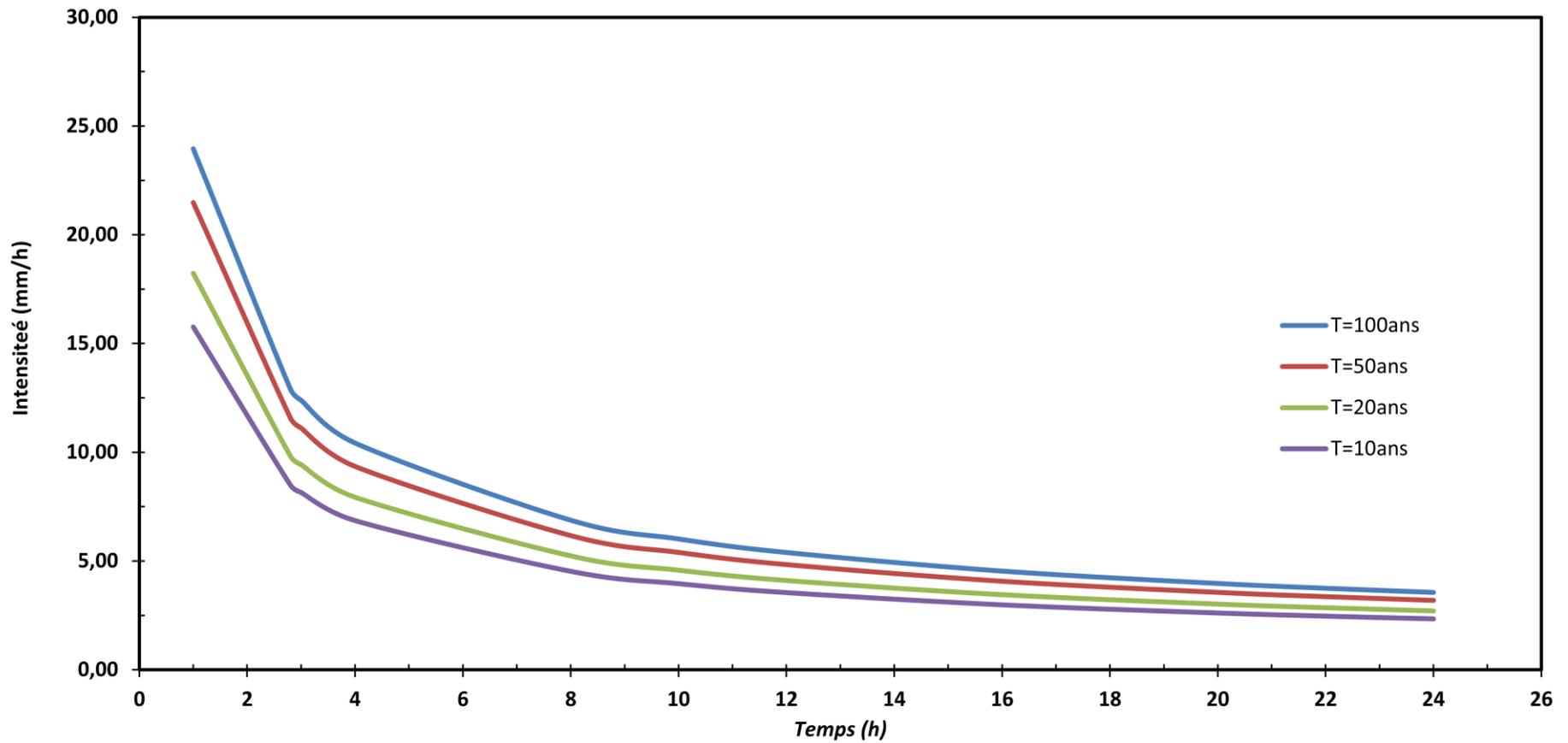


Figure III.7: Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences.

III-5-Etudes des apports :

III-5-1-Apport moyen annuel (A_0) :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

a)° Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0,915. P^{2.684} . S^{0.842} \quad \text{(III-17)}$$

Avec : - P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P=0,400m

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

$$AN : A_0 = 0,775 Mm^3$$

b) ° Formule de J-DERY (I) (1977):

$$M_0 = 11,8. P_{moy}^{2,82} \quad \text{(III-18)}$$

Avec : - M_0 : Modulespécifique moyen ($l/s/km^2$)

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

$$AN : M_0 = 0,893 l/s/km^2$$

L'apport sera donc $A_0 = M_0 . S . T$

Avec : - S : surface du bassin versant (Km^2) ;

- T : le temps d'une année en secondes.

$$AN : A_0 = 0,428 Mm^3$$

C) Formule de SAMIE :

$$Le = P^2 (293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}) \quad \text{(III-19)}$$

Où $A_0 = Le \cdot S$

Avec : - Le : Lame d'eau écoulée (m) ; Le=0,046m

- P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P=0,400 m

- S : Surface du bassin versant (km^2)

$$AN : A_0 = 0,692 Mm^3$$

d) Formule de DERIE II:

$$A_0 = 0,513 * P^{2,683} * D_d^{0,5} * S^{0,842} \tag{III-20}$$

Avec : - P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P=0,400m

- D_d : Densité de drainage (km/km²) ; D_d=3,16

- S : Surface du bassin versant (km²).

$$AN : A_0 = 0,773 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.11: Récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formule de l'ANRH	0,775
Formule de J-DERY (1977)	0,428
Formule de SAMIE	0,692
Formule de DERIE II	0,773

On prend l'apport moyen obtenu par la formule de SAMIE qui est :

$$A_0 = 0,692 \text{ Mm}^3$$

III-5-2- Caractéristiques de l'écoulement :

a)° Module de l'écoulement :

$$M_e = A_0 / T \tag{III-21}$$

Avec : - A₀ : Apport moyen annuel (l/an) ;

- T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.10⁷ s

$$AN : M_e = 21,95 \text{ l/s}$$

b) ° Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = M_e / S_{bv} \tag{III-22}$$

Avec : - M_e: Module de l'écoulement (l/s) ;

- S : Superficie du bassin (km²).

$$AN : M_0 = 1,45 \text{ l/s/km}^2$$

c)° Lamé d'eau écoulée :

$$L_e = A_0/S_{bv} \tag{III-23}$$

AN : $L_e = 0,046 \text{ m}$

d)° Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \tag{III-24}$$

AN : $C_e = 0,114$

e)° Coefficient de variation :

1) ° Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \tag{III-25}$$

- M_0 : module de l'écoulement relatif ($l/s.km^2$) $M_0=1,45 \text{ l/s/Km}^2$

AN : $C_v = 0,66$

2) ° Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = 0.7 \tag{III-26}$$

$$(M_0)^{0.125}$$

AN: $C_v = 0,67$

3) ° Formule de ANTONOV :

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0.097} \tag{III-27}$$

AN: $C_v = 0,36$

4)° Formule de KRISTKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \tag{III-28}$$

- M_0 : module de l'écoulement relatif $M_0=1,45$

AN : $C_v = 0,64$

Tableau III.12: Récapitulatif des C_v

La formule	Le coefficient de variation C_v
SOKOLOVSKI	0,66
OURKGUIPROVODKHOZ	0,67
ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,64

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de **KRISTEKLY MENKEL**: $C_v = 0,64$

III-5-3-Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \quad (\text{III-29})$$

Avec : -A% : Apport de fréquence donnée ;

- μ : Variable réduite de Gauss ;

- A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

- C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.13.

Tableau III.13: Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5	10	50	100
La variable de Gauss μ	-0.841	1.282	2.054	2.327
Apport (Mm^3)	0,32	1,44	2,47	2,99

III-5-4-Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (moyen et de période de retour 5) suit la même répartition mensuelle des précipitations tableau (III .14). On a donc :

Tableau III.14: Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Août
P (mm)	52.6	40.4	42.4	30.1	42.1	31.6	29.0	38.0	37.0	22.0	13.2	22.0
A(Mm ³)	0,042	0,032	0,034	0,024	0,034	0,025	0,023	0,030	0,030	0,018	0,011	0,018

III-6-Etude des crues:

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certain ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des retenues collinaires, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...., les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

1. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.
3. La forme de la crue (Hydro gramme de crues).
4. Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III -6-1-Formules empiriques pour la détermination de la crue:

1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \tag{III-30}$$

Avec : - $Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s) ;

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

- S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

- L : Longueur du talweg principal (km) ;

- K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin: $1 < K < 3$ On prend $K = 2$;

- A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin $A = 20$;

- T : Période de retour (an).

Le tableau III.15 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.15: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100
$Q_{\max} (m^3/s)$	41,42	47,50	54,51	59,26

2-Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,tc} - H_0) \alpha_{P\%} S f}{T_m} \tag{III-31}$$

- f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

* Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$; $\gamma = 2$.

* Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

* Pour un bassin boisé, sol perméable on a $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$ d'où : $f = 1.20$

Avec : - S : Superficie du bassin (km^2) ;

- $\alpha_{P\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;

- H_0 : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm ;

- $P_{tc,P\%}$: précipitation en (mm), de probabilité P% correspondant à un temps t_c , peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{tc} = P_{\max j, P\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \tag{III-32}$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}} \tag{III-33}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III.16.

Tableau III.16 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

Fréquence	1 %	2 %	5%	10%
Période de retour (an)	100	50	20	10
P_{tc} (mm)	36,16	32,43	27,52	23,80
$Q_{\max P\%}$ (m ³ /s)	9,40	6,95	4,12	2,35

3- Formule de TURRAZA :

On a:

$$Q_{\max P\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} S \tag{III-34}$$

Avec : - S : Superficie du bassin versant (km²) ;

- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée ;

- I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.17: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.

Fréquence (%)	100	50	20	10
C	0.7	0.699	0.666	0.6
I _{tc} (mm/h)	12,91	11,58	9,83	8,50
Q _{max%} (m ³ /s)	38,12	34,14	27,60	21,50

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau III.18.

