



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



مدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique

Département d'Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGÉNIEUR EN HYDRAULIQUE

Thème :

***Etude des variantes du barrage
"Barek" W.Blida***

Sujet proposé par : ANBT

Présenté par :

Khemissa Sid-Ali

Mefti Mohamed El Amine

Dirigé par :

Mr Y. Mouloudi (Chargé de cours **ENP**)

Mr H. Ziani (Ingénieur d'étude **ANBT**)

2015

ملخص:

دراستنا تسجل في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر عامة، و السقي خاصة بإنشاء سد في واد "بارك" في ولاية البليدة. الهدف منه هو تغطية العجز المسجل في توفير مياه السقي للولاية المذكورة.

الكلمات الرئيسية: السد، مستجمعات المياه، منشأة إضافية، الجيولوجي، الجيوتقنية، والطوبوغرافيا

Résumé

Ce travail est réalisé dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en général et de l'irrigation des terres en particulier. A travers, une contribution pour l'aménagement d'un barrage implanté dans l'Oued "Barek" de la Wilaya de Blida.

L'objectif de ce dernier est d'améliorer les capacités en eau d'irrigation et de combler le déficit des besoins de la Wilaya.

mots clé : Barrage, bassin versant, ouvrages annexes, géologie, géotechnique, topographie

Abstract

This work is a part of Algerian Agriculture development generally and irrigation in particular by the establishment of a dam in the valley "Barek" situated in the Blida region.

The objective of this development is to ameliorate the capacity of irrigation needs of this region.

Key words: dam, watershed, related works, geology, geotechnical, topography

Dédicace

Merci Allah « mon dieu » de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire

" Ya Kayoum".

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère Nadira.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger, Hamid.

A mon frère Hamza, et mes sœurs Selma, Farah.

A notre adorable petit Ghani, Pokoyo.

A toute ma grande famille, mes grands-parents, mon oncle Adlane et mes tantes.

A tous mes amis, spécialement Amine, Moh, Mehdi, Halim, Youcef, Kamel, Abd Rahmane, Oussama, .

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

Je dédie ce travail.

SID-ALI

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont toujours soutenue tout au long de ma formation scolaire et universitaire à qui je serais éternellement reconnaissant.

Que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.

Mes chers frères Oussama et Salah

Mes chers amis Abd el Salam, Farouk et Fateh

Mes camarades de la promotion 2014/2015

Remerciements

Louanges à Dieu qui nous a aidés à franchir un pas vers le chemin du savoir. Le prophète [QSSSL] a dit : « *Celui qui ne remercie pas les gens ne remercie pas Dieu* ». Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné la foi et la force pour achever ce modeste travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement les membres de juré, Monsieur A.BERMAD, chef de département d'hydraulique, Professeur en hydraulique, pour avoir évalué ce travail et pour l'honneur qu'il nous fait en président ce jury et ce malgré les lourdes tâches qu'il doit accomplir.

Nous voudrions également adresser nos remerciements les plus sincères À Monsieur S.Benziada, Chargé de cours, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Nous voudrions également adresser nos remerciements les plus sincères À Monsieur A. Bilek, Chargé de cours, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance et toute notre gratitude à notre promoteur M^r Y. Mouloudi, Chargé de cours,, pour ses conseils précieux, ses orientations et surtout sa patience et sa disponibilité tout au long de notre travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance et toute notre gratitude à notre encadreur M^r H. Ziani, Ingénieur au niveau de la direction technique de l'ANBT, pour ses conseils précieux, ses orientations tout au long de notre travail.

Enfin, nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leurs aides et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette année universitaire.

Que Dieu veille sur nous tous et illumine nos chemins

SOMMAIRE

Introduction.....	01
Chapitre I : Etude Hydrologique	
1. Introduction.....	02
2. Présentation du bassin versant.....	02
3. Carte d'étude du bassin versant.....	02
4. Les caractéristiques du bassin versant	03
4.1. Les caractéristiques géométriques	03
a. Indice de compacité de Gravelius Kc.....	03
b. Rectangle équivalent.....	04
c. Courbe Hypsométrique.....	05
4.2. Caractéristique Hydrographique.....	06
a. Talweg principal.....	06
b. Densité de drainage.....	07
c. Indice de couverture forestière.....	07
d. Le coefficient de ruissellement du bassin versant	07
e. Le temps de concentration	09
5. Etude des pluies.....	10
5.1. Critique des données.....	10
5.2. la loi d'ajustement.....	12
a. Ajustement de la série Hydrométrique à la loi de GUMBEL.....	12
b. Ajustement de la série hydrométrique à la loi de GALTON (log- normale)	14
5.3. Les courbe I-D-F.....	15
5.4. Crue de projet.....	16
6. Hydrogramme de crues.....	18
6.1. La crue de projet.....	20
7. Le transport solide.....	20
8. Régularisation des apports.....	23
8.1. Apport moyen interannuel.....	23
8.2. Caractéristiques de l'écoulement	23
8.3. L'apport de la station d'épuration de « BARAK »	24
8.4. Le bilan des apports.....	25
8.5. La demande agricole en eau.....	26
8.6. Volume utile du barrage « BAREK »	26
9. Le laminage des crues.....	27
a. Calcul du cout approximatif de la digue.....	29
b. Calcul du cout approximatif de l'évacuateur.....	29

c. Synthèse et choix du rayon optimal.....	30
--	----

Chapitre II : Etude Topographique

1. Introduction.....	32
2. Topographie de la cuvette.....	33
3. Les zones d'emprunt de matériaux de construction.....	34
4. Topographie du site de Barek.....	34
5. Morphologie de la vallée.....	35
5.1. Profil en long.....	36
5.2. Caractéristique de la digue.....	36

Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

1. Introduction.....	37
2. Cadre géologique.....	37
3. La sismicité.....	37
4. Description géologiques.....	38
4.1. Stratigraphie de la vallée de l'oued Zerouela.....	38
a. Couverture quaternaire.....	38
b. Miocène.....	38
c. Eocène supérieur.....	38
d. Terrains anti-éocène supérieur du Koudiat el Madène.....	39
4.2. Géologie du site du barrage.....	39
a. Caractéristiques géomorphologiques.....	39
b. Reconnaissance géologique.....	39
c. Géologie du sous-sol.....	44
d. Nappe d'eau souterraine.....	44
e. Essais en laboratoire.....	44
5. Fouille de fondation et écran d'étanchéité.....	47
6. Géologie du réservoir.....	47
7. Evaluation des paramètres géotechnique.....	48
8. Matériaux de construction.....	50

Chapitre IV : Etude des variantes

1. Introduction.....	51
2. Type de l'ouvrage "Barek".....	51
3. Type d'évacuateur de crues.....	51
4. Etude comparative.....	52

Chapitre V : Conception et Stabilité de l'ouvrage

1. Introduction.....	56
2. Dimensionnement de la digue.....	56
3. Protection des talus.....	58
4. Conception du noyau.....	59
4.1. Géométrie du noyau.....	59
4.2. Choix des pentes des talus et la largeur en crête du noyau.....	59
4.3. La largeur de la base.....	61
4.4. Vérification de la Condition de sécurité du noyau.....	61
5. Tapis drainant.....	64
5.1. Calcul de la longueur du tapis drainant.....	64
5.2. Calcul de l'épaisseur du tapis drainant.....	64
6. Filtres.....	65
6.1. Conception du filtre.....	65
6.2. Zone d'emprunt des matériaux du filtre.....	65
6.3. Emplacement des filtres et les critères sur les matériaux.....	65
7. Les recharges.....	66
7.1. Zones d'emprunt pour les recharges.....	66
7.2. Conception des recharges.....	66
8. Calcul de stabilité.....	67
8.1. Choix des pentes des talus.....	67
8.2. Calcul de stabilité par la méthode des tranches "Fellenius".....	67

Chapitre VI : Ouvrages Annexes

1. Dérivation provisoire et batardeau amont.....	70
1.1. Calcul hydraulique de galerie.....	70
a. Les équations de l'écoulement à surface libre.....	70
b. Les équations de l'écoulement en charge.....	71
1.2. Laminage de la crue de chantier.....	72
a. Hauteur total du batardeau.....	73
b. Détermination de la largeur de la crête du batardeau.....	73
1.3. Calcul d'optimisation de la galerie et du batardeau.....	74
2. Batardeau aval.....	76
2.1. Courbe de tarage.....	76
2.2. Dimensionnement du batardeau aval.....	76
3. Vidange de fond.....	76
3.1. Analyse des pertes de charge.....	77
3.2. Temps de vidange.....	79

3.3. Description la galerie de vidange de fond	79
3.4. Calcul de remous dans la galerie de vidange de fond	80
3.5. Vérification de l'aération de la galerie	83
3.6. Calcul du bassin de dissipation	83
4. La prise d'eau	87
4.1 Choix du type de la prise d'eau	87
5. Evacuateur de crue	89
5.1. Description de l'ouvrage	89
5.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crues en puit	90
5.3. Résultats des calculs	92
5.4. Description la galerie de l'évacuateur de crue en puit	93
5.5. Calcul de remous dans la galerie de vidange de fond	93
5.6. Vérification de l'aération de la galerie	95
5.7. Calcul du bassin de dissipation	96
Conclusion.....	100
Références.....	101
Annexes et plans	

Liste des Figures

Figure 01 : Carte d'état-major d'échelle 1 /25000.....	03
Figure 02 : le bassin versant du "Barek".....	03
Figure 03 : Les différents types de bassin versant.....	04
Figure 04 : La courbe hypsométrique.....	06
Figure 05 : Le profil en long du talweg principal.....	06
Figure 06 : Nature de terrain dans le bassin.....	08
Figure 07 : distribution des écoulements moyens de Bassin versant "Barek".....	08
Figure 08 : L'ajustement de la loi de GUMBEL (Droite d'Henri, Intervalle de confiance)	13
Figure 09 : Ajustement de la loi de "GALTON" (Droite d'Henri, Intervalle de confiance)	14
Figure 10 : Les courbes I-D-F.....	16
Figure 31 : Les hydrogrammes de crue.....	19
Figure 12 : Les apports de la STEP de "Baraki".....	24
Figure 13 : La courbe du bilan des apports cumulés.....	25
Figure 14 : La courbe de la demande agricole.....	26
Figure 15 : L'évolution dans le temps de la demande et de l'apport.....	26
Figure 16 : Laminage de différents rayons.....	28
Figure 17 : Hauteur-débit déversé de différents rayons.....	28
Figure 18 : Evolution du coût de barrage en fonction du rayon de la corolle.....	29
Figure 19 : Evolution de coût de l'évacuateur en fonction du rayon de la corolle.....	30
Figure 20 : Evolution du coût total de la digue et d l'évacuateur.....	30
Figure 21 : Laminage de crue pour le rayon de 8.5 m.....	31
Figure 22 : Courbe hauteur-débit.....	31
Figure 23 : Carte d'état-major (échelle : 1 /25000)	32
Figure 24 : La courbe surface-hauteur.....	33
Figure 25 : La courbe volume-hauteur.....	33
Figure 26 : Distance des zones d'emprunt par rapport au site du barrage.....	34
Figure 27 : L'axe du barrage.....	35
Figure 28 : La courbe hauteur-longueur de la vallée du site "Barek".....	35
Figure 29 : Profil en long de la vallée.....	36
Figure 30 : délimitation du sous bassin versant du barrage "Barek".....	37
Figure 31 : Risque séismique de la région de Barek (Wilaya de Blida)	37
Figure 32 : Carte géologique de l'Arbaa.....	38
Figure 33 : Profil en long du site de barrage.....	39
Figure 34 : L'emplacement des sondages au niveau de l'axe.....	40
Figure 35 : Les résultats des essais en laboratoire.....	46
Figure 36 : Occupation du sol de la cuvette.....	48
Figure 37 : Délimitation des zones d'emprunts.....	50
Figure 38 : Profil en travers du noyau.....	59
Figure 39 : Caractéristique géométrique de la ligne de saturation.....	61
Figure 40 : Abaque de détermination des longueurs "a" et "Da"	62
Figure 41 : Caractéristique géométrique du noyau.....	63
Figure 42 : Résultats du laminage de la crue de chantier	72
Figure 43 : Evolution du cout de la galerie et du batardeau	75
Figure 44 : Evolution du cout total	75
Figure 45 : Courbe de tarage d'Oued "Barek"	76

Figure 46 : Evolution du temps de vidange en fonction du Diamètre de la conduite de vidange de fond	78
Figure 47 : Courbe d'ouverture de la vanne fonction du temps de vidange	79
Figure 48 : Division de la galerie de dérivation provisoire	79
Figure 49 : Détermination de la hauteur normal par la solution graphique	81
Figure 50 : description de la courbe de remous	82
Figure 51 : Courbe de Remous	82
Figure 52 : Aération de la galerie de vidange de fond	83
Figure 53 : Longueur du bassin de dissipation USBR I	85
Figure 54 : Longueur du bassin de dissipation USBR II	85
Figure 55 : Evolution de la surface du bassin de dissipation en fonction de la largeur	86
Figure 56 : hauteur du seuil et des blocs chicanes en fonction du nombre de Froude amont	87
Figure 57 : Variation Q/S et $\mu (2gh_{min})^{0,5}$ en fonction du diamètre	88
Figure 58 : Variation Q/S et $\mu (2gh_{min})^{0,5}$ en fonction du diamètre	89
Figure 59 : Schéma descriptif de l'évacuateur de crue en puits	90
Figure 60 : Courbe de tarage de l'évacuateur de crues en puits	90
Figure 61 : Caractéristiques géométrique de la tulipe et de la section d'entrée du puit	92
Figure 62 : Section de la galerie de l'évacuateur en puit	93
Figure 63 : Détermination de la hauteur normal par la solution graphique	94
Figure 64 : Description de la courbe de remous	94
Figure 65 : Courbe de Remous	95
Figure 66 : Aération de la galerie de vidange de fond	96
Figure 67 : Longueur du bassin de dissipation USBR I	97
Figure 68 : Evolution de la surface du bassin en fonction de sa largeur	98
Figure 69 : hauteur du seuil et des blocs chicanes en fonction du nombre de Froude amont	99
Figure 70 : Bassin de dissipation USBR II (évacuateur des crues)	99

Liste des tableaux

Tableau 01 : classification des reliefs en fonction des pentes.....	05
Tableau 02 : les caractéristiques des natures de terrain identifié.....	08
Tableau 03 : Méthode de calcul de la lame ruisselée.....	09
Tableau 04 : Les pluies maximales en fonction des périodes de retour "GUMBEL".....	13
Tableau 05 : Test χ^2 "GUMBEL".....	13
Tableau 06 : Les pluies maximales en fonction des périodes de retour "GALTON".....	15
Tableau 07 : test de χ^2 "GALTON".....	15
Tableau 08 : Les débits maximaux en fonction de la période de retour "Méthode de Mallet-Gauthier".....	17
Tableau 09 : Les valeurs de \emptyset en fonction de type du bassin versant.....	17
Tableau 10 : Les débits maximaux en fonction des périodes de retour "Méthode de Sokolovsky".....	17
Tableau 11 : Les débits maxima en fonction de la période de retour "Turraza".....	18
Tableau 12 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	18
Tableau 13 : Débits de crue.....	19
Tableau 14 : Crue de projet recommandée.....	20
Tableau 15 : Les caractéristiques de la perméabilité du bassin versant.....	21
Tableau 16 : Les apports fréquentiels du bassin versant.....	24
Tableau 17 : Le bilan des apports.....	25
Tableau 18 : La demande agricole en eau.....	26
Tableau 19 : Les résultats de laminage.....	29
Tableau 20 : Système de projection.....	32
Tableau 21 : Les coordonnées des zones d'emprunts.....	34
Tableau 22 : Coordonnée de l'axe.....	35
Tableau 23 : Caractéristiques des forages.....	40
Tableau 24 : Résultat de SB1.....	41
Tableau 25 : Résultat de SB2.....	41
Tableau 26 : Résultat de SB3.....	42
Tableau 27 : Résultat de SB4.....	42
Tableau 28 : Résultat de SB5.....	43
Tableau 29 : Résultat de SB6.....	43
Tableau 30 : Résultat de SB7.....	44
Tableau 31 : Résultat de SB8.....	44
Tableau 32 : Nature de la formation.....	48
Tableau 33 : Les caractéristiques de la fondation.....	49
Tableau 34 : Les caractéristiques de remblais.....	49
Tableau 35 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.....	52
Tableau 36 : Calcul de coût estimatif du Barrage en terre homogène.....	53
Tableau 37 : Calcul de coût estimatif du Barrage Zoné.....	54
Tableau 38 : Calcul de coût estimatif du Barrage en enrochement à noyau argileux.....	55
Tableau 39 : Le résultat de différentes méthodes.....	57
Tableau 40 : Caractéristique de l'enrochement en fonction de la hauteur des vagues.....	58
Tableau 41 : Variation du volume du noyau du barrage en (hm^3).....	60
Tableau 42 : Variante du volume du noyau du batardeau en (hm^3).....	60
Tableau 43 : Gradient hydraulique admissible.....	61
Tableau 44 : Détermination des pentes des talus.....	67

Tableau 45 : Les pentes des talus.....	67
Tableau 46 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	68
Tableau 47 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	68
Tableau 48 : Caractéristiques géométriques de la galerie	70
Tableau 49 : Détermination de la loi du débit	72
Tableau 50 : Résultats du laminage de la crue de chantier	72
Tableau 51 : Hauteur du batardeau en fonction du diamètre	73
Tableau 52 : Calcul de la largeur en crête	73
Tableau 53 : Volumes des matériaux de la digue en hm ³	74
Tableau 54 : Prix des matériaux de la digue en MDA	74
Tableau 55 : Volumes des matériaux de la galerie en hm ³	74
Tableau 56 : Prix des matériaux de la galerie en MDA	75
Tableau 57 : Détermination de la loi du débit	78
Tableau 58 : Evaluation des paramètres hydrauliques	81
Tableau 59 : Résultats du calcul de Remous	82
Tableau 60 : Variation du tirant d'eau aval du divergent	84
Tableau 61 : Evaluation des paramètres hydraulique du bassin	85
Tableau 62 : Caractéristique géométrique du bassin	86
Tableau 63 : Les différent valeur de μ en fonction des diamètres	88
Tableau 64 : Evaluation des paramètres hydrauliques	93
Tableau 65 : Résultats du calcul de Remous	95
Tableau 66 : Variation du tirant d'eau aval du divergent	96
Tableau 67 : Evaluation des paramètres hydraulique du bassin	97
Tableau 68 : Caractéristique géométrique du bassin	98

Introduction

L'irrigation des terres agricoles nécessite à créer des réservoirs et améliorer la mobilisation des eaux superficielles pour satisfaire les besoins en eau de l'agriculture

La réutilisation des eaux épurées des stations d'épuration offrirait une ressource en eau d'irrigation très importante en volume et pratiquement constante au cours de l'année et permettrait de préserver les nappes souterraines. En outre, les eaux épurées contiennent des éléments nutritifs assimilables par les cultures et leur utilisation permettrait de réduire les apports d'engrais.

Le principe de réutilisation des eaux usées fait d'ailleurs partie intégrante du Plan Directeur d'Assainissement des eaux usées dans le Grand Alger. En particulier le choix du site de la station d'épuration de "Baraki".

La Wilaya de Blida enregistre un déficit en besoins d'eau d'irrigation des terres agricoles. Cette préoccupation a fait l'objet d'une étude ayant pour but de rechercher des solutions permettant d'enrichir les capacités en eau dans la région.

Dans ce contexte, le travail qui nous a été confié dans le cadre d'un Projet de Fin d'Etude d'Ingénierat a pour objectif d'entreprendre une étude de variante du barrage "Barek" qui se situe dans la Wilaya de Blida.

Ce barrage est alimenté par les apports du bassin versant "Barek" et les eaux usées de la station "Baraki" après traitement.

Ce document est structuré en six chapitres couvrant tous les aspects d'aménagement d'un projet de barrage. Le chapitre un décrit les caractéristiques hydrologiques d'un barrage et du bassin versant, le chapitre deux détaille les spécificités topographiques du site, le chapitre trois évalue les propriétés géologiques et géotechniques, le chapitre quatre donne une étude comparative pour l'identification du type de l'aménagement ainsi que l'évacuateur de crue, enfin, dans le chapitre cinq et le chapitre six, explicite l'aspect conception de la digue, stabilité de l'ouvrage et les ouvrages annexes.

CHAPITRE I
Etude Hydrologique

1. Introduction

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. Des études hydrologiques assez approfondies sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrage et de navigation fluviale.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation détaillée des débits moyens disponibles mais particulièrement des débits extrêmes des crues.

2. Présentation du Bassin versant de "Barek"

Le bassin versant est une surface d'alimentation d'un cours d'eau ou d'un lac. Le bassin versant se définit aussi comme l'aire de collecte limitée par le contour à l'intérieur duquel se rassemblent les eaux précipitées qui s'écoulent en surface et en souterrain vers une sortie. Aussi dans un bassin versant, il y a continuité longitudinale, de l'amont vers l'aval, latérale, des crêtes vers le fond de la vallée et verticale, des eaux superficielles vers des eaux souterraines et vice versa.

Le bassin versant de "Barek" se situe à une vingtaine de kilomètres au Sud-Est d'Alger, il est délimité à l'est par le bassin versant de "Hamiz", et à l'ouest par le bassin versant de "Oued Samar". Ce bassin versant est défini par une surface réduite de 24 Km², et une pente assez forte de 6%. Il se situe dans une région pluviométrique. Une pluviométrie varie entre 700 et 800 (mm). Il possède une couverture végétale de 48% de sa superficie.

Le talweg principal de ce bassin est représenté par "Oued Bezzouz" avec 8.7 Km de longueur, en confluence avec "Oued Zerouala" juste avant l'exutoire.

La géologie de ce cuvette est très diverse, et varie entre le Flysch qui constitue le pourcentage le plus dominant dans le bassin et les marnes de différente composition chimique. Le bassin de "Barek" dispose aussi de deux zones d'emprunt du calcaire et une zone d'emprunt des alluvions au niveau de la confluence entre "Oued Bezzouz" et "Oued Zerouala".

3. Carte d'étude du bassin versant

La carte du bassin versant "Barek" utilisée dans notre étude est une carte d'état-major à l'échelle 1/25000 (*Figure 01*).

L'introduction et le calage de la carte par le logiciel de système d'information géographique "GLOBE MAPPER", procèdera après délimitation du bassin à l'estimation de ces paramètres tels que La surface, le périmètre, la densité de drainage, l'indice global de pente, la courbe hauteur-surface, la pente moyenne du bassin versant et les caractéristiques du talweg. La consistance d'une étude de barrage dépend fondamentalement de la performance de l'estimation de ces paramètres.

La carte d'état-major à l'échelle 1/25000 utilisé dans notre cas d'étude est illustrée par la figure suivante :

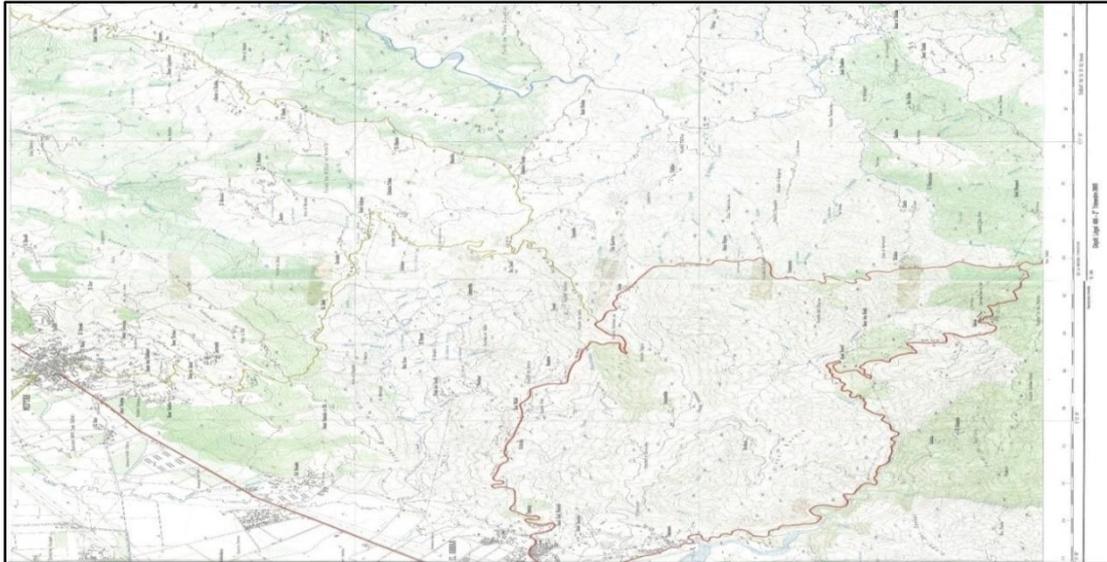


Figure 01: Carte d'état-major d'échelle 1 /25000

La carte suivante représente la délimitation du bassin versant de Barek ainsi ses affluents et les deux grands oueds (Bezzouz à droite, Zerouala à gauche).

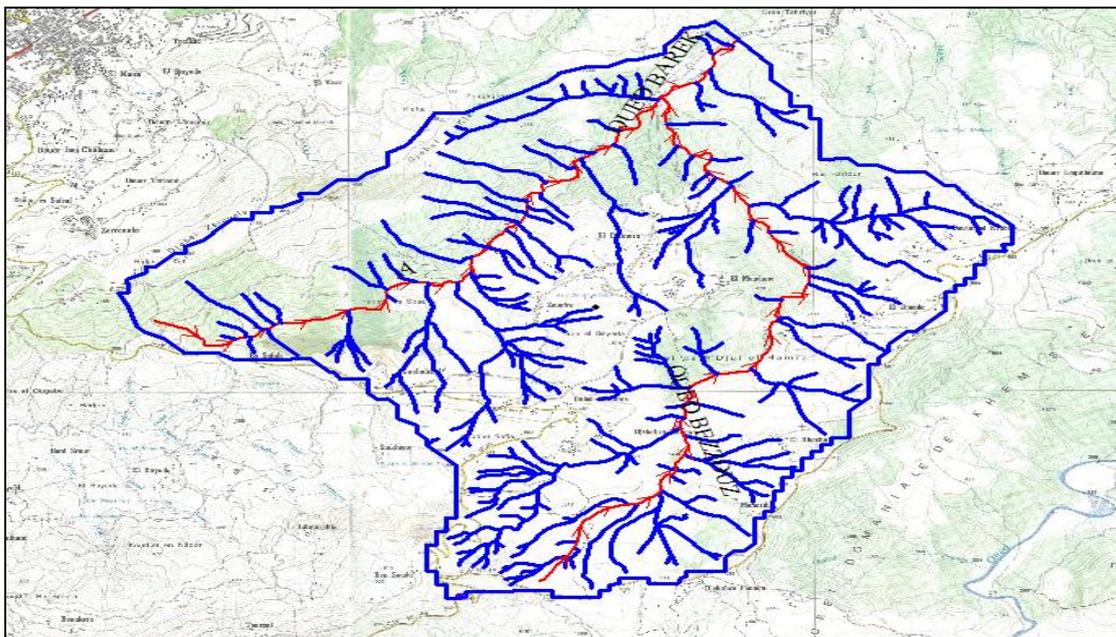


Figure 02: le bassin versant du "Barek"

4. Les caractéristiques du bassin versant

Un bassin versant est caractérisé par plusieurs paramètres géométriques et hydrologiques. Ces caractéristiques sont définies comme suit :

4.1 Les caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de bassin versant sont :

a. Indice de compacité de Gravelius K_c : Il caractérise la forme d'un bassin versant, il est défini par le rapport du périmètre du bassin sur la surface. Dans le cas où la valeur est supérieure à 1.12 (inférieure à 1.12), on dit que le bassin est ramassé (bassin allongée).

cet indice est défini par la formule de calcul ci dessus :

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

P : périmètre(Km)	24.618
S : surface du BV(Km ²)	24.547

$$Kc = 0.28 \frac{24.618}{\sqrt{24.547}} = 1.39$$

D'après la valeur de Kc , on est en présence d'un bassin versant de forme allongée. Cette forme se rapproche du deuxième cas (Kc=1.3) de la figure suivante :

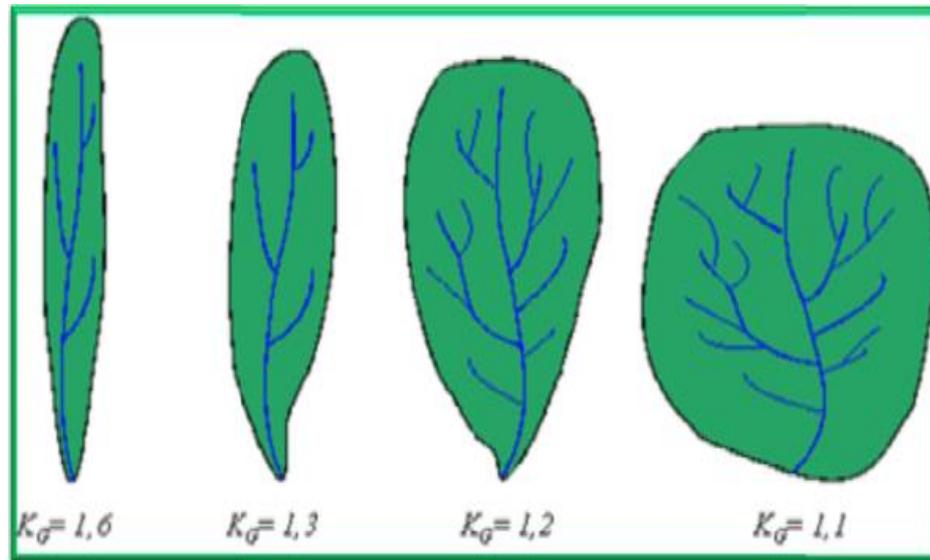


Figure 03 : Les différents types de bassin versant

b. Rectangle équivalent : La notion de rectangle équivalent a été introduite pour pouvoir comparer les bassins entre eux, du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin, en conservant la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et la même répartition hypsométrique. Par conséquent, Les courbes de niveaux du bassin deviennent des droites parallèles au petit côté du rectangle. Par contre, la climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveaux.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur L et la largeur l "Km" quand peut les décrire en fonction du périmètre et de la surface du bassin comme suit:

$$P = 2 \times (L+l) \text{ et } S = L \times l$$

Ces formules nous permis de deduire les rapports relatifs à la longueur et la largeur du rectangle definie comme suit:

La longueur L et La largeur l en Km sont données par les relations suivantes tell que:

✓ Longueur du réctangle
$$L = \frac{Kc*\sqrt{S}}{1.12} * \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] = 9.80 \text{ km}$$

✓ Largeur du réctangle
$$l = \frac{Kc*\sqrt{S}}{1.12} * \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] = 2.5 \text{ km}$$

A l'aide de ces (L, l) du rectangle équivalent, on peut évaluer l'indice globale des pentes pour avoir une vue globale sur la pente du bassin versant. L'indice de pente globale est calculé par la formule suivante :

$$I_G = \frac{D}{L}$$

Avec : D : la dénivelée du bassin versant obtenue par la courbe hypsométrique du bassin.

$$D = H(5\%) - H(95\%) = 550 - 175 = 375m$$

L : longueur du rectangle équivalent "9.80 Km".

$$I_G = \frac{375}{9.80} = 38.26 \frac{m}{km}$$

Pour pouvoir déduire la classification du bassin versant selon la pente obtenue nous referons à la table de classification suivante.

Tableau 01 : classification des reliefs en fonction des pentes

Classes de relief	Description	Pentes en m/Km
Pf	Pente faible	$2 < I_G < 5$
Pm	Pente modérée	$5 < I_G < 10$
Paf	Pente assez forte	Pente longitudinale : $20 < I_G < 50$ Pente transversale : $80 < I_G < 200$
Ptf	Pente très forte	Pente longitudinale : $I_G > 50$ Pente transversale : $I_G > 200$

Suite au résultat obtenu, le bassin versant " Barek" est classé comme un bassin versant de pente longitudinale assez forte.

Un bassin versant de pente assez forte permet de se renseigner sur le pouvoir érosif du sol et sur le temps de concentration.

c. Courbe Hypsométrique : Elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface ou le pourcentage de surface du bassin au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude portées en ordonnée.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique et une base de comparaison entre plusieurs basins ou diverses sections d'un bassin. Elles donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

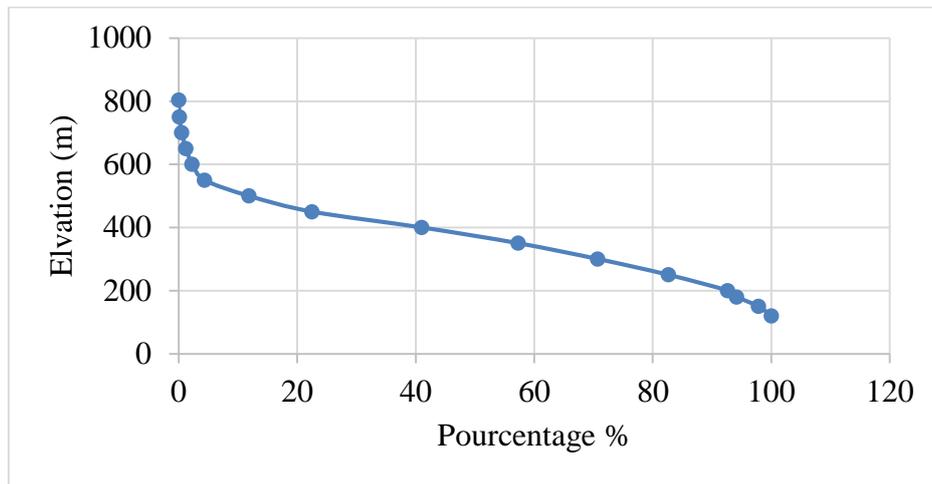


Figure 04 : La courbe hypsométrique

Cette courbe hypsométrique du bassin "Barek" présente les élévations maximum, minimum et médiane correspondant respectivement aux valeurs 804, 120, 374.65 mètres.

4.2 Caractéristique hydrographique

Les caractéristiques hydrographiques englobent tout ce qui est en relation avec l'apport liquide du bassin versant.

a. Talweg principal : Le bassin versant de "Barek" contient deux talwegs principaux, "Oued Zerouala" et "Oued Bezzouz". Le talweg principal pris en considération dans notre étude est celui de "Oued Bezzouz" pour ses réseaux hydrographiques plus raffiné et son importante surface de drainage par rapport à celles de "Oued Zerouela".

Le profil en long du talweg principal structuré par la figure suivante nous permet d'évaluer les différentes caractéristiques physiques de notre bief tel que la pente, la longueur, les hauteurs maximal et minimal.

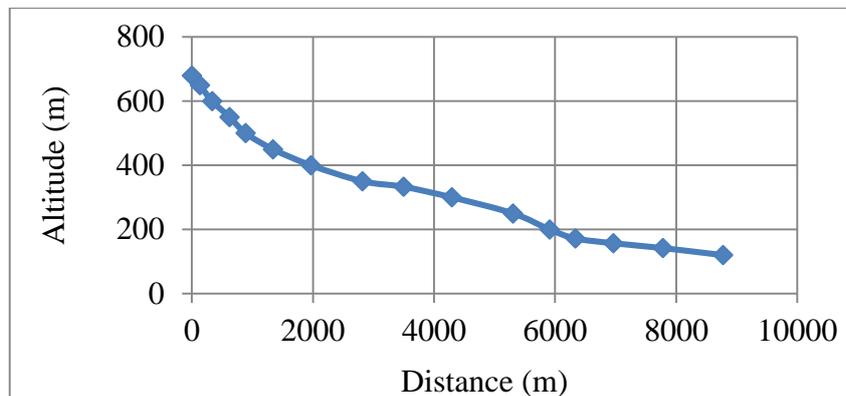


Figure 05 : Le profil en long du talweg principal

Les caractéristiques du talweg sont les suivantes :

- La longueur du cours d'eau principal "L" est : 8.771 Km.
- La longueur d'un bassin versant "LCA" est : 4.216 Km.
- La pente pondérée de cours d'eau est : 6.38%.
- La hauteur maximale : 680 m.
- La hauteur minimale : 120 m.

b. Densité de drainage : La densité de drainage, introduite par Horton (1932), est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant. Elle dépend de l'aspect géologique, des caractéristiques topographiques et des conditions climatologiques et anthropiques.

La densité du drainage du bassin versant obtenue par le logiciel (GLOBAL MAPPER) est donné par :

$$Dd = 4.13 \text{ Km}^{-1}$$

En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de trois à quatre pour des régions où l'écoulement est centralisés et n'atteint qu'un développement limité. Elle dépasse 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

c. Indice de couverture forestière : La végétation joue un rôle atténuateur important en période de crue. En effet, pour une végétation développée, le ruissellement est retardé et la pointe de crue est atténuée. L'écoulement étant plus long, la part d'eau reprise par l'évapotranspiration augmente et le volume de la crue diminue. Cependant, son action sur les débits extrêmes causés par des crues catastrophiques s'atténue.

Par contre, un sol nu, de faible capacité de rétention favorise un ruissellement très rapide. L'érosion de la terre va généralement de paire avec l'absence de couverture végétale.

Etant donné l'importance du rôle assuré par la forêt, traduit sa présence par un indice de couverture forestière K décrit par la formule suivantes :

$$K = \frac{\text{Surface des forêts}}{\text{Surface totale du bassin}} * 100 = \frac{11.51}{24.547} * 100 = 46.88 \%$$

Enfin, cette valeur nous informe sur la dominance des terrains nus et par conséquent le transport solide dans le bassin versant.

d. Le coefficient de ruissellement du bassin versant (C_r) : Le coefficient de ruissellement (C_r) caractérise la capacité d'un bassin versant à produire l'eau. Cet indice est très souvent utilisé en hydrologie de surface et diffère selon la nature du terrain.

Dans notre étude, On estime le coefficient de ruissellement par les trois méthodes suivantes :

➤ **première méthode :** Elle consiste sur la répartition du bassin versant en plusieurs zones qui diffère selon l'occupation du sol. Pour le bassin versant « Barak » nous avons identifié les natures de sol décrites par la figure suivantes :

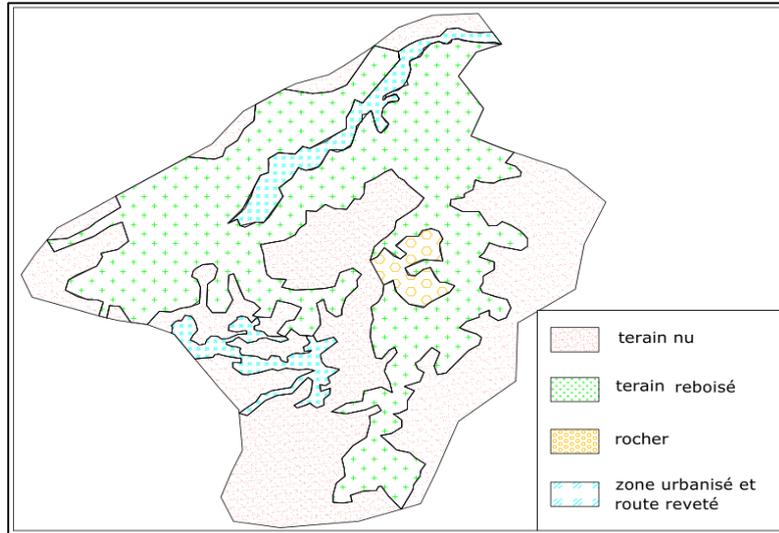


Figure 06 : Nature de terrain dans le bassin

Le tableau suivant représente la surface et le coefficient de ruissellement correspondant aux natures de terrain identifier :

Tableau 02 : les caractéristiques des natures de terrain identifié

Nature du terrain	Ai : Surface (km ²)	Cr	Cr*Ai
Terrain nu	11.38624	0.5	5.69
Terrain nu + Route goudronné	0.944	0.6	0.57
Roche	0.528	0.7	0.37
Surface urbanisé + route Goudronné	0.768	0.6	0.46
Terrain reboisé	11.51	0.05	0.58

On a : $Cr = \frac{\sum(Cri * Ai)}{\sum Ai} = 30.5\%$

➤ **Deuxième méthode:** A l'aide d'une carte des écoulements annuels de la région de "Barek", établit par l'Agence National des Ressources Hydriques (ANRH), on applique une pondération par rapport à la surface.

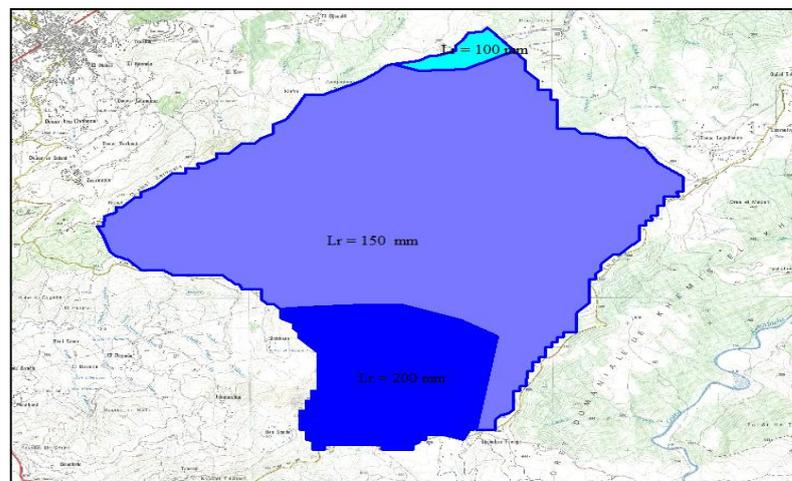


Figure 07 : distribution des écoulements moyens de Bassin versant "Barek"

On obtient les résultats suivant :

Tableau 03 : Méthode de calcul de la lame ruisselée

Lame ruisselée Lr(i) (mm)	surface A(i) (Km ²)	Lr(i)*A(i)
200	4,530871	906,1742
150	19,59944	2939,916
100	0,4031972	40,31972
Total	24,5335082	3886,40992
	$Lr = \sum [Lr(i)*A(i)]/A$	158,412319

On a : $Cr (\%) = \frac{Lr}{P_{moy}} * 100$

Avec : P_{moy} : pluie moyenne annuelle : 771 mm

Lr : lame ruisselée annuelle : 158 mm

On obtient le résultat suivant : Cr = 20,54%

➤ **Troisième méthode** : Cette méthode estime le coefficient de ruissellement par une formule empirique en fonction de la pluviométrie moyenne interannuel, cette méthode s'applique particulièrement aux petits bassins versants de l'Algérie de surface variante entre 20 et 200 Km².

Cette formule Utilisée pour un bassin versant de cours d'eau permanent avec des conditions défavorable à l'écoulement tel que le bassin versant considéré est définie comme suit :

$$Cr (\%) = 100 * [P^3 * (-4 * 10^{-10}) + P^2 * 9 * 10^{-7} - 0,0002 * P + 0,0572] = 25.46\%$$

Avec : P : pluie moyenne annuelle : 771 mm.

Pour le calcul du coefficient de ruissellement Cr du bassin versant "Barek", nous avons retenu la deuxième méthode car elle se base sur des mesures issues des différentes stations hydrometriques implantées dans la zone d'étude.

Par conséquent, le coefficient de ruissellement Cr est égale à : Cr = 20.54%.

e. Le temps de concentration: Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme la durée la plus élevé nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il est déterminé par l'utilisation de deux procédés différents :

- ✓ les formules empiriques
- ✓ l'analyse des évènements 'averses – crues'.

Tel que dans notre bassin versant nous nous ne disposons pas des mesures de débit, dans notre cas étude, nous utilisons les formules empiriques.

Il existe plusieurs formules empiriques de calcul du temps de concentration, parmi les formules les plus utilisés nous avons :

➤ **La formule de Giandotti** : Cette méthode permet de calculer le temps de concentration par la formule suivante

$$Tc = \frac{4 * S^{0.5} + 1.5 * Lt}{0.8 * (H_{moy} - H_{min})^{0.5}} = 2.5 \text{ heure}$$

Avec :	S : surface du BV(Km ²)	24.547 Km ²
	L : Longueur de talweg (Km)	8.771 Km
	Hmoy : altitude moyen (m)	374.658 m
	Hmin : altitude min (m)	120 m
	Tc : Temps de concentration (h)	2.583 h

➤ **La formule de Kirpich** : une formule d'estimation du temps de concentration, elle est définie par :

$$Tc = 0.6615 * L^{0.77} * I^{-0.385} = 1.72 \text{ Heure}$$

Avec : I : la pente de talweg (%). I = 6%.

L: Longueur de talweg (Km). L = 8.771 Km.

➤ **La formule de Passini** : une formule empirique qui évalue le temps de concentration, elle est donnée par :

$$Tc = 4 * \left[\frac{(S * L)^{\frac{1}{3}}}{I^{0.5}} \right]^{0.75} = 1.912 \text{ heure}$$

Avec :

S : surface du BV(Km ²)	24.547 Km ²
L : Longueur de talweg (Km)	8.771 Km
I : pente de talweg (%)	6 %
Tc : Temps de concentration (h)	1.912 h

Enfin, il est à noter que :

- ✓ La formule de Kirpich convient pour un bassin versant fortement urbanisé.
- ✓ La formule de Passini est utilisée pour les bassins versants de superficie supérieure à 40 km².
- ✓ la formule de Giandotti (sud Italie 1937) est adaptée pour le sud de l'Italie.

Vu durant l'année le climat du nord d'Algérie est similaire à celui du sud d'Italie, nous avons opté pour la formule de Giandotti (sud Italie 1937) pour le calcul du temps de concentration "Tc" qui est donné par : $Tc = 2.5 \text{ heure}$

5. Etude des pluies

L'étude des pluies est définie par l'ajustement de la série de pluies obtenue par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques "ANRH", à partir de la station pluviométrique numéro "020602". La série de pluies journalières maximales "PJ max" est représentée dans l'annexe N°01 .

5.1 Critique des données

Il existe deux types de tests : le paramétrique et le non paramétrique. Un test paramétrique est un test statistique appliqué sur les paramètres (moyennes, écart-type, ect...) de la série de données obtenue. Par contre, un test non paramétrique est défini par un modèle qui ne précise pas les conditions que devrait remplir les paramètres de la population base de l'échantillon.

Dans notre étude, Les données recueillies auprès de l'ANRH, doivent être soumises aux tests non paramétriques tels que la conformité, l'homogénéité et l'indépendance.

➤ **Test de conformité** : Le test de conformité de la moyenne classique non paramétrique est le test de Wilcoxon pour un échantillon.

la valeur de la variable normale centrée réduite par le test de Wilcoxon est égale à :

$Z = -0.992299$. La valeur calculée est comparée à la valeur Z_{α} de la loi normale.

Si $-Z_{\alpha/2} < Z < Z_{\alpha/2}$ on retient H_0 . Pour un risque de 5%, $Z_{\alpha/2} = \pm 1,96$. D'où la série est conforme.

➤ **Test d'Homogénéité** : Les échantillons sont dits homogènes s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population, dans notre cas on utilise le test de Wilcoxon.

En hydrologie, si une série statistique est homogène, alors les conditions qui ont prévalu lors de la collecte des données, ou de l'avènement du phénomène considéré (pluie, évaporation, etc.) sont resté inchangés pendant toute la durée de la collecte et il n'y a pas eu un phénomène extraordinaire qui aurait pu modifier les données hydrologiques considérées (changement de site de la station de mesure, construction d'un barrage à l'amont, urbanisation etc...).

Pour l'application du test d'homogénéité :

- ✓ On divise l'échantillon de pluies journalières maximales en deux parties la première du 1906 et 1957, la deuxième du 1958 et 2009.
- ✓ On prend les hypothèses suivantes :

$$\begin{cases} H_0 : \mu_x = \mu_y & H_0 \text{ hypothèse nulle} \\ H_a : \mu_x \neq \mu_y & H_a \text{ hypothèse alternative} \end{cases}$$

✓ Le calcul de la statistique W_x de Wilcoxon est la somme des rangs du premier échantillon. On a donc : $W_x (1906-1957) = 2922.5$.

✓ Le calcul de la statistique W_y de Wilcoxon est la somme des rangs du second échantillon. On a donc : $W_y (1958-2009) = 2537.5$.

✓ Pour des tailles d'échantillons supérieure à 10 ($N_1, N_2 > 10$), on utilise l'approximation suivante :

$$W_x \rightarrow N\left(\frac{N_1(N_1 + N_2 + 1)}{2}, \frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}\right) = N(2730, 23660)$$

✓ Le calcul de la statistique $W_{x,critique}$ de Wilcoxon pour le premier échantillon est décrit par:

$$W_{x,critique} = \frac{N_1(N_1 + N_2 + 1)}{2} + 1,64 \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \approx 2982.26$$

Vu que $W_x < W_{x,critique}$, l'hypothèse nulle est acceptée, confirme que la série objet de notre cas d'étude est homogène (H_a : hypothèse alternative est rejetée).

➤ **Test indépendance** : L'application des méthodes statistiques repose sur la validité des hypothèses de base relatives à la constitution de l'échantillon observé. En effet le fichier recueilli doit être constitué d'une série d'observations indépendantes extraite au hasard de la

population. En d'autres termes, l'échantillon $X=(x_1, \dots, x_j, \dots, x_N)$ est dit «au hasard», si le test permet de vérifier l'hypothèse H_0 d'indépendance des observations.

La statistique "R" du test est calculée comme suit :
$$R = \sum_{i=1}^{N-1} x_i x_{i+1} + x_N x_1$$

Pour un échantillon N suffisamment grand, cette statistique suit une distribution normale de moyenne $E[R]$ et de variance $Var[R]$.

Avec :
$$E[R] = \frac{S_1^2 - S_2}{N-1}$$

$$Var[R] = \frac{S_2^2 - S_4}{N-1} + \frac{S_1^4 - 4*S_1^2*S_2 + 4*S_1*S_3 + S_2^2 - 2*S_4}{(N-1)(N-2)} - \{E[R]\}^2$$

$$S_k = \sum_{i=1}^N x_i^k$$

La valeur statistique de la transformation "T", Suit une distribution normale centrée réduite $N(0,1)$, et est utilisée pour un tester à un niveau de signification considéré, l'hypothèse d'indépendance par la comparaison de la valeur absolue de transformation "T" avec la valeur normale centrée réduite $U_{1-\alpha}$ est :

$$T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var(R)}}$$

Enfin, Si $T \leq U_{1-\alpha}$ l'hypothèse d'indépendance est vérifiée.

Les résultats obtenus sont:

$$\begin{aligned} R &= 452044,29 \\ E\{R\} &= 446231,103 \\ VAR\{R\} &= 9159177476 \end{aligned}$$

D'où : $T = 0,06074158$. Puisque La valeur statistique pour un un niveau de signification de 5% elle est compris entre -1.96 et +1.96. Ce qui nous permis de deduire que l'échantillon considéré est indépendant.

Enfin nous constatons que la série hydrométrique des pluies journalières maximales du bassin versant "Barek" verifie tous les tests non paramétrique.

5.2 la loi d'ajustement

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des débits maximales annuelles par une loi théorique afin de déterminer un débit de crue de période de retour donnée.

Il existe plusieurs lois d'ajustement des séries hydrométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaine caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Pour notre cas d'étude des pluies journalières maximales, les lois d'ajustement les plus utilisés sont :

- ✓ la loi de "GUMBEL".
- ✓ la loi de "GALTON"(log-normale).

a. **Ajustement de la série Hydrométrique à la loi de GUMBEL**: la loi d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL dans l'analyse fréquentielle des valeurs extrêmes, nous permet d'étudier les pluies sur un échantillon de N valeurs, représentant la pluie journalière maximal des N années.

Cette ajustement nous permet de définir la droite d'Henri et l'intervalle de confiance de la loi de GUMBEL, représenté dans le graphe suivant :

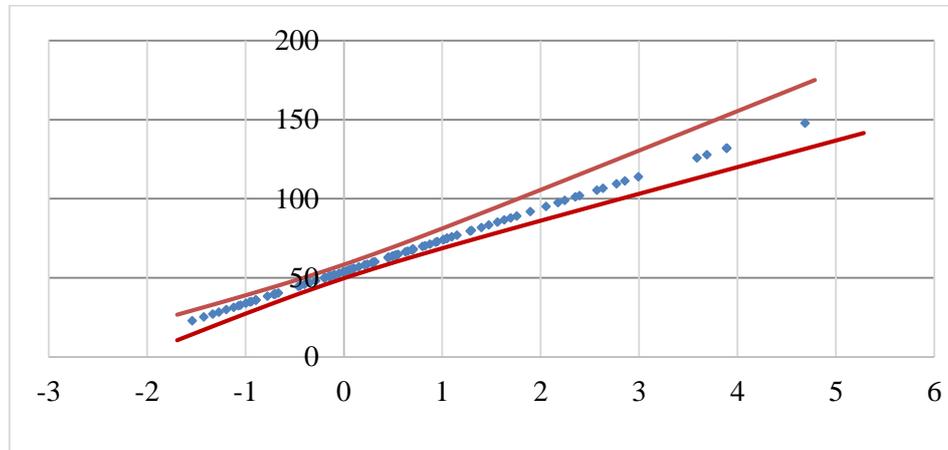


Figure 08 : L'ajustement de la loi de GUMBEL (Droite d'Henri, Intervalle de confiance)

Le tableau suivant représente les pluies maximales journalières en fonction des périodes de retour données.

Tableau 04 : Les pluies maximales en fonction des périodes de retour "GUMBEL"

T "période de retour"	Fréquence aux non dépassement	Y	Pjmax
10	0,9	2,25	99,13
50	0,98	3,90	132,28
100	0,99	4,60	146,29
1000	0,999	6,91	192,60
10000	0,9999	9,21	238,82

On va vérifier l'ajustement de la loi de Gumbel aux pluies journalières maximales grâce au test du χ^2 .

Tableau 05 : Test χ^2 "GUMBEL"

		Freq obsv	Yi	Yi+1	FNDi	FNDi+1	Fti=PI*n	(Fobs-Fti) ² /Fobs
34	inf<n<34	8	Inf	-0,994	0	0,066905	6,958209	0,155978
40	34<n<40	9	-0,994905	-0,695	0,066905	0,134577	7,037883	0,547025
51	40<n<51	10	-0,69595	-0,147	0,134577	0,313684	18,62755	3,995910
53	51<n<53	8	-0,147864	-0,048	0,313688	0,350150	3,792027	4,669544
57	53<n<57	9	-0,048212	0,1511	0,3501502	0,42326	7,6034188	0,2565213
63	57<n<63	7	0,1510921	0,45	0,42326	0,5285607	10,951271	1,4256377
67	63<n<67	10	0,4500479	0,6494	0,5285607	0,5931048	6,7125793	1,6099824
71	67<n<71	9	0,6493519	0,8487	0,5931048	0,651818	6,1061803	1,3714289
79	71<n<79	10	0,8486558	1,2473	0,651818	0,7502942	10,241524	0,0056958
92	79<n<92	8	1,2472636	1,895	0,7502942	0,8604342	11,454558	1,0418536
109	92<n<109	8	1,8950014	2,742	0,8604342	0,9375937	8,0245894	7,535E-05
	109<n<inf	8	2,742043	Inf	0,9375937	1	6,4902536	0,3511934
Somme								15,430847

On cherche dans la table du χ^2 (voir Annexe N°08). la valeur de $\chi_{v,\alpha}^2$ théorique .

Avec :

v = nombre de degrés de liberté = $k - 1 - r$

k = nombre de classes = 12

r = nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique (loi de Gumbel dans notre cas) = 2

α = 5% niveau de signification ou degré de de risque.

par conséquent $v = 12 - 1 - 2 = 9$.

Notez que la table du χ^2 donne le niveau de confiance $FND = 1 - \alpha = 0,95$. Pour $v=9$ et $1 - \alpha = 0,95$, la table du $\chi^2_{9; 0,95} = 16,9189$.

Comme le χ^2 calculé = $15,430847 < \chi^2_{9; 0,95} = 16,9189$. On conclue alors que le χ^2 calculé est situé dans la zone favorable.

b. Ajustemen de la série hydrométriquet à la loi de GALTON (log-normale): Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel. Apart que la représentation graphique change, elle est faite sur du papier log-normale.

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

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

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

L'équation de la droite d'Henri de la loi de GALTON est décrite par la formule suivante :

$$\text{Log}(x(p\%)) = \overline{\text{Log } x} + \sigma * \log(u(p\%)) \text{ Avec } \overline{\text{Log } x} = \frac{\sum_{i=1}^{22} \text{Log } x_i}{N}$$

Cette ajustement nous permet de définir la droite d'Henri et l'intervalle de confiance de la loi de GALTON, représenté dans le graphe suivant :

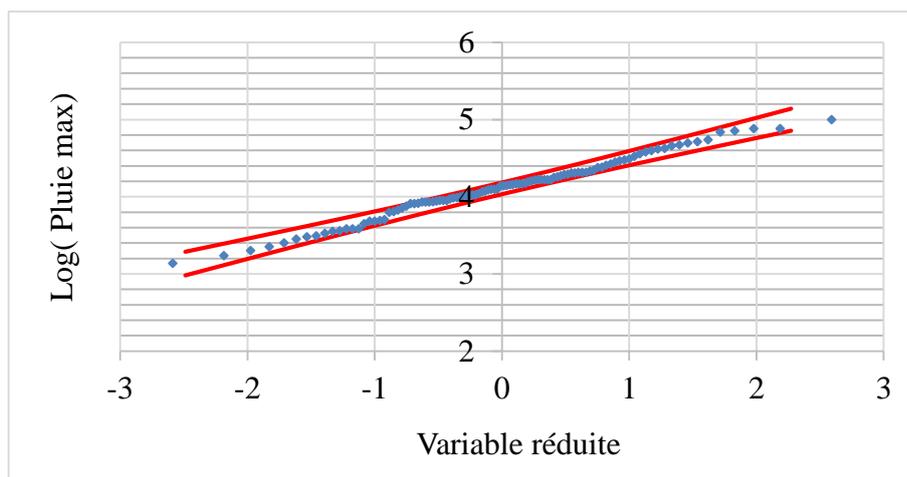


Figure 09 : Ajustement de la loi de "GALTON" (Droite d'Henri, Intervalle de confiance)

Le tableau suivant représente les pluies journalières maximales en fonction des périodes de retour données.

Tableau 06 : Les pluies maximales en fonction des périodes de retour "GALTON"

T "Période de retour"	Fréquence aux non dépassement	Z	log(Q)	P max
10	0,9	1,28	4,61	100,44
50	0,98	2,05	4,91	135,84
100	0,99	2,33	5,02	151,12
1000	0,999	3,09	5,32	203,72
10000	0,9999	3,72	5,56	260,50

On procède au test de l'ajustement à la loi de GALTON aux pluies journalières maximales grâce au test de χ^2 .

Tableau 07 : test de χ^2 "GALTON"

		Feq Obsv	log Xi	log Xi+1	Zi	Zi+1	FNDi	FND _{i+1}	Fti	(Fobs-Fti) ² /Fobs
34	inf<n<34	8	0	1,531	-10,507	-1,488	0	0,068	7,099	0,114
40	34<n<40	9	1,531	1,602	-1,4888	-1,07316	0,0682	0,141	7,626	0,247
51	40<n<51	10	1,602	1,707	-1,0731	-0,4518	0,141	0,325	19,14	4,369
53	51<n<53	8	1,707	1,724	-0,4518	-0,3534	0,3257	0,3618	3,7627	4,7714
57	53<n<57	9	1,724	1,7558	-0,35342	-0,16733	0,36188	0,4335	7,4534	0,3209
63	57<n<63	7	1,755	1,7993	-0,16733	0,088633	0,43355	0,5353	10,583	1,2131
67	63<n<67	10	1,799	1,8260	0,088633	0,246073	0,53531	0,5971	6,4348	1,9751
71	67<n<71	9	1,826	1,8512	0,246073	0,394381	0,59718	0,6533	5,8409	1,7085
79	71<n<79	10	1,851	1,897	0,394381	0,667450	0,65335	0,7477	9,8183	0,0033
92	79<n<92	8	1,897	1,963	0,667450	1,057075	0,74775	0,8547	11,128	0,8794
109	92<n<109	8	1,963	2,037	1,05707	1,49073	0,8547	0,931	8,031	0,0001
	109<n<inf	8	2,037	Inf	1,490739	Inf	0,93198	1	7,0735	0,1213
									Somme	15,72483

On cherche dans la table du χ^2 (voir Annexe N°08). la valeur de $\chi_{v,\alpha}^2$ théorique .

Avec :

v = nombre de degrés de liberté = k -1-r

k = nombre de classes = 12

r = nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique (loi de Gumbel dans notre cas) = 2

α = 5% niveau de signification ou degré de de risque.

par conséquent, v = 12-1-2=9.

Notez que la table du χ^2 donne le niveau de confiance FND = 1- α =0,95. Pour v=9 et 1- α =0,95, la table du $\chi^2_{9;0,95}$ =16,9189.

Comme le χ^2 calculé= 15,72483 < $\chi^2_{9;0,95}$ = 16,9189. On conclue alors que le χ^2 calculé est situé dans la zone favorable.

5.3 Les courbes I-D-F

Le traitement d'une série de pluie permet de tracer les courbes I-D-F. Ils représentent l'intensité de pluie en fonction de la durée de l'averse pour une période de retour donnée. Ces courbes sont utilisées pour déterminer les pluies fréquentielles utilisées pour déterminer les débits maximaux probables pour différentes périodes de retour.

La génération de ces courbes est basée sur le modèle de ‘‘K-Body’’ et les valeurs de pluies maximales pour chaque période de retour donnée par les lois d'ajustement.

Dans notre cas d'étude nous considérons les pluies maximales de l'ajustement par la lois de Galton.

Le modèle de K-Body est donnée comme suit :

$$P\%(t) = Pj\% \left[\frac{t}{24} \right]^b$$

Avec : P%(t) : Pluie fréquentielle de durée t

Pj% : Pluie journalière fréquentielle

t : durée de l'averse

b : Exposant climatique : 0.42 pour la station de Hamiz.

Pour une clarté, il est préférable de visualiser les résultats par les courbes I-D-F :

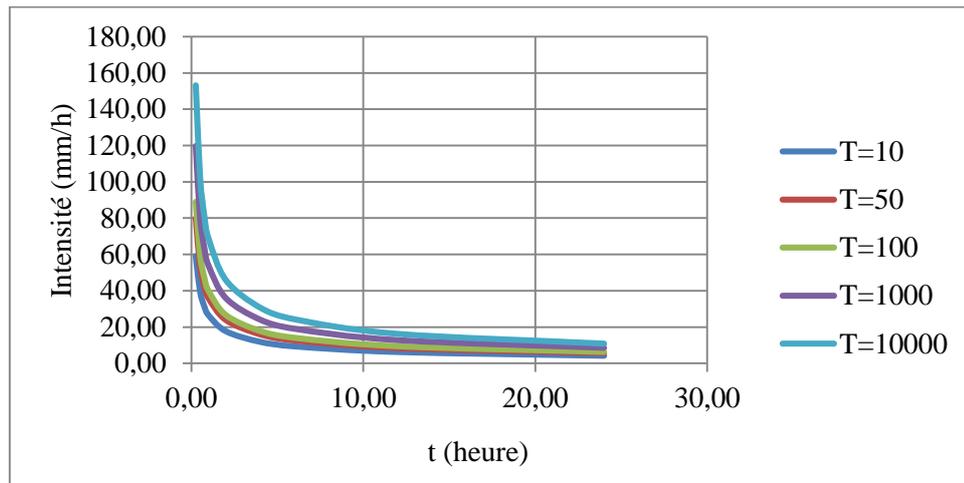


Figure 10 : Les courbes I-D-F

5.4 Crue de projet

La précision de l'estimation des crues a toujours été une préoccupation de l'ingénieur responsable du dimensionnement d'un ouvrage hydrotechnique. En absence de données, on a recours à des formules empiriques ; à appliquer avec rigueur. Il existe plusieurs formules pour le calcul du débit maximum probable :

➤ **Mallet-Gauthier** : Cette formule exprime le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient (K) qui depend des caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max} = 2 * K * \log(1 + 20 * Pm) * \frac{S}{L^{0.5}} * (1 + 4 * \log(T) - \log(S))^{0.5}$$

Avec : Pm : précipitation moyenne(m/an)

S : surface de bassin versant (Km²)

T : Période de retour (ans)

Le coefficient k est d'autant plus grand que le bassin versant est petit et irrégulièrement arrosé. Pour notre bassin , on adopte k = 3.

Un débit maximal probable est donné en fonction d'une période de retour comme suit :

Tableau 08 : Les débits maximaux en fonction de la période de retour
"Méthode de Mallet-Gauthier"

T (ans)	10	50	100	1000	10000
Qmax (m3/s)	114.84	152.98	166.74	205.94	238.80

➤ **Formule de Sokolovsky** : La formule de Sokolovsky est définie par :

$$Q_f\% = \frac{0.28 * P_{tc} f\% * \alpha_t * K * S}{T_c}$$

Avec : $Q_f\%$: Débit de pointe d'une fréquence < f > en m³/s.

$P_{tc} f\%$: Pluie de courte durée correspondant au temps de concentration < Tc > et à une fréquence < f > en mm.

$$P_{f\%} t_c = P_{j f\%} * \left(\frac{T_c}{24}\right)^{0.15}$$

b : coefficient climatique 0.42 pour la station de hamiz

Tc : temps de concentration qui est égale à 2.5 hr

K : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. Il est égal à :

$$K = \frac{12}{4 + 3 * \emptyset}$$

Tableau 09 : Les valeurs de \emptyset en fonction de type du bassin versant

Bassin versant	Valeur de \emptyset
Petits bassins versant $S \leq 50 \text{ km}^2$	2
Bassins versants non boisés et peu perméables	2 – 3
Bassins versants boisés et perméables	3 – 4

$$K = \frac{12}{4 + 3 * 2} = 1.2$$

Un débit maximal probable est donné en fonction d'une période de retour comme suit :

Tableau 10 : Les débits maximaux en fonction des périodes de retour
"Méthode de Sokolovsky"

T(ans)	10	50	100	1000	10000
P(mm)	100.44	135.84	151.12	203.72	260.50
Pf (%tc)	38.25	51.74	57.55	77.59	99.21
α_t	0.95	0.97	0.98	0.99	0.99
Qmax (m3/s)	124.37	171.74	193.03	262.87	335.99

➤ **Formule de Turraza** : Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale des précipitations déterminée sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{max} = \frac{P_{jmax} * S * C}{3.6 * T_c}$$

Avec : Tc : temps de concentration.

C : coefficient de ruissellement pour une période de retour donnée.

S : aire du bassin versant.

Pjmax : pluie journalière maximale [mm].

Un débit maximal probable est donné en fonction d'une période de retour comme suit :

Tableau 11 : Les débits maxima en fonction de la période de retour "Turraza"

T	10	50	100	1000	10000
Pj max	100,44	135,84	151,12	203,72	260,49
p(tc)	38,25	51,74	57,55	77,59	99,2086391
Cr	0,95	0,97	0,98	0,99	0,99
Q	102,76	141,90	159,49	217,20	277,73

En conclusion, On analyse les différents résultats. On a constaté que les débits maximaux obtenus sont compréhensibles.

Pour des raisons de prévention de l'ouvrage, nous allons retenir dans la suite de notre calcul dimensionnement l'estimation élevée obtenue par la méthode "Sokolovsky".

6. Hydrogramme de crues

Nous utilisons la méthode de Sokolovsky pour générer l'hydrogramme de crues. Cette méthode est décrite à base de deux formules :

✓ Première formule Pour le temps de montée de crue :

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

✓ Deuxième formule Pour la décrue : $Q_{decrue} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^3$

Avec : Tm : Temps de montée qui est égale au temps de concentration
 $T_d = \delta * T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant en fonction de sa forme, du régime hydraulique du cours d'eau, de la perméabilité globale du relief, du boisement ou de la végétation du bassin ainsi que de la pente globale de ce dernier. Le tableau suivant montre les différents rangs de δ :

Tableau 12 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

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

D'après l'analyse des caractéristiques du bassin versant "Barek", tel que la densité du drainage, l'indice forestière, l'indice global de la pente, et surtout l'indice de compacité, nous remarquons que le bassin versant "Barek" présente un hydrogramme de crue large. Étant donné que la forme du bassin de drainage a un impact direct sur la façon dont le ruissellement s'accumule à l'exutoire. Alors, on adopte dans notre cas une valeur de $\delta = 5$.

Les résultats des hydrogrammes synthétiques de Sokolovsky pour différentes périodes de retour sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Débits de crue

t (heure)	Q10	Q50	Q100	Q1000	Q10000
0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5000	5.35	7.39	8.31	11.31	14.46
1.0000	21.41	29.57	33.23	45.26	57.84
1.5000	48.18	66.53	74.78	101.83	130.14
2.0000	85.65	118.28	132.94	181.04	231.36
2.500	124.37	171.74	193.03	262.87	335.94
2.75	111.67	154.20	173.32	236.03	301.63
3.00	102.90	142.10	159.71	217.50	277.96
3.50	86.77	119.82	134.68	183.41	234.38
4.00	72.42	100.01	112.40	153.07	195.62
4.50	59.75	82.51	92.73	126.29	161.39
5.00	48.65	67.18	75.50	102.82	131.40
5.50	39.01	53.87	60.55	82.46	105.38
6.00	30.74	42.45	47.72	64.98	83.04
6.50	23.73	32.77	36.84	50.16	64.11
7.00	17.88	24.69	27.75	37.79	48.30
7.50	13.08	18.06	20.30	27.64	35.32
8.00	9.22	12.74	14.31	19.49	24.91
8.50	6.21	8.58	9.64	13.13	16.78
9.00	3.94	5.44	6.11	8.33	10.64
9.50	2.30	3.18	3.57	4.87	6.22
10.00	1.20	1.65	1.86	2.53	3.23
10.50	0.52	0.71	0.80	1.09	1.40
11.00	0.16	0.22	0.25	0.34	0.43
11.50	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06
12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Ces débits de crue sont représentés graphiquement par le schéma suivant :

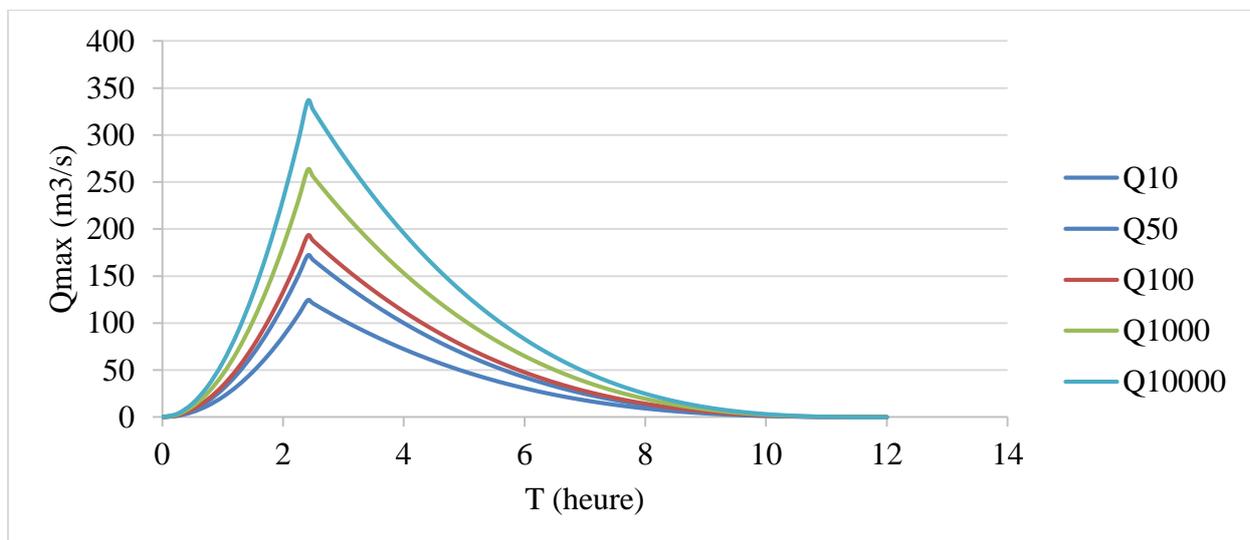


Figure 11 : Les hydrographes de crue

6.1 La crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer en aval sans dommages graves. La sélection de la crue du projet "Barek" dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées en l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Par conséquent, il s'agit de trouver un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues en l'aval. Pour cela, nous nous référons aux recommandations du Comité Internationale des Grands Barrages.

Tableau 14 : Crue de projet recommandée

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

Le barrage du "Barek" est alimenté par oued de "Barek" qui est un affluent d'oued "Hamiz". L'oued "Hamiz" passe par des agglomérations et des terres agricoles d'où la crue peut poser des Dommages importants. Il est en matériaux meubles, ce dernier ne tolère pas la submersion.

Dans notre étude, on choisit l'hydrogramme Q10000 pour le dimensionnement du barrage "Barek".

7. Le transport solide

L'étude du débit solide occupe une place importante dans le domaine de l'hydrologie de surface et de régularisation des débits. La matière première du débit solide est principalement l'érosion continentale. La lame d'eau en mouvement le long des versants se divise progressivement. les fillet d'eau se regroupent dans des petites dénivellation du sol. Concentrée de l'eau déploie une force Provoquant l'arrachement et l'emportement des obstacles (grain de sable, pierre, végétaux...). La faculté d'érosion et la force de l'érosion augmentent avec :

- Epaisseur de la lame d'eau ruisselée.
- Longueur du bassin versant.

Cette force diminue avec le nombre et l'importance des obstacles rencontrés. Cette érosion pluviale entre dans la catégorie des phénomènes rares, une fois déclanchés tendent par eux-même à s'accélérer en une chaîne inexorable. Les matériaux arrachés au sol par l'érosion finissent par atteindre le réseau hydrographique.

L'objectif à atteindre à travers la mesure du débit solide est la connaissance du comportement du bassin versant et du ruissellement et par conséquent de l'érosion hydrique. L'érosion hydrique est identifiée à travers le calcul de l'érosion spécifique définie comme étant la quantité des sédiments arrachés du bassin versant et charriés par le cours d'eau rapportée à l'unité de surface, exprimée en t/Km².an.

Elle est difficilement calculable. Plusieurs facteurs tels que la nature des sols, la végétation du bassin versant et le ruissellement.

Des formules empiriques existent et sont utilisées en absence de données, qu'il convient de les prendre avec précaution car souvent elles ne reflètent pas la réalité. Parmi ces formules empiriques en distingue :

➤ **Formule de TIXERONT :**

Cette formule tient compte de la perméabilité du bassin versant et de la lame d'eau ruisselée Lr. Le débit solide est donné par la formule :

$$Ta = K Lr^{0.15}$$

Les valeurs relatives au bassin versant "Barek" sont :

Ta : volume total solide, t/Km².

Lr : lame écoulé en mm : 158 mm

K : paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin, varie entre 8.5 à 3200, et est d'autant plus important que la perméabilité est faible, sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Les caractéristiques de la perméabilité du bassin versant

Perméabilité	Elevée	Moyenne à élevé	Faible à moyenne	Faible	Nulle
K	8.5	75	350	1400	3200

A partir de l'analyse géologique du bassin versant on trouve que la majorité du sol est de Flysch a petite nummulite contient un pourcentage prépondérant de l'argile, où on trouve beaucoup plus les marnes argileuses. Sachant que l'argile présente une perméabilité très faible, par contre, un pourcentage faible relatif au Flysch des alluvions et colluvions présentent une perméabilité élevée.

De cette analyse du bassin versant "Barek" (sera détaillée dans l'étude géologique), le bassin versant est classé parmi les bassins qui ont une perméabilité faible.

D'où :

$$K = 1400$$

$$Ta = 2993 \text{ t/Km}^2.\text{an}$$

➤ **Formule de GRAVILLOVIC :**

Cette formule nous permet de calculer le débit solide par :

$$Q_s = q_{sp} C_{rm}$$

Où :

$$q_{sp} = T \bar{P} \pi \sqrt{Z^3}$$

$$T = \sqrt{\frac{to}{10}} + 1$$

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{P * H_{moy}}}{0.25(10 + L)}$$

Partant de la valeur du coefficient d'érodabilité Z des sols. Les valeurs relatives qux six catégories de destruction des sols ont été établies avec le débit solide spécifique correspondant (Voir annexe N° 02).

Avec : \bar{P} : Pluie moyenne interanuel : 771 mm.

Z : Coefficient dépend de l'érosion du sol 0.48

T : Coefficient thermique :

to : Température moyenne dans le bassin versant est égal à 14.88 °C

Crm : Coefficient de rétention de donnée par la formule suivante :

L : Longueur du talweg principal : 8.771 Km.

P : Périmètre du bassin versant : 24.618 Km.

Hmoy : Altitude moyenne : 0.374 m.

Alors nous obtenons les valeur donc : $T=2.22$, $q_{sp} = 1787.17$ et $C_{rm} = 0.646$

Le résultat obtenu est : $Q_s = 1155.58 \frac{m^3}{Km^2.an}$

➤ **Formule de FOURIER :**

$$Ta = \frac{1}{36} \left(\frac{Pa.max}{\bar{P}} \right)^{2.56} \left(\frac{\Delta H}{\bar{S}} \right)^{0.46}$$

Avec : Pa. max: Pluie moyenne mensuel du mois le plus pluvieux: 20.3 mm

\bar{P} : pluie moyenne annuel: 771 mm

\bar{S} : surface du bassin versant: 24.547 Km²

ΔH : 45% de la différence des altitudes maximales et minimales du bassi : 307.8 m

On trouve par la suite : $Tas = 0.213 \text{ t/Km}^2.an$

➤ **Synthèse et choix de méthode**

Par l'application de chaque formule considérée "GRAVILOVIC, TIXERON, FOURIER", pour le calcul de débit solide, et pour une densité d'argile qui égale à 1.6 t/m. Nous aboutissons aux résultats suivants :

- ✓ Le débit solide "GRAVILOVIC" est : 29521.7 m³/ans.
- ✓ Le débit solide "TIXERON" est : 47787.6 m³/ans.
- ✓ Le débit solide "FOURIER" est : 3.5517 m³/ans.

On remarque que les trois formules donnent des valeurs assez éloignées. Ce qui présente une difficulté de choix de la méthode à considérer. Pour cela nous allons d'abord procéder par élimination, en effet, nous éliminons la troisième méthode parce que elle présente une valeur très petite, risque de sous dimensionnement de l'ouvrage.

Pour ce qui concerne les deux autres formules, nous nous référons au calcul du volume solide "V" relatif à cinquante ans de durée de vie de l'ouvrage. Par conséquent :

- ✓ Pour la formule Graviilovic : $V= 1.47 \text{ hm}^3$ correspond à une hauteur de la vase $h= 20$ mètre.
- ✓ Pour la formule de Tixeron : $V= 3.82 \text{ hm}^3$ qui correspond à une hauteur de la vase $h= 27.5$ mètre.

La formule de Tixeron donne un volume important mais moins économique, une hauteur de 7.5 m par rapport à celle de Graviilovic, présente une quantité importante du point de vue matériaux meubles.

La formule de Graviilovic est développée principalement pour la région de Yougoslavie, qui ont des bassins versant semblable au bassin versant du nord de l'Algérie, et donne des mesures réelles du volume solide pour des bassins versant situé Nord de l'Algérie.

Par conséquent, nous optons pour la formule de Graviilovic avec les cosignes d'exploitations suivante :

- il est recommandé d'aménager le bassin versant en faisant des digues en Gabion à travers les petits affluents au sein du bassin versant afin de réduire le transport solide global qui arrive dans la cuvette.
- Aménager le territoire du bassin versant par un reboisement afin de réduire d'une manière substantielle le taux d'abrasion donc le phénomène d'érosion.

- Faire des lâchées d'eau en période de crue afin de dégager les débits chargés de particules en suspension et de dégager partiellement le dépôt du débit solide afin de réduire le dépôt solide au sein du volume mort.