Tableau III.18: Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
Mallet – Gauthier	59,26	54,51	47,50	41,42
Sokolovsky	9,40	6,95	4,12	2,35
Turraza	38,12	34,14	27,60	21,50
Moyenne	35,59	31,87	26,41	21,76

On prend les résultats proches des moyennes donc : les résultats de formule de Turraza.

III-6-2-Hydrogramme de crue :

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

- Pour le temps de montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \tag{III-35}$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

- Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \tag{III-36}$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 ÷ 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le tableau III.19.

Tableau III.19: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

La fréquence	(10%)	(5%)	(2%)	(1%)
$Q_{\text{max}} (m^3/s)$	21,50	27,60	34,14	38,12
0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,171	0,220	0,272	0,304
0,5	0,686	0,880	1,089	1,216
0,75	1,543	1,981	2,450	2,735
1	2,743	3,521	4,355	4,862
1,25	4,285	5,502	6,805	7,597
1,5	6,171	7,922	9,799	10,940
1,75	8,399	10,783	13,337	14,890
2	10,970	14,084	17,420	19,449
2,25	13,884	17,825	22,047	24,615
2,5	17,141	22,006	27,218	30,389
2,75	20,741	26,627	32,934	36,770
2,8	21,502	27,604	34,143	38,119
3	20,002	25,679	31,761	35,461
3,25	18,228	23,401	28,944	32,315
3,5	16,562	21,262	26,298	29,362
3,75	15,001	19,258	23,819	26,594
4	13,541	17,383	21,501	24,005
4,25	12,179	15,635	19,338	21,590

4,5	10,911	14,008	17,325	19,343
4,75	9,735	12,497	15,457	17,258
5	8,646	11,100	13,729	15,328
5,25	7,642	9,810	12,134	13,547
5,5	6,718	8,625	10,668	11,911
5,75	5,873	7,539	9,325	10,411
6	5,101	6,549	8,100	9,043
6,25	4,400	5,649	6,987	7,801
6,5	3,766	4,835	5,981	6,677
6,75	3,197	4,104	5,076	5,667
7	2,688	3,451	4,268	4,765
7,25	2,236	2,870	3,550	3,964
7,5	1,838	2,359	2,918	3,258
7,75	1,490	1,912	2,365	2,641
8	1,189	1,526	1,888	2,107
8,25	0,931	1,196	1,479	1,651
8,5	0,714	0,917	1,134	1,266
8,75	0,534	0,685	0,847	0,946
9	0,386	0,496	0,613	0,685
9,25	0,269	0,345	0,427	0,477
9,5	0,178	0,229	0,283	0,316
9,75	0,111	0,142	0,176	0,196
10,00	0,063	0,080	0,100	0,111
10,25	0,031	0,040	0,049	0,055
10,5	0,012	0,016	0,020	0,022
10,75	0,003	0,004	0,005	0,006
11	0,0003	0,0004	0,0005	0,0005
11,20	0,0000	0,000	0,000	0,000

Les hydrogrammes des crues sont représentés par la figure. (III-08).

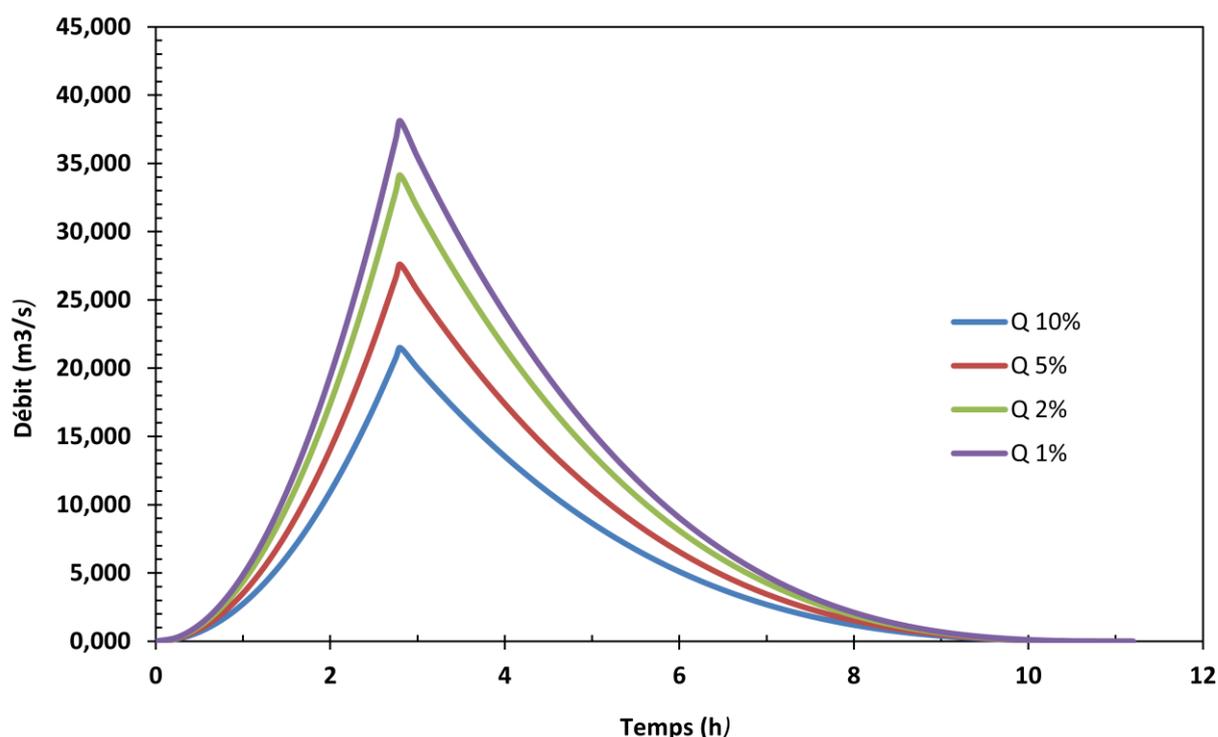


Figure III.08 : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour.

III-7-Estimation de la crue de projet:

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle perméabilité...).
- On doit calculer l'indice global " I_g " qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

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

I_r : représente les risques.

- Si :

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

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Tableau III.20: Récapitulation pour le choix de la crue de projet

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible ($I_g=1$) et on opte pour la crue centennale ($T=100$ ans).

$$D'o\grave{u}: Q_{crue} = 38,12 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-8- Apports solides :

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'ouedBelfounas.

L'absence de mesures du transport solide sur ouedBelfounas nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

***Formule de TIXERONT :**

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en $t/km^2/an$.

Où : Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \quad (III-37)$$

- E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en $(t/Km^2/an)$;
- L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm) ;
- α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 75$);

Pour une lamme d'eau écoulée de 46mm on obtient une valeur de $133,02t/km^2/an$ pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \quad (III-38)$$

- S : Superficie du Bassin versant en (km^2) ;

$$AN : A_s = 2019,19 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est égala : $V_s = A_s / \gamma_s$

- δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$AN: V_s = 1261,99 \text{ m}^3/an$$

III-9-Calcul du volume mort :

C'est un volume destiné à être rempli par les matériaux transportés.

$$V_{mort} = T \cdot V_s \quad (III-39)$$

Avec :- V_s : envasement annuel (m^3/an) ; $V_s = 1261,99m^3/an$

- T : période d'envasement (an) ; $T = 10ans$

$$AN : V_{mort} = 12619,94 \approx 12620m^3$$

III-10-Régularisation des débits:

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Le type de régularisation est utilisé :

- La régularisation saisonnière;

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (Mm^3) ;
- La consommation totale (Mm^3) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue (FigureIII.09).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

III-10-1-Les courbes caractéristiques du bassin :

L'étude de la régularisation d'une retenue collinaire sur oued Belfounas pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

Les paramètres de la retenue et le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de retenue collinaire afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- 1- Apports moyens mensuels.
- 2- Répartition statique des apports.
- 3- Modulation de la demande.
- 4- Evaporation.
- 5- Courbes hauteur –capacité et hauteur –surface.

6- Infiltration sachant que le volume infiltré (V_i) est pris égal à 0,1 de l'apport total.

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

$$\Delta V = 1/2[(S_i + S_{i+1}) \cdot (H_{i+1} - H_i)]$$

Où :

- H_i et H_{i+1} : sont les cotes des courbes de niveau consécutives.

- S_i et S_{i+1} : les superficies correspondantes.

Le tableau III-21 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.21: Surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Dh (m)	Surface (Km²)	Volume partiel (Hm³)	Volume cumulé (Hm³)
1162	0	0,0000000	0,0000000	0,0000000
1163	1	0,0003476	0,0002317	0,0002317
1164	1	0,0007637	0,0005556	0,0007874
1165	1	0,0014400	0,0011018	0,0018892
1166	1	0,0024109	0,0019254	0,0038146
1167	1	0,0042000	0,0033054	0,0071201
1168	1	0,0061615	0,0051807	0,0123008
1169	1	0,0091000	0,0076307	0,0199315
1170	1	0,0123500	0,0107250	0,0306565
1171	1	0,0162500	0,0143000	0,0449565
1172	1	0,0204500	0,0183500	0,0633065
1173	1	0,0252500	0,0228500	0,0861565
1174	1	0,0305500	0,0279000	0,1140565
1175	1	0,0364500	0,0335000	0,1475565
1176	1	0,0427000	0,0395750	0,1871315
1177	1	0,0494500	0,0460750	0,2332065
1178	1	0,0565600	0,0530050	0,2862115
1179	1	0,0642100	0,0603850	0,3465965