8. Régularisation des apports

Le calcul de régularisation consiste à déterminer et à définir les paramètres d'une retenue d'eau et ses consignes d'exploitation pour une utilisation rationnelle de l'eau et une garantie de la consommation et les apports hydrologiques :

8.1 Apport moyen interannuel

Les potentialités en eau du bassin seront évaluées à partir de l'apport moyen interannuel. Pour l'évaluation préliminaire de ce paramètre, on utilise la formule suivante :

$$A_0 = C_e * P_0 * A = 3.785 \text{ hm}^3$$

Avec :

- Ao : apport moyen interannuel en m³.
- Ce : coefficient d'écoulement sans dimension : 0.2.
- Po : pluie moyenne interannuelle en mètre : 771mm.
- A : surface du bassin versant, en m² : 24.547 km².

8.2 Caractéristiques de l'écoulement

Il existe plusieurs caractéristiques de l'écoulement qui sont :

➤ *Module de l'écoulement "Me"*

$$M_e = \frac{A_0}{t} = 121.69 \frac{L}{s}$$

- Avec : Ao : apport moyen interannuel en litre.
- t : la période d'une année en seconde.

➤ *Module de l'écoulement relatif "Mr"*

$$M_r = \frac{M_e}{S} = 4.957 \frac{L}{s * km^2}$$

Avec : S : la surface du bassin versant.

➤ *Lame d'eau écoulée "Le"*

$$L_e = \frac{A_0}{S} = 15.42 \text{ mm}$$

➤ *Coefficient de l'écoulement "Ce"*

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} = 0.2$$

Avec : P_{moy} : pluie moyenne annuelle : 771 mm.

➤ *Coefficient de variation "Cv"*

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation, le coefficient de variation (CV) est le rapport de l'écart-type à la moyenne de la série étudiée. Il est généralement exprimé en pourcentage. Sans unité, il permet la comparaison de la distribution des valeurs dont les échelles de mesure ne sont pas comparables.

$$C_v = \frac{\text{ecartype}}{\text{Moyenne}} = 0.39$$

8.3 Apport Fréquentiel

L'apport fréquentiel est obtenu par la formule :

$$A_F = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} * e^{-u_f \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} = 2.57 \text{ hm}^3$$

A_F : apport fréquentiel, en hm³.

u_f : variable réduite de Gauss qui est fonction de F ; cette variable a différentes valeurs pour différentes fréquences d'emploi habituel en accord avec l'utilisation de l'eau. Cependant l'utilisation de l'eau est destinée à l'irrigation, donc u_f=0.841 correspondant à F=80%.

On applique la formule des apports fréquents du bassin versant "Barek" pour chaque mois afin d'avoir un bilan mensuelle représenté comme suit :

Tableau 16 : Les apports fréquents du bassin versant

Mois	A0	AF
Janvier	572997.789	389022.6243
Février	436105.778	296083.1922
Mars	386464.192	262380.2691
Avril	382607.48	259761.8507
Mai	260693.861	176991.6251
Juin	79437.8685	53932.36879
Juillet	9993.46135	6784.812499
Août	25878.2027	17569.36331
septembre	171210.604	116239.1897
Octobre	349369.898	237196.0194
novembre	482084.198	327299.0986
décembre	624706.988	424129.3017

8.4 L'apport de la station d'épuration de "Baraki"

La réutilisation des eaux usées de la station d'épuration (STEP) de "Baraki" en tenant compte des conditions locales spécifiques et des normes juridiques applicables, est nécessaire dans cette région pour les raisons suivantes :

- ✓ Arrêt des réalisations anarchiques de forages.
- ✓ Arrêt du pompage continu et intensif.
- ✓ Irrigation des terres agricoles.
- ✓ Reconversion agricole.

Ainsi le coût global équivalent aux quantités d'eaux consommées est déterminés pour nous permettre d'évaluer l'impact économique de la réutilisation des d'eaux usées urbaines traitées. La courbe des apports à partir de la station d'épuration de "Baraki" est représenté ci-dessous :

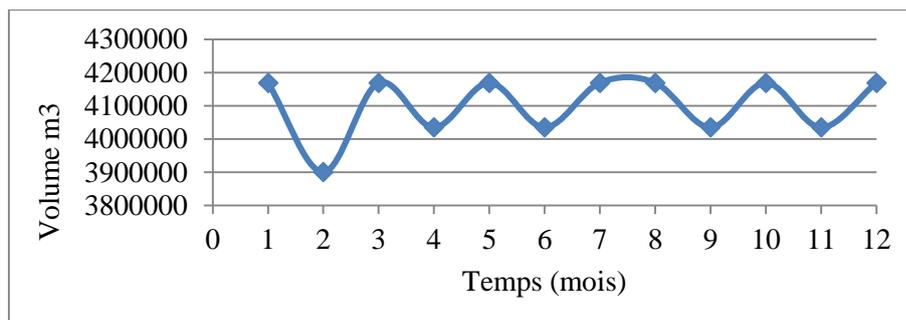


Figure 12 : Les apports de la STEP de "Baraki"

8.5 Le bilan des apports

Le calcul du bilan des apports est évalué à partir des apports hydrologique du bassin versant "Barek" et celle de la station d'épuration de "baraki" et en tenant compte des fuites du barrage, du volume écologique et du volume évaporer. Il est décrit comme suit :

Tableau 17 : Le bilan des apports

Mois	AF	V (STEP)	Fuite	Volume écologique	Volume Evaporation	Le bilan des apports
Janvier	389022.624	4169500	3890.22624	19451.13121	6500.876573	4528680,390
Février	296083.192	3900500	2960.83192	14804.15961	8926.047473	4169892,153
Mars	262380.269	4169500	2623.80269	13119.01345	13173.29211	4402964,161
Avril	259761.851	4035000	2597.61851	12988.09253	16419.52852	4262756,611
Mai	176991.625	4169500	1769.91625	8849.581253	18595.17054	4317276,957
Juin	53932.3688	4035000	539.323688	2696.61844	19690.67201	4066005,755
Juillet	6784.8125	4169500	67.848125	339.240625	13680.62741	4162197,096
Août	17569.3633	4169500	175.693633	878.4681653	16576.53598	4169438,666
Septembre	116239.19	4035000	1162.3919	5811.959484	15133.97494	4129130,863
Octobre	237196.019	4169500	2371.96019	11859.80097	14757.2747	4377706,984
Novembre	327299.099	4035000	3272.99099	16364.95493	8910.357167	4333750,795
Décembre	424129.302	4169500	4241.29302	21206.46509	8785.980821	4559395,563

Avec : AF : apport fréquentiel (m³).

V (STEP) : volume transféré de la STEP de Baraki (m³).

Vf : les fuites du barrage estimé à 1% de l'apport fréquentiel (m³).

Volume écologique : volume écologique estimé à 5% de l'apport fréquentiel (m³).

Bilan des apports = AF +V (STEP) - (Vf + Volume écologique +Volume Evaporation)

La courbe du bilan des apports cumulés est représentée par la courbe suivante :

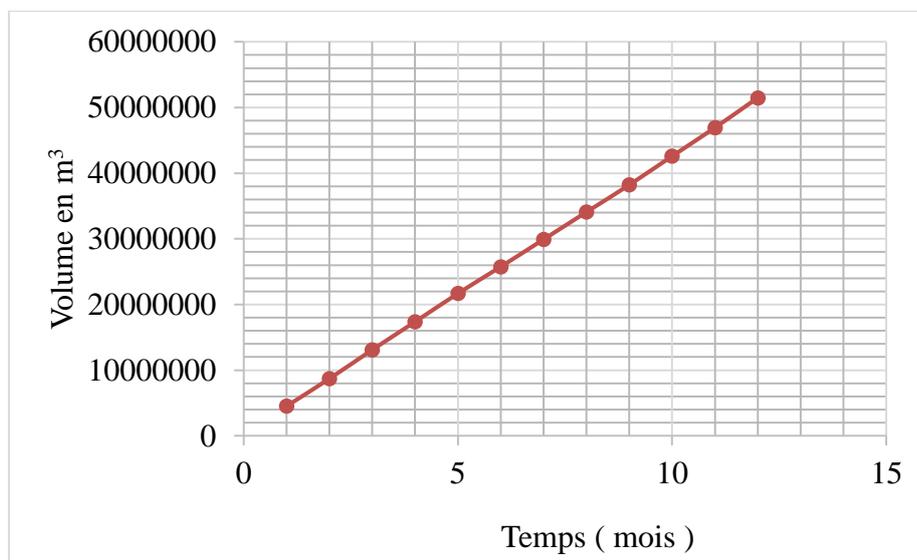


Figure 13 : La courbe du bilan des apports cumulés

8.6 La demande agricole en eau

La demande en eau pour l'irrigation de la région de Barek, obtenu au niveau d'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transferts) est décrite mensuellement par le tableau suivant :

Tableau 18 : La demande agricole en eau

Mois	La demande agricole en eau
Janvier	0
Février	0
Mars	1650000
avril	3300000
mai	5500000
juin	8250000
juillet	12650000
août	13750000
septembre	8250000
octobre	1650000
novembre	0
décembre	0

La représentation graphique de l'agricole en eau cumulé est donnée par la courbe suivante :

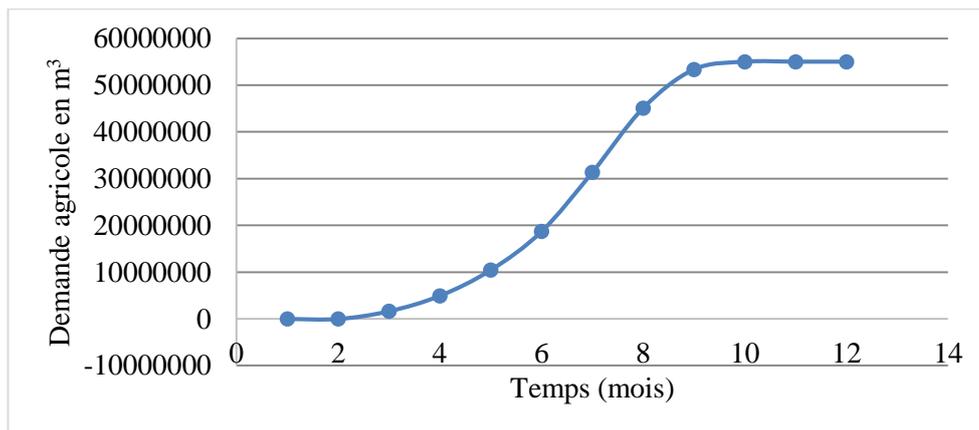


Figure 14 : La courbe de la demande agricole

8.7 Volume utile du barrage "Barek"

La détermination du volume utile se base sur la méthode de fonctionnement en un temps à partir de la figure suivante :

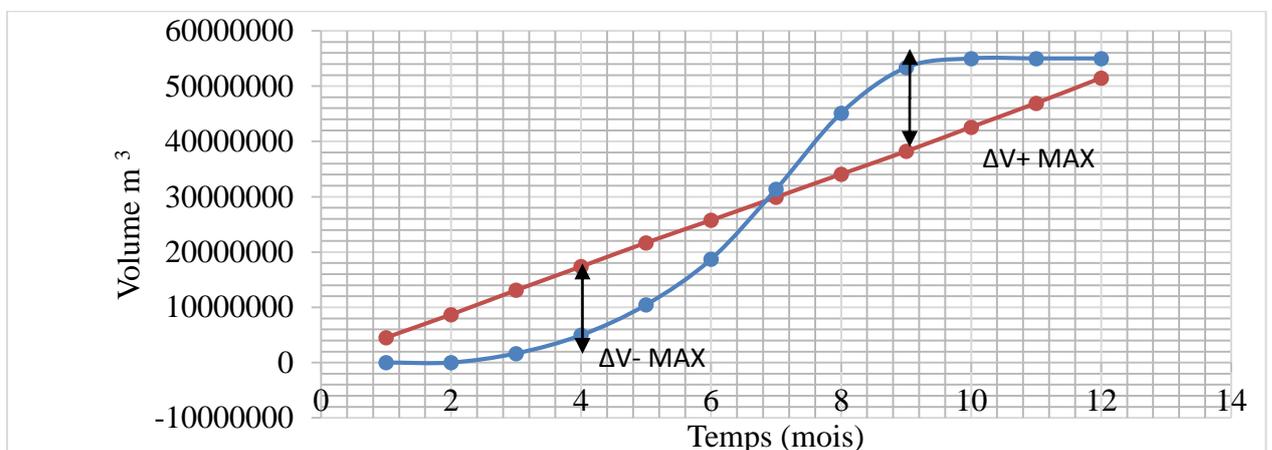


Figure 15 : L'évolution dans le temps de la demande et de l'apport

La détermination de volume utile est obtenue à partir de la formule suivante :

$$Vu = |\Delta V - |MAX + |\Delta V + |MAX = 2755595.066 \text{ m}^3 = 27.55595066 \text{ Mm}^3$$

Avec : ΔV : La différence entre la courbes de la demande et de l'apport.

9. Le Laminage des crues

Le fonctionnement hydraulique global d'une retenue relève de l'arithmétique simple. Il est décrit par l'équation de base suivante : $\frac{dV(z)}{dt} = Q_e - Q_s(z, t)$

Avec : $V(z)$: la capacité de la retenue en fonction du niveau Z du réservoir.

Q_e : le débit entrant dans la retenue en fonction du temps.

$Q_s(z, t)$: est le débit sortant fonction de la cote de la retenue.

Par intégration de l'équation différentielle on obtient l'évolution dans le temps du débit sortant à partir des conditions initiales.

Il existe plusieurs méthodes dans ce contexte, dans notre cas d'étude, on s'intéresse à la méthode de Muskingum puisque cette méthode est facile à programmer, ce qui nous facilite le calcul du laminage par ordinateur.

9.1 Méthode de Muskingum

Le principe de cette méthode est basé sur la résolution de l'équation de continuité suivante écrite d'une façon simplifiée par : $\frac{dV}{dt} = I - O$

Avec : V : volume de la retenu.

I : débit d'entrée.

O : débit de sortie.

Pour un intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$ assez petit, on peut écrire l'équation de continuité précédente comme suit :

$$V_2 - V_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \times \Delta t$$

L'équation peut être réécrite encore comme suit :

$$\left(2 \times \frac{V_2}{\Delta t} + O_2 \right) = \left(I_1 + I_2 + \left(2 \times \frac{V_1}{\Delta t} + O_1 \right) - 2 \times O_1 \right)$$

Les conditions initiales de cette équation itérative est :

- $O_1 = I_1$
- $\left(2 \times \frac{V_1}{\Delta t} - O_1 \right)$ correspond à la valeur initial du débit d'entrée.

Cette méthode résout le problème partiellement car elle permet de calculer la quantité inconnue $\left(2 \times \frac{V_2}{\Delta t} - O_2 \right)$ en fonction des quantités connues, membre de droite de l'équation.

Pour résoudre cette équation il devrait disposer des données nécessaires suivantes :

- L'hydrogramme de crue : C'est l'hydrogramme développé dans la partie hydrologie qui correspond à la crue déca-millénaire de débit de pointe 336 m³/s. (Voir Figure 11).
- La courbe volume-hauteur : a été faite dans la partie étude topographique. (Voir Figure 25).
- La loi de l'évacuateur de crue : Le débit de crues qui traverse l'évacuateur de crue et se calcule par la formule suivante :

$$Q_s = m \cdot b \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_d^{3/2}$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit.

$g = 9,81$ accélération de la pesanteur.

b : largeur de déversoir.

H_d : charge sur le déversoir.

Le problème majeur dans cette formule est la détermination de la largeur du déversoir à adopter. Pour cela, nous allons faire une étude d'optimisation.

Pour l'élaboration de cette étude nous considérerons un évacuateur de crue en puits, il sera détaillé au niveau de l'étude de variante et ouvrages annexes.

9.2 Etude d'optimisation du rayon de la corolle

Le but de cette étude est de déterminer le rayon optimal de la corolle de l'évacuateur en puits ainsi que sa largeur. Le rayon optimal correspond au minimum de coût de l'ensemble de la digue et l'évacuateur de crue. La digue considérée dans le calcul est celle d'un barrage en terre zoné. La justification de ce choix est développée au chapitre d'étude de variante.

La méthode d'optimisation utilisée consiste à donner des rayons arbitraires à la corolle de l'évacuateur ($R=2, 4, 6, 8, 10$ mètres). Ensuite, nous effectuons le laminage de crue de chaque rayon, en déterminant la hauteur et le débit déversés maximaux et le coût approximatif de la digue et de l'évacuateur correspondant. Les valeurs de ces caractéristiques représentent une base pour le choix du rayon optimal.

Le laminage de chaque rayon est décrit par les deux graphes suivants (Débits/Temps, Débit/Hauteur) :

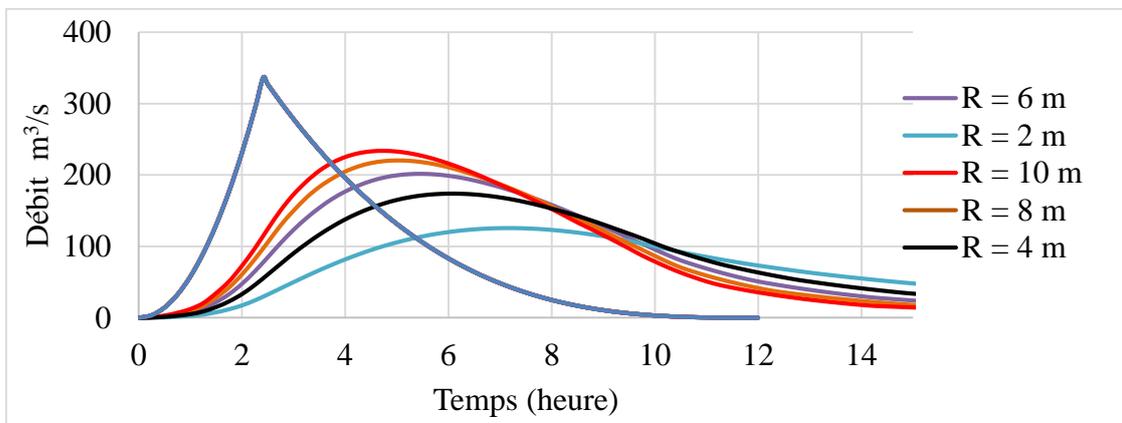


Figure 16 : Laminage de différents rayons

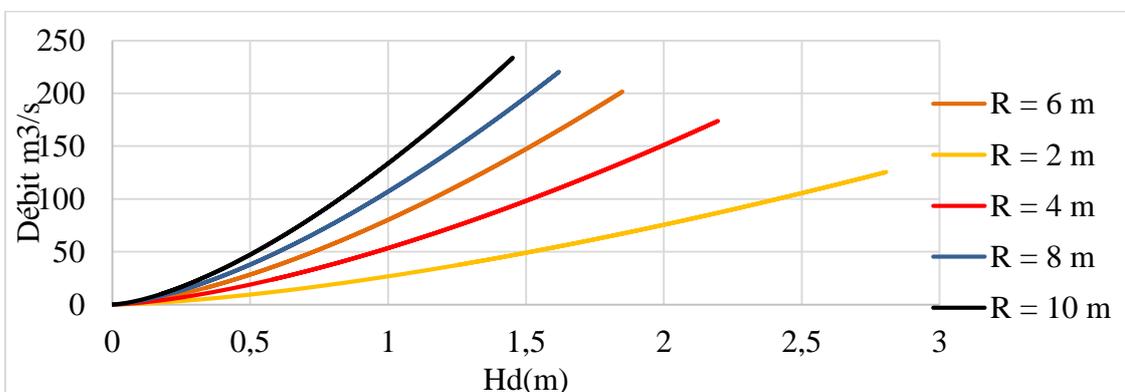


Figure 17 : Hauteur-débit déversé de différents rayons

Ces graphes nous permettent de déduire de laminage des rayons considérés (voir Tableau 19).

Tableau 19 : Les résultats de laminage

Rayon de la corolle (m)	Hauteur déversé maximale (m)	Débit déversé maximale (m ³ /s)
2	2.8066	125.6247
4	2.1960	173.8865
6	1.8501	201.7089
8	1.6201	220.3799
10	1.4521	233.7673

a. Calcul du coût approximatif de la digue :

Le calcul du coût approximatif de la digue est effectué par la quantification des volumes en matériaux constituant la digue considérée (noyau d'argile, rip-rap, filtre, drain, l'enrochement des recharges et autres paramètres).

Le coût de la digue est évalué en fonction de la hauteur approximative considérée. Le calcul de cette hauteur est donné par la formule suivante :

$$H_b = NNR + h_{dév} + R + a.$$

Avec : NNR : Niveau de retenue normal : 173.93 (NGA).

R : la revanche : 1.08 m.

$h_{dév}$: hauteur déversé fonction du rayon de la corolle.

a : la hauteur de sécurité prise : 1 (m).

Le graphe suivant représente l'évolution du coût de barrage en fonction des rayons considérés. Le procédé de calcul du coût approximatif de la digue est détaillé dans Annexe 3.

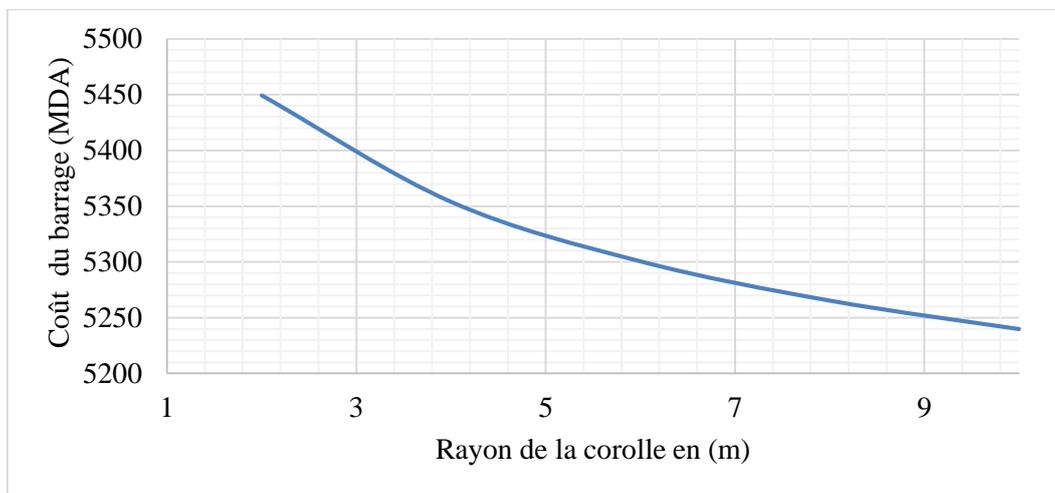


Figure 18 : Evolution du coût de barrage en fonction du rayon de la corolle

b. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur

Le calcul du coût approximatif de l'évacuateur consiste à dimensionner l'évacuateur de crue pour chaque rayon de la corolle.

Notons que l'évacuateur de crue en puits est caractérisé par des organes principaux : la tulipe, le puits, le coude, et la galerie. La méthode de dimensionnement est détaillée dans la l'annexe N°04.

Le graphe suivant représente l'évolution du coût approximatif de l'évacuateur de crue en fonction des rayons de la corolle.

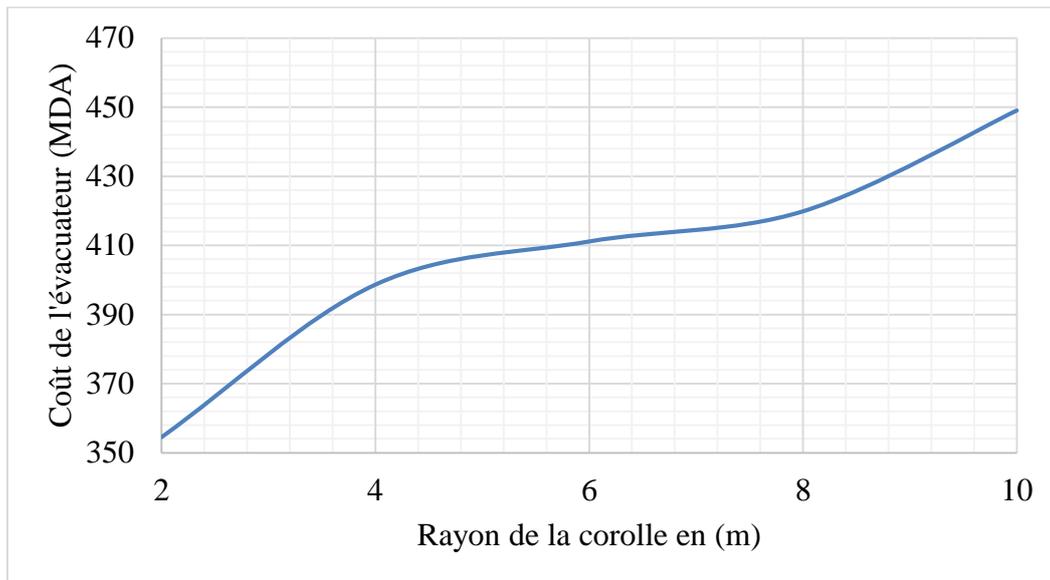


Figure 19 : Evolution de coût de l'évacuateur en fonction du rayon de la corolle

c. Synthèse et choix du rayon optimal

L'additionnement de la courbe de l'évolution de coût de l'évacuateur en fonction du rayon de la corolle avec celle de l'évolution de coût de la digue en fonction du rayon de la corolle, nous permet de déduire le choix du rayon optimal. Ceci est schématisé comme suit :

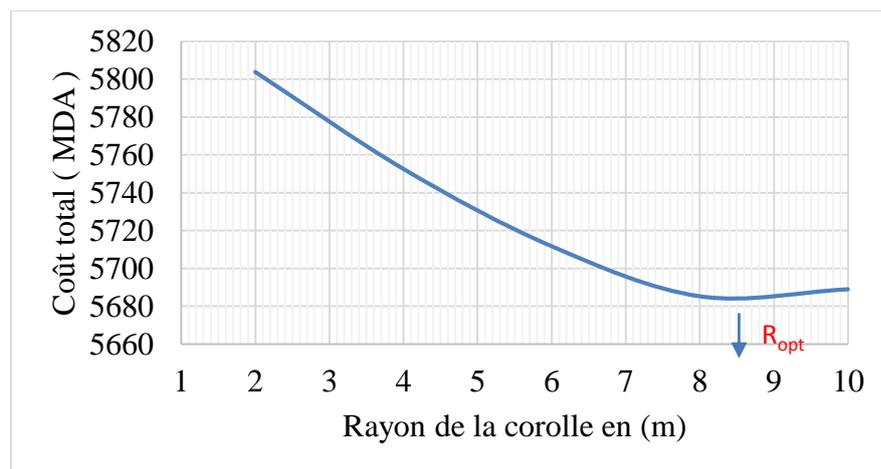


Figure 20 : Evolution du coût total de la digue et de l'évacuateur

Dans notre cas d'étude, nous avons opté pour un rayon optimal de 8.5 m, qui correspond au coût minimum du barrage (voir Figure 20).

Le laminage du rayon optimal par la méthode de Muskingum, nous a permis d'obtenir les résultats représentés au niveau des deux graphes suivants :

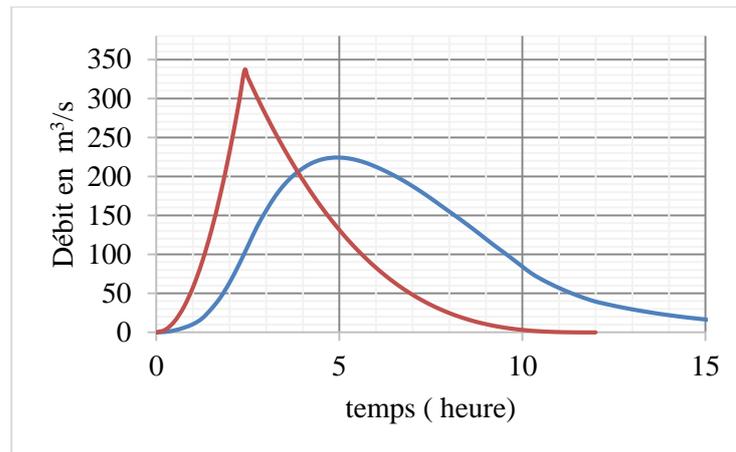


Figure 21 : Laminage de crue pour le rayon de 8.5 m

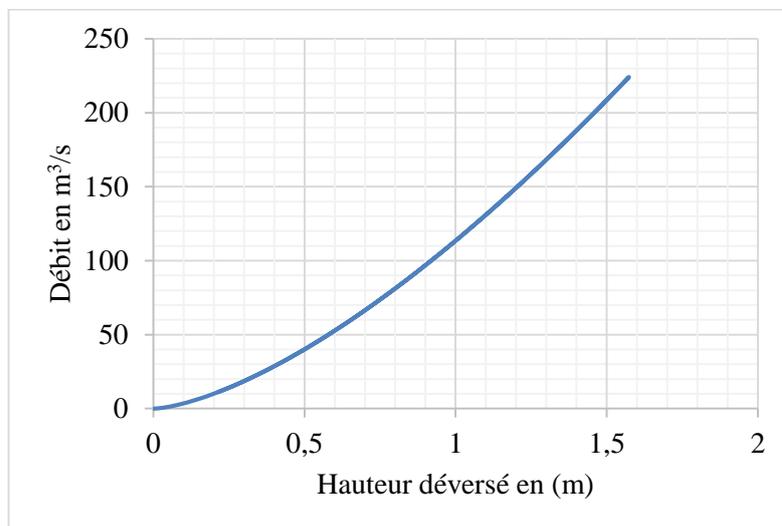


Figure 22 : Courbe hauteur-débit

Ces résultats du laminage du rayon optimal, nous permettent de déduire les caractéristiques suivantes :

- ✓ la hauteur déversée maximal est de 1.57 m.
- ✓ Le débit laminé est de 224.07 m³/s.
- ✓ Le taux d'amortissement de la crue de projet est :
 $\eta_k = Q_{\text{déversé}} / Q_{10000} = (224 / 335.96) = 66.7 \%$, due à la forme allongé du plan d'eau au niveau normal de retenu.

CHAPITRE II
Etude Topographique

1. Introduction

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

Une bonne connaissance de la topographie du site est nécessaire avant l'étude technique du barrage. Celle-ci a pour but de connaître la configuration du site, et de définir les caractéristiques de l'ouvrage.

A partir des cartes et des levés topographiques, on détermine toutes les données qui pourront être importantes pour faire un choix judicieux de l'ouvrage et de son implantation.

Les régions concernées par l'étude sont :

- le site du barrage et de la retenue,
- la vallée de la rivière,
- les zones d'emprunt des matériaux de construction.

Dans notre étude topographique les caractéristiques du système de projection sont :

Tableau 20 : Système de projection

Système	UTM
Système de référence	WGS 84
Fuseau	31(0°E – 6°E- hémisphère Nord)
Unité	Mètre

L'utilisation des cartes d'état-major (1/25 000) est adéquate pour l'étude topographique du bassin versant.

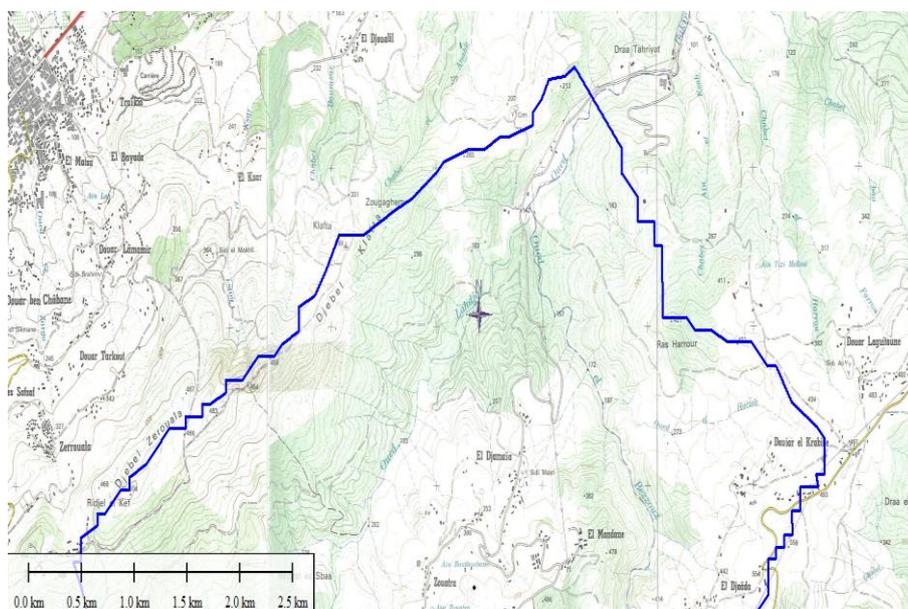


Figure 23 : Carte d'état-major (échelle : 1 /25000)

2. Topographie de la cuvette

L'étude topographique de la cuvette est évaluée à partir du plan topographique de la cuvette, nous construisons ces courbes qui permettent d'évaluer facilement les surfaces noyées et les volumes correspondants pour différentes côtes. Nous verrons ultérieurement que l'on se sert de ces graphes pour caler la côte des différents ouvrages et pour évaluer l'effet de laminage.

Pour tracer la courbe de superficie d'un réservoir (voir *figure 25*), nous divisons la tranche utile en n parties égales. Ensuite, il s'agit de déterminer la superficie correspondante à chacune de ces côtes à l'aide du plan topographique d'échelle 1/1000 et le planimètre du logiciel AUTOCAD.

La côte à l'exutoire est de 116.5 NGA, correspond au lit de l'oued. La côte maximale que peut atteindre l'eau sans qu'il y'ait débordement est la côte de 190 NGA.

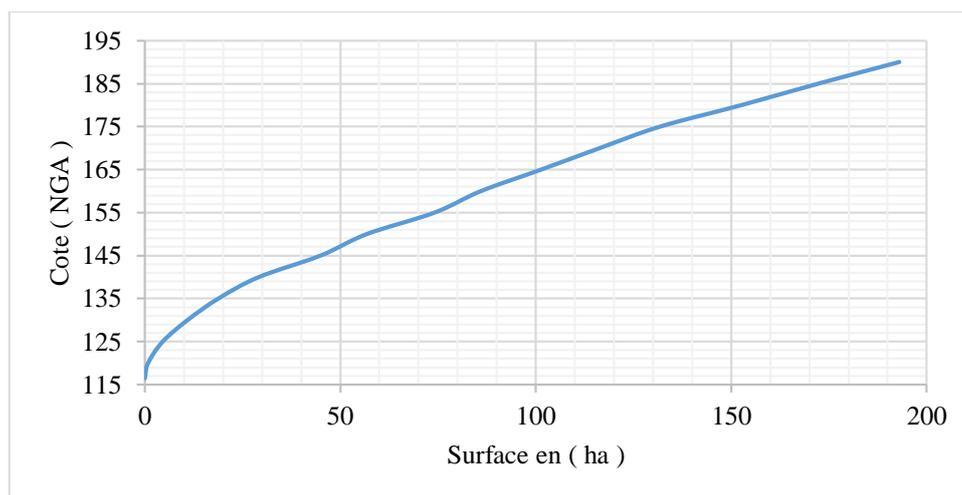


Figure 24 : La courbe surface-hauteur

Et par la suite de déterminer la courbe qui lie la capacité (voir *Figure 25*) avec la côte du terrain obtenu par l'intégration de la courbe surface-hauteur précédente à l'aide de la méthode d'intégration numérique "Trapèze".

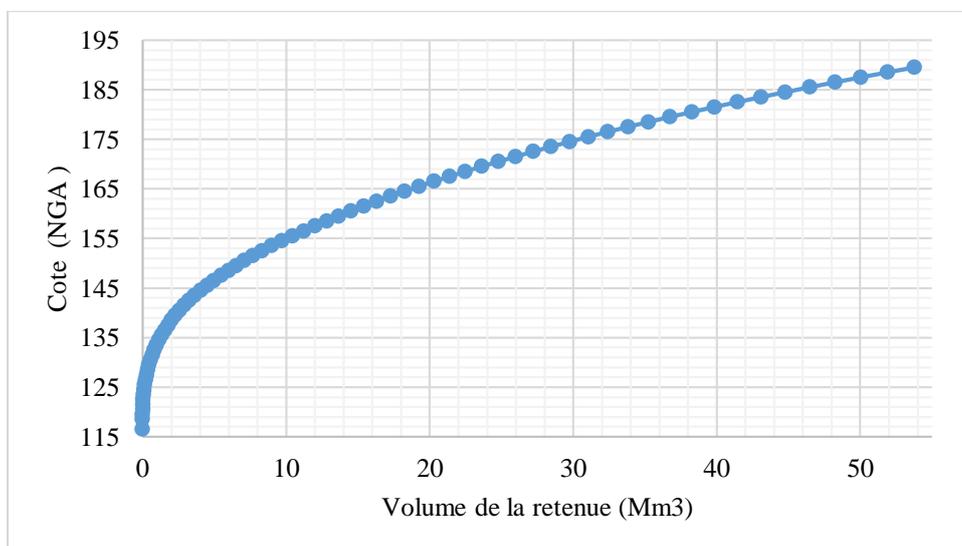


Figure 25: La courbe volume-hauteur.

3. Les zones d'emprunt de matériaux de construction

Le but de cette étude est de déterminer les coordonnées de ces zones et leurs distances par rapport au site du barrage. Les différentes zones d'emprunts de matériaux de construction existant dans le bassin versant de Barek sont les alluvions de Oued Zérouela et de la carrière de calcaire d'El Maadane, ou à l'extérieur du bassin versant tel que la carrière de Mefteh et les alluvions de Oued Arbatache. Les coordonnées des zones d'emprunts sont :

Tableau 21 : Les coordonnées des zones d'emprunts

La zone d'emprunts	Nom de la région	X (UTM)	Y (UTM)	Z (NGA)	Rayon Km
Alluvion	Oued Zerouala	525084.165	4052247.212	115 - 142	0 - 1
Carrière de Calcaire grise	Mefteh	522211.989	4052056.61	290	3 - 4
Alluvion	Oued Arbatache	529474.586	4048822.947	250	5
Carrière de Calcaire	Koudiat El Maadane	525386.499	4049605.073	450	2 - 3

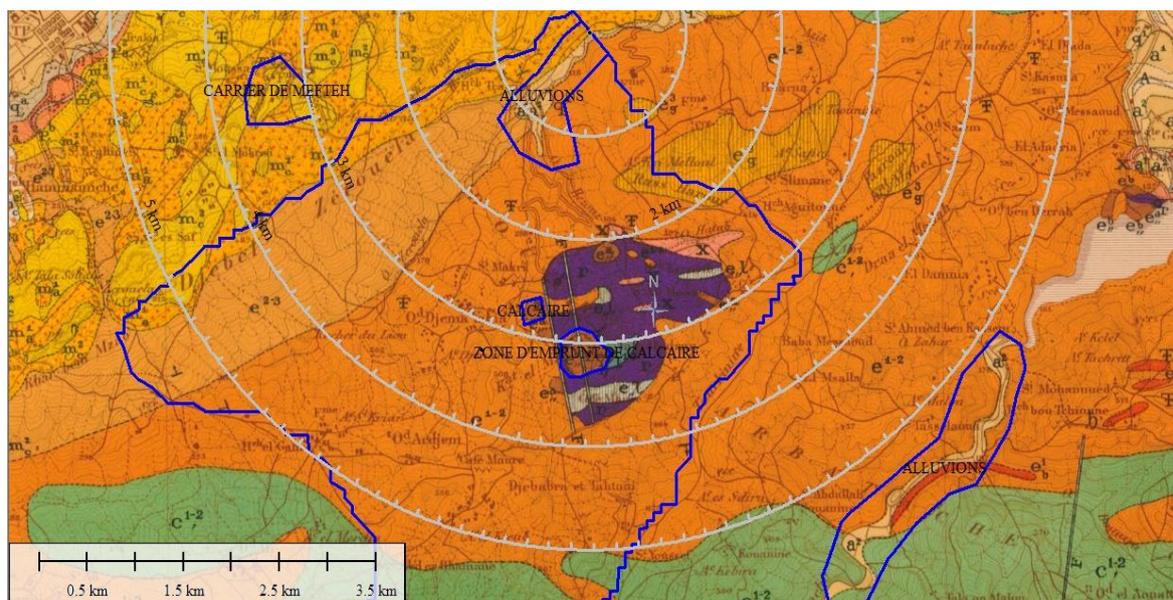


Figure 26 : Distance des zones d'emprunt par rapport au site du barrage.

On remarque que la zone d'emprunt des alluvions d'Oued Arbatache est assez loin, mais cette zone est exploitée dans le cas où il y a un manque des alluvions dans la digue.

4. Topographie du site de Barek

L'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, ou parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

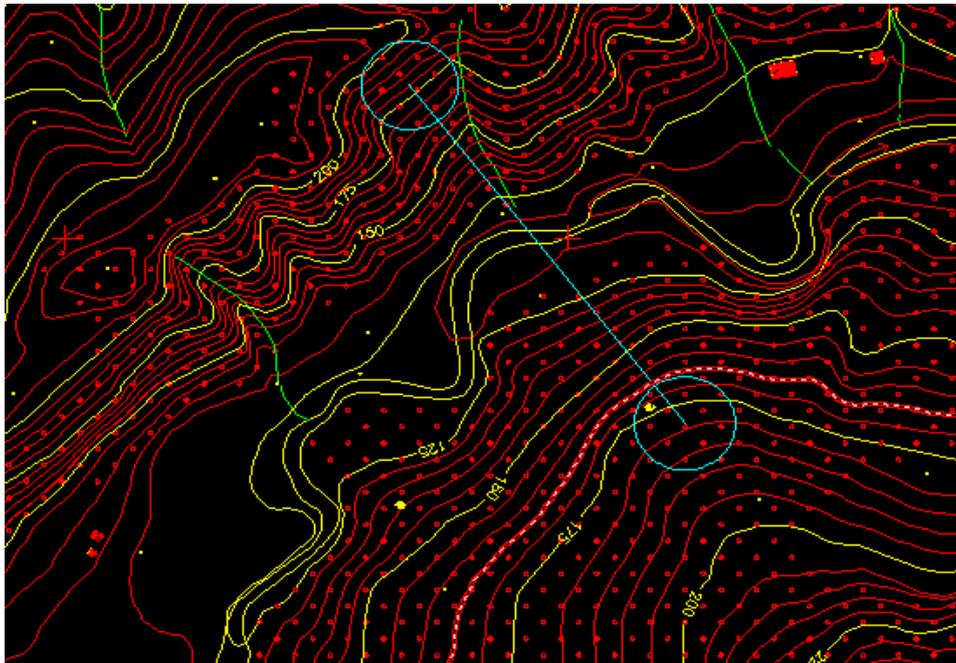


Figure 27: L'axe du barrage.

Les coordonnées de l'axe du barrage de "Barek" sont :

Tableau 22: Coordonnée de l'axe.

	X	Y
Rive gauche	525315.348	4052903.034
Rive droite	525628.915	4052545.151

5. Morphologie de la vallée

La courbe suivante présente l'évolution de la longueur de la vallée en fonction de la hauteur :

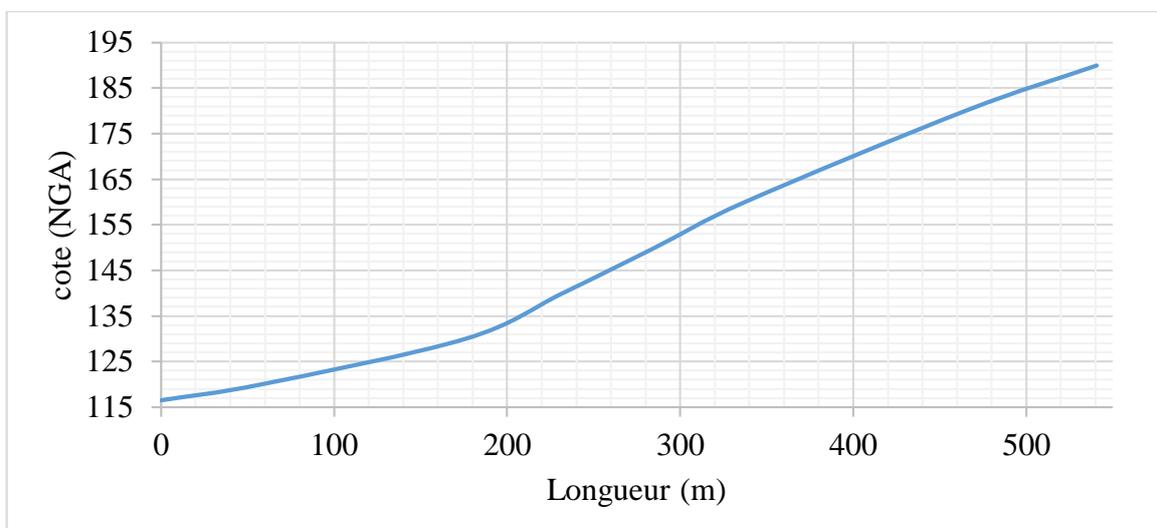


Figure 28 : La courbe hauteur-longueur de la vallée du site "Barek".

De l'analyse de cette courbe, on remarque que le site de "Barek" présente une vallée de largeur moyenne qui conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai.

5.1 Profil en long

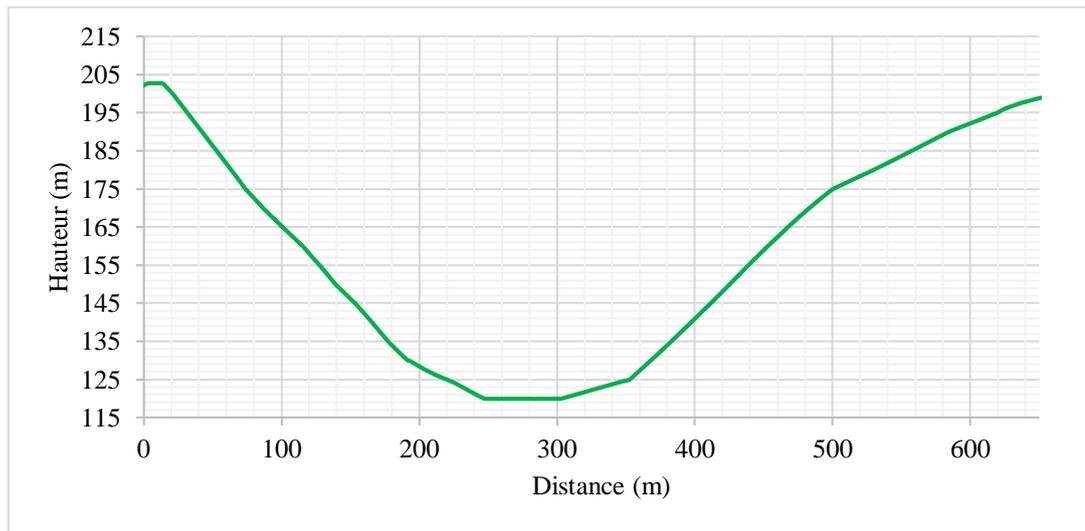


Figure 29 : Profil en long de la vallée.

Du point de vue morphologique, la vallée présente des talus avec une inclinaison moyenne de 13° à 18° dans la zone d'affleurement des formations du versant de la rive droite et de 22° à 28° dans le versant de la rive gauche. Les pentes du piedmont sont par contre en général plus douces (7° - 9°).

5.2 Caractéristique de la digue

Les caractéristique de la digue du barrage "Barek" sont :

- Le volume utile est : 27.55 Mm³.
- Le volume mort : 1.47 Mm³.
- Le volume brut : 29.02 Mm³.
- Le plan d'eau à la retenue normale est à une hauteur de 57.42 m qui correspond à la cote 173.93 NGA.
- Le niveau des plus hautes eaux correspond à la cote 175.4881 NGA.
- Le niveau de volume mort est à une hauteur de 19.62 m correspond à la cote de 136.12 NGA.

CHAPITRE III
Etude Géologique et
géotechnique

1. Introduction

La connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique et hydraulique des matériaux constituant la fondation de l'ouvrage, et ceux envisagé à utiliser pour sa construction, est nécessaire au projeteur pour concevoir le barrage le mieux adapté à son contexte géotechnique.

2. Cadre géographique

La région de "Barek" fait partie du Sud-Est d'Alger et peut être subdivisée en trois zones principales, qui sont du Nord-Ouest au Sud-Est :

- ✓ Le sahel d'Alger découpé par de très courts oueds débouchant dans l'Oued El Harrach.
- ✓ La plaine de la Mitidja traversée avec une direction d'écoulement Sud-Nord, par deux oueds principaux ; l'oued El Harrach à l'Ouest et l'oued el Hamiz à l'Est.
- ✓ Le Djebel Zerouela et les massifs situés plus à l'arrière de la région.

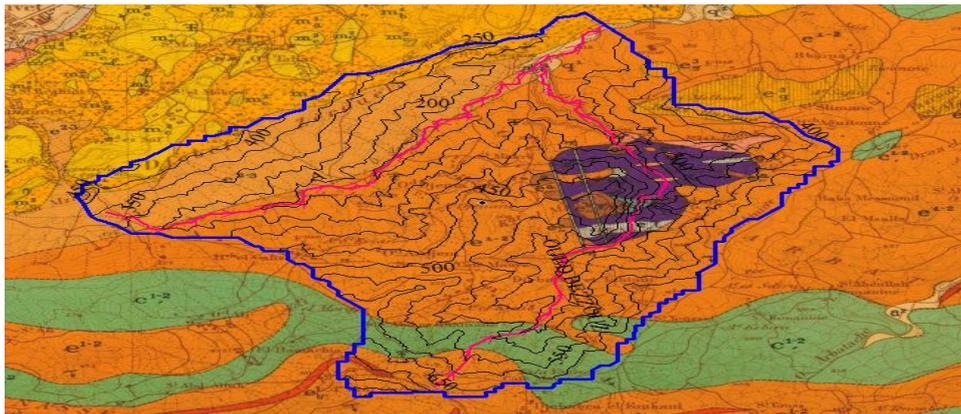


Figure 30 :délimitation du sous bassin versant du barrage "Barek"

3. La séismicité

Le site du barrage de "Barek" se trouve dans la zone séismogène de Boumerdes, Blida, Alger. Mais, il peut aussi ressentir des fortes secousses de la région de Bibans occidentaux.

La figure 31 illustre un agrandissement à l'échelle 1:1.000.000 de la carte du risque séismique du GSHAP Ibero - Maghreb Working Group, 1997, il en résulte que l'accélération de pointe PGA au site de Barek est comprise entre 0.16 et 0.24 g, avec 90% de probabilité que cette valeur ne soit pas dépassée dans les prochains cinquante ans.

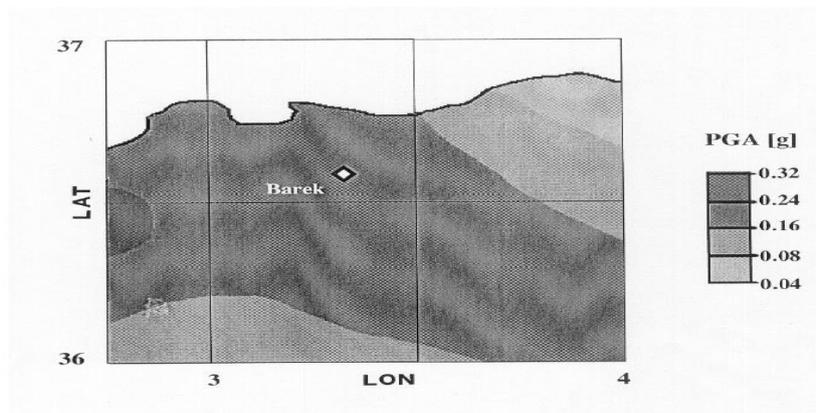


Figure 31 : Risque séismique de la région de Barek (Wilaya de Blida)

Enfin, nous retenons que pour le site de Berek le risque d'un séisme de haute intensité pendant la période de vie du barrage avec un degré de probabilité significatif est possible.

4. Descriptions géologiques

Cette description porte sur l'étude de la stratigraphie de la vallée et la géologie du site du barrage.

4.1 Stratigraphie de la vallée de l'oued Zerouela

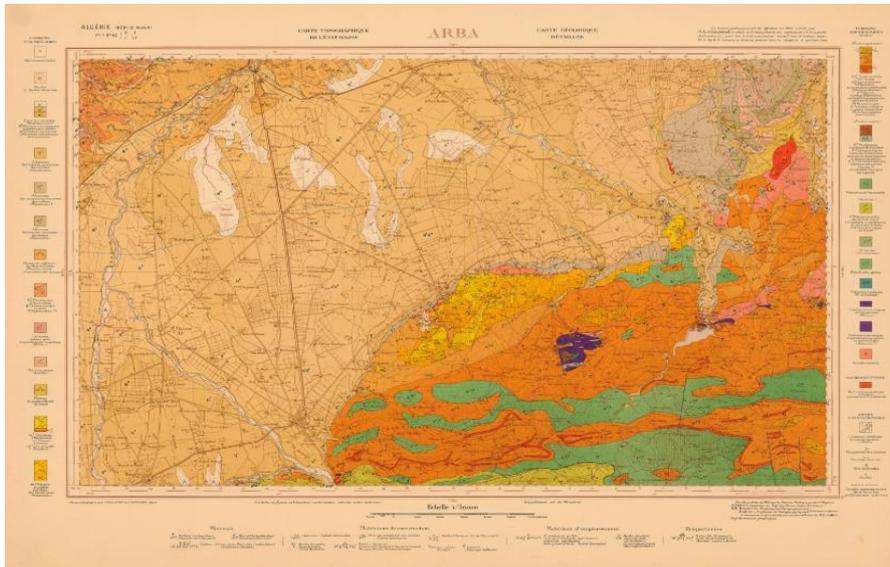


Figure 32 : Carte géologique de l'Arbaa

Les formations géologiques affleurantes appartiennent à la série des Flyschs d'âge Eocène supérieur et à celle des molasses gréseuses et conglomératiques du Cartennien.

La stratigraphie de la vallée de l'oued Zerouela en ordre décroissant est donnée comme suite :

a. Couverture quaternaire : La couverture quaternaire est composée des Alluvions actuelles et récentes de l'Oued Zerouela et de ses affluents, dépôts de pente, sols colluviaux et éluviaux.

b. Miocène : Le miocène est formé par :

- ✓ Grès de faciès littoral, qui affleure dans le versant nord-occidental du Djebel Zerouela.
- ✓ Grès et poudingues d'origine continentale ou littorale, passe peu à peu vers le haut aux grès précédents.

c. Eocène supérieur : L'eocène supérieur est formé par :

- ✓ Grès quartzeux mouchetés du Rass Harour
- ✓ Flysch schisto-quartziteux, azoïque, qui affleure la haute vallée de l'Oued Zerouela dans le versant de rive gauche.
- ✓ Flysch à petites Nummulites (marnes sableuses micacées). Cette formation occupe une vaste superficie autour du dôme d'El Madène,
- ✓ Schistes et grès sans fossiles.

d. Terrains anté-éocène supérieur. du Koudiat el Madène : Cette formation est composée :

- ✓ Poudingues et Grès à grandes Nummulites.
- ✓ Calcaires et Grès à grandes Nummulites, grandes Ortophragmines et grandes Assilines.
- ✓ Calcaires lutétiens, calcaires à Alvéolines et calcaires liasiens non séparés.
- ✓ Grès micacés et poudingues.
- ✓ Schistes lustrés du Primaire, affleurent abondamment dans le Koudiat El Madène.

4.2 Géologie du site du barrage

a. Caractéristiques géomorphologiques : La zone de reconnaissance présente un fond de vallée relativement étroit d'environ 50-80 m de largeur où coule l'oued Zerouela. Le thalweg de l'oued se trouve à une cote variant entre 115 et 120 m NGA.

En rive droite, la vallée remonte le long d'un talus avec une inclinaison moyenne d'environ 13° jusqu'au sommet du Rass Harour de 413 m NGA.

Le versant de rive gauche, appartenant à la partie méridionale du Dj.Zerouela, présente des talus plus raides (22-28°).

Enfin, en résulte un profil asymétrique produit par conditions lithologiques différentes (voir Figure 33). En effet, le versant de rive droite appartient au domaine des pélites et de marnes schisteuses tandis que le versant opposé est formé de marnes, grès et conglomérats.

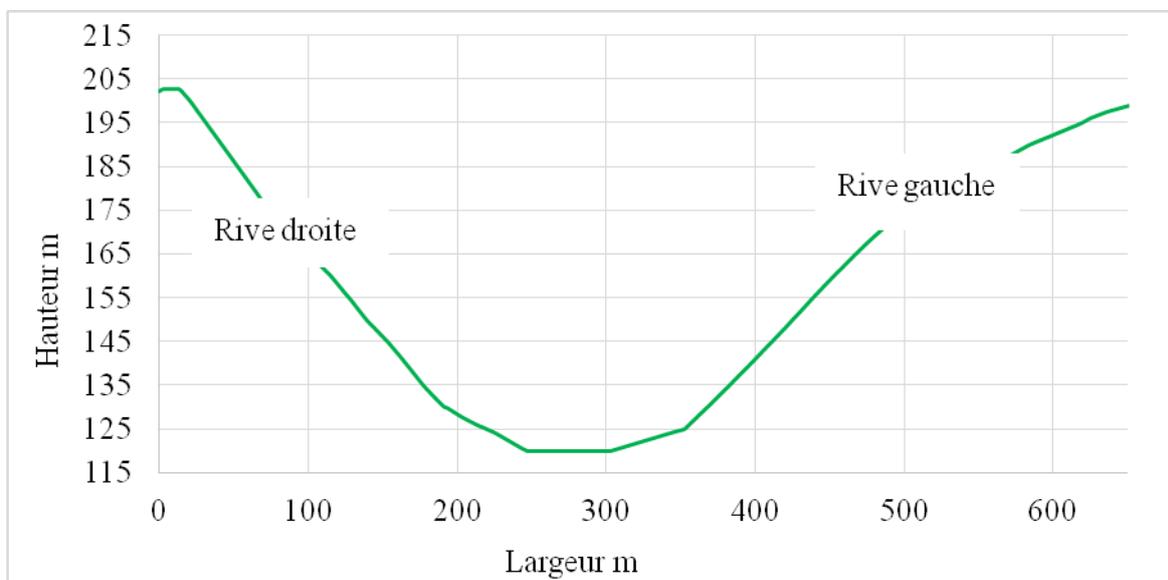


Figure 33 : Profil en long du site de barrage

b. Reconnaissance géologique : L'exécution des sondages carottés et après prélèvement d'échantillons et essais au laboratoire, on aboutit à la reconnaissance des caractéristiques du massif de la fondation du barrage et des ouvrages hydrauliques annexes ainsi que les parties composantes le corps du barrage. Dans les formations rocheuses, le carottage continu a la possibilité d'obtenir les informations complémentaires en matière de degré d'altération et de fracturation, et les taux de récupération et les taux de RQD.

La zone du barrage de Barek a été explorée avec huit forages carottés (SB1 à SB8) et deux forages pression métriques (SPB1 et SPB2), exécutés par la Société SERSID d'Oran.

Tableau 23 : Caractéristiques des forages

Code du forage	X (Lambert)	Y (Lambert)	Z (NGA)	Profondeur du forage (m)	Type de forage	Inclinaison
SB1	552483	369411	127	96	carotté	Vertical
SB2	552454	369449	120	59.2	carotté	Vertical
SB3	552422	369490	122	34.59	carotté	Vertical
SB4	552358	369572	155	87.5	carotté	Vertical
SB5	552397	369475	123	30	carotté	(30° → NE)
SB6	552397	369522	127	47.12	Carotté	Vertical
SB7	*****	*****	***	34	Carotté	(30° → S)
SB8	*****	*****	***	24	Carotté	(45°)
SPB1	552397	369522	127	34.96	pressiométriques	Vertical
SPB2	*****	*****	***	13.5	pressiométriques	vertical

Les forages de reconnaissance ont été exécutés en grande partie près de l'axe du barrage, notamment SB1, SB2, SB3, et SB5 en rive droite et SB4 et SB6 en rive gauche. Le forage SB7 a été fait en rive gauche, à l'aval de l'axe, et le SB8 en rive droite (voir la Figure 34).

L'emplacement des sondages est représenté dans la figure suivante :



Figure 34 : L'emplacement des sondages au niveau de l'axe

Le carottage a permis de définir les séquences litho stratigraphiques du sous-sol de la zone explorée par les forages (SB1, SB2, SB3, SB4, SB5, SB6, SB7 et SB8) de la façon suivante :

➤ SB1 (rive droite)

Tableau 24 : Résultat de SB1

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0 – 8	Grès désagrégé et marne			SOL	
8 – 10.6	Marne schisteuse et grès (Schistes et Grés)	100	< = 10	MW - SW	
10.6 - 17	Marne schisteuse avec grès	100	< = 10	F	
17 – 18	Grès fracturé	100	< = 10	F	
18 - 24.3	Pélites très schisteuses	100	< = 10	F	
24.3 – 32	Marne schisteuse	100	< = 10	F	
32 – 36	Marne fracturé	100	60	F	
36 – 47.6	Pélites très schisteuses	64	< = 10	F	
47.6 – 70	Marne schisteuse et gréseuse	59	< = 10	F	
70 - 96	Marne schisteuse et gréseuse	67	< = 10	F	

➤ SB2 (rive droite)

Tableau 25 : Résultat de SB2.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 7.6	Sable/gravier limoneux avec cailloux (Colluvions)			SOL	
7.6 - 19.7	Marne schisteuse (Schistes et Grés)	52	< = 10	F	
19.7 - 30.0	Marne schisteuse	38	< = 10	F	
30.0 - 40.0	Marne schisteuse	53	< = 10	F	
40 - 59.38	Marne schisteuse	55	14	F	

➤ SB3 (rive droite)

Tableau 26 : Résultat de SB3.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 3.76	Sable/gravier limoneux avec cailloux (Alluvions)			SOL	
3.76 - 20.19	Marne grisâtre à brune (Schistes et Grés)	100	N.D	F	
20.19 - 26.0	Banc de grès ferrugineux	100	N.D	F	
26.0 - 30.0	Marne et grès	100	N.D	F	
30.0 - 34.6	Marne grisâtre	100	N.D	F	

➤ SB4 (rive gauche)

Tableau 27 : Résultat de SB4.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 1.5	Sol argilo-limoneux organique (Couverture)			SOL	
1.5 - 12.0	Marne et grès (Flysch à petites Nummulites)	100	64	SW	
12.0 - 18.	Conglomérat peu cimenté	100	0	F	
18.0 - 19.5	Marne	100	> 75	F	
19.5 - 22.5	Marne	100			8 UL
22.5 - 26.5	Conglomérat	100	58	F	
23.5 - 25.	Conglomérat	100			88 UL
26.5 - 29.5	Marne oxydée	64	> 75	F	
29.5 - 32.5	Marne brune	59			1.6 UL
32.5 - 35.0	Marne brune	67			< 1 UL
36.5 - 40.0	Marne brune				
40.0 - 44.0	Marne brune		> 75	F	
44.0 - 49.0	Conglomérat	100	> 75	F	
49.0 - 57.0	Marne brune	100	> 75	F	
57.0 - 58.8	Grès et conglomérat	100	> 75	F	
58.8 - 87.5	Marne grise à verdâtre et brune	100	> 75	F	

➤ SB5 incliné 30° vers NE (rive droite)

Tableau 28 : Résultat de SB5.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 3.0	Marne argileuse altérée et restes végétaux (Couverture)			MW	
3.0 - 9.0	Marne grésio-quartzreuse (Schistes et Grésés)				< 1 UL
9.0 - 12.0	Marne grésio-quartzreuse	100	> 75	F	
12.0 - 15.0	Marne grésio-quartzreuse			F	< 1 UL
15.0 - 20.0	Marne grésio-quartzreuse	100	> 75	F	
20.0 - 23.0	Marne grésio-quartzreuse	100	> 75	F	< 1 UL
23.0 - 26.0	Marne grésio-quartzreuse	100	> 75	F	< 1 UL
26.0 - 29.0	Marne grésio-quartzreuse	64	> 75	F	< 1 UL
29.0 - 30.0	Marne grésio-quartzreuse	59	> 75	F	

➤ SB6 (rive gauche)

Tableau 29 : Résultat de SB6.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 1.5	Terre végétale et limon argileux avec gravier (Couverture)			SOL	
1.5 - 6.5	Conglomérat désagrégé et marne au fond (Flysch à petites Nummulites)		64	MW-SW	
6.5 - 9.0	Argile marneuse et marne	100	0	F	
9.0 - 18.24	Marne argileuse rougeâtre	100	> 75	F	
18.2 - 21.28	Marne argileuse rougeâtre				< 1 UL
22.9 - 24.5	Marne argileuse avec gravier Isolé	100	58	F	
24.5 - 32.0	Marne argileuse rougeâtre	100		F	
32.0 - 33.44	Conglomérat		51		9 UL
33.44- 38.0	Conglomérat et marne Rougeâtre	100	> 75	F	
38.0 - 39.5	Marne argileuse rougeâtre	100		F	
39.5 - 41.0	Conglomérat et marne avec gravier isolé	100	> 75	F	
38.0 - 41.0					40 UL
41.0 - 44.0	Marne rougeâtre avec gravier Isolé	100	> 75	F	
41.0 - 44.0	Marne, grès et gravier	93	> 75	F	

➤ SB7 incliné 30° vers S (rive gauche)

Tableau 30 : Résultat de SB7.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 6.49	Sable/gravier (Alluvions)			SOL	
6.49 - 10.0	Conglomérat et marne altérés (Flysch à petites Nummulites)	61	0	MW - SW	
11.6 - 13.0	Conglomérat et marne Rougeâtre		66	F	
13.0 - 21.1	Marne rougeâtre	100	> 75	F	
21.1 - 29.44	Marne schisteuse (Schistes et Grés)	66	13	F	

➤ SB8 incline 45°

Tableau 31 : Résultat de SB8.

Profondeur [m]	Description sommaire	Récupération [%]	RQD [%]	Altération	Perméabilité Lugeons
0.0 - 5.3	Argile sableuse et graveleuse			SOL	
5.3 - 11.7	Marne schisteuse et calcaires (Schistes et Grès)	88	9	MW - SW	
11.7 - 14.8	Marno-calcaires	78	N.D	F	
14.8 - 17.0	Pélites très schisteuses	60	<= 10	F	

c. Géologie du sous-sol : La géologie du sous-sol est formé par :

- ✓ Un ensemble éocène supérieur des Schistes et Grès constitue le substratum rocheux le plus ancien et intéresse la zone d'appui du barrage en rive droite.
- ✓ Un ensemble de marnes avec une épaisseur de l'ordre de 150 m, se trouvant dans le versant de la rive gauche.
- ✓ Des alluvions de l'oued et de la couche colluviale de la rive droite.

d. Nappe d'eau souterraine : Les profondeurs d'eau libre mesurées pendant l'avancement des forages sont les suivants :

- ✓ SB1 (rive droite) : 3.43 m.
- ✓ SB2 (rive droite) : 8.9 m.
- ✓ SB5 (rive droite) : 3.0 m.

e. Essais en laboratoire : Le programme des essais en laboratoire effectué sur des carottes de deux ensembles de marnes (Granulométrie, limites d'Atterberg, paramètre physique et essais mécanique) :

➤ **Marne de l'ensemble des Schistes et Grès**

Les échantillons de marne de l'ensemble des Schistes et Grès, prélevés dans les forages SB1, SB2 et SB3 :

- ✓ SB1 (les profondeurs entre 20.76 et 21.21m, 23.4 et 23.6 m).
- ✓ SB3 (les profondeurs entre 5.72-6.12m, 14.7-15.3m, 33.39-34.07 m).
- ✓ SB5 (les profondeurs entre 5.7-6.0 m).

Les essais de reconnaissance sur ces échantillons donnent les paramètres physiques en moyenne suivants :

- ✓ Fraction colloïdale < 2 μ : 21.25 (+/- 14.6)%
- ✓ limite liquidité LL : 33.16 (+/- 4.7)%
- ✓ indice plasticité I_p : 13.3 (+/- 2.68)%
- ✓ teneur en eau ω_n : 7.02 (+/- 2.99)%
- ✓ poids spécifique grains γ_s : 2.665 (+/- 0.017) g/cm³
- ✓ densité volume humide γ : 2.13 (+/- 0.17) t/m³
- ✓ densité volume sèche γ_d : 2.0 (+/- 0.18) t/m³

➤ **Marne de la formation du Flysch à petites Nummulites**

Les échantillons de marne de la formation du Flysch à petites Nummulites, prélevés dans les forages SB4, SB6 et SB7 :

- ✓ SB4 (les profondeurs entre 9.4-9.64 m, 38.5-38.95 m).
- ✓ SB6 (les profondeurs entre 9.57-10.12 m, 44.68-44.88 m).
- ✓ SB7 (les profondeurs entre 7.6-8.0 m, 15.81-16.2 m).

Les essais de reconnaissance sur ces échantillons donnent les paramètres physiques en moyenne suivants :

- ✓ fraction colloïdale < 2 μ : 10.66 (+/- 6.18)%
- ✓ limite liquidité LL : 29.31 (+/- 8.8)%
- ✓ indice plasticité I_p : 10.84 (+/- 2.54)%
- ✓ teneur en eau ω_n : 8.55 (+/- 4.29)%
- ✓ poids spécifique grains γ_s : 2.65 (+/- 0.030) g/cm³
- ✓ densité volume humide γ : 2.19 (+/- 0.34) t/m³
- ✓ densité volume sèche γ_d : 2.02 (+/- 0.34) t/m³

5. Fouille de fondation et écran d'étanchéité

Le substratum de fondation se prête à la construction d'un barrage en matériaux meubles. Nous avons évalué la profondeur de la terrasse alluviale et de la couche colluviale du talus de rive droite. Elle de l'ordre de 7 - 8 m. Sur la rive gauche on estime une couverture éluviale et colluviale de 1.5 - 3.0 m.

Des essais d'eau en pression que l'ensemble des Schistes et Grès en rive droite et des marnes du Flysch à petites Nummulites en rive gauche sont peu perméables. Par contre, les conglomérats de la rive droite sont perméables en discontinu, et les Conglomérats et Grès du Cartennien de rive gauche sont perméables.

Par conséquent, l'écran d'étanchéité pourrait être limité à une injection de liaison en rive droite et à un voile normal dans la zone d'appui de rive gauche à 40 m de profondeur.

Ainsi il faut implanter un voile d'injection au large dans le versant de rive gauche, parallèlement au versant et en amont, ceci dans le but d'empêcher des fuites à travers les Conglomérats et Grès du Cartennien.

6. Géologie du réservoir

L'oued "Barek" coule d'une façon sinueuse du Sud-Ouest au Nord-Est sur une longueur approximative 3.9 km, avec un dénivellement de 70 m, entre la cote 185 et 115 m NGA.

La vallée de l'oued Zerouela traverse en long le flanc méridional du Rass Harour et du dôme anticlinal d'El Madène, formé de formations, datées de l'Eocène supérieur, rangées en direction Nord-Est et Sud-Ouest. Il en ressort une assiette monoclinale avec bancs qui plongent vers le Nord-Ouest, le versant de rive gauche appartient au Djebel Zerouela, constitué en prépondérance de terrains marneux et conglomératiques de l'Eocène supérieur et nettement conglomératiques, au-dessous desquels disparaissent les formations de la rive droite.

Du point de vue morphologique la vallée présente des talus avec une inclinaison moyenne de 13° à 18° dans la zone d'affleurement des formations du versant de rive droite et de 22 à 28° dans le versant de rive gauche. Les pentes de piedmont sont par contre en général plus douces (7° - 9°) Le fond alluvial de l'oued Zerouela, comprend le lit mineur et majeur du torrent et les basses terrasses. Il est relativement étroit dans la partie plus amont du parcours, mais il s'élargit jusqu'à 150 m après la confluence.

Les dépôts quaternaires sont représentés par du sable et du gravier alluvionnaires de l'Oued Zerouela et de l'oued Bezouz. Ils sont aussi représentés par des colluvions argileuses, qui intéressent particulièrement les talus du versant de rive droite et par des encroûtements de tufs qui se manifestent surtout dans le versant septentrional du Rass Harour.

La délimitation du sol de la cuvette permet de déterminer les différentes formations du sol données par la figure suivante :

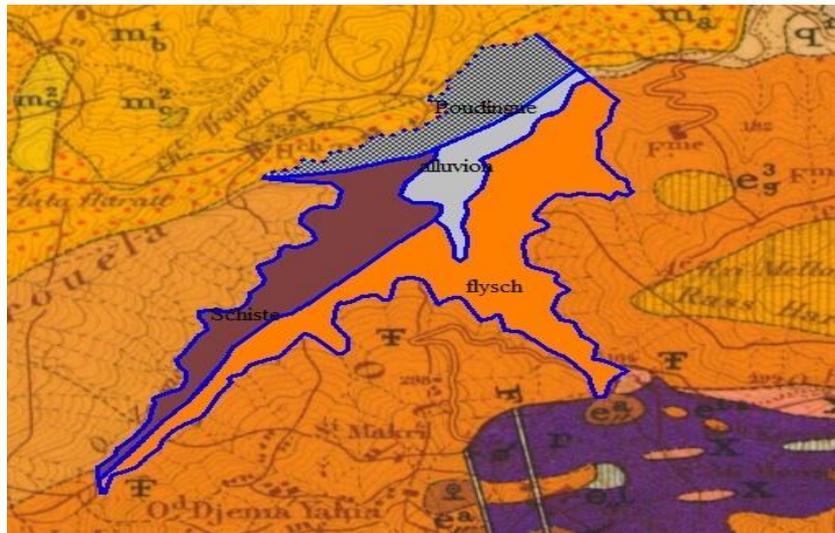


Figure 36 : Occupation du sol de la cuvette

Les surfaces et les pourcentages correspond à chaque formations sont données dans le tableau suivant :

Tableau 32: Nature de la formation.

Nature de la formation	Surface "Km ² "	Pourcentage %
flysch a petite nummulite	0.978687	47.85 %
Schistes	0.532755	26.05 %
Poudingue	0.3173076	15.51 %
Alluvion	0.2164364	10.58 %
Total	2.045186	100 %

D'après la représentation de ces formations, nous remarquons que le flysch à petite nummulite est le plus dominant (48%) dans la cuvette, par contre les alluvions qui possèdent la caractéristique d'être perméable représentent 10% de la cuvette.

7. Evaluation des paramètres géotechnique

Les roches et les sols de la fondation peuvent être classés de la manière suivante :

➤ **Alluvions actuelles de l'oued Zerouela :** Ils sont composés de Sable/gravier argileux avec cailloux, sols hétérogènes du type GM, GM-GC, SM et SM-SC avec une densité relative inférieur à 0.5.

➤ **Colluvions de talus de piedmont des versants :** Ils sont composés de limons argileux CL, argiles plastiques CH, parfois avec matière organique (OH) et sables limono-argileux SC-CL ou SM-SC.

➤ **Conglomérats du Cartennien:** Ils sont composés agrégat de sable/gravier caillouteux à ciment de couleur rouge, avec éléments de quartzites du Crétacé ou de l'Eocène supérieur avec RQD = 50-75%. Il s'intercale souvent des bancs de grès.

➤ **Marne du Flysch à petites Nummulites de rive gauche (Eocène sup.)** : Elle est composée des marnes brunâtres et rougeâtres avec bancs intercalaires de conglomérat avec un RQD > 75%.

➤ **Ensemble de Schistes et Grès de rive droite (Eocène supérieur)** : Il est composé des pélites schisteuses et marnes sombres avec intercalations de grès avec un RQD < 10%.

Les caractéristiques géotechnique de la fondation et de remblais, repérées dans l'étude de faisabilité de barrage "Baraki" sont données dans les deux tableaux suivants :

Tableau 33 : Les caractéristiques de la fondation.

	Densité humide (t/m ³)	Densité saturée (t/m ³)	Cohésion, c' (bar)	Angle de frottement Ø
Alluvions de l'oued Zerouela	1.95-2.1	2.15-2.3	0	26°-34°
Colluvions et éboulis argileux	1.8-2.05	.8-2.05	0.0-0.3	19°-24°
Marnes modérément altérées du Flysch à petites Nummulites	1.9-2.2	2.0-2.3	0.4-06	22°- 26°
Marnes saines du Flysch à petites Nummulites	2.2-2.4	2.3-2.5	0.8-1.5	30°-33°
Pélites et marnes schisteuses modérément altérées (ensemble Schistes et Grès)	1.95-2.1	2.05-2.2	0.2-0.4	20°-24°
Pélites et marnes schisteuses saines (ensemble Schistes et Grès)	2.1-2.3	2.2-2.4	1.0-1.5	28°-33°

Tableau 34 : Les caractéristiques de remblais.

	Densité humide (t/m ³)	Densité saturée (t/m ³)	Cohésion, c' (bar)	Angle de frottement Ø
Argile de noyau	1.9 t/m ³	2.0 t/m ³	0.05	19°
Tout-venant alluvionnaire et conglomérats réduits	2.1-2.2	2.3-2.4	0	34°-36°
Enrochements calcaires	2.4-2.8	2.4-2.8	0	34°-36°
Drainages et filtres	1.9-2.0	2.1-2.2	0	32°-36°

8. Matériaux de construction

L'extraction des matériaux de construction du barrage se fait souvent aux niveaux des tranchées réparties dans les zones d'emprunts envisagées, celle-ci consiste à obtenir des indications préliminaires sur l'épaisseur et la nature des matériaux meubles disponibles dans la cuvette de retenue, et les zones d'emprunts de la découverte nécessaire pour l'exploitation de matériaux rocheux le cas échéant, ce qui contribuera à donner une orientation sur le choix du type de barrage possible pour le site considéré.

Une zone d'emprunt potentielle se trouve près du confluent de l'oued Bezouz. Elle a une superficie d'environ 200.000 m², occupée pour un tiers par des alluvions et pour le reste par des colluvions et éboulis non différenciés.

Une autre possibilité d'extraction et de repérer un tout-venant de bonne qualité serait d'explorer le cours de l'oued Arbatache à l'amont de Khemis el Khechna, où se trouvent des gisements alluvionnaires étendus, et non encore exploités. Une autre chance est offerte par les conglomérats cartenniens du Djebel Zerouela, qui occupent une surface de 2 Km², faiblement cimentés en surface par dégradation.

Une autre possibilité potentielle est représentée par les barres de grès désagrégé du versant de rive droite de l'oued Zerouela près du site du barrage. On signale aussi que la cimenterie de Meftah emploie les argiles et les calcaires, et qu'au Nord-Est de Larbaa ont été exploités des quartzites de l'Eocène probablement pour la construction de murs.

Quant aux matériaux d'enrochement, une possibilité concrète d'approvisionnement est offerte par les formations lapidaires de l'Eocène moyen, qui affleurent autour de la cité minière d'El Madène. Il s'agit essentiellement de calcaires, grès et poudingues de l'Eocène moyen. Ce gisement occupe une superficie d'environ 140.000 m². Plus au Nord, près d'El Madène, affleurent, sur une superficie apparente de 200.000 m².