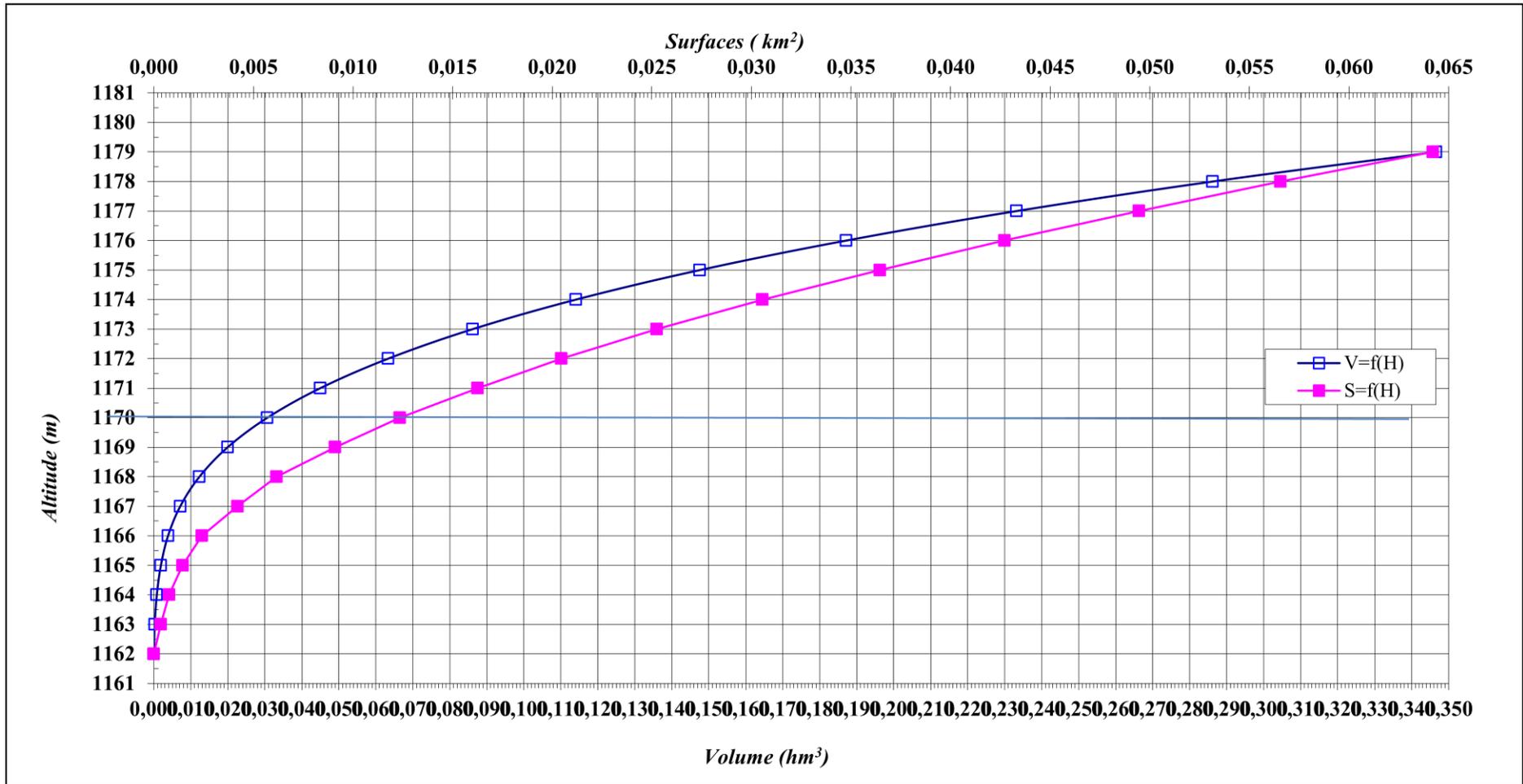


Figure III.09 : Courbes caractéristiques de la retenue.

III-10-2-Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U% :

La répartition mensuelle de l'apport A%et la répartition mensuelle de la consommation U% sont données dans le tableau III.22.

Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
A (10 ⁶ m ³)	0,042	0,032	0,034	0,024	0,034	0,025	0,023	0,030	0,030	0,018	0,011	0,018
U (%)	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,00	16,00	21,00	23,00	18,00

III-10-3-Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- *- L'apport annuel A% ;
- *-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 "V_s" et "V_d" ;
- *-Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'mars.

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

Selon les orientations de la D.R.E (Direction des ressources en eau, de la Wilaya de Khenchela) la retenue sur oued Belfounas, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation. Ces besoins sont de l'ordre de 40000m³ avec une dotation de 5000m³/ha, nous pouvons avec la réalisation de cette retenue irriguer une surface de 8 ha.

III-10-3-1-Régularisation saisonnière

- Les pertes dans la retenue sont deux sortes :
- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

III-10-3-1-1-Pertes par évaporation:

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \tag{III-40}$$

Avec : - E_S : Evaporation mensuelle (mm) ;

- S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ;

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

Le tableau III-23 nous donne les résultats de calcul.

III-10-3-1-2-Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \tag{III-41}$$

- δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ($0.5 < \delta < 1$).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.22

D'après le tableau III.23 on a :

On a: $V_s = 243508, 28m^3$.

$$V_d = 18101, 38m^3 \approx 18200, 00m^3.$$

Donc:

$V_u = V_d$ Alors : $V_u = 18200,00 m^3$.

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

D'où : $V_{\text{NNR}} = 30820 \text{ m}^3$ et : $\nabla \text{NNR} = 1170,00 \text{ m NGA}$

Tableau III.23: Régularisation saisonnière.

Mois	$V_{\text{début}}(\text{m}^3)$	$S_{\text{moy}}(\text{m}^2)$	Es(m)	$V_{\text{evp}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{inf}}(\text{m}^3)$	$\Pi (\text{m}^3)$	A (m^3)	U (m^3)	A - U(m^3)	A - U - $\Pi (\text{m}^3)$	$V_{\text{fin}}(\text{m}^3)$
Sep	12620	6200	0,01207	74,83	63,10	137,93	42038	5600	36437,96	36300,03	48920,03
Oct	48920,03	17200	0,05732	985,90	244,60	1230,50	32288	0	32287,71	31057,21	79977,24
Nov	79977,24	24000	0,00225	54,00	399,89	453,89	33886	0	33886,11	33432,23	113409,46
Déc	113409,46	30500	0,00232	70,76	567,05	637,81	24056	0	24055,94	23418,14	136827,60
Jan	136827,60	342000	0,002	684,00	684,14	1368,14	33646	0	33646,35	32278,22	169105,82
Fév	169105,82	38000	0,00215	81,70	845,53	927,23	25255	0	25254,75	24327,52	193433,33
Mar	193433,33	43400	0,01186	514,72	967,17	1481,89	23177	0	23176,82	21694,93	215128,26
Avr	215128,26	47000	0,05061	2378,67	1075,64	3454,31	30370	3200	27169,63	23715,32	238843,58
Mai	238843,58	49400	0,09497	4691,52	1194,22	5885,74	29570	6400	23170,43	17284,69	256128,28
Jui	256128,28	52400	0,18013	9438,81	1280,64	10719,45	17582	8400	9182,42	-1537,04	254591,24
Jui	254591,24	52100	0,27608	14383,77	1272,96	15656,72	10549	9200	1349,45	-14307,27	240283,97
Août	240283,97	50200	0,22785	11438,07	1201,42	12639,49	17582	7200	10382,42	-2257,07	238026,90

III-11- Laminage des crues :

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les retenues collinaires en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide de la retenue collinaire. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

Le but désiré du laminage est donc d'assurer la sécurité de la retenue collinaire, en déterminant les caractéristiques optimales des évacuateurs de crues (largeur déversant – lame déversant- débit à évacuer).

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERINE, POTAPOV et autres méthodes graphiques).

- Méthode de KOTCHERINE :

Nous retenons à méthode de KOTCHERINE car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

1. L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitant par l'évacuateur se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
4. Les pertes par infiltration et l'évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{III-42})$$

Avec : - m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.45$;

- b : largeur du déversoir en (m) ;

- H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau (m) ;

- P : la hauteur de pelle (m) ;

- H_0 : charge global (charge dynamique) :
$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$$

- V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ Avec : } S = b.(H + P)$$

Tous les calculs et résultats sont illustres ci :

Tableau III.24 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	W _d (m ³)
g (m/s²)	9,81	4	0,2	0,713	4,8	0,149	2180
α	1	8	0,4	4,034	11,2	0,360	4680
2*g	19,62	12	0,6	11,117	19,2	0,579	8180
√2.g	4,429447	16	0,8	22,820	28,8	0,792	11180
Q_{1%}(m³/s)	38,12	20	1	39,865	40	0,997	14180
W_{1%}(m³)	450599	24	1,2	62,885	52,8	1,191	18180
m	0,45	28	1,4	92,451	67,2	1,376	21180
P (m)	1	32	1,6	129,090	83,2	1,552	25180

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 4 m à 32 m selon a formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux III.25 et III.26.

Tableau III.25 : Détermination de H₀et Q en fonction de b

H	V	H ₀	Débit (m ³ /s)							
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m
0,2	0,149	0,201	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,4	0,360	0,407	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,6	0,579	0,617	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,8	0,792	0,832	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1	0,997	1,051	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,2	1,191	1,272	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,4	1,376	1,496	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,6	1,552	1,723	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

Tableau III.26 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H ₀	V _{ch}	q _{laminé}	Débit (m ³ /s)							
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m
0,201	2180	37,936	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,407	4680	37,724	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,617	8180	37,428	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,832	11180	37,174	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1,051	14180	36,920	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,272	18180	36,582	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,496	21180	36,328	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,723	25180	35,990	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe q_{lam}=f (h) déterminé par la formule :

$$q_{lam} = Q_{1\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{Cr}} \right) \tag{III-43}$$

Avec : - Q_{1%} : débit maximum de crue en (m³/s) ;

- V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (m³);

- V_{cr} : volume de la crue correspondant au Q_{1%} en (m³).