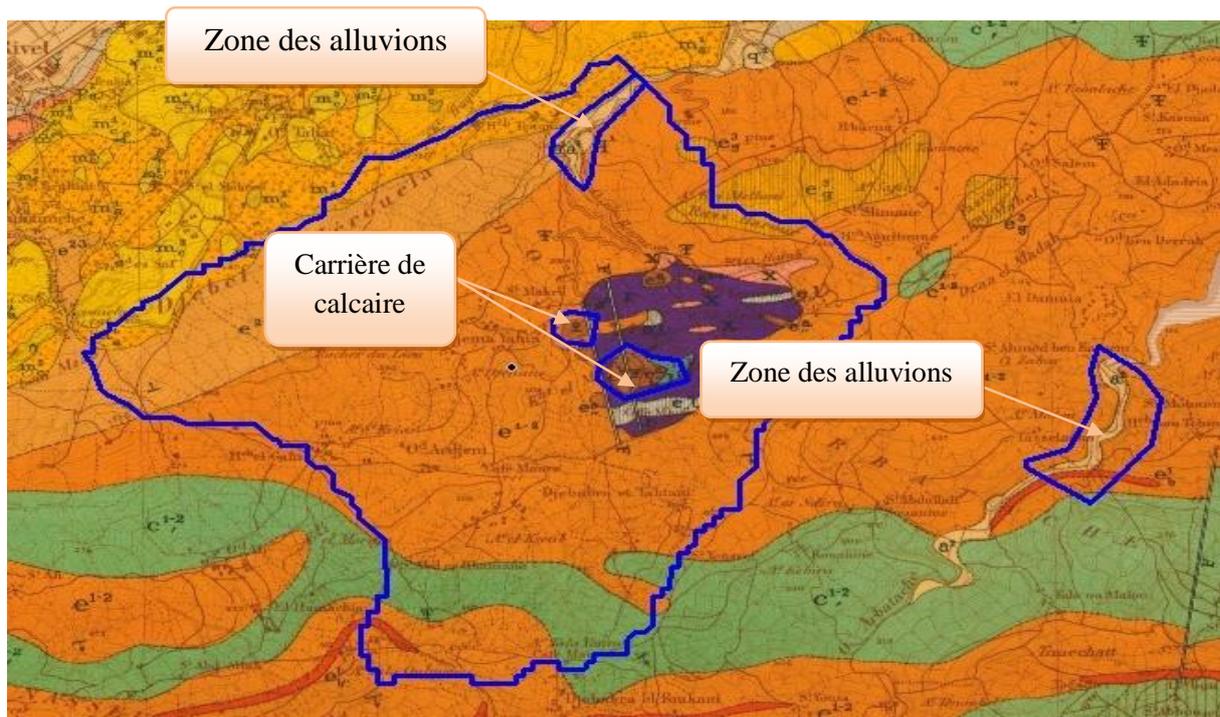


Figure 37 : Délimitation des zones d'emprunts

CHAPITRE IV
Etude des variantes

1. Introduction

L'étude de la variante, on se base sur l'ensemble des critères suivants :

- ✓ Forme de la vallée.
- ✓ Sismologie.
- ✓ Matériaux de construction.
- ✓ Géologie et géotechnique.
- ✓ Conditions climatiques.
- ✓ Crues à maîtriser.

2. Type de l'ouvrage "Barek"

Du point de vue géologique et en base des résultats de reconnaissances effectuées, le substratum rocheux de fondation du barrage est constitué par des pélites et marnes écailleuses dans la rive droite et par des marnes du Flysch à petites Nummulites dans la rive gauche. Les formations marneuses sont des caractéristiques mécaniques trop contrastées, qui engendreraient des déformations différentielles inacceptables dans le cas d'un ouvrage rigide. Par conséquent, le sous-sol de fondation du barrage "Barek" se prête à la construction d'un barrage en matériaux meubles. Les barrages en matériaux meubles sont :

- ✓ Barrage en terre homogène
- ✓ Barrage en terre à noyau d'argile
- ✓ Barrage en terre à masque amont (béton ou bitume)
- ✓ Barrage en terre à membrane interne (béton bitumineux)
- ✓ Barrage en enrochement a noyau d'argile
- ✓ Barrage en enrochement à masque amont (béton ou bitume)
- ✓ Barrage en enrochement à écran interne d'étanchéité.

Pour le choix du type d'ouvrage, nous allons éliminer les variantes qui nécessitent des matériaux inexistant dans notre zone d'étude telle que le béton :

- ✓ Barrage en terre à masque amont (béton ou bitume)
- ✓ Barrage en terre à membrane interne (béton bitumineux)
- ✓ Barrage en enrochement à masque amont (béton ou bitume)
- ✓ Barrage en enrochement à écran interne d'étanchéité.

Par conséquent, les variantes destinées pour le barrage "Barek" sont :

- ✓ Variante 1 : Barrage en terre homogène.
- ✓ Variante 2 : Barrage en terre à noyau d'argile.
- ✓ Variante 3 : Barrage en enrochement à noyau d'argileux.

3. Type d'évacuateur de crues

Un barrage doit retenir l'écoulement et conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Seulement, il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge car il aurait une grande probabilité que le barrage soit endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

L'emplacement de l'évacuateur de crues, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site.

Les types d'évacuateurs de crues associés aux barrages en matériaux locaux sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau 35 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.

Type d'évacuateur de crue	Commentaires
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none">• Pour des versants à fortes pentes.• Volume des déblais important.
Déversoir frontal avec un seuil de déversant en dos d'âne.	<ul style="list-style-type: none">• Pour des versants à faibles pentes.• Volume des terrassements faible.• La meilleure disposition du point de vue hydraulique.
Déversoir frontal avec un seuil de déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none">• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none">• Utilisé dans le cas il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

Dans notre cas d'étude, nous avons un ensemble de bonne qualité géo-mécanique dans la rive gauche par rapport à celle de la rive droite. Seulement, du point du vue topographique, elle présente une forte pente.

Par conséquent, on peut envisager un déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne dans le versant de rive gauche. Mais cette variante peut créer des problèmes géotechniques de stabilité liés à l'excavation.

Enfin, nous optons pour un évacuateur en tulipe car il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques et topographiques.

4. Etude comparative

En tenant compte de la disponibilité des matériaux de construction. Une étude comparative des coûts estimatifs de chaque type de variante est nécessaire pour faire le choix du type de variante du barrage.

Le calcul de coût estimatif de chaque variante est décrit comme suit :

- Variante 1 : Barrage en terre homogène.

Tableau 36 : Calcul de coût estimatif du Barrage en terre homogène

	Barrage en terre homogène		
	Prix unitaire (DZD)	Volume (m3)	Prix (DZD)
Excavations	450	244301,38	109 935 621,00 DZD
Recharge "Argiles"	850	2403625,073	2 043 081 312,05 DZD
Filtre/drain	2 100	106531,8067	223 716 794,00 DZD
Rip Rap	1 600	21847,51	34 956 016,00 DZD
		S.TOT1	2 411 689 743,05 DZD
forages et injections			482 337 948,61 DZD
divers non métrés			241 168 974,31 DZD
Auscultation			48 233 794,86 DZD
		S.TOT2	771 740 717,78 DZD
Aléas	Forfait		154 348 143,56 DZD
matériel hydromécanique	Forfait		600 000 000,00 DZD
matériel électrique	Forfait		100 000 000,00 DZD
		S.TOT3	354 348 143,56 DZD
supervision des travaux			21 260 888,61 DZD
maitrise d'ouvrage			7 086 962,87 DZD
		S.TOT4	28 347 851,48 DZD
		TOTAL	3 566 126 455,87 DZD

➤ Variante 2 : Barrage Zoné

Tableau37 : Calcul de coût estimatif du Barrage Zoné

		Barrage Zoné		
		Prix unitaire (DZD)	Volume (m3)	Prix (DZD)
Excavations		450	244301,38	109 935 621,00 DZD
Argiles		850	477081,46	405 519 241,00 DZD
Filtre/drain		2 100	106531,8067	223 716 794,00 DZD
Rip Rap		1 600	21847,51	34 956 016,00 DZD
Recharge	Alluvions	700	385308,7227	269 716 105,87 DZD
	Tout venant	800	577963,084	462 370 467,20 DZD
	Enrochement	1 015	963271,8067	977 720 883,77 DZD
			S.TOT1	2 483 935 128,83 DZD
forages et injections				496 787 025,77 DZD
divers non métrés				248 393 512,88 DZD
Auscultation				49 678 702,58 DZD
			S.TOT2	794 859 241,23 DZD
Aléas		Forfait		158 971 848,25 DZD
matériel hydromécanique		Forfait		600 000 000,00 DZD
matériel électrique		Forfait		100 000 000,00 DZD
			S.TOT3	358 971 848,25 DZD
supervision des travaux				21 538 310,89 DZD
maîtrise d'ouvrage				7 179 436,96 DZD
			S.TOT4	28 717 747,86 DZD
			TOTAL	3 666 483 966,16 DZD

➤ Variante 3 : Barrage en enrochement a noyau d'argileux

Tableau 38 : Calcul de coût estimatif du Barrage en enrochement à noyau argileux

	Barrage en enrochement à noyau argileux		
	Prix unitaire (DZD)	Volume (m3)	Prix (DZD)
Excavations	450	244301,38	109 935 621,00 DZD
Recharge "Argiles"	850	2403625,073	2 043 081 312,05 DZD
Filtre/drain	2 100	106531,8067	223 716 794,00 DZD
Enrochement	1 015	1948391,123	1 977 616 990,18 DZD
		S.TOT1	2 716 788 646,18 DZD
forages et injections			543 357 729,24 DZD
divers non métrés			271 678 864,62 DZD
Auscultation			54 335 772,92 DZD
		S.TOT2	869 372 366,78 DZD
Aléas	Forfait		173 874 473,36 DZD
matériel hydromécanique	Forfait		600 000 000,00 DZD
matériel électrique	Forfait		100 000 000,00 DZD
		S.TOT3	373 874 473,36 DZD
supervision des travaux			22 432 468,40 DZD
maitrise d'ouvrage			7 477 489,47 DZD
		S.TOT4	29 909 957,87 DZD
		TOTAL	3 989 945 444,18 DZD

L'étude comparative des différentes variantes nous permet de déduire que malgré la première variante est la plus économique et facile à réaliser. Mais, elle a un manque des matériaux argileux disponible dans la cuvette. Par ailleurs, on constate que la troisième variante est coûteuse.

Par contre, la deuxième variante est caractérisée par la disponibilité des matériaux de construction au niveau des zones d'emprunts.

Enfin, nous optons pour la deuxième variante "un barrage zoné".

CHAPITRE V
Conception et Stabilité de
l'ouvrage

1. Introduction

Les principales parties de conception dans la construction des barrages sont décrites comme suit :

a) La crête: Elle est conçue pour la circulation au-dessus d'un barrage, elle fait partie de la finition de l'ouvrage en utilisant des équipements de compactage. Le niveau de la crête représente la hauteur maximale du barrage.

b) La clé d'ancrage : Elle permet de bloquer ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

d) Les bermes: Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui coulent sur les surfaces des talus avals, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.

e) Les revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

f) Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

g) Noyau et écran: Ils diminuent les débits de filtration dans les barrages mixtes.

h) Le tapis étanche : Il permet de diminuer les débits de filtration.

i) La recharge: Elle est le massif en amont ou en aval que donne, en général, la stabilité au barrage.

j) L'évacuateurs de crues : Ils permettent de verser l'excès d'eau pluviale.

2. Dimensionnement de la digue

➤ La hauteur de la digue :

La détermination du niveau de la crête de la digue est évaluée par la relation suivante :

$$\text{Cote crête} = \text{NPHE} + Rv + a$$

Avec : NPHE : niveau de plus hautes eaux pour la probabilité de conception = 175.6 NGA.

Rv : hauteur de montée de la vague "Revanche" (m).

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive).

Il existe de nombreuses formulations théoriques de la hauteur des vagues, les plus utilisées sont :

a. Formule de STEVENSON

$$Rv = 0.75 * hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$hv = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26 * F^{0.25}$$

$$Vv = 1.5 + 0.66\sqrt{hv}$$

b. Formule de MALLET et de PAQUANT

$$Rv = hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

$$Vv = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * hv$$

c. Formule de l'USBR

$$Rv = 0.75 * hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$Vv = 1.5 + 2hv$$

$$hv = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26 * F^{0.25}$$

Avec: Rv = hauteur de montée de la vague (m).

F = Fetch(Km) : 3 Km.

hv = vitesse de propagation de la vague (m/s).

Vv = vitesse de propagation de la vague (m/s) : 53 Km/h.

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

En appliquant ces formules, nous obtenons les résultats représentés dans le tableau suivant :

Tableau 39 : Le résultat de différentes méthodes

	Stevenson	Mallet-Paquant	USBR
hv (m)	0,96	1,07	0,98
Vv (m)	2,15	2,21	3,50
Rv (m)	0,96	1,32	1,40
a (m)	1,00	1,00	1,00
NPHE	59,10	59,10	59,10
H barrage (m)	61,06	61,42	61,50
Côte de la crête du barrage (NGA)	177,56	177,92	178,00

De fait que la digue est conçue en remblai et que les submersions sont intolérables, la hauteur de la montée de la vague "Revanche" devra être au maximum, dans notre cas de l'ordre de 1.4 m (résultat obtenu par la formule USBR). Par conséquent, la hauteur totale de la digue sera 61.5 m.

➤ *la largeur de la crête :*

Il existe plusieurs formules pour le calcul de la largeur de la crête. Les formules les plus utilisées sont :

a. *T.T. KNAPPEN* $b = 1.65\sqrt{Hb}$

b. *E.F. KNAPPEN* $b = 1.10\sqrt{Hb} + 1$

c. *Formule simplifié* $b = 3.60\sqrt[3]{Hb} - 3$

Pour une hauteur de barrage 61.5 m, nous obtenons les résultats suivant :

- ✓ T.T.KNAPPEN donne : $b= 12.9$ m.
- ✓ E.F.PREECE donne : $b= 9.6$ m.
- ✓ Formule simplifié donne : $b= 11$ m.

Pour les différentes installations sur le barrage à savoir route, trottoir...etc. Une largeur de 11 m est largement suffisante.

Cette valeur devait être confirmée dans le volet calcul de stabilité.

3. Protection des talus

➤ Protection du parement amont

La protection du parement amont contre l'action d'érosion des vagues est faite par une couche de blocs provenant de la carrière d'El Maadane appelée rip-rap.

Cependant les matériaux extraits de cette carrière doit confirmer le respect des principaux critères suivants :

- ✓ insoluble dans l'eau.
- ✓ avoir une forte résistance au cisaillement.
- ✓ avoir une forte densité.

Le rip-rap est dimensionné en fonction de la hauteur des vagues dans la retenue. Le tableau suivant indique la hauteur h des vagues en fonction de l'épaisseur d'enrochement et le diamètre d_{50} tel que 50% en poids des blocs aient un diamètre supérieur ou égal à d_{50} .

Tableau 40 : Caractéristique de l'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur e (m)	d_{50} des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

La formule de calcul USBR retenue auparavant nous donne une valeur de la hauteur des vagues $h_v=0.98$ m, par conséquent et d'après le tableau de correspondance (Tableau 40), les dimensions du rip-rap sont : $e= 0.60$ m et $d_{50}= 0.4$ m.

➤ Protection du parement aval

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

Pour la protection du parement aval, il existe les deux solutions suivantes :

1. Protection avec une couche d'enrochement.
2. protection végétale.

La deuxième solution semble dangereuse car les racines de la végétation risquent de favoriser les fissures au niveau du noyau et des glissements du talus. De ce fait, nous adaptions une protection par une couche de rip-rap comme celle du parement amont.

4. Conception du noyau

Pour la conception du noyau, on prévoit d'utiliser les matériaux exploitables aux zones d'emprunts suivantes :

- ✓ Gisement de colluvions limono-argileuses de la zone du confluent de l'oued Bezouz : 120000 m³.
- ✓ Autres gisements colluviaux des talus de piedmont de la vallée de l'oued Zerouela : 250000 m³.
- ✓ Eventuellement sables limono-argileux d'origine alluviale de l'oued Zerouela : 80000 m³.
- ✓ Limons argileux colluviaux des pentes au S de Meftah : 70000 - 100000 m³.

Enfin, le volume disponible en argile pour le noyau est calculé par :

$$120000 + 250000 + 80000 + 100000 = 0.55 \text{ Mm}^3.$$

4.1 Géométrie du noyau :

La géométrie du noyau est définie par sa hauteur, sa largeur de base, et les pentes d'inclinaisons de ses talus.

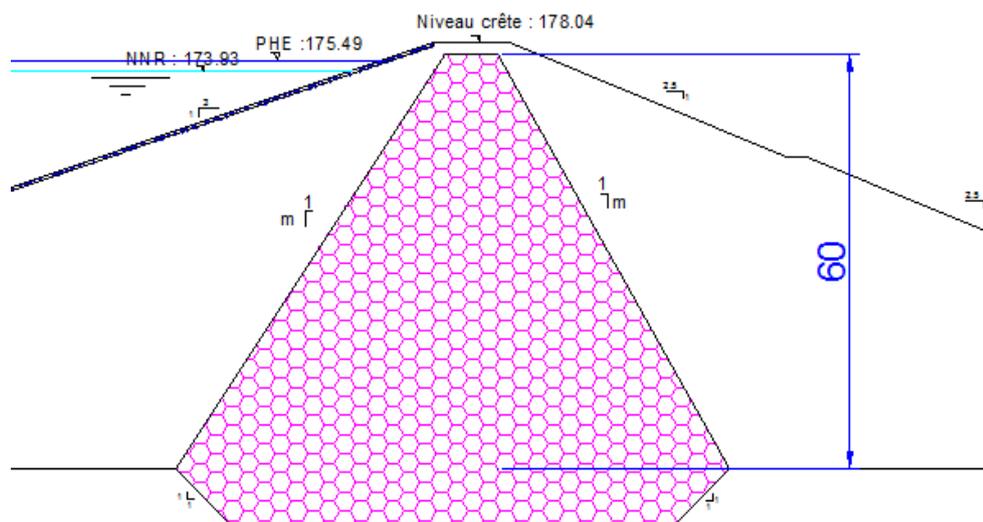


Figure 38 : Profil en travers du noyau

La hauteur du noyau est calculée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1.5$$

Pour une hauteur du barrage " H_b " de 61.5 m, on obtient une hauteur du noyau " H_n " de 60 m.

4.2 Choix des pentes des talus et la largeur en crête du noyau

Le choix des pentes des talus et les largeurs en crête du noyau dépend essentiellement de la disponibilité d'une quantité suffisante d'argile pour le noyau et la sécurité de l'ouvrage, le dimensionnement du noyau est conçu pour éviter le phénomène de renard qu'il peut détruire la stabilité de la digue.

En fixant la pente, le volume du noyau est proportionnelle avec la largeur de la crête, par contre, en fixant la largeur de la crête, le volume du noyau est inversement proportionnelle la pente du talus

Pour une hauteur de 61.5 m et une longueur de 11 m du barrage calculées auparavant, les volumes du noyau en fonction de la largeur et la pente du noyau sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 41: Variation du volume du noyau du barrage en (hm³)

m(h:v) /b(m)	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 : 1	0.9481	0.9663	0.9846	1.0028	1.0211	1.0393	1.0576	1.0758	1.0941
1 : 1.5	0.6442	0.6625	0.6807	0.699	0.7172	0.7355	0.7537	0.772	0.7902
1 : 2	0.4923	0.5105	0.5288	0.547	0.5653	0.5835	0.6018	0.62	0.6383
1 : 2.5	0.4011	0.4194	0.4376	0.4559	0.4741	0.4924	0.5106	0.5289	0.5471
1 : 3	0.3404	0.3586	0.3769	0.3951	0.4134	0.4316	0.4499	0.4681	0.4864
1 : 3.5	0.297	0.3152	0.3335	0.3517	0.37	0.3882	0.4065	0.4247	0.443
1 : 4	0.2644	0.2826	0.3009	0.3191	0.3374	0.3556	0.3739	0.3921	0.4104

Pour une hauteur de 12.45 m et une largeur de 5 m du batardeau qui seront détaillé dans le chapitre ouvrages annexes, les volumes du noyau en fonction de la largeur et la pente du noyau sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 442 : Variation du volume du noyau du batardeau en (hm³)

m(h:v) /b(m)	1	2	3	4
1 : 1	0.0538	0.0566	0.0593	0.0621
1 : 1.5	0.0368	0.0395	0.0423	0.0451
1 : 2	0.0283	0.031	0.0338	0.0366
1 : 2.5	0.0232	0.0259	0.0287	0.0315
1 : 3	0.0198	0.0225	0.0253	0.028
1 : 3.5	0.0173	0.0201	0.0229	0.0256
1 : 4	0.0155	0.0183	0.021	0.0238

A partir des tableaux et en tenant compte des considérations suivantes :

- ✓ Une quantité en argile adéquate pour un noyau étanche égale à 0.55 Mm³.
- ✓ Une argile semi perméable ($k = 10^{-8}$) convenable pour une pente moyenne (1:2 où 1 :2.5).
- ✓ La largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 4 m pour permettre le passage des engins.

Nous allons opter pour les largeurs, et les pentes suivantes :

- ✓ une largeur du noyau du batardeau $b = 4$ m et une pente $m = 1 : 2$ qui correspond à $V_{\text{batardeau}} = 0.0366 \text{ hm}^3$.
- ✓ une largeur du noyau du barrage $b = 9$ m et une pente $m = 1 : 2.5$ qui correspond à $V_{\text{barrage}} = 0.5289 \text{ hm}^3$.

Ce dimensionnement est initial, le volume d'argile doit être assuré avec un coefficient de sécurité $F_s = 1.5$ calculé comme suit : $0.55 * 1.5 = 0.825 \text{ hm}^3$.

4.3 La largeur de la base

La largeur de base du noyau est déterminée par la formule suivante :

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

Avec : m = pente de talus du noyau : 1 : 2.5 (H/V).

b = largeur en crête du noyau : 9 m.

H_n = hauteur du noyau : 60 m.

D'où : $L_{\text{base}} = 2 * 60 / (2.5) + 9 = 57$ m.

4.4 Vérification de la Condition de sécurité du noyau

La largeur du noyau est définie sur la base tout que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs au gradient hydraulique admissible, le tableau suivant donne les valeurs du gradient hydraulique admissible en fonction du type de l'ouvrage.

Tableau 43:Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe 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 moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

➤ **La ligne de saturation** : La ligne de saturation appelée aussi ligne phréatique est la ligne pour laquelle la pression hydrostatique est nulle.

Elle est défini en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY, qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Le tracé de la ligne de saturation permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant, la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont.

Pour osculation de la ligne de saturation, il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

KOZENY a démontré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \text{ D'où } Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2}$$

En se reportant à la figure V-2 on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

On détermine la ligne de saturation pour la charge disponible dans la retenue.

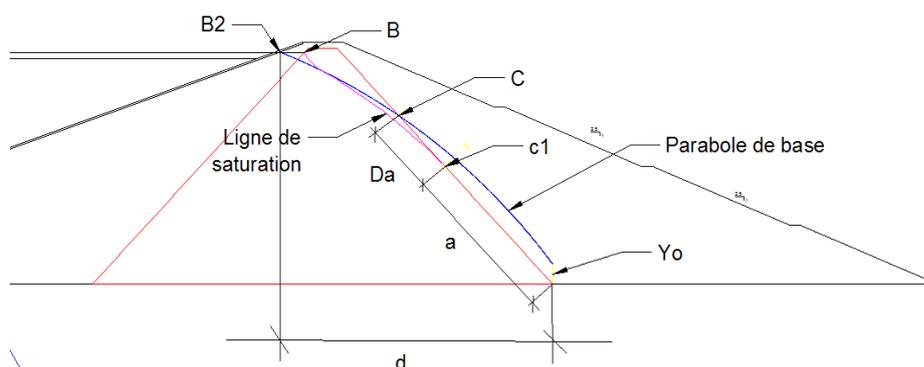


Figure 39 : Caractéristique géométrique de la ligne de saturation

En désignant par "a" la distance du pied aval du noyau jusqu'au point C1, et par "Da" la distance de C1C, C l'intersection entre la parabole de base de la face aval, et par α l'angle entre le talus aval du noyau et l'horizontal.

Avec les longueurs "a" et "Da" sont définies les deux relations suivantes :

$$a + Da = \frac{Y_0}{1 - \cos(\alpha)}$$

$$f(\alpha) = \frac{Da}{a + Da}$$

La fonction $f(\alpha)$ représentée graphiquement par la courbe suivante :

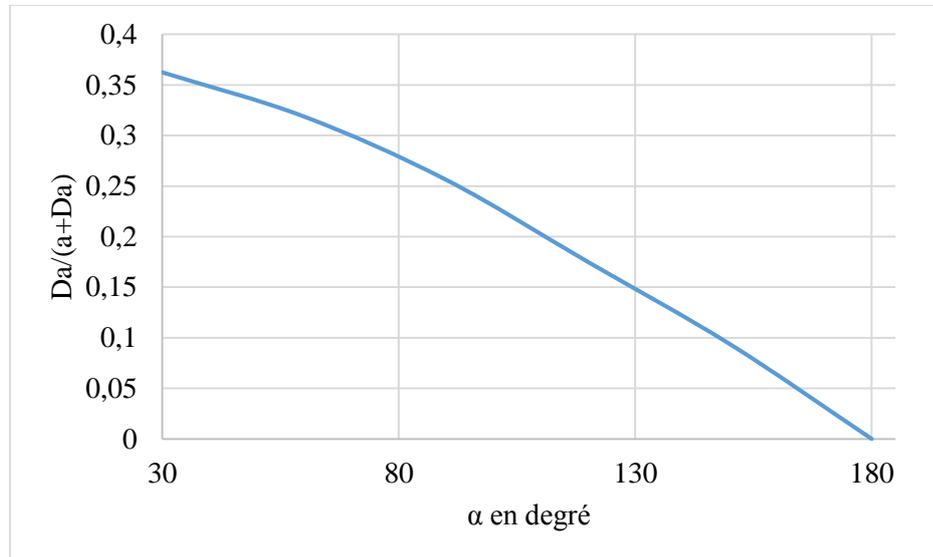


Figure 40 : Abaque de détermination des longueurs "a" et "Da"

Une fois la parabole de base (Y_0 , C, B2) est tracée, la ligne de saturation peut être dessinée en raccordant la parabole de base aux points C1 et B comme indiqué dans la figure 39.

Pour la détermination des caractéristiques de la ligne de saturation du barrage "Barek", nous appliquons la méthode de KOZENY avec une charge hydraulique "h" de 59 m et une distance "d" de 41.68 m entre l'intersection le niveau de l'eau avec la partie amont et la point de base du noyau.

Nous obtenons les résultats suivants (voir la figure 41).

- ✓ $Y_0 = 30.56\text{m}$.
- ✓ $\alpha = 68^\circ$ que le rapport $\frac{Da}{a+Da}$ égal à 0.3017.
- ✓ $a=33.95\text{ m}$.
- ✓ $Da= 14.66\text{ m}$
- ✓ Le point C1 se trouve sur la face aval à une distance égale à 33.95 m du pied.

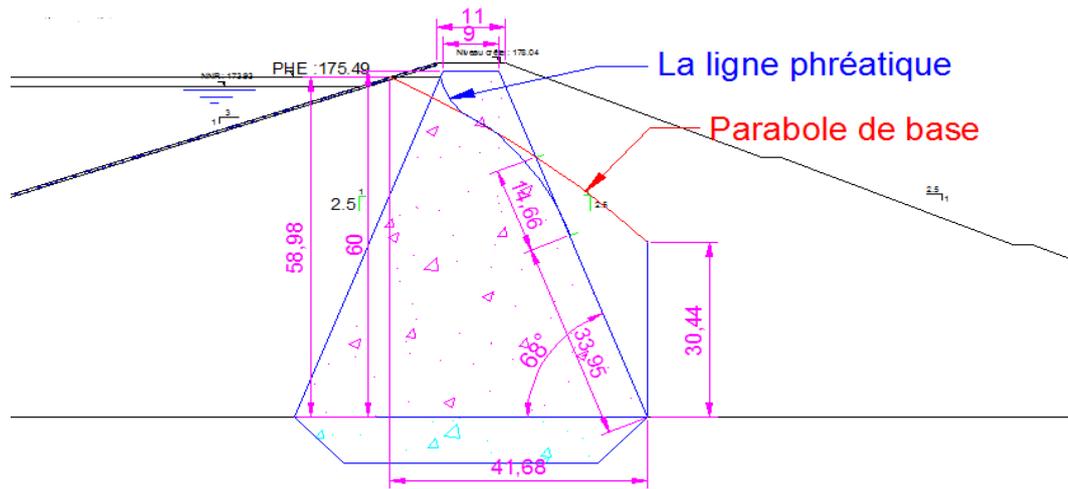


Figure 41 : Caractéristique géométrique du noyau

➤ **Calcul du gradient hydraulique :** Le gradient hydraulique à travers le noyau est donné par la formule suivante :

$$i = \frac{H}{l} = \frac{59}{76} = 0.776$$

Avec : H : la charge hydraulique dans la retenue.

l : D'après L.Casagrande la longueur de la ligne mixte B₂CA : 76(m).

Le gradient hydraulique est égale à : $i = \frac{H}{l} = \frac{59}{76} = 0.776$

D'après le tableau 43, le gradient hydraulique admissible est donnée par $i_{adm}=1.15$.

Par conséquent $i < i_{adm}$, enfin la résistance à l'infiltration du sol du noyau est assuré.

➤ **Calcul du débit de fuite à travers le noyau :**

Pour le calcul le débit de fuite à travers le barrage, nous appliquons la loi de Darcy défini par : $q = K.I.A$

Avec : q : débit d'infiltration (m³ /s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. (K=10⁻⁸ m/s)

A : section d'infiltration par unité de longueur. : A = y.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $q = K.y \frac{dy}{dx}$

En utilisant une propriété connue de la courbe de la ligne de saturation, nous obtenons :

$$\left\{ \begin{array}{l} y = \sqrt{2xy_0 + y_0^2} \\ \frac{dy}{dx} = \frac{y_0}{\sqrt{2xy_0 + y_0^2}} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad y \frac{dy}{dx} = y_0$$

Où : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

Par l'application de la loi Darcy, nous avons :

$$q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

$$q = 10^{-8} \cdot 30.56 = 3.056 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$\text{On a : } Q = q \cdot L$$

Avec : L : longueur du barrage : 425.25 m

$$Q = 3.056 \cdot 10^{-7} \cdot 425.25 = 0.13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q = 4042.2 \text{ m}^3/\text{an.}$$

Nous constatons que le débit d'infiltration à travers le corps du barrage est faible devant le volume stocké dans la retenue.

En prenant en compte d'éventuelles situations d'occurrence de fissurations et/ou fracturation hydraulique du noyau, selon la vérification qui a été faite par Cedergreen (1967), on considère un coefficient de sécurité égale à 100. Ce coefficient appliqué au débit d'infiltration à travers le corps du barrage "q", nous donne le débit d'infiltration relatif "q" = 100*q = 3.056*10⁻⁵ m³/s/ml.

5. Tapis drainant

Le tapis drainant nous permet de drainer les eaux qui passent à travers le corps du barrage, caractérisé par sa longueur et son épaisseur.

5.1 Calcul de la longueur du tapis drainant

Il existe plusieurs formules empiriques pour calculer la longueur du tapis drainant, mais en règle générale c'est la distance entre le pied aval du noyau argileux et le pied aval du tapis drainant qui est égal à 139.85 m.

5.2 Calcul de l'épaisseur du tapis drainant

Par mesure de sécurité, on calcule l'épaisseur du filtre à l'aide de la loi de Darcy, de telle sorte que la capacité drainante du filtre soit double de la valeur du débit des fuites à drainer.

Soit "e" l'épaisseur du tapis filtrant supposé horizontal, "l" sa longueur et "Hr" la hauteur des eaux de restitution au dessus du pied du barrage.

$$\text{La loi de Darcy : } q' = K \cdot \frac{H}{l} \cdot A$$

$$\text{Où : } H = e - H_r, A = \frac{e + H_r}{2} \text{ et } q' = 2q''$$

Avec : A : la valeur moyenne de la section mouillée, par unité de largeur

q'' : le débit de fuite à travers le barrage par mètre linéaire de la crête du barrage.

Par conséquent, q' est déduite comme suite :

$$q' = 2q'' = K_{\text{drain}} \left(\frac{e - H_r}{L_f} \right) \times \left(\frac{e + H_r}{2} \right)$$

Avec : Lf = la longueur du tapis drainant mesurer du pied aval du noyau jusqu'au pied aval du parement extérieur du barrage : 139.85 m.

En général, on peut en première approximation supposer Hr nul, d'où :

$$e = 2 \cdot \sqrt{\frac{q \cdot L_f}{K_{\text{drain}}}}$$

Pour le coefficient de perméabilité du matériau du drain on considère : $K_{\text{drain}} = 10^{-2} \text{ m/s}$

On obtient une épaisseur : $e = 1.3 \text{ m}$.

6. Filtres

L'emplacement des filtres entre des sols de granulométrie très différente est nécessaire pour éviter le phénomène de renard car les particules fines peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard.

Pour éviter l'entraînement par les forces de filtration, nous protégeons le sol soumis au flux "la digue, les sols qui possèdent une granulométrie plus grossière".

6.1 Conception du filtre

Pour la conception des filtres, il faudrait obéir aux conditions suivantes :

- ✓ Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est tolérable dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
- ✓ Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
- ✓ Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
- ✓ Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
- ✓ Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
- ✓ Il ne doit pas accepter les particules de plus 5 cm (2 pouces) pour éviter la dégradation du filtre.

6.2 Zone d'emprunt des matériaux du filtre

Dans le site "Barek", il existe suffisamment de matériaux qui peuvent être utilisés dans la conception du filtre tel que :

- ✓ Sables/gravier et sables criblés provenant des alluvions des oueds Zerouella et Arbatache.
- ✓ Granulats calcaires des carrières d'El Madène.

6.3 Emplacement des filtres et les critères sur les matériaux

Dans le cadre de cette étude, nous avons deux emplacements du filtre (Voir plan n°1) sont :

- ✓ Vertical en amont et en aval du noyau
- ✓ Horizontal en dessus du tapis drainant

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux "Tout Venant" peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre avec les conditions de la granulométrie

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et de la granulométrie des filtres calculés, il est nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

Les critères de conception sur la granulométrie sont :

- ✓ $\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(sol)} \leq 4 \text{ à } 5$ Condition d'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- ✓ $\frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(sol)} > 4 \text{ à } 5$ Condition de perméabilité.
- ✓ $\frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(sol)} < 25$ Parallélisme des courbes granulométriques.
- ✓ $\frac{D_{60}(filtre)}{D_{10}(filtre)} \leq 20$ Coefficient d'uniformité du filtre.

Les courbes granulométriques qui représentent les matériaux de construction de notre barrage vérifier les critères de TERZHAGHI. (Voir Annexe N° 6)

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ✓ Couches horizontales de sables de 0,75 m.
- ✓ Couches horizontales de graviers de 1,5 m.

7. Les recharges

7.1 Zones d'emprunt pour les recharges

Dans le site "Barek", il existe des zones d'emprunt en matériaux utilisés dans les recharges tel que :

- ✓ Alluvions actuelles et anciennes de l'oued Zerouela situées dans la zone du confluent de l'oued Bezouz et à l'aval du même : 0.4 hm³.
- ✓ Tout-venant de l'oued Arbatache : 0.6 hm³ environ.
- ✓ Calcaires, grès et poudingues d'El Madène : 1 hm³.

7.2 Conception des recharges

Les recharges en amont doivent être perméables pour assurer la dissipation de la pression interstitielle dans le massif pendant la vidange du barrage, les matériaux utilisés sont les enrochements du calcaire d'El Madène. Par contre, les recharges en aval sont constituées du Tout venant d'Oued Arbatache, et les alluvions de la zone de confluence susdite (Voir plan n°1).

8. Calcul de stabilité

Tout ouvrage construit en terre est susceptible d'un glissement le long des surfaces les plus défavorables.

La stabilité d'un barrage en terre se traite exactement comme celle d'un talus ordinaire. Dans le calcul de stabilité, il y a lieu de tenir compte de la présence de l'eau, le plus grand risque pour la stabilité du talus amont se présente en cas de vidange rapide de la retenue.

Ceci est dû à l'inversion dans le sens de l'écoulement qui se produit dans son voisinage, suivant la nature de la terre.

8.1 Choix des pentes des talus

En considérant que les batardeaux amont et aval sont des petits barrages, Le choix des pentes des talus et fait d'après le tableau, des pentes universelles établisent par le (PNUD/OPE, 1987), suivant :

Tableau 844 : Détermination des pentes des talus.

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m ₁)	Aval (m ₂)
<5m	• Homogène	1/2,5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	• Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/2,5
>10m	• Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/3
		1/2	1/3

Les pentes choisies sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Les pentes des talus

Ouvrage	Type	Hauteur (m)	Largeur en crête (m)	Pente talus amont (V/H)	Pente talus aval (V/H)
Barrage	Zoné	61.5	11	1 / 2	1 / 3
Batardeau amont	Zoné	12.45	5	1 / 2.5	1 / 2.5
Batardeau aval	enrochement	7.2	4	1 / 2	1 / 2

Pour la conformité des pentes des talus choisis, il est indispensable de vérifier la stabilité de l'ouvrage.

8.2 Calcul de stabilité par la méthode des tranches "Fellenius"

Dans notre cas d'étude, le barrage est fait en terre zoné, présente une diversité de matériau qui le constitue et qui se diffère selon la granulométrie et les paramètres géotechniques. La méthode de calcul généralement utilisée est celle de "Fellenius" dite méthode de tranche ou méthode Suédoise.

Nous allons vérifier la stabilité dans les cas suivants :

- ✓ En fin de construction (réservoir vide), vérification de stabilité pour les deux talus.
- ✓ A la vidange rapide, vérification de stabilité du talus amont.
- ✓ Fonctionnement normal, vérification de stabilité pour les deux talus.

Dans chaque cas, il faut que le coefficient de stabilité soit supérieur au coefficient admissible, donné dans le tableau suivant :

Tableau 46 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages suivant la classe du barrage				
Combinaison des charges et des actions.	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 - 1,3	1,15 - 1,2	1,1 - 1,15	1,05 - 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 - 1,10		1,05	

Notre barrage est de classe II, donc :

- Sans séisme : $F_{ss,adm} = 1,15 - 1,2$
- Avec séisme : $F_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour évaluer la stabilité de l'ouvrage, On utilise le profil en travers de la digue du barrage "Barek" (Plan n°1) et les résultats des caractéristiques géométriques du remblai et de fondation obtenu dans l'étude géologique et géotechnique (voir tableau 33 et tableau 34).

Le procédé de calcul de la stabilité est détaillé dans l'annexe N°07 et la représentation des cercles de glissement est représentée dans le plan n°3.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 47 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme $F_{ss,adm} = 1.15 - 1.20$	avec séisme $F_{ss,adm} = 1.05 - 1.10$
Fin de construction	Amont	1.48	1.33
	Aval	2.32	2.09
Fonctionnement normal	Amont	1.29	1.16
	Aval	2.27	2.05
Vidange rapide	Amont	1.39	1.25

D'après les résultats du calcul de stabilité obtenus, on remarque que le barrage "Barek" est stable pour les différentes sollicitations. Par conséquent, nous venons d'affirmé que les pentes choisis assurent la stabilité du barrage.

Chapitre VI
Ouvrages Annexe

1. Dérivation provisoire et batardeau amont

Le rôle de la galerie de dérivation est de dévier l'oued pendant la période de construction de l'ouvrage, et après construction elle est utilisée comme une galerie de vidange de fond.

Dans cette étude, la dérivation provisoire passe par la rive droite, de telles façons à éviter la provocation des vibrations dangereuses qui peuvent détruire la stabilité de la digue, ainsi éviter que la galerie soit sous la voile d'injection (Voir Plan n°5).

La galerie de dérivation provisoire à une géométrie qui se décompose en quatre parties (Voir Plan n°4). Les principaux paramètres des différentes parties sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 48 : Caractéristiques géométriques de la galerie

	Longueur	angle(°)	rayon de courbure
partie linéaire	92.3993	*****	*****
une singularité	245.3	61.0	231.3
partie linéaire	121.0037	*****	*****
une singularité	85.6	19.0	258.7
L _{tot}	544.38	*****	*****

1.1 Calcul hydraulique de galerie

L'écoulement dans la galerie est régit par deux régimes d'écoulement, le premier à surface libre "dénoyé" qui reste jusqu'à ce que la galerie soit gorgée d'eau, et le deuxième en charge "noyé" qui précède le premier.

Les équations utilisées dans cette étude sont :

a. Les équations de l'écoulement à surface libre : la première phase consiste dans celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Avec : Q : débit évacué.

S : section mouillée : $S = \frac{D^2}{4} (\pi - \theta + \sin(\theta) \cos(\theta))$ Et $\theta = \text{Arccos}(\frac{2h}{D} - 1)$

R : rayon hydraulique : $P = \frac{S}{p}$

P : périmètre mouillé : $P = D(\pi - \theta)$

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

n : coefficient de rugosité du béton n= 0.014.

I : pente de la galerie : 1.84 %

h : la hauteur d'eau dans la galerie : $h = \frac{D}{2} (1 + \cos(\theta))$

b. Les équations de l'écoulement en charge : L'écoulement est pris en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie. Dans ce cas l'écoulement sera régit par les formules suivantes :

$$Q = \mu S \sqrt{2 g H}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_i + \lambda \cdot L/D}}$$

Avec : Q : débit évacué.