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

Tableau III.27 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE

L (m)	H _d (m)	NPHE (mNGA)	q (m ³ /s)
8	1,72	1171,72	36,02
12	1,33	1171,33	36,52
16	1,00	1171,00	36,95
20	0,96	1170,96	37,00
24	0,84	1170,84	37,15
28	0,76	1170,76	37,25
32	0,70	1170,70	37,33

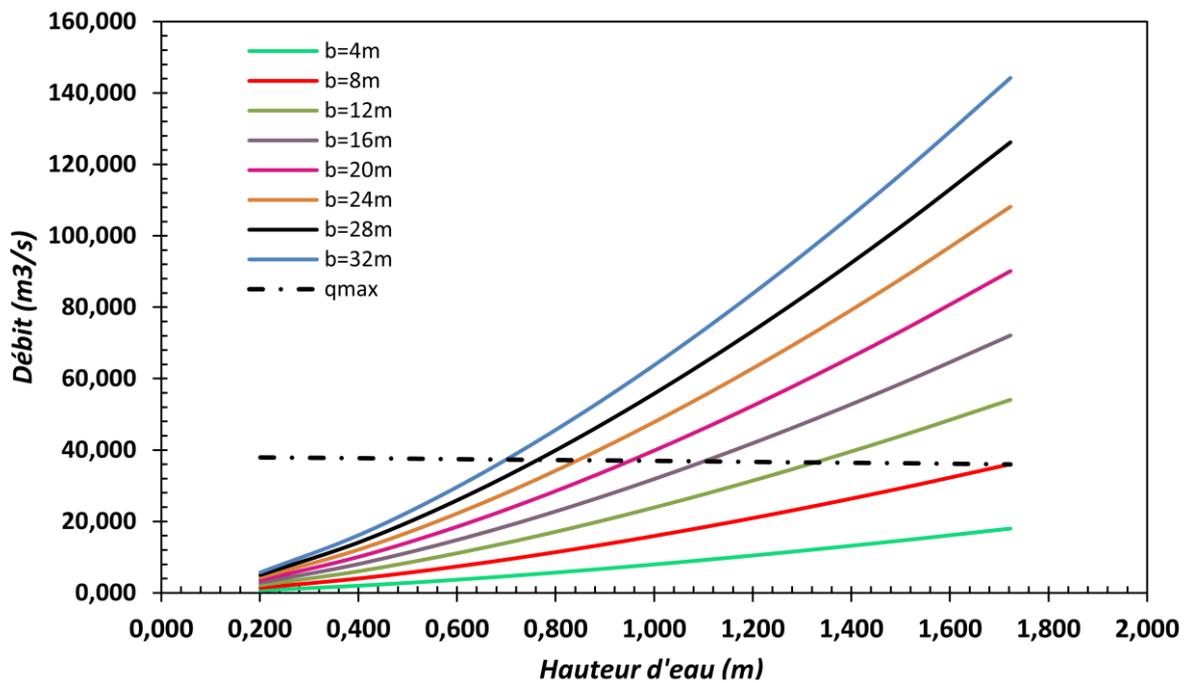


Figure III.10: Courbes $q = f(H)$.

III-12-Conclusion :

D'après l'étude hydrologique nous avons trouvé les résultats suivants:

- L'apport moyen annuel calculé par les formules empiriques est estimé par $0,320\text{Mm}^3$.
- Le volume mort de la retenue est de 12620m^3 .
- Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons choisi la crue centennale avec un débit de $38,12\text{m}^3/\text{s}$.
- L'étude de régularisation nous a donné un volume utile de 18200m^3 .
- La largeur déversant de 16m avec une charge déversant de $1,00\text{m}$ pour un débit laminé de $36,91\text{m}^3/\text{s}$

Chapitre IV :
Conception et stabilité
de l'ouvrage

IV-1- Introduction:

La digue de la retenue collinaire du ChaabetBelfounas est un remblai homogène, qui à une hauteur de volume normale de la retenue est de 8m et la largeur déversant de 16 m avec une charge déversant de 1m pour un débit laminé de 36,91 m³/s.

IV-2- Dimensionnement de la digue (digues en terre zoné avec un noyau étanche) :**IV-2-1- Calcul des différents niveaux d'eau :****- Niveau normale de la retenue (NNR) :**

Selon un calcul de régularisation en détermine le niveau normal :

$$NNR = 1170.00 \text{ m NGA}$$

- Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) :

Il est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge de d'eau sur le déversoir.

$$NPHE = NNR + H_0 \quad (IV-01)$$

Avec :

H_0 : la charge au-dessus du déversoir, définie en fonction de laminage des crues et une optimisation égale à 1m.

$$NPHE = 1171.00 \text{ m NGA}$$

- La revanche :

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

1. Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75H + v^2/2g \text{ (m)} \quad (IV-02)$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (F < 18 \text{ Km}). \quad (IV-03)$$

Où F est la longueur du Fetch en (Km) = 0,23Km

$$AN : H = 0.73\text{m}$$

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

$$V = 1.5 + 2H. \quad (IV-04)$$

$$AN : V = 2.97 \text{ m/s}$$

La revanche sera donc : $R = 1 \text{ m}$

2. Formule de MALLET et PAQUANT :

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \quad (\text{IV-05})$$

$$R = 0.75H + v^2/2g \quad (\text{IV-06})$$

$$AN : H = 0.66 \text{ m} ; \quad v = 2.82 \text{ m/s} ; \quad R = 0.90 \text{ m.}$$

3. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \quad (\text{IV-07})$$

$$AN : R = 1.14 \text{ m}$$

On prend une valeur de la revanche : $R = 1.00 \text{ m}$

- La hauteur en crête :

$$\text{Côte crête} = NNR + R + h_{dév} + t \text{ (m)} \quad (\text{IV-08})$$

- NNR : Niveau normale de la retenue = 1170.00m
- H_d : Charge déversée = 1,00 m
- R : La revanche = 1.00 m
- t : Hauteur libre de sécurité (tassement).

Le tassement du retenue collinaire dépend essentiellement des caractéristiques géotechnique des sols du retenue collinaire et de la fondation qui se traduit par :

- Déformation du tas sous l'effet de son propre poids.
- Déformation du tas sous l'effet de la pression de l'eau.
- Déformation de la fondation.

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Pour notre cas: $H_b = 10.00 \text{ m}$

$$t = 0,015 H_b = 0.15 \text{ m.}$$

On prend la valeur du tassement $t = 15\text{cm}$.

$$\text{Côte crête} = 1172,15\text{m NGA}$$

a. La hauteur de la retenue collinaire :

$$H_b = \text{côte crête} - \text{côte min} \tag{IV-09}$$

$$H_b = 1172,15 - 1162$$

$$H_b = 10.15 \text{ m}$$

b. Calcul de la largeur en crête:

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

1) *Formule de KNAPPEN :*

$$b_{cr} = 1.65 \sqrt{Hb} \text{ (m)} \tag{IV-10}$$

2) *Formule d'E-F-PREECE :*

$$b_{cr} = 1.1 \sqrt{Hb} + 1 \text{ (m)} \tag{IV-11}$$

3) *Formule Anonyme (simplifiée) :*

$$b_{cr} = 3.60 \sqrt[3]{Hb} - 3 \text{ (m)} \tag{IV-12}$$

Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats de la largeur en crête.

Formule utilise	Largeur en crête du barrage (m)
<i>Formule de KNAPPEN</i>	5,26
<i>Formule de E-F-PREECE</i>	4,50
<i>Formule Anonyme (simplifiée)</i>	4,79

Suivant les caractéristiques techniques de la retenue collinaire, nous avons adopté une largeur = 5,0 m. Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

- *Classification de l'ouvrage :*

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Tableau IV.2 : Classification de l'ouvrage.

Ouvrages	Matériaux de fondation	Hauteur de l'ouvrage et sa catégorie			
		I	II	III	IV
Barrage en terre	<ul style="list-style-type: none"> • Roches. • Alluvions. • Sols argileux. 	>100	70-100	25-70	<25
		>75	35-75	15-35	<15
		>50	25-50	15-25	<15

D'après le tableau notre barrage de classe IV.

IV-2-2- Longueur en crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % pour permettre l'évacuation des eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

La longueur en crête par rapport à l'axe définie de la digue est : $L=95.00$ m

IV-2-3- Pente des talus :

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau IV.03 donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau IV.3 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit	
		amont	aval
0 < H < 5	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène. • A Zone. 	2.5	2
		2	2
5 ≤ H < 10	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène (granulométrie étendue). • Homogène à fort pourcentage d'argile. • A Zone. 	2	2
		2.5	2.5
		2	2.5
10 ≤ H ≤ 20	<ul style="list-style-type: none"> • Homogène (granulométrie étendue). • Homogène à fort pourcentage d'argile. • A Zone. 	2.5	2.5
		3	2.5
		2	3

Les pentes proposées sont suivantes :

A) Talus amont :

Talus amont : 1 / 2.0

B) Talus aval :

Talus aval : 1 / 3.0

IV-2-4- Protection des talus :

a- Talus amont :

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les violentes précipitations, pour cela on prévoit un revêtement de protection en enrochement ; celui-ci est caractérisé par :

- Le faible prix.
- Le temps de réalisation relativement court.
- Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.
- **Épaisseur de la couche de protection :**
Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « T. V.A. »

- **Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority) :**

$$e = CV^2 \tag{IV-13}$$

- V : Vitesse de propagation des vagues (V = 3.1m/s).

- C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'encrochement : ($\gamma_P = 2.65 \text{ g/cm}^2$)

La valeur de "C" est donnée par le tableau IV.04

Tableau IV.4 : Valeur de C.

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_P = 2.5$	$\gamma_P = 2.65$	$\gamma_P = 2.80$
1/ 4	0.027	0.024	0.022
1/ 3	0.028	0.025	0.023
1/ 2	0.030	0.028	0.026
1/ 1.5	0.036	0.028	0.030
1/ 1	0.047	0.041	0.038

Par interpolation linéaire : $C = 0.028$; $e = 0.27\text{m}$; D'où : $e = 0.30 \text{ m}$

b- Talus aval :

Le talus aval est soumis en général au processus de l'altération superficielle naturelle (action des vents précipitations), c'est pour cela que la couche d'encrochement sera moins importante que celle du talus amont.

On protège ce talus par une conche en encrochement de 0,2 m.

IV-3- La clé d'étanchéité :

La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 03 mètre. S'il faut avoir la grandeur supérieure de l'élément d'étanchéité on construira.