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

μ : coefficient de débit.

H : hauteur d'eau devant la galerie.

H = h_{réservoir} + L*I

I : pente de la galerie : 1.84 %.

H_{réservoir} : la hauteur d'eau dans le réservoir.

D : diamètre de la galerie.

L : longueur de la galerie : 544.38 m.

Au cours du fonctionnement de la galerie en charge, on distingue les pertes de charge suivantes :

- ✓ Perte de charge singulière à l'entrée de la galerie.
- ✓ Perte de charge singulière à la sortie.
- ✓ Perte de charge singulière due au changement de direction.
- ✓ Perte de charge linéaire due aux frottements.

Les coefficients de pertes de charge sont calculés comme suit :

➤ **Coefficient de perte de charge due au changement de direction**

K_b = Coefficient de pertes de charge (U.S.B.R) exprimé par :

$$K_{b90^\circ} = 0.223(Rb / D)^{-0.72} ; \text{ Pour angle central de } \varnothing = 90^\circ$$

R_b = Rayon de courbure ; D = Diamètre de la conduite

Pour l'angle central différent de 90° on affecte le K_b par un facteur de correction f :

$$f = 0.115 + 0.01509 \cdot \varnothing - 0.00005722 \cdot \varnothing^2 \text{ alors :}$$

$$K_{b\varnothing} = f \cdot K_{b90^\circ}$$

La galerie de dérivation provisoire présente deux changements de direction (S1 et S2) illustré dans le plan n°4.

➤ **Coefficient de perte de charge à l'entrée et à la sortie de la galerie**

$$K_e = 0.5 ; K_s = 1$$

➤ **Coefficient de perte de charge due aux frottements**

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

Enfin, on additionne les pertes de charges :

$$\sum \zeta_i = K_{b\varnothing} + K_e + K_s = 1.5 + \sum f \cdot K_{b90^\circ}$$

On varie une gamme de diamètres afin d'obtenir les expressions de débit cité dans le tableau suivant :

Tableau 49 : Détermination de la loi du débit

Dg	$\sum \zeta_i$	Λ	$\lambda.L/D$	μ	S	Q
2	1.5086	0.0143	3.8887	0.3954	3.1416	$5.5018 \cdot H^{0.5}$
2.5	1.5101	0.0133	2.8879	0.4304	4.9087	$9.3584 \cdot H^{0.5}$
3	1.5115	0.0125	2.2647	0.4576	7.0686	$14.3265 \cdot H^{0.5}$
3.5	1.5128	0.0119	1.8440	0.4791	9.6211	$20.4171 \cdot H^{0.5}$
4	1.5141	0.0113	1.5432	0.4965	12.5664	$27.6337 \cdot H^{0.5}$
4.5	1.5153	0.0109	1.3189	0.5107	15.9043	$35.9767 \cdot H^{0.5}$
5	1.5166	0.0105	1.1461	0.5225	19.6350	$45.4446 \cdot H^{0.5}$
5.5	1.5177	0.0102	1.0093	0.5325	23.7583	$56.0350 \cdot H^{0.5}$
6	1.5189	0.0099	0.8988	0.5409	28.2743	$67.7453 \cdot H^{0.5}$

1.2 Laminage de la crue de chantier

Dans cette partie on utilise la méthode de Muskingum pour différents diamètres de la galerie de dérivation provisoires. Les diamètres mis en jeu dans cette simulation sont $D = [2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5, 6]$. Les courbes suivantes montrent les résultats du laminage de la crue de chantier pour $D=3, 4, 5, 6$ mètres en raison de l'encombrement des courbes :

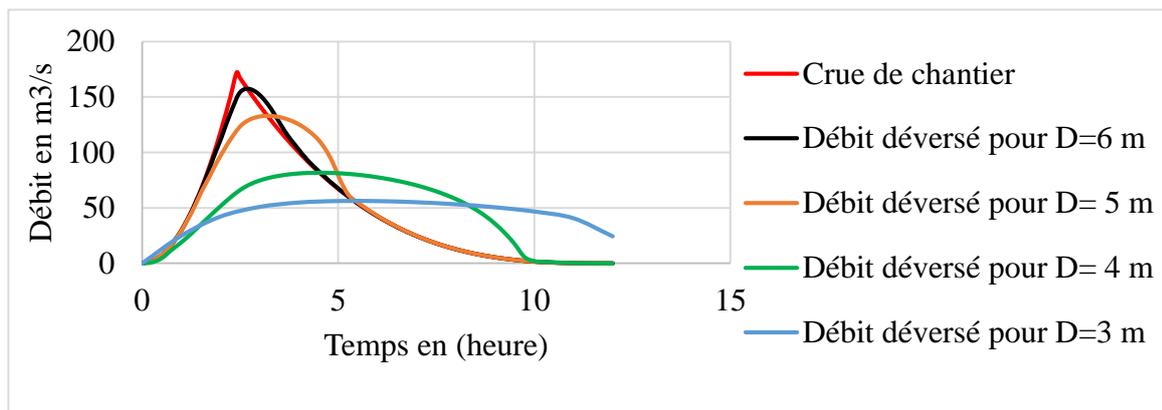


Figure 42 : Résultats du laminage de la crue de chantier

Les hauteurs d'eaux maximales dans la cuvette pour différents diamètres de galerie sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 50 : Résultats du laminage de la crue de chantier

Dg (m)	H _{max} (m)	Q _{max} (m ³ /s)
2	19.13	23.74
2.5	17.76	39.41
3	16.01	57.25
3.5	14.25	77.07
4	12.36	97.06
4.5	10.45	116.18
5	8.63	132.89
5.5	6.93	146.81
6	6.84	147.44

a. Hauteur total du batardeau: Pour le calcul de la hauteur de batardeau on applique la formule suivante :

$$H_{\text{batardeau}} = H_{\text{max}} + a + R1$$

Pour le calcul de la hauteur des vagues "hv" en fonction de la vitesse V_w du vent (en Km/h) et du fetch F (en Km). On applique la formule de l'USBR.

Avec : $F = 0.8 \text{ Km}$, $V_w = 53 \text{ Km/h}$.

D'où : $h_v = 0.8 \text{ m}$.

✓ Vitesse de propagation des vagues : $V_v = 1.5 + 2 * h_v = 3.1 \text{ m/s}$

Avec: $h_v =$ hauteur des vagues

✓ Revanche: $R1 = 0.75 * h_v + V_v^2 / 2 * g = 1.08 \text{ m}$

✓ hauteur libres de sécurité : $a = 1 \text{ m}$

$$H_{\text{batardeau}} = H_{\text{max}} + a + R1$$

Tableau 51 : Hauteur du batardeau en fonction du diamètre

D_g (m)	H_{max} (m)	H_{tot} (m)
2	19.13	21.13
2.5	17.77	19.77
3	16.01	18.01
3.5	14.25	16.25
4	12.36	14.36
4.5	10.46	12.46
5	8.63	10.63
5.5	6.93	8.93
6	6.84	8.84

b. Détermination de la largeur de la crête du batardeau : Pour cela on utilise les formules, les plus appliquées citant :

✓ **T.T. KNAPPEN** $b = 1.65 \sqrt{Hb}$

✓ **E.F. KNAPPEN** $b = 1.10 \sqrt{Hb} + 1$

✓ **Formule simplifié** $b = 3.60 \sqrt[3]{Hb} - 3$

Tableau 52 : Calcul de la largeur en crête

D_g	H total	B (knappen)	B (preece)	B (Fs)
2	21.13	7.59	6.06	6.95
2.5	19.77	7.34	5.89	6.73
3	18.01	7.00	5.67	6.44
3.5	16.26	6.65	5.44	6.12
4	14.36	6.25	5.17	5.75
4.5	12.46	5.82	4.88	5.35
5	10.63	5.38	4.59	4.92
5.5	8.93	4.93	4.29	4.47
6	8.84	4.91	4.27	4.44

L'application des trois méthodes nous a permis de constater que les résultats obtenus sont comparables.

1.3 Calcul d'optimisation de la galerie et du batardeau

Le but de ce calcul est de déterminer le diamètre optimal de la galerie qui correspond au minimum de coût de l'ensemble dérivation provisoire et le batardeau. Les étapes de ce calcul est de calculer le coût de la galerie en terme de matériau, et le coût du batardeau, les organes du batardeau sont données arbitrairement, et le dimensionnement sera détaillé après la détermination du diamètre optimal.

➤ **Calcul économique du coût du batardeau amont** : Le calcul économique du batardeau amont a été réalisé pour un profil montré dans le plan n° 2. Les pentes des talus de ce dernier sont déterminées à partir du tableau des pentes universel.

Tableau 53 : Volumes des matériaux de la digue en hm³

Dg (m)	H total	V décapage	V riprap	V noyau	V filtre	V recharges
2.0	21.13	0.084	0.005	0.165	0.078	0.198
2.5	19.77	0.079	0.005	0.147	0.073	0.171
3.0	18.01	0.072	0.004	0.125	0.066	0.138
3.5	16.26	0.065	0.004	0.105	0.059	0.109
4.0	14.36	0.057	0.004	0.085	0.052	0.081
4.5	12.46	0.049	0.003	0.067	0.045	0.058
5.0	10.63	0.042	0.003	0.052	0.038	0.039
5.5	8.93	0.035	0.002	0.039	0.031	0.025
6.0	8.84	0.035	0.002	0.038	0.031	0.025

Tableau 54 : Prix des matériaux de la digue en MDA

Dg (m)	H total	coût riprap	Coût noyau	Coût filtre	Coût recharge	Coût décapage	Coût total
2.0	21.13	8.3499	140.1516	81.7698	416.2529	50.3702	696.8944
2.5	19.77	7.8125	124.7736	76.2864	358.1156	47.1175	614.1056
3.0	18.01	7.1170	106.1645	69.1903	289.4617	42.9339	514.8673
3.5	16.26	6.4255	89.0773	62.1344	228.5613	38.7452	424.9437
4.0	14.36	5.6746	72.1543	54.4738	170.7540	34.2248	337.2816
4.5	12.46	4.9238	56.9069	46.8132	121.6018	29.6925	259.9382
5.0	10.63	4.2007	43.8211	39.4348	82.4430	25.3475	195.2470
5.5	8.93	3.5289	33.0471	32.5805	53.2597	21.2802	143.6963
6.0	8.84	3.4933	32.5219	32.2176	51.9078	21.0802	141.2208

➤ **Calcul économique du coût de la galerie** : Dans cette étape on utilise les mêmes prix des matériaux que celle utilisé dans le calcul économique de la tulipe (Laminage de crue), et le volume de l'acier est égal à 3% du volume de béton, ainsi sa masse volumique reste égale à 7850 Kg/m³.

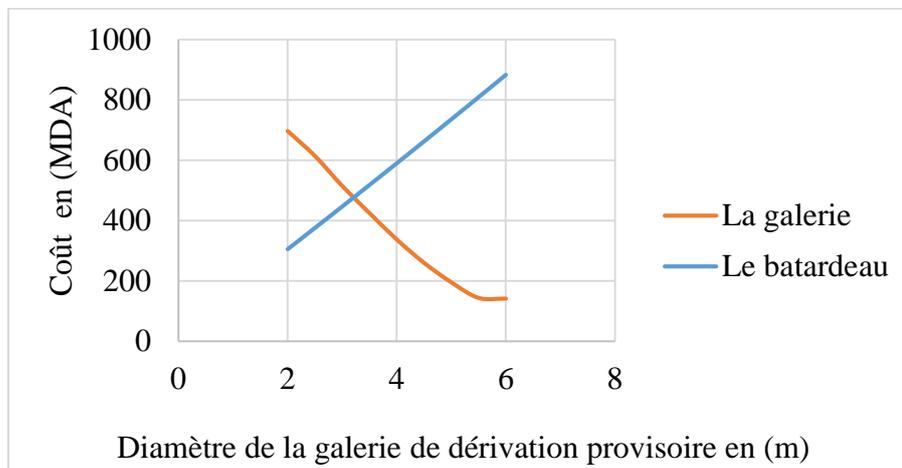
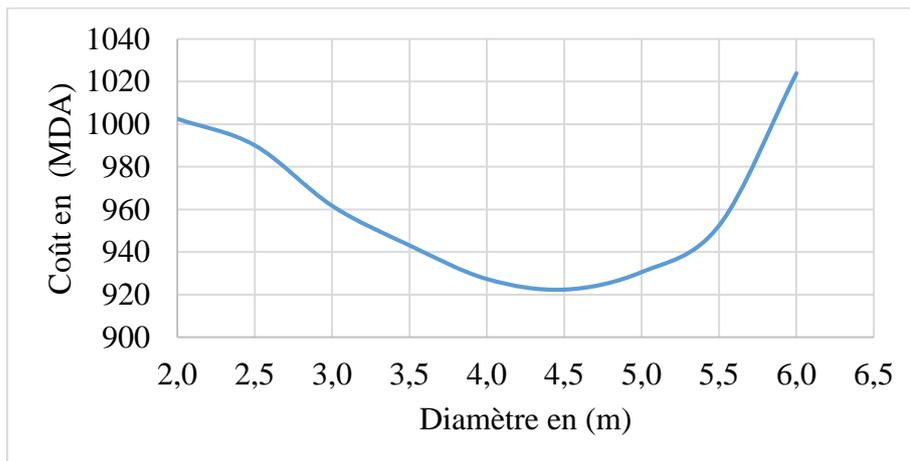
Tableau 55 : Volumes des matériaux de la galerie en hm³

Dg	V excavation	V béton	V acier	Poids acier(T)	S coffrage
2.0	0.0107	0.0038	0.00012	0.0009	6840.9035
2.5	0.0154	0.0047	0.00014	0.0011	8551.1293
3.0	0.0210	0.0056	0.00017	0.0013	10261.3552
3.5	0.0274	0.0064	0.00019	0.0015	11971.5810
4.0	0.0346	0.0073	0.00022	0.0017	13681.8069
4.5	0.0428	0.0081	0.00024	0.0019	15392.0328
5.0	0.0517	0.0090	0.00027	0.0021	17102.2586
5.5	0.0616	0.0098	0.00030	0.0023	18812.4845
6.0	0.0723	0.0107	0.00032	0.0025	20522.7104

Tableau 56 : Prix des matériaux de la galerie en MDA

Dg	Coût excavation	coût béton	coût acier	coût coffrage	TOTAL
2.0	6.4133	71.1879	190.3026	37.6250	305.5288
2.5	9.2352	87.0075	232.5921	47.0312	375.8659
3.0	12.5701	102.8270	274.8816	56.4375	446.7161
3.5	16.4181	118.6465	317.1710	65.8437	518.0794
4.0	20.7792	134.4661	359.4605	75.2499	589.9557
4.5	25.6533	150.2856	401.7500	84.6562	662.3451
5.0	31.0405	166.1051	444.0394	94.0624	735.2475
5.5	36.9408	181.9247	486.3289	103.4687	808.6630
6.0	43.3541	197.7442	528.6184	112.8749	882.5916

➤ **Détermination du diamètre optimal de la galerie** : Après le calcul économique, on représente les courbes d'évolution du coût des deux ouvrages pour la gamme de diamètres données.

**Figure 43** : Evolution du coût de la galerie et du batardeau**Figure 44** : Evolution du coût total

Le diamètre optimal de la galerie est de 4.5 m correspond à une hauteur du batardeau de 12.45 m, avec un débit maximal déversé de 116.187 m³/s.

Le batardeau de 12.45 m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

2. Batardeau aval

Le batardeau aval joue le rôle de protecteur de la zone des travaux aux eaux refoulés de la galerie de dérivation provisoire au côté aval, pendant le passage de la crue de chantier. La détermination de la hauteur du batardeau aval est défini par la hauteur des eaux dérivé en aval durent le passage de la crue de chantier. En utilisant la courbe de tarage de la section la plus proche de la sortie de la dérivation provisoire pour déterminer la hauteur d'eau maximal qui correspond au débit maximum dérivé qui est égal à 116.187 m³/s.

2.1 Courbe de tarage

La courbe de tarage permet de donner le débit en fonction de la hauteur du tirant d'eau, on établit cette courbe pour une section plus proche de la sortie de la galerie. La courbe est donnée par l'équation suivante :

$$Q = 6.1308 h^2 - 15.784 h + 7.6191$$

Pour le débit dérivé maximum on trouve une hauteur de 5.7 m donnée selon la courbe suivante :

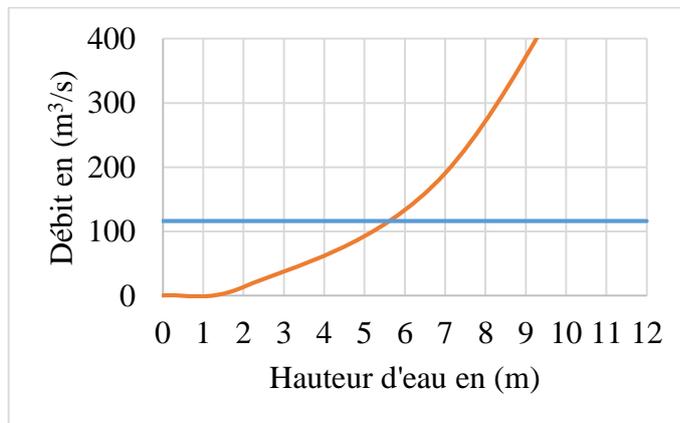


Figure 45 : Courbe de tarage d'Oued "Barek"

2.2 Dimensionnement du batardeau aval

La hauteur d'eau est de 5.7 m, pour des raisons de sécurité en rajoute une hauteur de 1.5 m, donc les hauteurs totales est de 7.2 m, qui correspond à la cote 122.2 NGA.

La hauteur de la crête est donnée par :

- ✓ B = 4.42 m, formule de Knappen.
- ✓ B = 3.95 m, formule de Preece.
- ✓ B = 3.95 m, formule simplifier.

La largeur retenue est celle de Knappen, car une largeur de 4 m, est suffisante pour assurer un bon compactage par les engins.

3. Vidange de fond

La conduite de vidange de fond peut être utilisée pour différentes raisons, on peut citer leur rôle :

- a) On peut utiliser l'ouvrage de vidange de fond comme un évacuateur de crues, en combinaison avec un évacuateur auxiliaire ou secondaire.
- b) Pendant les grandes crues la vidange de fond travaille avec l'évacuateur pour augmenter la capacité d'évacuation.
- c) Baisser le niveau du barrage sous le N.N.R (niveau normal de retenue) avant les premières crues.

- d) Vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée.

Dans notre barrage la conduite de vidange de fond est disposée à l'intérieur de la galerie de dérivation provisoire.

Le dimensionnement du diamètre de la conduite de vidange de fond est fonction du temps de vidange, plus on augmente le diamètre de celle-ci plus le temps de vidange est court, et plus les glissements de terrain dans la cuvette est dans la digue sont importantes. A cause de ces critères on calculera pour une gamme de diamètre varie entre 200 mm et 4000 mm, et pour chaque diamètre en calcule le temps de vidange correspond.

Le fonctionnement de cette conduite est on charge, pour cela on fait une analyse sur les pertes de charge pour déterminer la loi de débit évacué.

3.1 Analyse des pertes de charge

Les pertes en charges présentes pendant le fonctionnement de la vidange de fond sont :

- ✓ Perte de charge dans les grilles.
- ✓ Perte de charge à l'entrée de la galerie.
- ✓ Perte de charge à la sortie.
- ✓ Pertes de charge dans les vannes.
- ✓ Perte de charge due aux frottements.

Pour chaque perte de charge susdite on va calculer son coefficient :

- Coefficient de perte de charge à l'entrée et à la sortie de la galerie :

$K_e = 0.5$; $K_s = 1$;

- Coefficient des pertes de charge dans la grille

$$K_t = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \sin(\alpha)$$

Avec : K_t = Coefficient des pertes de charge dans la grille

g = Accélération de la pesanteur (m/s^2) : 9.81

α = Angle que forme la grille avec l'horizontale : 60°

S = Épaisseur des barres (m) : 0.3

b = Distance entre les barres (m) : 1.2

β = Coefficient qui prend en considération la forme des barres donné comme suit (Voir annexe N°5, tableau 01)

Dans notre cas nous avons opté pour les barres de type circulaire, donc $\beta = 1.79$.

$K_t = 0.244$

- **Coefficient de perte de charge dans les vannes** : (Voir annexe N°5, tableau 02)

Dans notre étude, nous calculons la perte de charge pour une vanne complètement ouverte en addition avec un clapet de vanne ouverte 75%, donc $K_g = 0.19 + 1.15 = 1.34$.

- **Coefficient de perte de charge due aux frottements** :

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

On calcul les frottements pour une longueur entre l'entrée de la vidange de fond et la chambre des vannes tel que $L= 50$ m. le coefficient de rugosité donné pour l'acier est de $n=0.012$.

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 57 : Détermination de la loi du débit

Dg	$\sum \zeta_i$	λ	$\lambda.L/D$	somme	μ	S	$\mu S (2g)^{0.5}$
0.8	3.0840	0.0194	1.2119	4.2959	0.4345	0.5027	0.9675
1	3.0840	0.0180	0.9000	3.9840	0.4479	0.7854	1.5583
1.2	3.0840	0.0169	0.7058	3.7898	0.4569	1.1310	2.2890
1.4	3.0840	0.0161	0.5747	3.6587	0.4633	1.5394	3.1591
1.6	3.0840	0.0154	0.4809	3.5649	0.4680	2.0106	4.1683
1.8	3.0840	0.0148	0.4110	3.4950	0.4717	2.5447	5.3164
2	3.0840	0.0143	0.3572	3.4412	0.4745	3.1416	6.6031
2.2	3.0840	0.0138	0.3145	3.3985	0.4768	3.8013	8.0284
2.4	3.0840	0.0134	0.2801	3.3641	0.4787	4.5239	9.5921
2.6	3.0840	0.0131	0.2517	3.3357	0.4803	5.3093	11.2942
2.8	3.0840	0.0128	0.2281	3.3121	0.4816	6.1575	13.1345
3	3.0840	0.0125	0.2080	3.2920	0.4827	7.0686	15.1130
3.2	3.0840	0.0122	0.1909	3.2749	0.4837	8.0425	17.2297
3.4	3.0840	0.0120	0.1760	3.2600	0.4845	9.0792	19.4846
3.6	3.0840	0.0117	0.1631	3.2471	0.4852	10.1788	21.8775
3.8	3.0840	0.0115	0.1518	3.2358	0.4859	11.3411	24.4084
4	3.0840	0.0113	0.1417	3.2257	0.4865	12.5664	27.0775

3.2 Temps de vidange

Dans le graphe suivant, nous représentons le temps de vidange correspondant à chaque diamètre :

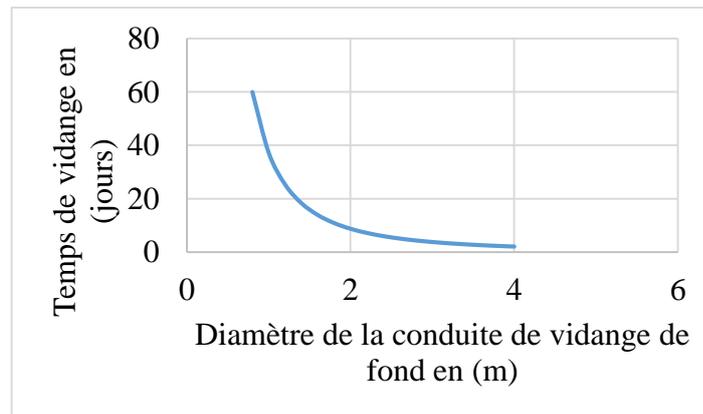


Figure 46 : Evolution du temps de vidange en fonction du Diamètre de la conduite de vidange de fond

D'après la courbe qui donne le temps de vidange en fonction du diamètre on remarque que les courts temps de vidange sont celle correspond aux grand diamètres. Le choix d'un tel temps de vidange dépend principalement de l'abaissement de la ligne de saturation dans le corps du barrage et dans la cuvette, les recommandations du temps de vidange pour les grands barrages c'est de les vider dans au moins un mois, mais le problème qui se pose c'est dans les accidents exceptionnels pendant la durée de vie du barrage (fissurations importantes dans la digue, séisme...), la durée de un mois ne suffit pas pour le vidanger rapidement.

Pour résoudre ce problème on propose de choisir un diamètre de 2.4 m qui correspond à un temps de vidange de 6 jours dans le cas exceptionnel de la vidange, et dans le cas normal on

donne la courbe qui donne le pourcentage de l'ouverture en fonction du temps de vidange suivante :

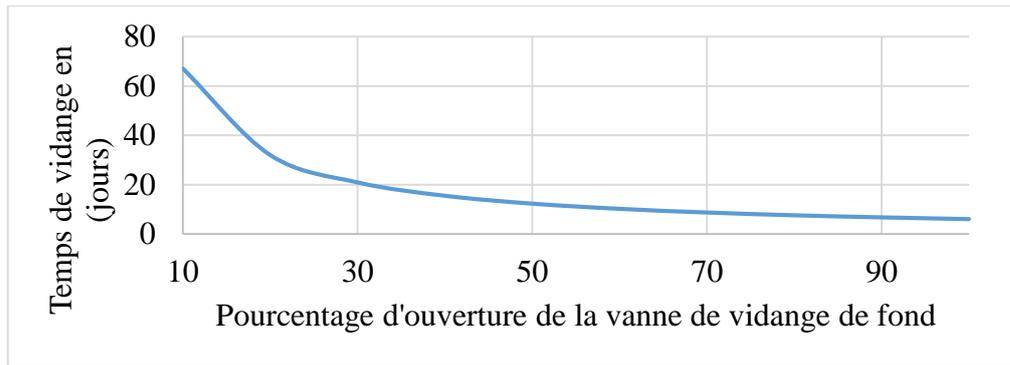


Figure 47 : Courbe d'ouverture de la vanne fonction du temps de vidange

3.3 Description la galerie de vidange de fond

La vanne de vidange de fond se trouve à une distance de 50 m des grilles d'entrée, l'écoulement après cette vanne est à surface libre dans la galerie. On a divisé la galerie de dérivation provisoire en trois parties qui sont :

- ✓ Galerie de visite.
- ✓ Galerie des conduites.
- ✓ Galerie de vidange de fond.

On s'intéresse dans cette étude à la galerie de vidange de fond qui a une largeur de 2.67 m et de 4 m de hauteur comme la figure suivante la montre :

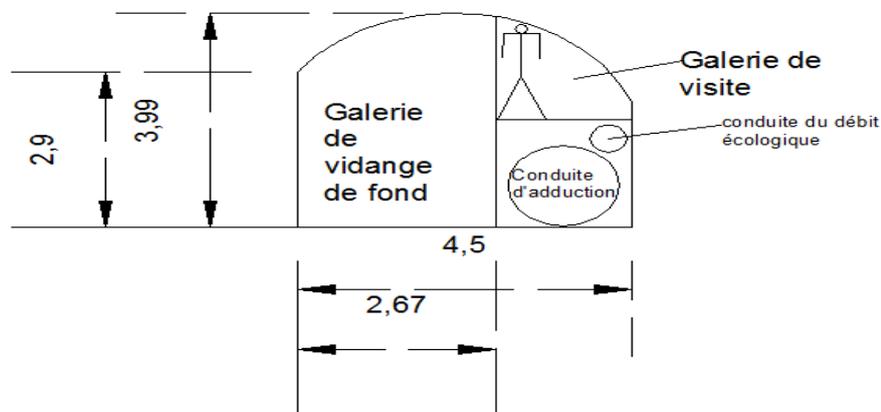


Figure 48 : Division de la galerie de dérivation provisoire

3.4 Calcul de remous dans la galerie de vidange de fond

Le calcul de remous a pour objectif de tracer point par point la ligne d'écoulement, l'équation gouvernante dans cette étude est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i - J}{1 - F^2}$$

Avec : i = est la pente de la galerie : 1.84%

J = la pente d'énergie.

F = le nombre de Froude.

Y = est le tirant d'eau dans la galerie.

X = la distance en mètre.

Pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre, il est nécessaire d'intégrer cette équation. Trois méthodes de calcul peuvent être distinguées :

1. Méthodes Directe ou Explicite
2. Méthodes Standard ou Itérative
3. Méthodes d'Intégration Directe

Dans notre étude on utilise la première méthode, les calculs des courbes de remous peuvent se faire numériquement par une méthode directe ou explicite basée sur l'énergie spécifique E.

Nous avons l'équation lie l'énergie spécifique avec la distance dx.

$$\frac{dE}{dx} = i - J$$

Donc on a :

$$\begin{cases} dx = \frac{dE}{i - J} \\ E = h + \frac{V^2}{2g} \end{cases}$$

Et la lois de débit pour les écoulement à surface libre donne :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{J} S$$

Ce qui nous donne :

$$J = \left(\frac{n Q}{S R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Tel que : S= section mouillée fonction du tirant d'eau

Rh= le rayon hydraulique fonction du tirant d'eau

n = coefficient de rugosité de Manning égal à 0.014 pour le béton

Q= débit maximum a évacuer correspond à la charge qui correspond au niveau normal de la retenue ègal à : 70.11 m³/s.

➤ **Condition initial** :La condition initial est imposé par l'ouverture total de la vanne. Dans le dimmensionnement de la vidage de fond on a trouvé que le diamètre étulisé est de 2.4 m qui correspond à la section 4.52 m², qui nous donne pour une section rectangulaire de la vanne de largeur de 2.67 m une hauteur de 1.69 m, on multipliant cette hauteur par le coefficient de contraction de la vanne qui est ègal à 0.7 nous trouvons une hauteur de 1.183 m, qui correspond à lacondition initial.

La condition d'arret du calcul est déffini par la distance de la vanne à la fin de la galerie qui est ègal à 494.38 m qui est dans notre calcul correspond à 96% du niveau normal.

➤ **Calcul des paramètre hydraulique de l'écoulement** :

La hauteur critique est donnée pour un nombre de Froude ègal à 1

$$F^2 = \frac{Q^2 b}{g S^3} = 1$$

On trouve H_c = 4.12 m

La hauteur normal est donnée pour que la pente de la galerie est ègal à la pente d'énergie i=J

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} S$$

Pour en deduire la hauteur normale on utilise la résolution graphique :

Tableau 58 : Evaluation des paramètres hydrauliques

H(m)	P(m)	S(m)	R _h	Q*n/Rh^(2/3)	S*i^0.5
1	4.67	2.67	0.57	1.42	0.36
2	6.67	5.34	0.80	1.14	0.72
3	8.67	8.01	0.92	1.03	1.08
4	10.67	10.68	1	0.98	1.43
5	12.67	13.35	1.05	0.94	1.81

La hauteur normale est le point d'intersection de la courbe

$$\frac{Q n}{R_h^{2/3}} = f(h)$$

Et la courbe $S \sqrt{i} = f(h)$ représenter par le graphique suivant :

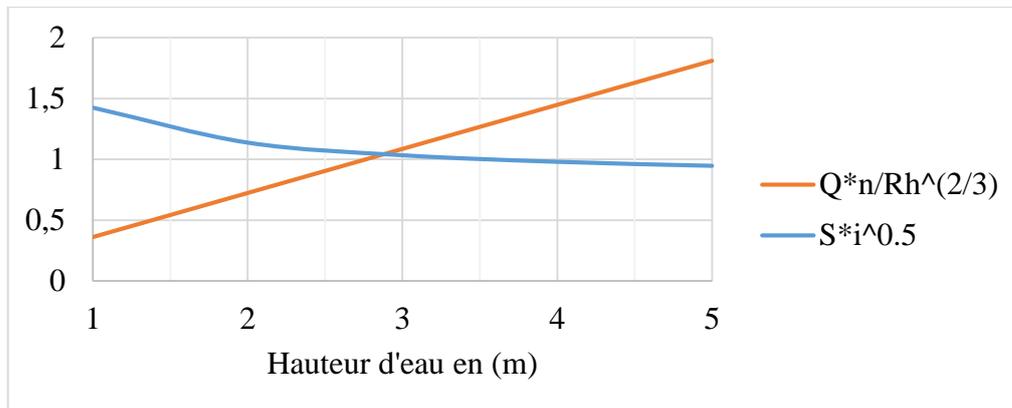


Figure 49 : Détermination de la hauteur normal par la solution graphique

La hauteur normal est égal à : 2.84 m

La pente critique est donnée pour que $h=h_c$, c'est-à-dire nous résolvons le système de deux équation suivantes :

$$\begin{cases} Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i_c} S \\ \frac{Q^2 b}{g S_c^3} = 1 \end{cases}$$

Nous obtenons : $i_c = 0.7844\%$

D'après les résultats du calcul hydralique on trouve que :

- ✓ la galerie présente une pente forte.
- ✓ l'écoulement est torrentiel.
- ✓ l'écoulement est accéléré.

Les considérations de l'étude qualitative nous permet de dire que l'écoulement est de classe S type 3, représenter par la figure suivante :

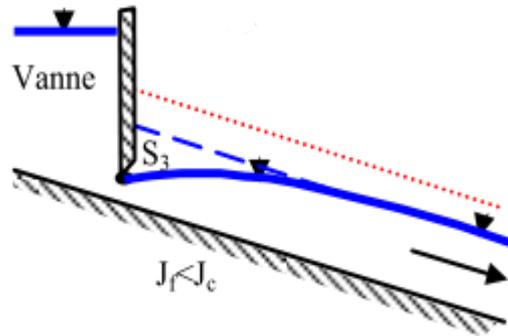


Figure 50 : description de la courbe de remous

➤ **Courbe de Remous** : L'application de la méthode de l'énergie spécifique susdite nous donne les résultats suivants :

Tableau 59 : Résultats du calcul de Remous

Y (m)	A(m ²)	P(m)	E(m)	J	dx(m)	x(m)	S3(m)
1.18	3.16	5.04	26.30	0.18	*****	0.00	1.18
1.28	3.43	5.24	22.64	0.14	25.46	25.46	0.82
1.38	3.69	5.44	19.76	0.12	25.43	50.89	0.45
1.48	3.96	5.64	17.46	0.10	25.50	76.39	0.08
1.58	4.23	5.84	15.61	0.08	25.66	102.05	-0.29
1.68	4.49	6.04	14.09	0.07	25.96	128.01	-0.67
1.78	4.76	6.24	12.84	0.06	26.40	154.40	-1.05
1.88	5.03	6.44	11.80	0.05	27.03	181.43	-1.45
1.98	5.29	6.64	10.92	0.05	27.90	209.33	-1.86
2.08	5.56	6.84	10.18	0.04	29.08	238.42	-2.30
2.18	5.83	7.04	9.56	0.04	30.70	269.11	-2.76
2.28	6.10	7.24	9.03	0.03	32.93	302.04	-3.27
2.38	6.36	7.44	8.57	0.03	36.10	338.14	-3.83
2.48	6.63	7.64	8.18	0.03	40.83	378.97	-4.48
2.58	6.90	7.84	7.85	0.02	48.42	427.40	-5.27
2.68	7.16	8.04	7.57	0.02	62.28	489.68	-6.31
2.70	7.21	8.07	7.52	0.02	13.23	502.90	-6.54

Le tirant d'eau final est égal à 2.70 m qui correspond à une distance de la vanne de 502 m.

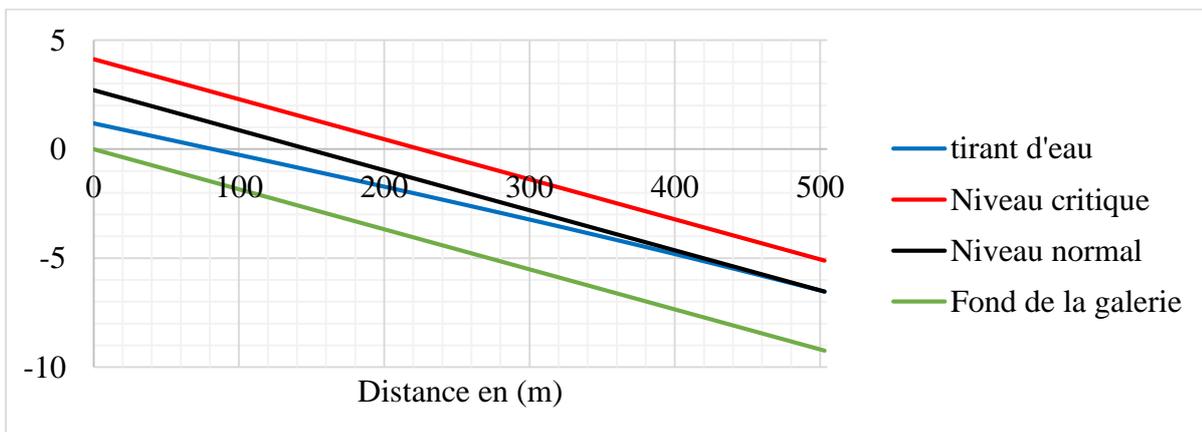


Figure 51 : Courbe de Remous

3.5 Vérification de l'aération de la galerie

Pour assurer l'écoulement à surface libre dans la galerie sans aucune perturbation de l'écoulement, l'USBRE recommande que le taux de remplissage à l'extrémité aval de la galerie ne doit pas dépasser 75% pour le débit maximum.

Dans notre projet le tirant d'eau de remplissage aval est de 2.7m qui correspond à une surface de 7.209 m², et la surface totale de la galerie réservé pour la vidange de fond est de 9.879 m², le taux de remplissage est égal à :

$$TR = \frac{7.209}{9.879} = 72.97\%$$

Donc la condition de remplissage est vérifiée.

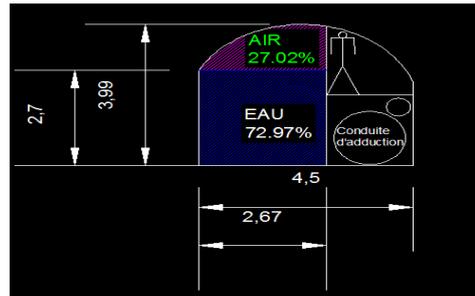


Figure 52 : Aération de la galerie de vidange de fond

3.6 Calcul du bassin de dissipation

➤ **Calcul du divergent** : Le tirant d'eau aval correspond au débit maximum de vidange est de 2.7 m de hauteur, nous voulons construire un divergent à la sortie de la galerie pour baisser le tirant d'eau.

On appliquant les caractéristiques des écoulement dans les canaux non prismatiques pour déterminer la largeur adéquate.

Pour le régime uniforme qui s'établit dans les deux tronçons, on peut écrire l'équation général :

$$V = C\sqrt{RI}$$

En appliquant cette pour deux section différentes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{V_1}{C}\right)^2 = R_1 i \\ \left(\frac{V_2}{C}\right)^2 = R_2 i \end{array} \right.$$

En supposant C constant, on obtient :

$$\frac{R_1}{R_2} = \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^2$$

Avec :

$$R_i = \frac{B_i h_i}{R_i + 2h_i}$$

Par ailleurs l'équation de continuité s'écrit :

$$Q = B_1 h_1 V_1 = B_2 h_2 V_2$$

Qui nous donne :

$$\left(\frac{B_1 h_1}{B_2 h_2}\right)^2 = \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^2$$

En associant les deux relations précédentes on obtient :

$$B_2 h_2^3 - 2\alpha h_2 - \alpha B_2 = 0$$

Avec : $\alpha = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^2 h_1 R_1$

$$h_1 = 2.7 \text{ m}$$

$$B_1 = 2.67 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.893 \text{ m}$$

On donne plusieurs valeurs de B_2 et on calcul h_2 :

Tableau 60 : Variation du tirant d'eau aval du divergent

B2(m)	h2(m)
3.00	1.58
4.00	1.20
5.00	0.99
6.00	0.85
7.00	0.75
8.00	0.68
9.00	0.62
10.00	0.58
11.00	0.54
12.00	0.51

➤ **Choix du bassin de dissipation** : Le choix du type de bassin de dissipation dépend du nombre de Froude et de la vitesse d'entrée, dans notre projet on opte pour les bassins USBR. La présence des blocs de chute ainsi les blocs chicanes est une solution technique de point de vue amortissement de l'énergie cinétique, et économique de point de vue réduction de la longueur du bassin.

Les critères de choix du bassin de dissipation sont :

- ✓ USBR I : développé pour un nombre de Froude $2.5 < F_1 < 4.5$
- ✓ USBR II : développé pour un nombre de Froude $F_1 > 4.5$ et la vitesse d'entrée $V_1 < 15 \text{ m/s}$.
- ✓ USBR III : développé pour un nombre de Froude $F_1 > 4.5$ et la vitesse d'entrée $V_1 > 15 \text{ m/s}$.
- ✓ La vitesse et le nombre de Froude concernant la section d'entrée du bassin qui sont les mêmes pour la section de sortie du divergent.

Le tableau suivant montre le calcul hydraulique de la section amont et aval du bassin de dissipation :

Tableau 61 : Evaluation des paramètres hydraulique du bassin

B(m)	H amont(m)	V amont(m)	F amont(m)	Type	H aval(m)	V aval(m)
3.0	1.58	14.82	3.77	USBR I	7.65	3.05
4.0	1.20	14.64	4.27		6.66	2.63
5.0	0.99	14.22	4.57	USBR II	5.90	2.38
6.0	0.85	13.76	4.77		5.32	2.20
7.0	0.75	13.31	4.90		4.85	2.07
8.0	0.68	12.89	4.99		4.47	1.96
9.0	0.62	12.51	5.06		4.16	1.87
10.0	0.58	12.16	5.11		3.89	1.80
11.0	0.54	11.84	5.15	3.66	1.74	
12.0	0.51	11.56	5.19	3.47	1.69	

Le tirant d'eau aval est calculé par la relation du ressaut hydraulique donnée par l'USBR suivante : $H_{aval} = \frac{H_{amont}}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{amont}^2} - 1 \right)$

On remarque que le type USBR I convient pour la première et la deuxième largeur, tandis le type USBR II Convient pour le reste des largeur.

➤ **Calcul de la longueur du bassin de dissipation** :Le calcul de la longueur du bassin de dissipation est donnée par l'USBR en fonction du nombre de Froude amont comme suit :

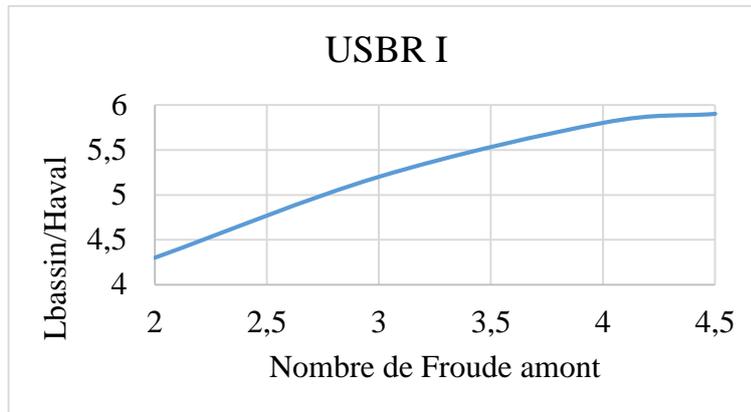


Figure 53 : Longueur du bassin de dissipation USBR I

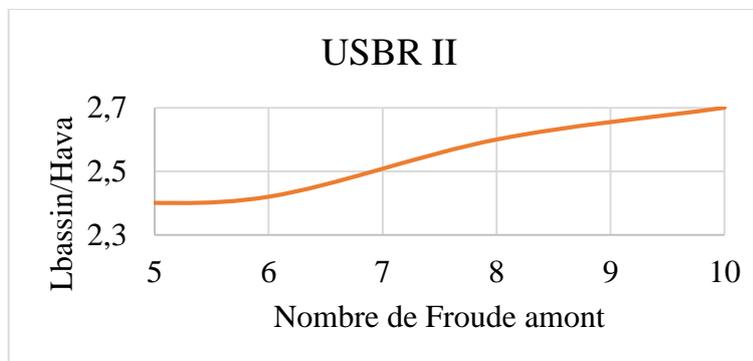


Figure 54 : Longueur du bassin de dissipation USBR II

On calcul ensuite la longueur du bassin, la section du bassin pour la gamme de largeur donnée :

Tableau 62 : Caractéristique géométrique du bassin

B (m)	Type	F amont	$L_{\text{bassin}}/H_{\text{aval}}$	H aval(m)	L bassin(m)	S bassin(m)	V aval(m)
3	USBR I	3.77	5.7	7.65	43.62	130.87	3.05
4		4.27	5.8	6.66	37.95	151.8	2.63
5	USBR II	4.57	2.4009	5.9	14.17	70.85	2.38
6		4.77	2.4036	5.32	12.78	76.66	2.20
7		4.9	2.4053	4.85	11.67	81.67	2.07
8		4.99	2.4065	4.47	10.76	86.08	1.96
9		5.06	2.4075	4.16	10.01	90.07	1.87
10		5.11	2.4081	3.89	9.37	93.7	1.80
11		5.15	2.4087	3.66	8.82	97.06	1.74
12		5.19	2.4092	3.47	8.35	100.24	1.69

➤ **Choix des dimensions optimales** :Le choix de la variante optimal dépend du couut, on représente la courbe surface du bassin en fonction de la surface du bassin, le calcul de la surface du bassin est fait intentionnellement, puisque lorsque la surface du bassin augmente le volume du béton et le cout augmente.

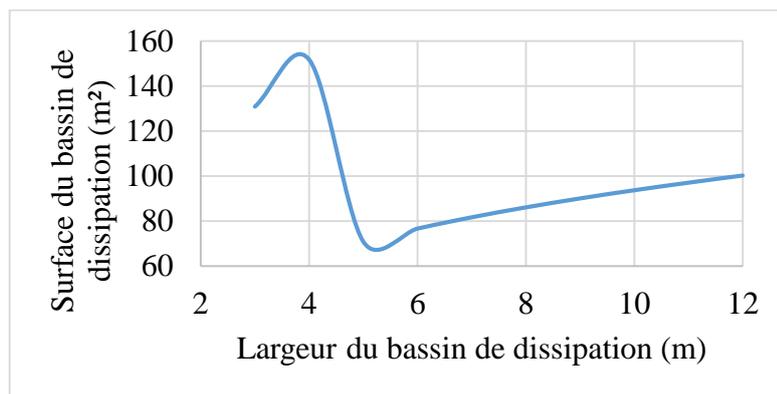


Figure 55 : Evolution de la surface du bassin de dissipation en fonction de la largeur

La variante choisi est la valeur minimal dans la courbe surface-largeur. B=5m.

➤ **Dimensionnement du bassin de dissipation** :Le type retenue est la bassin USBR II, les caractéristiques de l'écoulement dans le bassin sont :

- ✓ La vitesse amont : 14.22 m/s.
- ✓ La vitesse aval : 2.38 m/s.
- ✓ La hauteur amont : 0.99 m.
- ✓ La hauteur aval : 5.9 m.

Les dimension du seuil et des blocs chicane et de chute sont donnée les courbes établit par l'USBR.

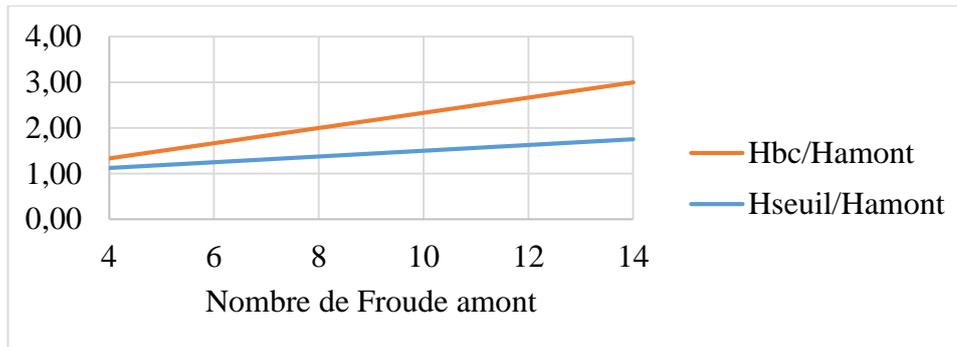


Figure 56 : hauteur du seuil et des blocs chicanes en fonction du nombre de Froude amont

On a : $F_{\text{amont}} = 4.57$

De la courbe précédente on trouve que :

$$\frac{H_{bc}}{H_{\text{amont}}} = 1.43 \quad \text{et} \quad \frac{H_{\text{seuil}}}{H_{\text{amont}}} = 1.16$$

Les dimensions du bassin sont :

- ✓ La largeur : 5 m
- ✓ La longueur : 14.17 m
- ✓ La hauteur des blocs de chute : 1 m
- ✓ La hauteur des blocs chicane : 1.41 m
- ✓ La hauteur du seuil : 1.15 m

Le reste des dimensions sont donnée dans le plan n°6.

4. La prise d'eau

La prise d'eau est une Structure qui permet l'utilisation des eaux du barrage selon les demandes des consommateurs.

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

➤ **Prise d'eau en charge :** Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

➤ **Prise d'eau flottante :** Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante.

➤ **Tour de prise :** Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange).

4.1 Choix du type de la prise d'eau

La variante choisie est la tour de prise d'eau car on a des prélèvements à différents niveaux. Dans notre étude, on a deux prises d'eau dont les niveaux sont respectivement 153.93 NGA, 133.93 NGA.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande de consommation maximale en aval, de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois d'Août : $V_{\max} = 13750000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps en seconde (31 jour).

$$Q_{\max} = 5.133 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La formule de débit est décrite comme suite :

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

$$\text{D'où : } \frac{Q}{S} = \mu \sqrt{2 * g * H_{\min}}$$

On définit deux fonctions $\frac{Q}{S}$ et $\mu \sqrt{2 * g * H_{\min}}$. On fait varier une gamme de diamètre (0.8 m - 1.8m) et choisir celle qui convient.

On calcule les différentes valeurs de coefficient de variation μ pour chaque diamètre, on obtient le tableau suivant :

Tableau 63 : Les différentes valeurs de μ en fonction des diamètres.

Dg (m)	μ
0,8	0,2406
0,9	0,2551
1	0,2684
1,1	0,2805
1,2	0,2915
1,4	0,3110
1,5	0,3196
1,6	0,3276
1,8	0,3418
2	0,3542

➤ **La prise 1 (Hmin= 40 m)**

On appliquant les deux fonctions au-dessus avec un Hmin=40m. On obtient :

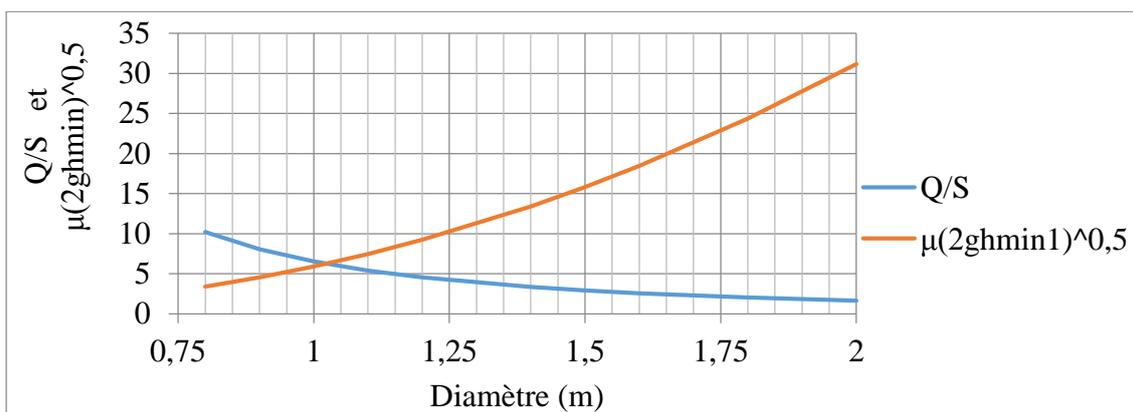


Figure 57 : Variation Q/S et $\mu(2gh_{\min})^{0,5}$ en fonction du diamètre

➤ **La prise 2 (Hmin=20 m)**

On appliquant les mêmes fonctions mais avec un Hmin=20 m. On obtient :

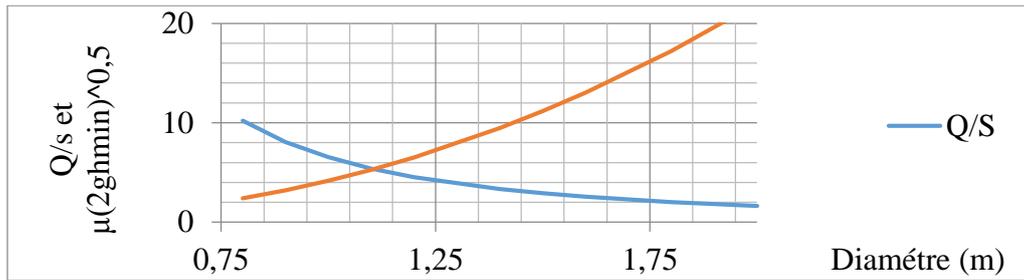


Figure 58 : Variation Q/S et $\mu(2gh_{min})^{0,5}$ en fonction du diamètre

On opte pour un diamètre de 1.5m pour chaque pertuis afin de respecter les critères de vitesse. $V = \frac{Q}{S} = \frac{5.133}{1.767} = 2.9 \frac{m}{s}$, et on joue sur le vannage pour le réglage des débits.

5. Evacuateur de crue

Lors de l'élaboration d'un projet de barrage, l'évacuateur de crues paraît être l'ouvrage le plus important et le plus complexe. Il a pour rôle en effet :

- ✓ Assurer le passage d'un débit maximum au cours d'une crue afin d'éviter la submersion de l'ouvrage de retenue.
- ✓ De maintenir un niveau constant de la retenue.
- ✓ D'assurer la sécurité contre les inondations destructrices à l'aval de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues sont caractérisés par une diversité de critère destiné à établir leur classement. On se contente alors, le plus souvent, d'effectuer un classement suivant le mode d'évacuation. C'est ainsi que l'on peut distinguer deux types d'évacuateur des crues :

- ✓ Les évacuateurs de surface
- ✓ Les évacuateurs de fond

Parmi les évacuateurs de surface, l'évacuateur de crues en puits est le plus adapté aux barrages en terre, en raison de son implantation hors de la digue. Ceci permet à la fois d'éviter les affouillements en cas de débordement causé par une forte crue dépassant celle du projet, et de réduire l'emprise de l'ouvrage d'évacuation, ce qui peut s'avérer économique.

Le dimensionnement de l'évacuateur de crue en puits a été le domaine d'intérêt de plusieurs chercheurs. Leurs travaux ont été consacrés essentiellement au calcul de débit évacué, à la géométrie du déversoir et du puits, et à l'aération de l'ouvrage.

5.1 Description de l'ouvrage

L'évacuateur de crues en puits est constitué de trois parties principales :

- ✓ Un déversoir à crête circulaire épouse la forme d'une tulipe, jouant le rôle d'un seuil déversant. Il sert à guider l'écoulement et à contrôler le débit.
- ✓ Un puits vertical, sur lequel la tulipe est installée et dont l'écoulement est généralement vertical.
- ✓ Une galerie plus au moins horizontale, raccordée au puits par un coude convergent. Elle a pour rôle d'assurer l'évacuation des eaux transitées par le puits vers l'aval de l'ouvrage.

La figure suivante montre les parties principales de l'évacuateur en puits :

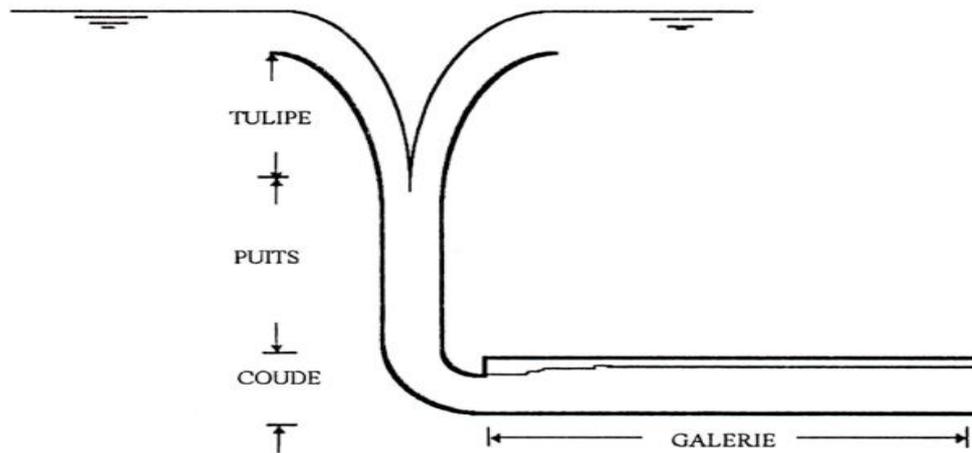


Figure 59 : Schéma descriptif de l'évacuateur de crue en puits

➤ **Fonctionnement de l'ouvrage :** Le fonctionnement d'un évacuateur de crue en puits est bien différent de celui rencontré dans un évacuateur rectiligne. En effet, l'évacuateur de crues en puits peut fonctionner suivant deux modes d'écoulement, l'un à surface libre et l'autre en charge.

- ✓ Ecoulement à surface libre : Dans ce cas, le débit évacué par l'ouvrage est entièrement contrôlé par le seuil du déversoir. La lame d'eau s'écoule librement le long des parois du puits.
- ✓ Le coude est le siège de remous violent où les filets se heurtent pour se diriger horizontalement vers la galerie d'évacuation. Celle-ci est le lieu d'un écoulement à surface libre.
- ✓ Ecoulement en charge : Dans ce cas, le débit évacué par l'ouvrage est contrôlé par la géométrie du puits pour des charges supérieures à la charge de dimensionnement, l'écoulement occupe la totalité de la section du puits et l'eau remonte jusqu'à la surface libre. L'ouvrage est entièrement noyé sous un plan d'eau presque horizontal. Sous ces conditions, la galerie située à l'aval de l'ouvrage peut être le lieu d'un écoulement en charge ou à surface libre.

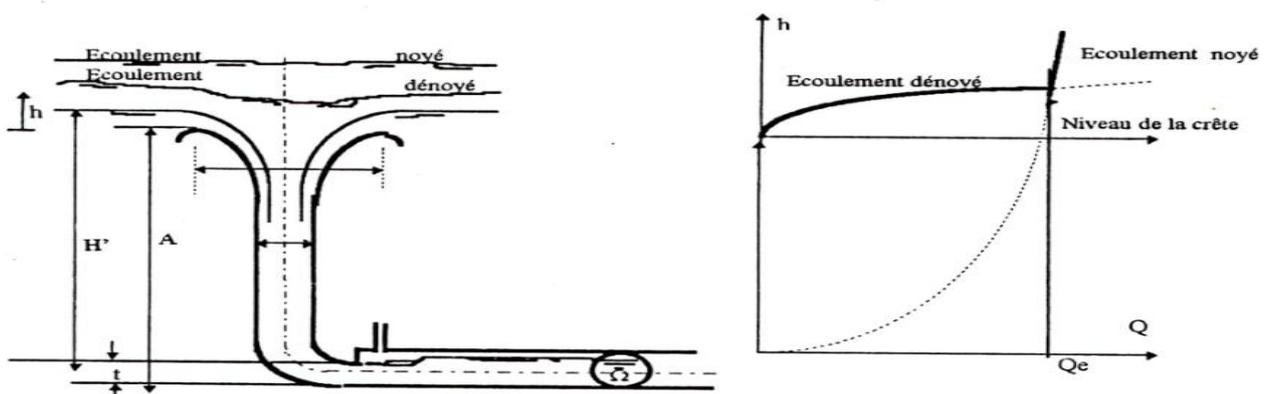


Figure 60 : Courbe de tarage de l'évacuateur de crues en puits

5.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crues en puits

Le bon fonctionnement de l'évacuateur de crues en puits exige un dimensionnement qui doit assurer l'évacuation d'un débit maximum, tout en évitant l'apparition d'une dépression sous la lame déversant, l'engorgement de la tulipe, le phénomène de cavitation, et la mise en charge de la galerie d'évacuation qui peuvent provoquer la détérioration de l'ouvrage, et l'instabilité de l'écoulement.

➤ **Calcul du diamètre de la corolle** : Le diamètre de la corolle est déterminé avant dans l'étude d'optimisation de la corolle « Laminage des crues », pour le débit de pointe de la crue de projet de 335 m³/s. Le débit laminé est de 224.07m³/s et la lame sur le seuil est égal à 1.57m, le diamètre trouvé est : $D_c = 17$ m.

➤ **Calcul de la hauteur de la tulipe** : D'après l'analyse des résultats expérimentaux sur la tulipe, Wagner a abouti à la relation qui donne la hauteur de la tulipe suivante :

$$Y_v = 0.11 \times \left[0.75 \times \left(\frac{\bar{R}}{\bar{H}} - \left(\frac{2 r_v}{3 \bar{H}} \right) - \bar{X}_m \right)^2 + \bar{Z}_m \right] \times \frac{\bar{H}}{H} \times e^{6.4 \times H/R}$$

Où: $\frac{\bar{H}}{H} = 1 - Z_m$; $\bar{X}_m = X_m(H/\bar{H})$ et $\bar{Z}_m = Z_m(H/\bar{H})$

Z_m et X_m sont déterminés par :

$$X_m = 0.25 (1.04 - 1.055 H/R)$$

$$Z_m = 0.112 (1.04 - 1.02 H/R)$$

Tel que : $\bar{H}/\bar{R} = 1.06 (H/R)^{1.07}$

La fraction r_v/\bar{H} est déterminée par la résolution du polynôme de degré 6 suivant :

$$(r_v/\bar{H})^6 \cdot (\bar{H}/\bar{R})^2 - 3 \cdot (\bar{H}/\bar{R}) \cdot (r_v/\bar{H})^5 + 3 \cdot [(\bar{H}/\bar{R})^2 + 3/4] \cdot (r_v/\bar{H})^4 - (4/3)^2$$

On trouve cinq racines complexes et une racine réelle.

Après avoir déterminé la valeur de Y_v , la hauteur géométrique totale de la tulipe est :

$$y_v = (Y_v + Z_m) \cdot H$$

➤ **Calcul du diamètre du puits** : Le calcul du diamètre du puits doit être mené sous la condition d'H/R.

Si $H/R \geq 0.2$, le diamètre du puits sera égal du diamètre de la section finale de la tulipe :

$r_p = r_v$, Le rayon r_v est déterminé par la résolution du polynôme de degré six précédents, donc $d_p = 2r_v$.

Dans le cas où $H/R < 0.2$, le diamètre du puits n'est plus égal au diamètre de la section finale de la tulipe du fait que la lame d'eau qui s'écoule le long de la paroi du déversoir est de faible épaisseur ; l'intersection des jets dans le puits est obtenue en un point situé en dessous de la limite inférieure de la tulipe. Dans ce cas, le diamètre du puits est déterminé par la relation suivante :

$$r_p^4 = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot \pi \cdot (y_v + H)}$$

Où $d_p = 2 \cdot r_p$

➤ **Calcul du diamètre de la section finale du coude** : Le diamètre de la section final du coude (d_o) est évalué à l'aide de la relation approchée suivante :

$$2 \cdot d^* = \sqrt{3.95 \cdot Q^* + 8.45 \cdot 10^{-4}} - 9.095 \cdot 10^{-3}$$

Avec : $d^* = d_o/H_o$ et $Q^* = Q/\sqrt{g \cdot H_o^5}$

➤ **Calcul du diamètre de la galerie :** Le diamètre de la galerie dépend du débit relatif $Q^* = Q / \sqrt{g \cdot d_o^5}$

Si $Q^* < 1.924$, le diamètre D de la galerie serait égal au diamètre final d_o du coude ($D/d_o=1$).

Dans le cas contraire ($Q^* > 1.924$), le diamètre de la galerie est évalué par la relation suivante :

$$D/d_o = 0.795 \cdot Q^{*0.653} - 0.216$$

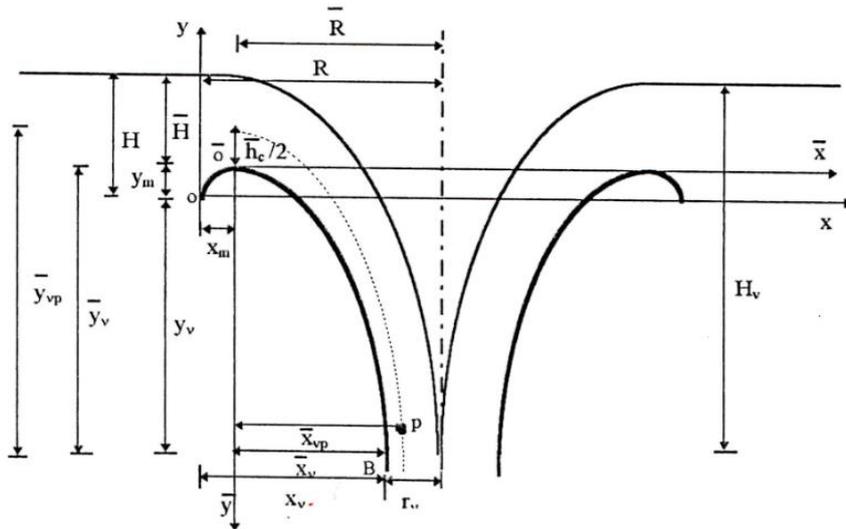


Figure 61 : Caractéristiques géométriques de la tulipe et de la section d'entrée du puits

5.3 Résultats des calculs

En appliquant les relations précédentes, les paramètres disponibles initialement sont :

$$\bar{R} = 8.5 \text{ m} \quad \text{Et} \quad \bar{H} = 1.57 \text{ m}.$$

a. **Diamètre de la corolle :** $\bar{D}_c = 17 \text{ m}$

b. **Hauteur géométrique de la tulipe :**

$$\bar{H}/\bar{R} = 0.1847, \quad H/R = 0.1954, \quad r_v/\bar{H} = 0.9919, \quad X_m = 0.2085 \text{ m}, \\ Z_m = 0.0942 \text{ m}, \quad \bar{H}/H = 0.9058, \quad Y_v = 5.3003 \text{ m}.$$

La hauteur géométrique sera donc : $y_v = 9.35 \text{ m}$

c. **Diamètre du puits :** $H/R = 0.1954 \cong 0.2$

Donc le diamètre du puits est égal à la section finale de la tulipe : $r_p = 1.557 \text{ m}$ et $d_p = 3.11 \text{ m}$.

d. **Diamètre de la section finale du coude :** $d_o = 2.86 \text{ m}$

e. **Diamètre de la galerie :** $Q^* = 5.1568 > Q_{lim}^* \Rightarrow D/d_o = 2.1043$ et $D = 6.02 \text{ m}$.

On note que ces dimensions sont qu'un près dimensionnement, on recommande de réaliser un modèle réduit en laboratoire, la dépression au niveau du coude est un problème majeur pour les évacuateurs en puits.

5.4 Description la galerie de l'évacuateur de crue en puits

La galerie de l'évacuateur de crues en puits présente deux parties, une courbée et l'autre directe comme il est illustré dans le plan n° 4.

La longueur totale de la galerie est de 679.54 m. la section de la galerie est en fer à cheval, de diamètre nominale de 6.02 m, le demi-cercle supérieur facilitera l'aération de l'écoulement pendant le passage de la crue de projet en surface libre. La section est montrée dans la figure suivante :

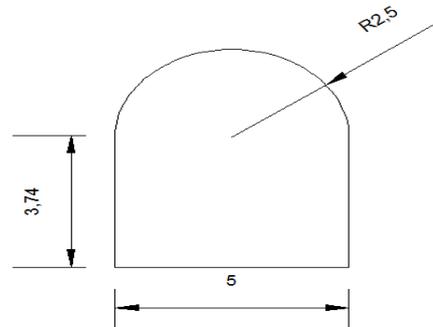


Figure 62 : Section de la galerie de l'évacuateur en puit

5.5 Calcul de remous dans la galerie de vidange de fond

Le calcul de remous se fait comme dans la partie vidange de fond. Le débit maximal à évacuer par la galerie est le débit maximum laminaire qui est égal à $224 \text{ m}^3/\text{s}$. la pente de la galerie est choisie de telle façon à ne pas générer un ressaut hydraulique dans la galerie, puisque la hauteur critique est de l'ordre de 6 m. Nous voulons un fonctionnement à surface libre dans la galerie, la pente choisie vaut 1.3%.

➤ **Condition initial** : La condition initial est imposé la section final du coude. Dans le dimensionnement de la section final du coude on a trouvé que le diamètre est de 2.86 m, on multipliant cette valeur par un coefficient de contraction de 0.7 nous trouvons une hauteur de 2 m, qui correspond à la condition initial. La condition d'arrêt du calcul est défini par la longueur de la galerie qui est égal à 679 m qui est dans le calcul de remous qui suit correspond à 88.3 % du niveau normal.

➤ **Calcul des paramètre hydraulique de l'écoulement** : Nous utilisons les meme formules utilisé dans le calcul hydraulique de la galerie de vidange de fond, nous trouvons par la suite :

- ✓ La hauteur critique, $h_c = 5.89 \text{ m}$
- ✓ La hauteur normal, calculé par une résolution graphique :

Tableau 64 : Evaluation des paramètres hydrauliques

H(m)	P(m)	S(m ²)	Rh	$Q*n/Rh^{(2/3)}$	$S*i^{0.5}$
1	7	5	0.71	3.92	0.57
2	9	10	1.11	2.92	1.14
3	11	15	1.36	2.55	1.71
4	13	20	1.54	2.35	2.28
5	15	25	1.67	2.23	2.85

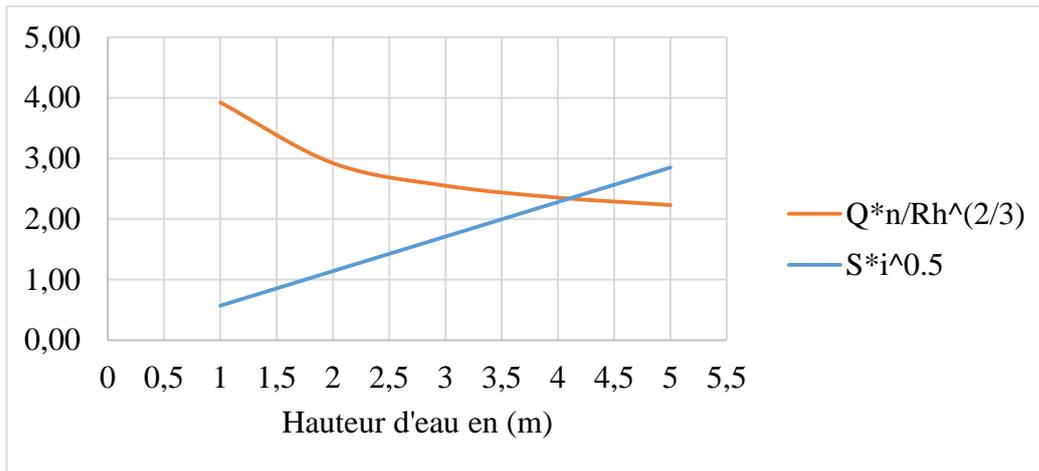


Figure 63 : Détermination de la hauteur normale par la solution graphique

D'où : La hauteur normale est égal à : 4.1 m

La pente critique vaut 0.53 %

D'après les résultats du calcul hydraulique on trouve que :

- ✓ la galerie présente une pente forte.
- ✓ l'écoulement est torrentiel
- ✓ l'écoulement est accéléré

Les considérations de l'étude qualitative nous permet de dire que l'écoulement est de classe S type 3, représenter par la figure suivante :

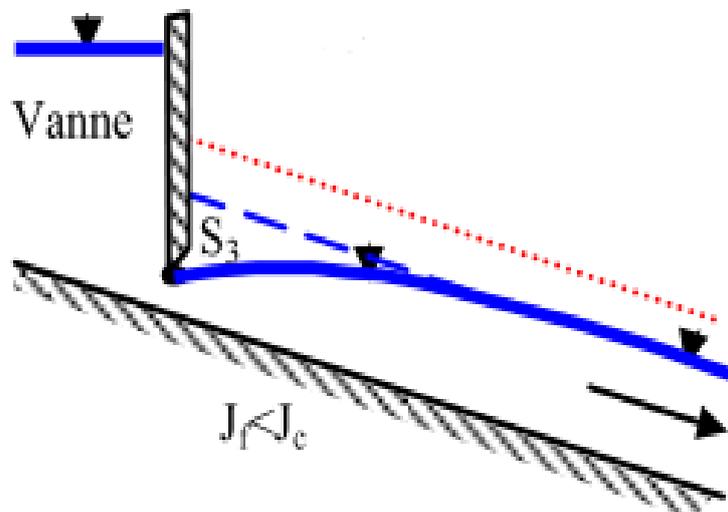


Figure 64 : description de la courbe de remous

➤ **Courbe de Remous** : L'application de la méthode de l'énergie spécifique susdite nous donne les résultats suivants :

Tableau 65 : Résultats du calcul de Remous

y (m)	A (m ²)	P(m)	E(m)	J	dx(m)	X(m)	S3(m)
2.00	10.01	9.00	27.52	0.085	*****	0.00	2.00
2.10	10.51	9.20	25.25	0.075	33.94	33.94	1.66
2.20	11.01	9.40	23.30	0.066	34.20	68.13	1.32
2.30	11.51	9.60	21.61	0.058	34.53	102.67	0.97
2.40	12.01	9.80	20.13	0.052	34.95	137.62	0.61
2.50	12.51	10.00	18.84	0.047	35.48	173.10	0.25
2.60	13.01	10.20	17.71	0.042	36.12	209.22	-0.12
2.70	13.51	10.40	16.71	0.038	36.91	246.13	-0.50
2.80	14.01	10.60	15.83	0.035	37.87	284.00	-0.89
2.90	14.51	10.80	15.05	0.032	39.04	323.04	-1.30
3.00	15.01	11.00	14.35	0.029	40.48	363.52	-1.72
3.10	15.51	11.20	13.73	0.026	42.25	405.77	-2.17
3.20	16.01	11.40	13.18	0.024	44.46	450.23	-2.65
3.30	16.51	11.60	12.68	0.023	47.26	497.49	-3.17
3.40	17.01	11.80	12.24	0.021	50.89	548.38	-3.73
3.50	17.51	12.00	11.84	0.019	55.71	604.10	-4.35
3.60	18.01	12.20	11.49	0.018	62.39	666.48	-5.06
3.61	18.05	12.22	11.46	0.018	5.39	671.87	-5.12
3.62	18.10	12.24	11.43	0.018	6.82	678.69	-5.20

Le tirant d'eau final est égal à 3.62 m qui correspond à une distance de la vanne de 678.7 m.

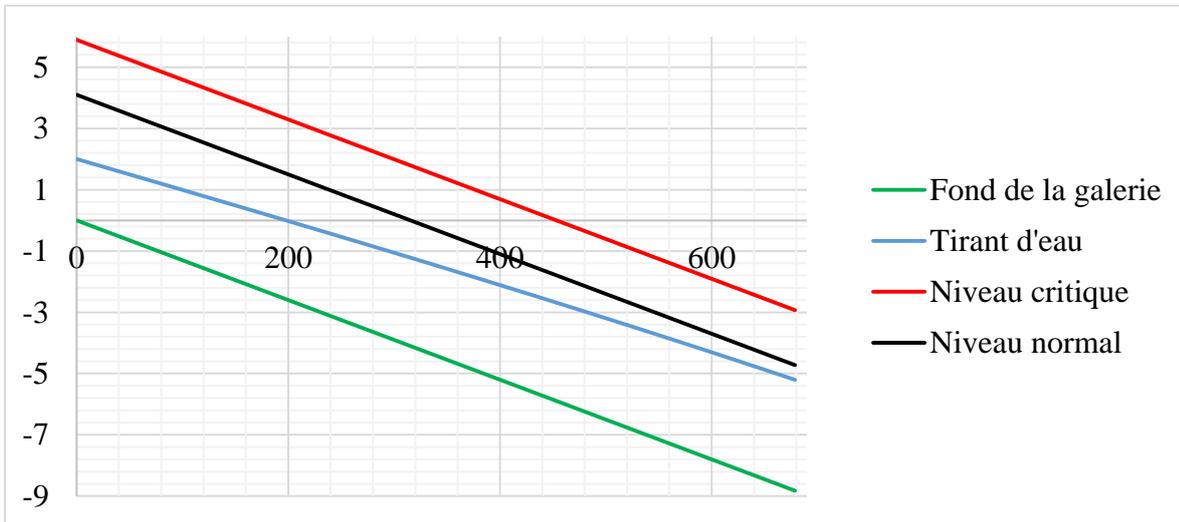


Figure 65 : Courbe de Remous

5.6 Vérification de l'aération de la galerie

Pour assurer l'écoulement à surface libre dans la galerie sans aucune perturbation de l'écoulement, l'USBR recommande que le taux de remplissage à l'extrémité aval de la galerie ne doit pas dépasser 75% pour le débit maximum.

Dans notre projet le tirant d'eau de remplissage aval est de 3.62 m qui correspond pour la largeur de 5 m à une surface de 18.1 m², et la surface total de la galerie réservé pour la vidange de fond est de 28.27 m², le taux de remplissage est égal à :

$$TR = \frac{18.1}{28.27} = 63\%$$

Donc la condition de remplissage est vérifiée et on remarque de 63% de remplissage est largement suffisante pour assurer le passage des débits plus grands que le débit de dimensionnement.

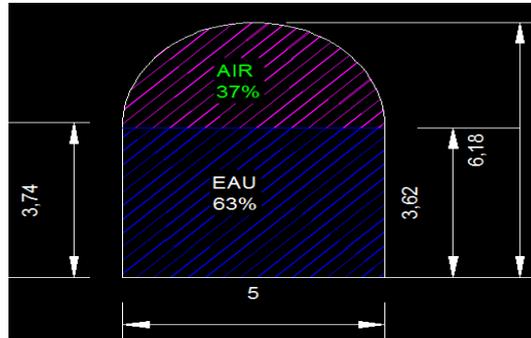


Figure 66 : Aération de la galerie de vidange de fond

5.7 Calcul du bassin de dissipation :

➤ **Calcul du divergent** : Le tirant d'eau aval correspond au débit maximum de vidange est de 3.62m de hauteur, nous voulons construire un divergent à la sortie de la galerie pour baisser le tirant d'eau. En appliquant la même procédure comme avant.

Avec : $h_1 = 3.62$ m

$B_1 = 5$ m

$R_1 = 1.478$ m

On calcule pour plusieurs valeurs de B_2 le tirant d'eau h_2 .