On détermine les dimensions du dispositif de l' d'étanchéité par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en ces d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur d'élément (clé d'étanchéité) est égale (2-4) m, prend les talus ($m_1 = m_2 = 1/1$)

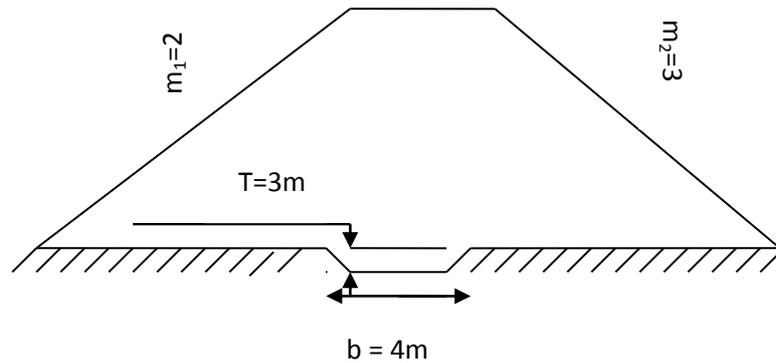


Figure IV.1 : Clé d'étanchéité du barrage.

IV-4- Etanchéité de la retenue collinaire :

IV-4-1- Le Noyau :

Puisque le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé la retenue collinaire d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre de ladigue.

Le noyau (Argile) doit assurer l'étanchéité du barrage en diminuant le débit de fuite à travers son corps.

Certaines conditions sont à prendre en considération pour l'implantation du noyau, elles s'imposent sur la qualité du matériau qui doit :

- ✓ Avoir une bonne résistance au cisaillement, donc une bonne cohésion
- ✓ Avoir une faible perméabilité.
- ✓ Etre insoluble dans l'eau.
- ✓ Ne pas contenir des matériaux organiques.

• **Dimensionnement du noyau:**

a/- Largeur en crête :

Celle-ci est estimée à :

$$L_{crN} = [1/17 - 1/3] H_b \tag{IV-14}$$

- H_b : hauteur totale du barrage. $L_{cr} = 3,38 \text{ m} \approx L_{cr} = 3,50 \text{ m}$

b/- Hauteur du noyau :

Elle est donnée par :

$$NCN = NPHE + 0,5 \quad (IV-15)$$

$$NCN = 1171 + 0,5 = 1171,50 \text{ m.}$$

$$H_n = 09,50 \text{ m}$$

c/- Epaisseur de la base du noyau :

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$t_{b \text{ min}} = 6 + c H_n \quad (IV-16)$$

avec : $0.15 \leq c \leq 0.3$ d'où :

$$t_{b \text{ min}} = 7,9 \text{ m.}$$

$$t_{b \text{ max}} = (0.8 \text{ -- } 1.2) H_n \quad (IV-17)$$

$$t_{b \text{ max}} = 16,15 \text{ m.}$$

d/- Largeur moyenne du noyau :

$$L_{\text{moy}} = \left[\frac{B_n + L_{cr_n}}{2} \right] \quad (IV-18)$$

Avec : $B_n = t_{b \text{ max}}$

$$L_{\text{moy}} = 9,83 \text{ m}$$

La pente des talus du noyau :

$$m = \frac{B_n - b_{crn}}{2H_n} \quad (IV-19)$$

D'où : $m = 0,67.$

Le noyau aura les dimensions :

- Hauteur du noyau : $H_n = 9,5 \text{ m.}$
- Largeur en crête du noyau : $L_n = 3,5 \text{ m.}$
- Largeur de base du noyau : $B_n = 16,15 \text{ m.}$
- Pente des talus : $m = 1/1,5.$

IV-4-2- Le dispositif de drainage du remblai :

L'expérience montre que, même les petit barrages ($H < 5m$) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméable), finit par recouper le talus aval.

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

IV-4-2-1- Le drain incliné :

Le drain incliné ou drain cheminée est une alternative intéressante au du tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotrope de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peut en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de d'étanchéité apporte par le remblai amont).

Le sommet du drain est arase au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE)

- **Dimensionnement du drain vertical :**

- **Hauteur du drain :** $H_{dr} = 8,00 + 0.1 = 8,10m$

$$\Rightarrow C_{dr} = 1170.10 \text{ m (NGA)}$$

- **Epaisseur du drain :** d'après le tableau :

Tableau IV.5 : Les valeurs du coefficient C :

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

- H : hauteur du barrage en (m).
- V : volume de la retenue en (Mm^3).

Notre retenue collinaire e à $H = 10.15m$, et $V = 0.031Mm^3$ donc $H^2\sqrt{V} = 18.14 (<30)e_{dr} = 0.50m$

IV-4-2-2- Le tapis drainant sous le talus aval :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'une retenue collinaire en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- **Dimensionnement du tapis drainant :**

- **Longueur du tapis drainant :**

$$L_d = (1/3-1/4) L_b \quad (IV-20)$$

$$L_d = 1/3 \cdot L_b \quad (IV-21)$$

- L_d : longueur du drain tapis en (m).

- L_b : largeur transversal du barrage (55,75m).

$$\text{AN : } L_d = 18.58\text{m}$$

- **L'épaisseur du tapis :**

$$e_t = 0.5\text{m}$$

IV-4-2-3- Le prisme de drainages :

Permettent de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps de la retenue collinaire et sa fondation.

- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.

- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps de la retenue collinaire.

- **Dimensionnement du prisme de drainage :**

Fruit des talus : $m_1 = (1.25-1.75)$ on prend : $m_1 = 1.25$

- **Hauteur :**

$$H_{dR} = (0.15-0.2) H_b \quad (IV-22)$$

$$\text{AN : } 0,2 \cdot 10.15 = 2,03\text{m} \quad H_{dr} = 2.50\text{ m}$$

IV-5- Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

IV-5-1- Tracer de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- *Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :*

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ai un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer "o" est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

- L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_o^2 - 2xy_o = 0, \quad \text{avec} \quad y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (\text{IV-23})$$

- d : largeur de base du massif.
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point "C_o" à une distance "a" du foyer "o" et une distance "a + Δa" du point d'intersection "C" de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande "a" ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \tag{IV-24}$$

En fonction de θ, d'où on peut déterminer "C_o".

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point "C_o" et "b" par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

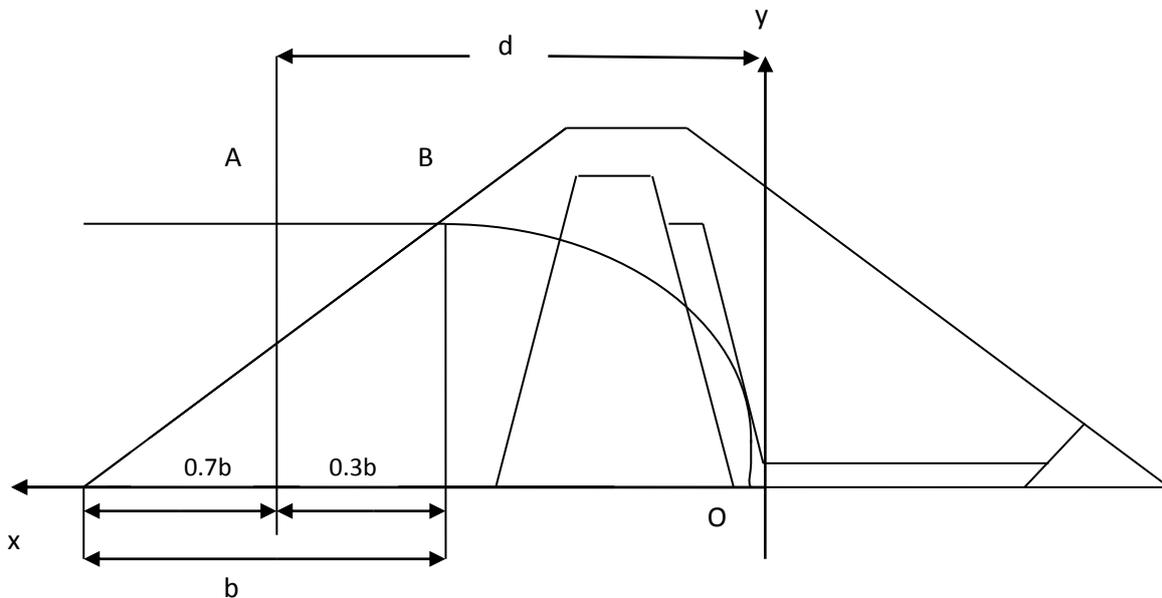


Figure IV.2 : Calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.

On a :

$$d = 19.88\text{m} \quad \text{et} \quad h = 8 \text{ m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$\text{AN : } y_0 = 1.55\text{m}$$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \quad \text{donc : } 2xy_0 = y^2 - (1.55)^2$$

D'où : $y^2 = 3.10x + 2.40$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau IV-06.

Tableau IV.6 : Les coordonnées de la parabole

X (m)	-1	-0,5	0	2	4	6	8	10
Y (m)	0,00	0,92	1,55	2,93	3,85	4,58	5,22	5,78
X (m)	12	14	16	18	19,88			
Y (m)	6,29	6,77	7,21	7,63	8,00			

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau "C" est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \tag{IV-25}$$

- a : la distance "Oc" ;
- Δa : la distance "C₁C" ;
- α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (voir annexe I), on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : α = 56° d'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.32$ et : $a + \Delta a = 1.55 / (1 - \cos 56^\circ) = 3,52m$

De l'équation (IV-24) on aura : Δa = 3,52. 0,32 = 1,13m.

D'où : a = 3,52 – 1,13 = 2,40m. a = 2.40 m et Δa = 1.13 m

Connaissant "a" et "Δa", on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

IV-5-2- Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, le débit de fuite est donné par :

$$q_n = K.I.A \quad (IV-26)$$

- q_n : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$) ;
- I : gradient hydraulique ;
- K : Coefficient de perméabilité ;
- A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.l$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \quad \text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où : $q_n = Ky_0 m^3/s/ml$.

$$AN: \quad q_n = 1.00 \cdot 10^{-9} \cdot 3.58 = 3.58 \cdot 10^{-9} m^3/s/ml$$

Avec la longueur de couronnement du barrage L_{cr} qui est de 91 m, on obtient le débit de fuite par la relation :

$$Q_{bar} = q \cdot L_{cr} = 3,58 \cdot 10^{-9} \cdot 90 = 3,22 \cdot 10^{-7} m^3/s$$

IV-5-3- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

- *dispositif d'ancrage.* :

La résistance d'information du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \quad (IV-27)$$

- ΔH : perte de charge : $\Delta H (H_{amont} - H_{aval})$ de la ligne de saturation.
- δn : épaisseur de la clé d'étanchéité.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, on le détermine à partir du tableau (a)

Tableau IV.7 : Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable- moyenne	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.86
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Donc: $I_{adm} = 1.8$; $\Delta H = 13.60m$; $\delta n = 10m$; $I = 1.36 \leq I_{adm} = 1.8$

D'où la résistance à l'infiltration du sol de la clé d'ancrage est assurée.

IV-6- Calcul de stabilité :

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

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

IV-6-1- Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe).
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction

- Fonctionnement normal

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « F », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « F_{adm} » déterminé d'après le tableau II-01.

IV-6-2- Ordre de calcul :

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

$$R_1 = K_1 H_b. \tag{IV-27}$$

$$R_2 = K_2 H_b. \tag{IV-28}$$

- H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau IV-08 en fonction de pentes de talus.

Pour notre cas $K_1 = 1$; $K_2 = 2.5$

Tableau IV.8 : (K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,5	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point "B".

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon "R" qui doit être dans la limite du talus aval c à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement "o".

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b = 0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie "zéro" sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche "G" ;
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée "F" ;
3. Forces de pressions interstitielles ;
4. Forces de Cohésion ;
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

IV-6-3- Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau IV.08 suivant :

Tableau IV.9 : Les caractéristiques géotechniques des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage	Fondation
Angle de frottement total (ϕ_u)	Degré (°)	30	31
Cohésion totale (C_u)	Bar	0,83	0,69
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	Degré (°)	35	38
Cohésion totale (C_{ef})	Bar	0,60	0,30
γ_{sat}	t/m ³	2.02	2.05
γ_d	t/m ³	1.62	1.69

IV-6-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) Force de pesanteur :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b. (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3). \tag{IV-29}$$

- h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches ;
- γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche) ;

- γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériau de construction à l'état saturé) ;
- γ_3 : densité de l'assise. (γ_{sat} : densité de la fondation à l'état saturé) ;
- b : largeur de la tranche.

Cette force-là a deux composantes :

- $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$: Qui est une force normale stabilisatrice.
- $T_n = G_n \cdot \sin \alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \quad (\text{IV-30})$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (\text{IV-31})$$

b) Forces de pression interstitielles :

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad (\text{IV-32})$$

- U : pression interstitielle ;
- dl : longueur en arc de la tranche ;
- γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{KN/m}^3$;
- h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad (\text{IV-33})$$

- C : Cohésion du sol considéré.

d) Forces dues au séisme :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a G_n \quad (IV-34)$$

- a : Coefficient de séisme (a=0,13).

- G_n : Poids de la tranche.

IV-6-5- Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_f = N \tan \varphi - U \, dl \, \tan \varphi. \quad (IV-35)$$

- φ : Angle de frottement.

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

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \, dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \quad (IV-36)$$

- b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [(Nn - U \, dl) \tan \varphi + c \, dl] R. \quad (IV-37)$$

- R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices) :

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad (IV-38)$$

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

$$M_T = a Gndn. \quad (IV-39)$$

Remarque : Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

IV-6-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

$$F_S = \frac{\sum (N_n - P)tg\varphi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV-40)$$

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

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a) Avec effet de séisme :

$$F_{as} = \frac{\sum Gn.Cos\alpha_n.tg\varphi + \sum C.dl}{\sum GnSin\alpha_n + \frac{\sum aGndn}{R}} \quad (IV-41)$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$F_{ss} = \frac{\sum GnCos\alpha_n.tg\varphi_n + \sum C.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \quad (IV-42)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (voir annexe II) pour les différents rayons.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à «Fs_{adm}», pour notre cas le barrage est de classe IV.

$$F_{ss} = 1.25-1.4$$

Pour tous les types de fonctionnement.

$$F_{as} = 1.5$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.10 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	R = 14.00m	2.49	1.67
	Talus aval	R = 19.29 m	3.74	2.03
En exploitation	Talus amont	R = 14.00 m	4.82	3.01
	Talus aval	R = 19.29m	3.74	2.03

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

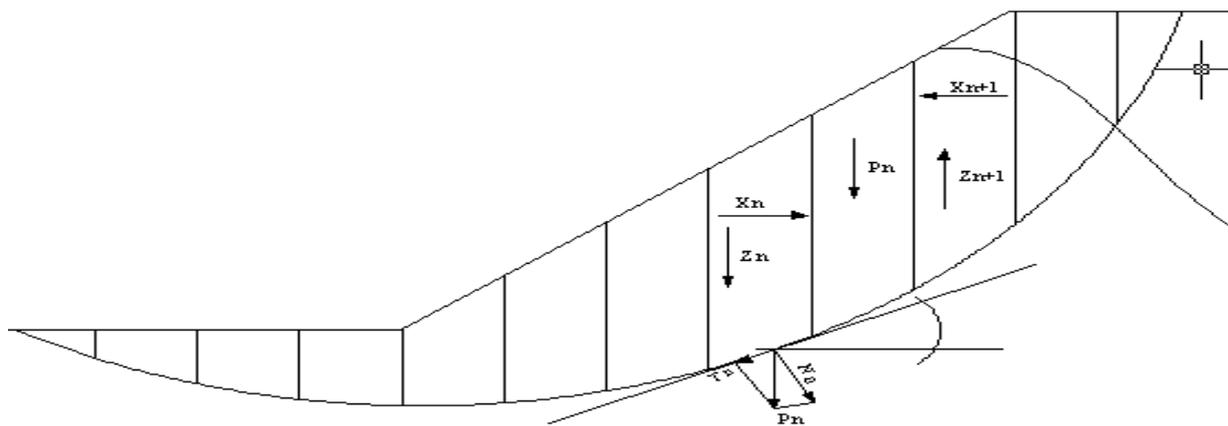


Figure IV.3 : Schéma de calcul de stabilité.

IV-7- Conclusion :

D'après l'étude de conception et de stabilité de l'ouvrage, nous avons trouvé les résultats suivants :

- Niveau des plus hautes eaux (NPHE) : $NPHE = 364,01\text{m}$
- La hauteur de la retenue collinaire : $H_b = 16,10\text{ m}$
- La largeur en crête : $B = 6,0\text{ m}$
- Talus amont : $m_1 = 1 / 3.0$ et talus aval : $m_2 = 1 / 2.5$
- le tassement est insignifiant par rapport à la hauteur totale du barrage.
- Le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Conclusion générale

Dans le cadre de notre projet intitulé étude de stabilité d'une retenue collinaire de Belfounas, dans la région de Chelia - Willaya de Khenchela- nous avons fait, un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité qui est déjà réalisée par un bureau d'étude Algérien - Bureau d'étude Moyens d'Applications et Techniques de l'Hydraulique et de l'Environnement M.A.T.H.E (étude topographique, étude géographique, étude géologique et étude géotechnique), étude hydrologique, un calcul hydraulique de digue. Enfin, nous terminons cette étude par un calcul de stabilité de la digue.

Après les calculs nous avons trouvés :

- Le niveau du volume normal de la retenue (NNR) est de 1170.00 m NGA.
- Le volume normal de la retenue est 30820 m³.
- Niveau des plus hautes eaux (NPHE) est de 1171.00 m NGA.
- La côte de crête est de 1172.15 m NGA.
- La hauteur de la retenue collinaire : $H_b = 10.15$ m.
- La largeur en crête : $B = 5,0$ m.
- Talus amont : $m_1 = 1 / 2$ et talus aval : $m_2 = 1 / 3$.
- Le tassement est insignifiant par rapport à la hauteur totale de la retenue collinaire.

Afin d'éviter les différents aléas liés à l'écoulement, nous avons préconisé :

Un système de drainage, ou une cheminée drainante au niveau de la digue afin de drainer les eaux, éliminer la pression interstitielle et rabattre la ligne de saturation.

Une protection en enrochement afin d'améliorer la stabilité superficielle.

Une étude de stabilité a été menée, à savoir la méthode de Fellenius, les résultats obtenus sur admissibles et cela pour tous les scénarios.

Référence :

- [1] : https://watershed.ucdavis.edu/shed/lund/dams/Dam_History_Page/History.htm
- [2] : Schleiss.A &Pougatsch. H,2011 *les barrages*, du projet à la mise en service PPUR.
Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- [3] : (<https://www.barrages-cfbr.eu/>).
- [4] : Bellmore.A, 2014. *Contribution l'étude des méthodes innovantes dans la conception des petits barrages*, mémoire de master hydraulique, école nationale supérieure d'hydraulique arbaouiabdellah.
- [5] : Le Delliou, P, 2003. *Les barrages conception et maintenance*. Presses Universitaires Lyon.
- [6] :Djemili. L, 2006.*Critères de choix de projet des barrages en terre,étanchéité par le masque en béton bitumineux*, thèse de Doctorat,université de Batna.
- [7] : Rolley. R, Kreitmann. H. &Dunglas. J, 1977.*Technique des barrages en aménagement rural*, Ministère de l'agriculture française.
- [8] : Labidi. Y &Lakrid. H, 2017.*Etude dynamique et stabilité d'unBarrage de koudiatMedouar (batna)*, mémoire en master hydraulique, université Badji Mokhtar- Annaba.
- [9] : Foster M.A, Fell R&Spannangle M, 2000. *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian geotechnical Journal 37(5), 100-1024.
- [10] :Hei X.Y, Wang Z.Y&Huang J.C,2008.*Temporal and spatial distribution of dam failureevents in China*, International Journal of SedimentResearch 23, 398-405.
- [11] :Massaid. B, 2009. *Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre*, thèse de Doctorat,université HadjLakhdarBatna.
- [12] : WWW.ANBT.COM
- [13] :Mémoire fin d'étude. *etudenumirique de la conception des barrages en terre''* Université de Biskra 2015.
- [14] :MOULAY, ELBOUDKHILI, A 2014 étude paramètre de la stabilité des barrages poids.

Abréviations

MATHE : Moyens d'Applications et Techniques de l'Hydraulique et de l'Environnement

BCR : Barrage en béton Compacté au Rouleau

CTC : Contrôle Technique de la Construction

USCS : Unified Soil Classification System

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

DRE : Direction des Ressources en Eau

NNR : cote au Niveau Normale de la Retenue.

NPHE : cote au Niveau de Plus Hautes Eaux.

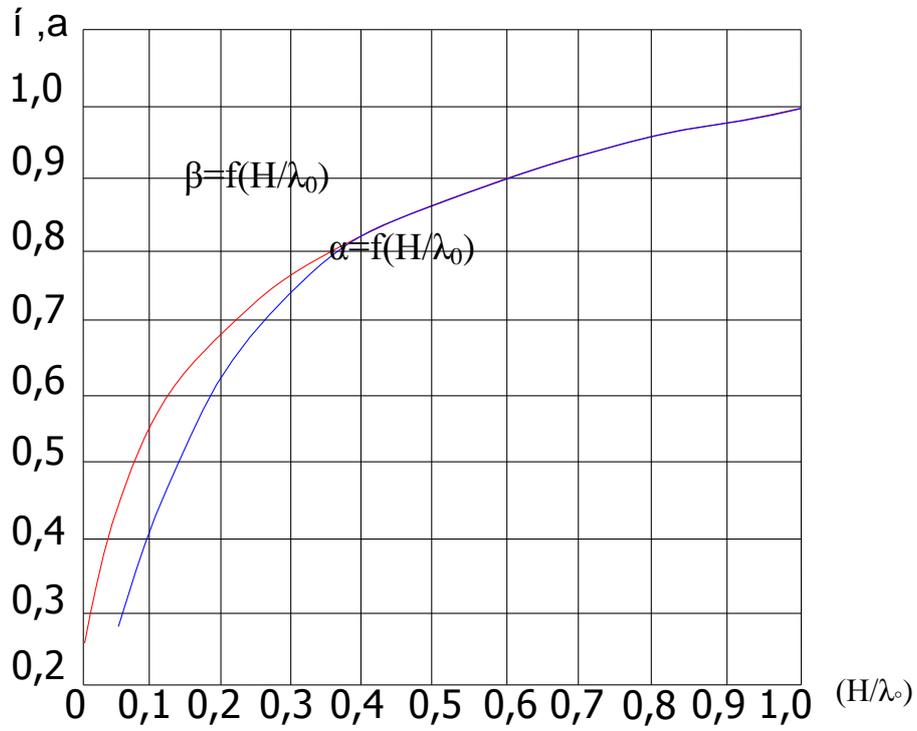
ANRH : Agence Notionnel des Ressources Hydrique.

ONM : Office National de la Météorologie.

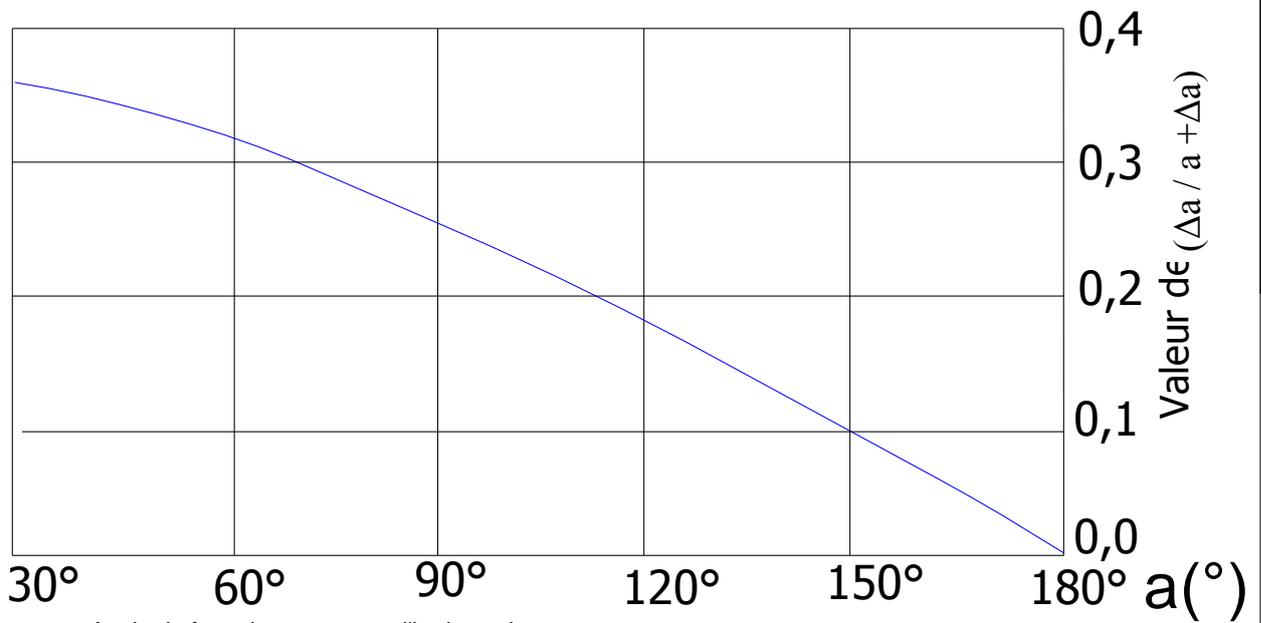
TVA : Tennessee-Valley- Authority

NCN : cote au Niveau de Crete du Noyau

ANNEXE I :



Abaque de L'ABOZOVSKY



a : Angle de face du noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

ANNEXE II :

Calcul de la stabilité

Tableau II.1 : Talus amont, cas de fin de construction R = 14.00m

N°	largeur de la tranche b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	γ ₁	γ ₂	γ ₃	γ ₄	γ ₅	G _n	sin α	cos α	Nn	Tn	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	23	29	30	31	32
	R/10											$2*(3*8+4*9+5*10+6*11+7*12)$	N°/14	$(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	13*15	9*14	$(18*3+19*4+20*5+21*6+22*7)/(3+4+5+6+7)$	$(24*3+25*4+26*5+27*6+28*7)/(3+4+5+6+7)$	16*29	2/15	23*31
-4	1,408	0	0	0,59	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	7,04	-0,29	0,96	6,75	-2,01	6,00	0,14	0,94	1,47	8,82
-3	1,408	0,41	0	1,12	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	9,35	-0,21	0,98	9,14	-2,00	5,41	0,15	1,38	1,44	7,80
-2	1,408	1,11	0	1,48	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	12,00	-0,14	0,99	11,88	-1,71	5,06	0,16	1,87	1,42	7,19
-1	1,408	1,82	0	1,7	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	14,35	-0,07	1,00	14,31	-1,02	4,86	0,16	2,30	1,41	6,86
0	1,408	2,53	0	1,77	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	16,33	0,00	1,00	16,33	0,00	4,71	0,16	2,67	1,41	6,63
1	1,408	3,24	0	1,7	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	17,99	0,07	1,00	17,94	1,28	4,56	0,17	2,98	1,41	6,43
2	1,408	3,95	0	1,48	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	19,28	0,14	0,99	19,08	2,75	4,40	0,17	3,23	1,42	6,26
3	1,408	4,66	0	1,12	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	20,24	0,21	0,98	19,77	4,34	4,23	0,17	3,41	1,44	6,09
4	1,408	5,36	0	0,59	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	20,78	0,29	0,96	19,91	5,94	4,02	0,18	3,50	1,47	5,90
5	1,408	5,95	0	0	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	20,88	0,36	0,93	19,51	7,46	3,80	0,18	3,51	1,51	5,73
6	1,408	5,72	0	0	0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	20,30	0,43	0,90	18,34	8,70	3,80	0,18	3,30	1,56	5,92
7	1,408	4,63	0	0	0,6	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	19,01	0,50	0,87	16,46	9,50	3,83	0,18	2,96	1,63	6,23
8	1,408	3,28	0	0	1,0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	16,69	0,57	0,82	13,70	9,54	3,87	0,18	2,47	1,72	6,64
9	1,408	2,6	0	0	1,0	0	1,82	2,2	1,69	1,8	2,22	14,93	0,64	0,77	11,43	9,59	3,89	0,18	2,06	1,84	7,14
												229,17				52,35			2,36	36,58	93,65

Fs=2.49
Fas=1.67

Calcul de la stabilité

Tableau II.2 : Talus aval, cas de fin de construction R = 19.29m

N°	largeur de la tranche b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	γ ₁	γ ₂	γ ₃	γ ₄	γ ₅	G _n	sin α	cos α	Nn	Tn	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	23	29	30	31	32
	R/10											$2*(3*8+4*9+5*10+6*11+7*12)$	N°/14	$(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	13*15	9*14	$(18*3+19*4+20*5+21*6+22*7)/(3+4+5+6+7)$	$(24*3+25*4+26*5+27*6+28*7)/(3+4+5+6+7)$	16*29	2/15	23*31
-6	1,34	0,11	0	0,35	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	8,84	-0,43	0,90	7,988	-3,789	6,72	0,11	0,88	1,48	9,96
-5	1,929	0,76	0	1,62	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	20,13	-0,36	0,93	18,8	-7,188	6,96	0,10	1,89	2,07	14,37
-4	1,929	1,4	0	2,6	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	26,53	-0,29	0,96	25,43	-7,58	7,05	0,10	2,47	2,01	14,19
-3	1,929	2,5	0	3,32	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	34,40	-0,21	0,98	33,6	-7,37	7,29	0,09	2,93	1,97	14,39
-2	1,929	2,05	0	3,86	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	33,90	-0,14	0,99	33,55	-4,843	7,04	0,10	3,27	1,95	13,72
-1	1,929	2,87	0	4,11	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	31,20	-0,07	1,00	31,12	-2,228	5,10	0,16	4,87	1,93	9,85
0	1,929	3,5	0	4,26	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	33,90	0,00	1,00	33,9	0	5,01	0,16	5,36	1,93	9,66
1	1,929	4,26	0	4,11	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	36,08	0,07	1,00	35,99	2,577	4,88	0,16	5,77	1,93	9,44
2	1,929	4,8	0	3,82	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	37,03	0,14	0,99	36,65	5,2898	4,77	0,16	5,95	1,95	9,31
3	1,929	5,54	0	3,32	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	38,00	0,21	0,98	37,11	8,1421	4,62	0,17	6,12	1,97	9,13
4	1,929	6,06	0	2,6	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	37,48	0,29	0,96	35,91	10,707	4,46	0,17	6,03	2,01	8,98
5	1,929	6,74	0	1,62	0,0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	36,67	0,36	0,93	34,25	13,096	4,23	0,17	5,90	2,07	8,73
6	1,929	7,38	0	0,35	0,0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	34,77	0,43	0,90	31,42	14,903	3,90	0,18	5,60	2,14	8,33
7	1,929	6,75	0	0	0,4	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	32,68	0,50	0,87	28,3	16,339	3,82	0,18	5,09	2,23	8,50
8	1,929	4,81	0	0	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	24,61	0,57	0,82	20,2	14,063	3,80	0,18	3,64	2,35	8,93
9	1,929	2,58	0	0	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	16,78	0,64	0,77	12,85	10,788	3,80	0,18	2,31	2,52	9,57
												482,98				62,906		2,35	68,08		167,06

Fs=3.74

Fas=2.03

Calcul de la stabilité

Tableau II.3: Talus aval, cas fonctionnement normale e la retenue R = 19.29m

N°	largeur de la tranche b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	γ ₁	γ ₂	γ ₃	γ ₄	γ ₅	G _n	sin α	cos α	Nn	Tn	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	23	29	30	31	32
	R/10											$\frac{2*(3*8+4*9+5*10+6*11+7*12)}{14}$	N°/14	$(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	13*15	9*14	$\frac{(18*3+19*4+20*5+21*6+22*7)}{(3+4+5+6+7)}$	$\frac{(24*3+25*4+26*5+27*6+28*7)}{(3+4+5+6+7)}$	16*29	2/15	23*31
-6	1,34	0,11	0	0,35	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	8,84	-0,43	0,90	7,988	-3,789	6,72	0,11	0,88	1,48	9,96
-5	1,929	0,76	0	1,62	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	20,13	-0,36	0,93	18,8	-7,188	6,96	0,10	1,89	2,07	14,37
-4	1,929	1,4	0	2,6	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	26,53	-0,29	0,96	25,43	-7,58	7,05	0,10	2,47	2,01	14,19
-3	1,929	2,5	0	3,32	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	34,40	-0,21	0,98	33,6	-7,37	7,29	0,09	2,93	1,97	14,39
-2	1,929	2,05	0	3,86	0	0	2,6	2,2	1,7	1,8	2,2	33,90	-0,14	0,99	33,55	-4,843	7,04	0,10	3,27	1,95	13,72
-1	1,929	2,87	0	4,11	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	31,20	-0,07	1,00	31,12	-2,228	5,10	0,16	4,87	1,93	9,85
0	1,929	3,5	0	4,26	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	33,90	0,00	1,00	33,9	0	5,01	0,16	5,36	1,93	9,66
1	1,929	4,26	0	4,11	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	36,08	0,07	1,00	35,99	2,577	4,88	0,16	5,77	1,93	9,44
2	1,929	4,8	0	3,82	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	37,03	0,14	0,99	36,65	5,2898	4,77	0,16	5,95	1,95	9,31
3	1,929	5,54	0	3,32	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	38,00	0,21	0,98	37,11	8,1421	4,62	0,17	6,12	1,97	9,13
4	1,929	6,06	0	2,6	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	37,48	0,29	0,96	35,91	10,707	4,46	0,17	6,03	2,01	8,98
5	1,929	6,74	0	1,62	0,0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	36,67	0,36	0,93	34,25	13,096	4,23	0,17	5,90	2,07	8,73
6	1,929	7,38	0	0,35	0,0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	34,77	0,43	0,90	31,42	14,903	3,90	0,18	5,60	2,14	8,33
7	1,929	6,75	0	0	0,4	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	32,68	0,50	0,87	28,3	16,339	3,82	0,18	5,09	2,23	8,50
8	1,929	4,81	0	0	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	24,61	0,57	0,82	20,2	14,063	3,80	0,18	3,64	2,35	8,93
9	1,929	2,58	0	0	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	16,78	0,64	0,77	12,85	10,788	3,80	0,18	2,31	2,52	9,57
												482,98				62,906		2,35	68,08		167,06

Fs=3.74

Fas=2.03

Calcul de la stabilité

Tableau II.4 : Talus amont, cas fonctionnement normale e la retenue R = 14.00m

N°	largeur de la tranche b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	γ ₁	γ ₂	γ ₃	γ ₄	γ ₅	G _n	sin α	cos α	N _n	T _n	C _{eq}	tg(φ _{eq})	N.tg(φ _{eq})	l	C _{eq.l}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	23	29	30	31	32
	R/10											2*(3*8+4*9+5*10+6*11+7*12)	N°/14	(1-sin ² α) ^{0,5}	13*15	9*14	(18*3+19*4+20*5+21*6+22*7)/(3+4+5+6+7)	(24*3+25*4+26*5+27*6+28*7)/(3+4+5+6+7)	16*29	2/15	23*31
-4	1,408	0	0	0,59	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	7,04	-0,29	0,96	6,748	-2,012	6,00	0,14	0,94	1,47	8,82
-3	1,408	0	0,4	1,12	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	8,30	-0,21	0,98	8,11	-1,779	5,46	0,12	0,98	1,44	7,88
-2	1,408	0	1,1	1,48	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	9,16	-0,14	0,99	9,065	-1,308	5,14	0,11	1,00	1,42	7,32
-1	1,408	0	1,8	1,7	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	9,68	-0,07	1,00	9,658	-0,692	4,97	0,10	1,00	1,41	7,01
0	1,408	0	2,5	1,77	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	9,85	0,00	1,00	9,849	0	4,82	0,10	0,97	1,41	6,79
1	1,408	0	3,2	1,7	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	9,68	0,07	1,00	9,658	0,6916	4,69	0,09	0,91	1,41	6,62
2	1,408	0	4	1,48	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	9,16	0,14	0,99	9,065	1,3085	4,55	0,09	0,81	1,42	6,47
3	1,408	0	4,7	1,12	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	8,30	0,21	0,98	8,11	1,7791	4,39	0,08	0,68	1,44	6,32
4	1,408	0	5,4	0,59	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	7,04	0,29	0,96	6,748	2,0119	4,20	0,08	0,52	1,47	6,17
5	1,408	0	6	0	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	5,64	0,36	0,93	5,266	2,0134	4,00	0,07	0,37	1,51	6,03
6	1,408	0	5,7	0	0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	5,64	0,43	0,90	5,094	2,4161	4,00	0,07	0,36	1,56	6,23
7	1,408	0	4,6	0	0,6	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	7,14	0,50	0,87	6,184	3,5706	4,01	0,07	0,43	1,63	6,52
8	1,408	0	3,3	0	1,0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	8,29	0,57	0,82	6,802	4,736	4,02	0,07	0,48	1,72	6,90
9	1,408	2,6	0	0	1,0	0	1,8	2,2	1,7	1,8	2,2	14,93	0,64	0,77	11,43	9,5948	3,89	0,18	2,06	1,84	7,14
												119,85				22,331		1,38	11,51		96,22

Fs= 4.82
Fas=3.01

ملخص:

يتضمن هذا العمل دراسة تصميم واستقرار الحاجز المائي على واد بلفوناس - بلدية شلية - ولاية خنشلة، لسقي الاراضي الزراعية المجاورة له.

بعد دراسة دقيقة وشاملة لمختلف مراحل "الجيولوجية، جيوتقنية، الهيدرولوجية والطبوغرافية" وبعد دراسة سد الترابي غير المتجانس، تحصلنا على النتائج التالية : ارتفاع الحاجز المائي يقدر بـ 10,15 مترا وبسعة التخزين للمياه المستعملة تقدر بـ 18200 متر مكعب.

في النهاية، أجريت دراسة استقرار الحاجز المائي بطريقة الحساب fellenius والتي أظهرت ان الحاجز المائي مستقر.

الكلمات المفتاحية : تصميم، الحاجز المائي ، استقرار ، بلفوناس-بلدية شلية، Fellenius .

Résumé :

Ce travail comprend notamment une étude de la conception et la stabilité du retenue collinaire sur Belfounas - commune Chelia - wilaya Khenchela - pour irriguer les terres agricoles avoisinantes de cette retenue.

Après une étude approfondie et exhaustive des différentes étapes "géologique, géotechnique, hydrologique et topographique" et après avoir étudié la digue en terre non homogène, nous avons arrivé à des résultats suivants : la hauteur de la digue est égale 10,15 mètres et un volume utile de stockage de 18200 mètres cubes.

Finalement, la stabilité de la digue a été réalisée par la méthode de Fellenius, ce qui a montré que la digue est stable.

Mots clés : Conception, retenue collinaire, digue, Belfounas -commune Chelia, stabilité, Fellenius.

Abstract:

This work includes in particular a study of design and stability to the water barrier in the Belfounas -municipality Chelia- wilaya of Khenchela, to irrigate the agricultural land surrounding it.

After an accurate and comprehensive study of the various stages of "geological, geotechnical, hydrological and topographic" and after studying the homogeneous earth dam, we came up of the following results: the heigh of the dam is to 10.15 meters and a useful storage volume of 18200 cubic meters.

Finally, the stability of the dam was achieved by Fellenius method, which showed that the dam is stable.

Key words: Design, water barrier, dam, Belfounas -municipality Chelia, stability, Fellenius.