Tableau 66 : Variation du tirant d'eau aval du divergent

B(m)	Alpha	h amont (m)
6.0	3.72	1.814
7.0	2.73	1.580
8.0	2.09	1.414
9.0	1.65	1.280
10.0	1.34	1.183
11.0	1.11	1.100
12.0	0.93	1.029
13.0	0.79	0.960
14.0	0.68	0.910
15.0	0.59	0.870
30.0	0.15	0.530
35.0	0.11	0.480
40.0	0.08	0.434

➤ **Choix du bassin de dissipation** : Selon les critères de l'USBR mentionné avant, on a les résultats suivants :

Tableau 67 : Evaluation des paramètres hydraulique du bassin

B (m)	h amont (m)	V amont (m)	F amont (m)	Type	H aval (m)	V aval (m ³)
6.0	1.814	20.58	4.88	USBR III	11.64	3.21
7.0	1.580	20.25	5.14		10.73	2.98
8.0	1.414	19.80	5.32		9.95	2.81
9.0	1.280	19.44	5.49		9.31	2.67
10.0	1.183	18.93	5.56		8.72	2.57
11.0	1.100	18.51	5.64		8.23	2.47
12.0	1.029	18.14	5.71		7.81	2.39
13.0	0.960	17.95	5.85		7.48	2.31
14.0	0.910	17.58	5.88		7.13	2.24
15.0	0.870	17.16	5.88		6.81	2.19
30.0	0.530	14.09	6.18	USBR II	4.37	1.71
35.0	0.480	13.33	6.14		3.94	1.63
40.0	0.434	12.90	6.25		3.63	1.54

Le tirant d'eau aval est calculé par la relation du ressaut hydraulique donnée par l'USBR suivante :

$$H_{aval} = \frac{H_{amont}}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{amont}^2} - 1 \right)$$

➤ **Calcul de la longueur du bassin de dissipation** : Le calcul de la longueur du bassin de dissipation est donnée par l'USBR en fonction du nombre de Froude amont comme suit :

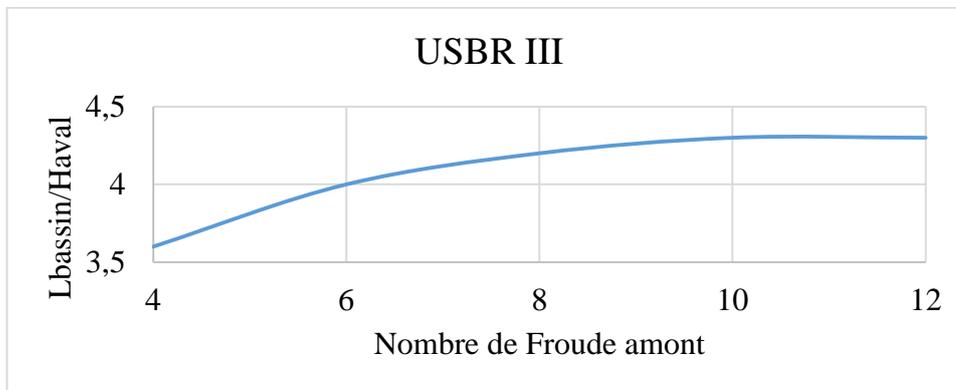


Figure 67 : Longueur du bassin de dissipation USBR III

On calcul ensuite la longueur du bassin, la section du bassin pour la gamme de largeur donnée :

Tableau 68 : Caractéristique géométrique du bassin

B(m)	Type	F amont	L bassin /H aval	H aval (m)	L bassin (m)	S béton (m ²)	V aval (m)
6.0	USBR III	4.88	3.8	11.64	44.24	265.43	3.21
7.0		5.14	3.82	10.73	41.00	286.97	2.98
8.0		5.32	3.84	9.95	38.20	305.62	2.81
9.0		5.49	3.86	9.31	35.95	323.55	2.67
10.0		5.56	3.88	8.72	33.85	338.51	2.57
11.0		5.64	3.9	8.23	32.11	353.24	2.47
12.0		5.71	3.92	7.81	30.62	367.39	2.39
13.0		5.85	3.94	7.48	29.45	382.87	2.31
14.0		5.88	3.96	7.13	28.24	395.39	2.24
15.0		5.88	4	6.81	27.23	408.42	2.19
30.0	USBR II	6.18	2.5	4.37	10.93	328.013	1.71
35.0		6.14	2.5	3.94	9.84	344.565	1.63
40.0		6.25	2.5	3.63	9.07	362.729	1.54

➤ **Choix des dimensions optimales** :Le choix de la variante optimal dépend du cout, on représente la courbe surface du bassin en fonction de sa largeur, le calcul de la surface du bassin est fait intentionnellement, puisque lorsque la surface du bassin augmente le volume du béton et le cout augmente.

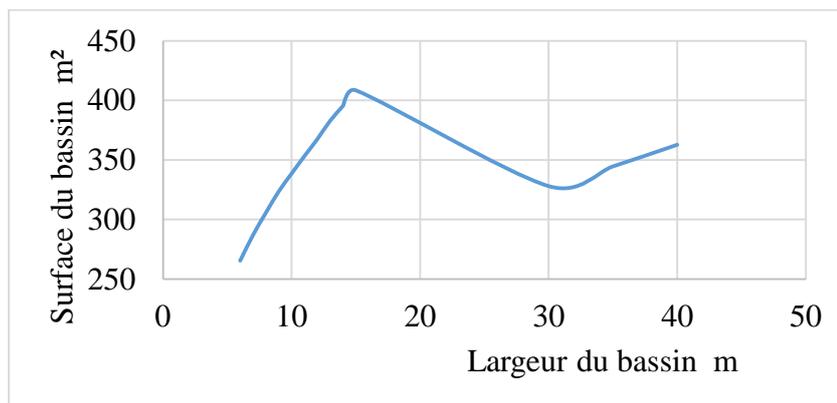


Figure 68 : Evolution de la surface du bassin en fonction de sa largeur

Dans cette étude on opte pour la largeur de 30 m qui correspond à la longueur de 11 m, puisque elle correspond à un cout relativement réduit. D'après la courbe on remarque qu'il existe d'autre largeurs qui donnent un cout minimum qui sont (B = 6, 7, 8, 9 m) mais la longueur du bassin est très importante (L = 44, 41, 38, 36 m) ce qui cause des problèmes de réalisation sur site puisque on a signalé dans l'étude topographique que la vallée de la rive gauche présente une pente assez raide, donc il est vraiment rare de trouvé un terrain plat pour implanter un bassin de dissipation de longueur importante.

➤ **Dimensionnement du bassin de dissipation** : Le type de bassin de dessipation retenue est la bassin USBR II, les caractéristiques de l'écoulement dans le bassin sont :

- ✓ La vitesse amont : 14.09 m/s
- ✓ La vitesse aval : 1.71 m/s
- ✓ La hauteur amont : 0.53 m
- ✓ La hauteur aval : 4.37 m

Les dimension du seuil et des blocs chicane et de chute sont donnée dans les courbes établit par l'USBR suivantes :

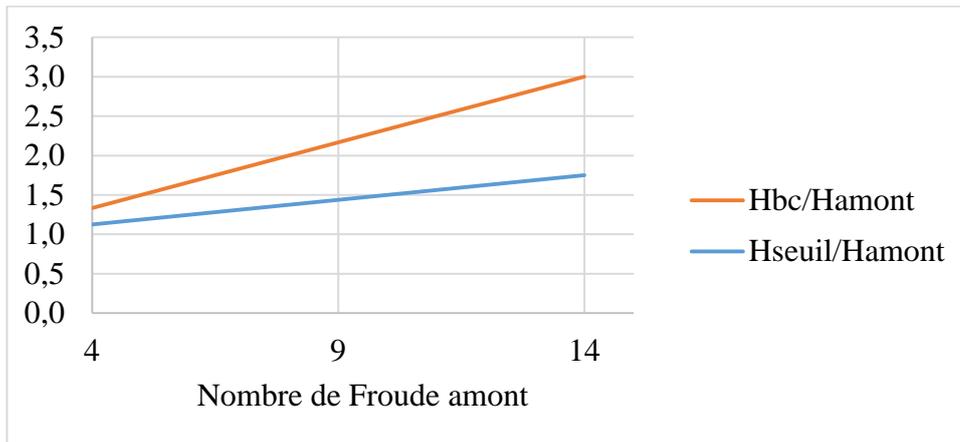


Figure 69 : hauteur du seuil et des blocs chicanes en fonction du nombre de Froude amont

On a : $F_{amont} = 6.18$

De la courbe précédente on trouve que :

$$\frac{H_{bc}}{H_{amont}} = 1.68 \quad \text{et} \quad \frac{H_{seuil}}{H_{amont}} = 1.25$$

Les dimensions du bassin sont :

- ✓ La largeur : 30 m.
- ✓ La longueur : 11 m.
- ✓ La hauteur des blocs de chute : 0.53 m.
- ✓ La hauteur des blocs chicane : 0.9 m.
- ✓ La hauteur du seuil : 0.66 m.

Le reste des dimensions sont donnée dans la figure suivante :

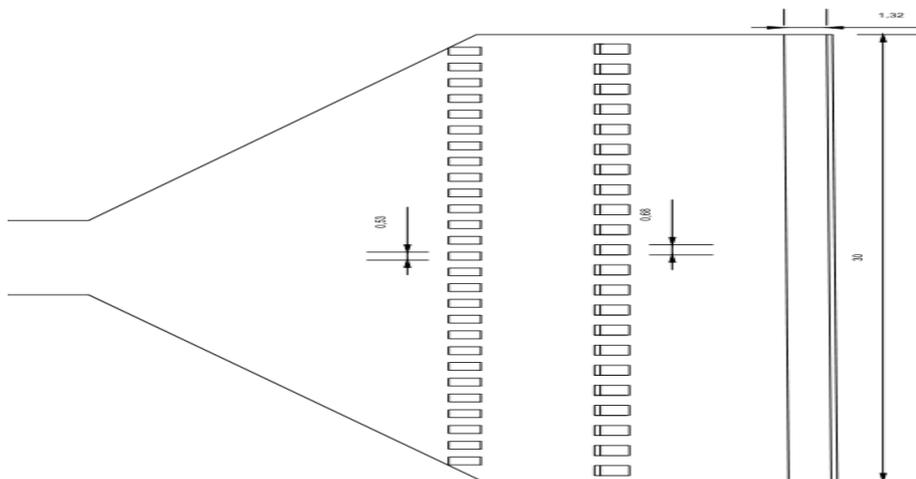


Figure 70 : Bassin de dissipation USBR II (évacuateur des crues)

Conclusion

Le travail entrepris dans ce projet, porte sur la réalisation d'un barrage avec pour but l'irrigation des terres agricoles couvrant la zone de "Barek".

L'axe du barrage étudié est implanté dans l'oued "Barek" de la Wilaya de Blida, l'élaboration de l'étude de variante de ce barrage comprend le dimensionnement de la digue et les ouvrages annexes en tenant compte des conditions topographiques, géotechniques et géologiques. A travers l'étude entreprise, nous avons obtenus et déduit les spécificités suivantes:

- Le type du barrage est en matériaux locaux "Zoné",
- l'évacuateur de crue est de type tulipe,
- L'emplacement de la vidange de fond et la prise d'eau est défini pour permettre l'exploitation des volumes d'eau du barrage dans des bonnes conditions,
- La galerie de dérivation projetée va jouer un double rôle : Ouvrage provisoire pour l'évacuation de crue de l'oued pendant la période du chantier grâce à un batardeau placé à l'amont et aussi un ouvrage de vidange de fond de la retenue pour des considérations économiques,
- L'apport de la station d'épuration est beaucoup plus important que celui du bassin versant, ce qui permet de mettre en valeur les eaux usées traitées dans la station de « Beraki ».

Ce résultat permet d'instaurer une base de spécificité technique pour l'élaboration du barrage "Barek" dans la Wilaya de Blida pour assurer la couverture de l'irrigation des zones agricoles.

Enfin, le travail entrepris dans le cadre de ce projet, nous a donné l'opportunité d'enrichir nos connaissances d'hydraulique et particulièrement dans le domaine des barrages par l'application des différentes techniques pour la conception et le dimensionnement d'un barrage.

Références

Références bibliographiques :

1. ANBT « Agence Nationale des Barrages et Transfert », résultats des essais géotechniques, géologie de la région, bordereaux des prix.
2. ANRH « Agence Nationale des Ressources Hydraulique », Données des pluies de la station de Hamiz.
3. B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
4. BOVARD Maurice « Transport des sédiments dans les ouvrages hydrauliques » P169
5. Ch. MALLET et J. PACQUANT : Les barrages en terre, Edition EYROLLES, Saint-Germain, -PARIS- 1951 ;
6. CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
7. Comité des Grands Barrages (1997). Petites barrages : Recommandations pour la conception, la construction et l'exploitation. Coordination : Gérard Degantte; Coédition CEMAGREF-ENGREF. Paris, France.
8. GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997
9. Jean- Maurice DURAND « Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale »
10. Post, G. Lande : Dignes en terre compactée, pratiques américaines. Paris, France. (1953)
11. Reglamento de Proyecto N° 1066 (1983). Diques de materiales locales (digues de matériaux locaux). Ciudad de La Habana, Cuba.
12. Rolley, R (1977). Techniques des barrages en aménagement rural. Ministère de l'Agriculture. Direction de L'Aménagement. Paris, France.
13. SARI Ahmed « Hydrologie de surface »
14. U.S.B.R. (1970). Diseño de Presas Pequeñas (U.S.B.R (1970). La conception des petits barrages). Instituto Cubano del Libro. La Havane, Cuba.
15. Y. Mouloudi, Polycopie du cours barrages et ouvrages annexes, ENP 2015 ;

Annexes et plans

Annexe N° 01 : Historique des pluies maximales

Année	PJ max				
1906	52	1953	126	2002	58,2
1907	75	1954	58,7	2003	64,6
1908	64	1955	31,5	2004	63,1
1909	75	1956	39,8	2005	55,8
1910	70	1957	132,1	2006	51,1
1911	80	1958	72,7	2007	64,6
1912	65	1959	111,3	2008	53,8
1913	52	1960	63	2009	50,2
1914	82	1961	95,2		
1915	73	1962	27,2		
1916	148	1963	63,8		
1917	88	1964	71,5		
1918	60	1965	77		
1919	30	1966	63		
1920	92	1967	83,5		
1921	68	1968	66,5		
1922	51	1969	74,3		
1923	68	1970	56		
1924	36	1971	75		
1925	68	1972	101,2		
1926	52	1973	99		
1927	50	1974	32,9		
1928	55	1975	54		
1929	36	1976	45		
1930	114	1977	34,8		
1931	53	1978	38,4		
1932	36	1979	60,3		
1933	76	1980	60		
1934	50	1981	51,5		
1935	128	1982	54,5		
1936	67	1983	39,7		
1937	47	1984	105,6		
1938	132	1985	106,8		
1939	51	1986	109,6		
1940	28,5	1987	45,9		
1941	68,1	1988	40		
1942	70,5	1989	25,4		
1943	35,1	1990	85,3		
1944	44,7	1991	102		
1945	59,7	1992	97,6		
1946	40,6	1993	74,3		
1947	55,4	1994	57		
1948	79,7	1995	89,2		
1949	86,7	1996	34		
1950	64,4	1997	68,1		
1951	67,8	1998	48,2		
1952	55,9	1999	32,5		
		2000	51		
		2001	23		

Annexe N° 02 : Les caractéristiques de catégories de destruction de sol

Catégorie de destruction	Intensité du processus d'érosion dans le lit et sur le bassin versant	Coefficient d'érodibilité Z	Valeur moyenne du coefficient Z	Débit solide spécifique m ³ /Km ² .an
1	Erosion excessive	1.01 à 1.5 et au delà	1.25	< 3000
2	Erosion forte	0.71 à 1	0.85	1500 à 3000
3	Erosion moyenne	0.41 à 0.7	0.55	1000 à 1500
4	Erosion faible	0.2 à 0.4	0.3	500 à 1000
5	Erosion très faible	0.01 à 0.19	0.1	0 à 500
6	Retenues	0	0	0

Annexe N° 03 : Le procédé de calcul du coût approximatif de la digue

Tableau 01 : Procédé du calcul économique de la digue

Matériaux du Barrage	Unité	prix unitaire en DA
Enrochements	m3	1 050
Argiles	m3	850
filtre/drain	m3	2 100
Rip Rap	m3	1 600
		sous total N°01
forages et injections		prendre 20% du sous total N°01
divers non métrés		prendre 10% du sous total N°01
auscultation		prendre 02% du sous total N°01
		sous total N°02
Aléas	Forfait	prendre 20% du sous total N°02
matériel hydromécanique	Forfait	600 000 000 DA
matériel électrique	Forfait	100 000 000 DA
		sous total N°03
supervision des travaux		prendre 06 % du sous total N°03
maitrise d'ouvrage		prendre 02% du sous total N°03
		sous total N°04
		Total

Tableau 02 : Procédé du calcul économique de la digue pour les rayons 2 et 4 mètres

Matériaux du Barrage	unité	R=2m		R=4 m	
		Quantité	Coût	Quantité	Coût
enrochements	m3	1648552.14	1730979747	1605849.87	1686142364
Argiles	m3	699552.48	594619608	684508.52	581832242
filtre/drain	m3	268939.6	564773160	264912.72	556316712
Rip Rap	m3	17871.48	28594368	17609.55	28175280
		S.TOT1	2918966883	S.TOT1	2852466598
forages et injections			583793377		570493320
divers non métrés			291896688		285246660
auscultation			58379337.7		57049332
		S.TOT2	934069403	S.TOT2	912789311
Aléas	Forfait		186813881		182557862
matériel hydromécanique	Forfait		600000000		600000000
matériel électrique	Forfait		100000000		100000000
		S.TOT2	886813881	S.TOT2	882557862
supervision des travaux			532088328		529534717
maitrise d'ouvrage			177362776		176511572
		S.TOT3	709451104	S.TOT3	706046290
		G.TOT	5449301270	G.TOT	5353860061

Tableau 03 : Procédé du calcul économique de la digue pour les rayons 6 et 8 mètres

Matériaux du Barrage	unité	R=6		R=8	
		Quantité	Coût	Quantité	Coût
enrochements	m3	1582031.03	1661132582	1566342.77	1644659909
Argiles	m3	676089.63	574676186	670533.41	569953399
filtre/drain	m3	262637.72	551539212	261127.65	548368065
Rip Rap	m3	17461.57	27938512	17363.34	27781344
		S.TOT1	2815286491	S.TOT1	2790762716
forages et injections			563057298		558152543
divers non métrés			281528649		279076272
auscultation			56305729.8		55815254.3
		S.TOT2	900891677	S.TOT2	893044069
Aléas	Forfait		180178335		178608814
matériel hydromécanique	Forfait		600000000		600000000
matériel électrique	Forfait		100000000		100000000
		S.TOT2	880178335	S.TOT2	878608814
supervision des travaux			528107001		527165288
maitrise d'ouvrage			176035667		175721763
		S.TOT3	704142668	S.TOT3	702887051
		G.TOT	5300499172	G.TOT	5265302650

Tableau 04 : Procédé du calcul économique de la digue pour le rayon 10 mètres

		R=10	
Matériaux du Barrage	Unité	Quantité	Coût
enrochements	m3	1554986.86	1632736203
argiles	m3	666505.94	566530049
filtre/drain	m3	260028.69	546060249
Rip Rap	m3	17291.86	27666976
		S.TOT1	2 772 993 477
forages et injections			554598695
divers non métrés			277299348
auscultation			55459869.5
		S.TOT2	887357913
Aléas	Forfait		177471583
matériel hydromécanique	Forfait		600000000
matériel électrique	Forfait		100000000
		S.TOT2	877471583
supervision des travaux			526482950
maitrise d'ouvrage			175494317
		S.TOT3	701977266
		G.TOT	5239800238

Annexe N° 04 : Le procédé de calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue

Tableau 01 : Procédé du calcul économique de l'évacuateur de crue

Matériaux de l'Evacuateur	Unité	prix unitaire en DA
Béton	m3	18 500
acier pour ferrailage	Tonne	210 000
coffrage	m2	5500
		sous total N°01
divers non métrés		prendre 10% du sous total N°01
auscultation		prendre 02% du sous total N°01
		sous total N°02
Aléas	Forfait	prendre 20% du sous total N°02
		sous total N°03
supervision des travaux		prendre 06 % du sous total N°03
maitrise d'ouvrage		prendre 02% du sous total N°03
		sous total N°04
		Total

**Tableau 02 : Procédé du calcul économique de l'évacuateur de crue
pour les rayons 2 et 4 mètres**

Matériaux de l'Evacuateur	unité	R=2m		R=4	
		Quantité	Coût	Quantité	Coût
Béton	m3	3322.6	61468100	3650.66	67537210
acier pour ferrailage	Tonne	782.47273	164319273	859.73	180543300
coffrage	m2	14364.29	79003595	17211.31	94662205
		S.TOT1	304790968	S.TOT1	342742715
divers non metrés			30479097		34274272
auscultation			6095819.4		6854854.3
		S.TOT2	36574916	S.TOT2	41129126
Aléas	Forfait		7314983.2		8225825.2
		S.TOT3	7 314 983	S.TOT3	8 225 825
supervision des travaux			4388989.9		4935495.1
maitrise d'ouvrage			1462996.65		1645165.03
		S.TOT4	5851986.6	S.TOT4	6580660.1
		G.TOT	354 532 854	G.TOT	398 678 326

**Tableau 03 : Procédé du calcul économique de l'évacuateur de crue
pour les rayons 6 et 8 mètres**

Matériaux de l'Evacuateur	unité	R=6		R=8	
		Quantité	Coût	Quantité	Coût
Béton	m3	3763.47	69624195	3845.99	71150815
acier pour ferrailage	Tonne	886.3	186123000	905.73	190203300
Coffrage	m2	17771.07	97740885	18115.63	99635965
		S.TOT1	353488080		360990080
divers non mètres			35348808		36099008
auscultation			7069761.6		7219801.6
		S.TOT2	42418570		43318810
Aléas	Forfait		8483713.9		8663761.9
		S.TOT3	8 483 714		8 663 762
supervision des travaux			5090228.4		5198257.2
maitrise d'ouvrage			1696742.78		1732752.38
		S.TOT4	6786971.1		6931009.5
		G.TOT	411 177 335		419 903 661

Tableau 04 : Procédé du calcul économique de l'évacuateur de crue pour le rayon 10 mètres

		R=10	
Matériaux de l'Evacuateur	unité	Quantité	Coût
Béton	m3	4119.82	76216670
acier pour ferrailage	Tonne	970.22	203746200
coffrage	m2	19296.13	106128715
		S.TOT1	386091585
divers non métrés			38609159
auscultation			7721831.7
		S.TOT2	46330990
Aléas	Forfait		9266198
		S.TOT3	9 266 198
supervision des travaux			5559718.8
maitrise d'ouvrage			1853239.61
		S.TOT4	7412958.4
		G.TOT	449 101 732

Annexe N° 05 : Coefficients de perte de charge

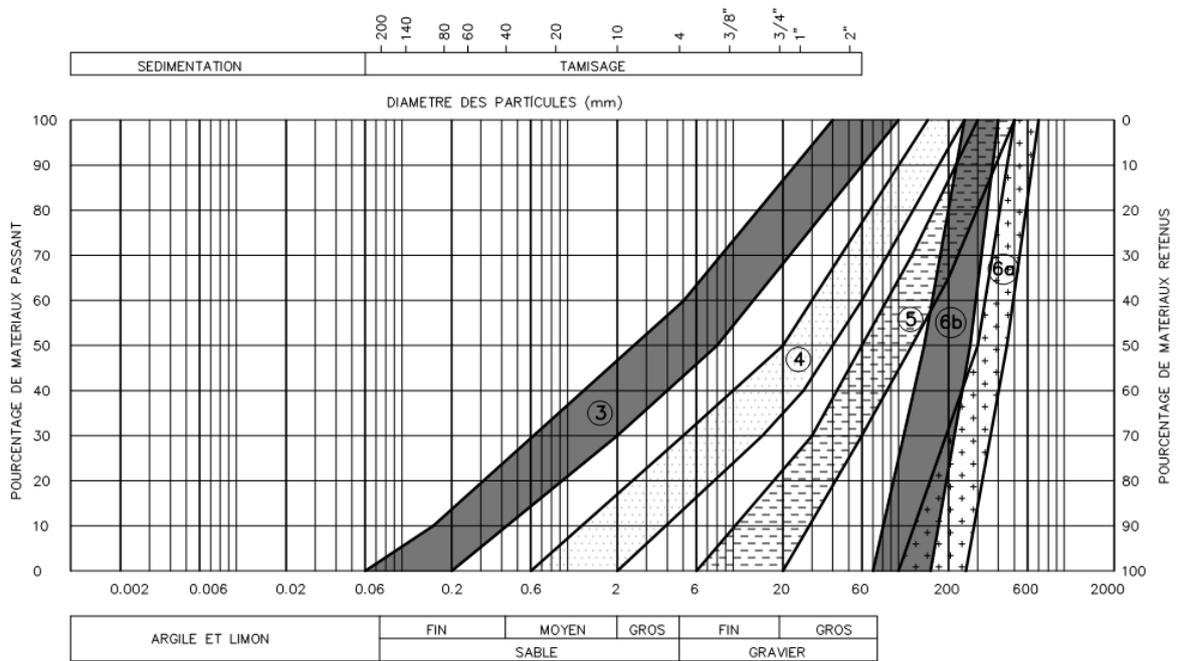
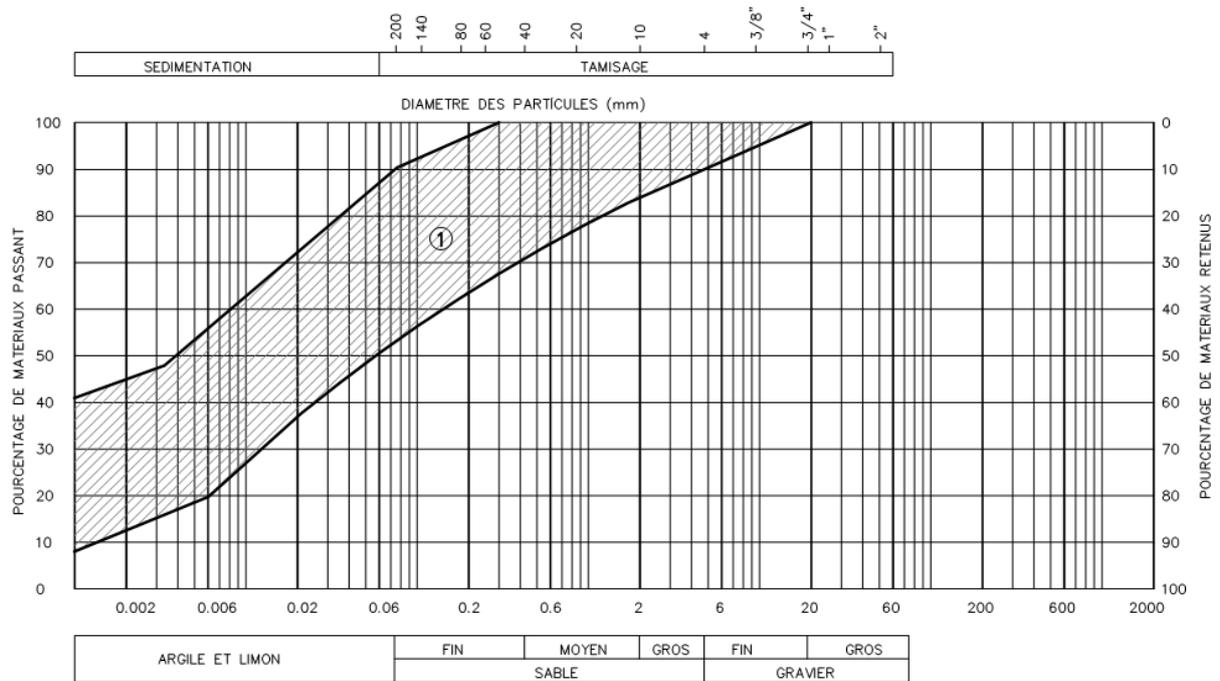
Tableau 01 : Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

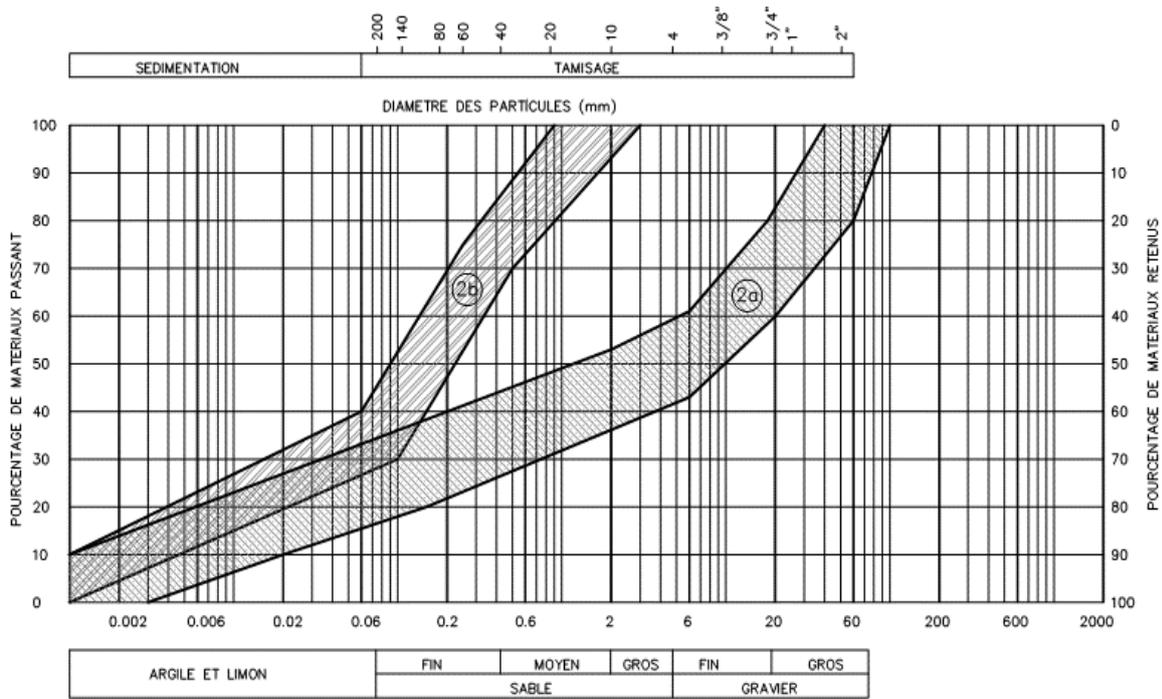
Caractéristiques de quelques sections de barres	β
Rectangulaires avec des bords vifs	2.42
Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
Configuration hydrodynamique	0.76
Circulaires	1.79

Tableau 02 : Coefficient K_g de pertes dans les vannes.

Type de vannes	K_g
Vanne sans contraction latérale ni de fond	0.5 à 1.2
Vanne où les guides sont les responsables des pertes	0.10
Vanne totalement ouverte	0.19
Clapet de vanne ouverte 75%	1.15
Clapet de vanne ouverte 50%	5.60
Clapet de vanne ouverte 25%	24.0
Clapet de papillon complètement ouvert	0.15
Clapet conique de jet creux	1.40

Annexe N° 06 : Courbes granulométriques des matériaux du remblai





Les matériaux de construction utilisés dans la digue (voir plan N° 1) sont les suivants :

- (1) : Matériaux du noyau argileux
- (2a) : Matériaux pour la recharge amont
- (2b) : Matériaux pour la recharge aval
- (3) : Sable fin (filtre)
- (4) : Gravier (filtre)
- (5) : Matériaux du drain
- (6a) : Matériaux du Rip-rap
- (6b) : Matériaux du prisme drainant

Annexe N° 07 : Calcul de stabilité

Fin de construction (talus aval ; R = 152.39 m)

N° tranche	Volume (recharge)	Volume noyau	Volume fond	Volume filtre drain	Gn (KN/ml)	Alpha (d°)	dl (m)	C (kPa)	phi	di	Nn (KN/ml)	Tn (KN/ml)	c*dl	Fs	tan (phi)	somme
1	0.00	0.00	0.00	33.76	662.37	-24.00	16.68	0.00	35.00	2.00	605.11	-269.41	0.00	317.94	0.70	423.70
2	73.01	0.00	25.37	74.67	3502.68	-18.00	16.02	0.00	34.00	6.69	3331.24	-1082.39	0.00	5623.90	0.67	2246.95
3	162.47	0.00	84.97	63.16	6333.05	-12.00	15.58	0.00	34.00	12.30	6194.65	-1316.71	0.00	18695.15	0.67	4178.35
4	230.90	0.00	121.22	63.16	8487.56	-6.00	15.32	0.00	34.00	16.70	8441.07	-887.19	0.00	34018.15	0.67	5693.57
5	303.50	0.00	133.95	63.16	10268.57	0.00	15.24	0.00	34.00	18.00	10268.57	0.00	0.00	44360.22	0.67	6926.24
6	378.33	0.00	123.55	63.16	11642.80	5.00	15.30	0.00	34.00	20.33	11598.49	1014.74	0.00	56807.54	0.67	7823.28
7	455.32	0.00	89.69	63.16	12602.30	11.00	15.52	0.00	34.00	23.56	12370.76	2404.63	0.00	71258.44	0.67	8344.18
8	522.14	0.00	31.56	63.16	12871.12	17.00	15.94	0.00	34.00	23.05	12308.72	3763.15	0.00	71203.05	0.67	8302.33
9	581.93	0.00	0.00	63.16	13512.98	23.00	16.56	0.00	34.00	20.18	12438.76	5279.94	0.00	65446.04	0.67	8390.05
10	556.62	0.00	0.00	63.16	12979.15	30.00	17.60	0.00	34.00	19.22	11240.27	6489.57	0.00	59870.22	0.67	7581.66
11	475.40	0.00	0.00	63.16	11266.10	36.00	18.84	0.00	34.00	16.57	9114.46	6622.05	0.00	44803.02	0.67	6147.78
12	308.90	8.00	0.00	63.16	7911.32	44.00	21.18	0.00	34.00	13.62	5690.93	5495.67	0.00	25860.53	0.67	3838.58
13	27.62	100.66	0.00	63.16	3796.70	52.00	24.75	5.00	19.00	11.31	2337.48	2991.84	123.76	10305.75	0.34	928.62
											tot2	30505.88		3337.29	tot1	70825.30

Coefficient de sécurité sans séisme :

$$F_{ss} = \frac{\sum(N - u \cdot dl_i) \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum T_n} = \frac{70825.30}{30505.88} = 2.32$$

Coefficient de sécurité avec séisme :

$$F_{as} = \frac{\sum(N - u \cdot dl_i) \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum T_n + \sum d_i \cdot a \cdot G_n / R} = \frac{70825.30}{30505.88 + 3337.29} = 2.09$$

Vidange rapide (talus amont ; R = 108.8 m)

N° tranche	Volume recharge	Volume noyau	Volume fondation	Volume Filtre et drain	Gn (KN/ml)	Alpha (d°)	dl (m)	C (kPa)	phi	hw	hw (retenue)	di	Nn (KN/ml)	Tn (KN/ml)	U"*dl	c*dl	Fs	tan (phi)	somme"
1.0	43.2	0.0	56.4	0.0	2319.7	-18.0	16.0	0.0	34.0	59.0	54.3	5.8	2206.1	-716.8	75.6	0.0	3223.4	0.7	1437.0
2.0	77.1	5.8	86.6	9.6	4157.5	-12.0	15.6	0.0	34.0	59.0	49.8	8.2	4066.7	-864.4	143.3	0.0	8162.1	0.7	2646.3
3.0	13.3	132.8	78.9	8.1	4823.2	-6.0	15.3	0.0	34.0	59.0	46.5	11.2	4796.8	-504.2	191.2	0.0	12941.7	0.7	3106.5
4.0	159.7	10.1	111.9	11.7	6938.5	0.0	15.2	0.0	34.0	59.0	42.1	12.8	6938.5	0.0	257.4	0.0	21231.7	0.7	4506.5
5.0	231.4	0.0	110.6	0.0	8288.8	5.0	15.3	0.0	34.0	59.0	37.0	14.8	8257.2	722.4	336.4	0.0	29382.0	0.7	5342.7
6.0	290.0	0.0	94.0	0.0	9424.6	11.0	15.5	0.0	34.0	59.0	32.2	18.1	9251.4	1798.3	415.9	0.0	40940.4	0.7	5959.6
7.0	349.8	0.0	64.8	0.0	10320.5	17.0	15.9	0.0	34.0	59.0	26.9	19.1	9869.5	3017.4	511.8	0.0	47408.0	0.7	6311.8
8.0	408.9	0.0	22.1	0.0	10907.1	23.0	16.6	0.0	34.0	59.0	20.5	22.4	10040.0	4261.7	637.2	0.0	58584.0	0.7	6342.3
9.0	432.2	0.0	0.0	0.0	11023.4	29.0	17.4	5.0	19.0	55.7	15.7	21.4	9641.3	5344.3	698.2	87.1	56616.4	0.3	3166.5
10.0	415.0	0.0	0.0	0.0	10585.8	36.0	18.8	5.0	19.0	48.8	10.5	21.5	8564.1	6222.2	721.4	94.2	54520.9	0.3	2794.6
11.0	271.4	46.4	0.0	58.0	9083.0	44.0	21.2	5.0	19.0	39.7	5.7	17.7	6533.8	6309.6	720.5	105.9	38475.8	0.3	2107.6
12.0	48.3	193.0	0.0	47.1	6035.1	52.0	24.8	5.0	19.0	27.7	0.0	17.5	3715.6	4755.7	685.1	123.8	25275.0	0.3	1167.2
13.0	0.0	115.7	0.0	5.8	2395.8	63.0	33.6	5.0	19.0	10.7	0.0	11.7	1087.7	2134.7	357.8	167.8	6733.3	0.3	419.1
													tot2	32480.91			3707.23	tot1	45307.82

Coefficient de sécurité sans séisme :

$$F_{ss} = \frac{\sum(N - u'' \cdot dl_i) \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum T_n + \sum d_i \cdot a \cdot G_n / R} = \frac{45307.82}{32480.91} = 1.39$$

Coefficient de sécurité avec séisme :

$$F_{as} = \frac{\sum(N - u'' \cdot dl_i) \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum T_n + \sum d_i \cdot a \cdot G_n / R} = \frac{45307.82}{32480.91 + 3707.23} = 1.25$$

Retenue plein (talus amont ; R = 108.8 m)

N° tranche	Volume recharge	Volume noyau	Volume fondation	Volume Filtre et drain	Gn (KN/ml)	Alpha (d°)	dl (m)	c (kPa)	phi	hw	hw (retenue)	di	Nn (KN/ml)	Tn (KN/ml)	U*dl (KN/ml)	c*dl	Fs	tan (phi)	somme
1	43.2	0.0	56.4	0.0	2319.7	-18.0	16.0	0.0	34.0	59.0	54.3	5.8	2206.1	-716.8	945.4	0.0	3223.4	0.7	850.4
2	77.1	5.8	86.6	9.6	4157.5	-12.0	15.6	0.0	34.0	59.0	49.8	8.2	4066.7	-864.4	919.2	0.0	8162.1	0.7	2123.0
3	13.3	132.8	78.9	8.1	4823.2	-6.0	15.3	0.0	34.0	59.0	46.5	11.2	4796.8	-504.2	904.1	0.0	12941.7	0.7	2625.7
4	159.7	10.1	111.9	11.7	6938.5	0.0	15.2	0.0	34.0	59.0	42.1	12.8	6938.5	0.0	899.1	0.0	21231.7	0.7	4073.6
5	231.4	0.0	110.6	0.0	8288.8	5.0	15.3	0.0	34.0	59.0	37.0	14.8	8257.2	722.4	902.5	0.0	29382.0	0.7	4960.8
6	290.0	0.0	94.0	0.0	9424.6	11.0	15.5	0.0	34.0	59.0	32.2	18.1	9251.4	1798.3	915.9	0.0	40940.4	0.7	5622.4
7	349.8	0.0	64.8	0.0	10320.5	17.0	15.9	0.0	34.0	59.0	26.9	19.1	9869.5	3017.4	940.2	0.0	47408.0	0.7	6022.9
8	408.9	0.0	22.1	0.0	10907.1	23.0	16.6	0.0	34.0	59.0	20.5	22.4	10040.0	4261.7	976.7	0.0	58584.0	0.7	6113.2
9	432.2	0.0	0.0	0.0	11023.4	29.0	17.4	5.0	19.0	55.7	15.7	21.4	9641.3	5344.3	971.0	87.1	56616.4	0.3	3072.5
10	415.0	0.0	0.0	0.0	10585.8	36.0	18.8	5.0	19.0	48.8	10.5	21.5	8564.1	6222.2	918.3	94.2	54520.9	0.3	2726.8
11	271.4	46.4	0.0	58.0	9083.0	44.0	21.2	5.0	19.0	39.7	5.7	17.7	6533.8	6309.6	840.6	105.9	38475.8	0.3	2066.2
12	48.3	193.0	0.0	47.1	6035.1	52.0	24.8	5.0	19.0	27.7	0.0	17.5	3715.6	4755.7	685.1	123.8	25275.0	0.3	1167.2
13	0.0	115.7	0.0	5.8	2395.8	63.0	33.6	5.0	19.0	10.7	0.0	11.7	1087.7	2134.7	357.82	167.8	6733.3	0.3	419.15
													tot2	32480.91			3707.23	tot1	41844.02

Coefficient de sécurité sans séisme :

$$F_{ss} = \frac{\sum(N - u \cdot dl_i) \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum T_n} = \frac{41844.02}{32480.91} = 1.29$$

Coefficient de sécurité avec séisme :

$$F_{as} = \frac{\sum(N - u \cdot dl_i) \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i dl_i}{\sum T_n + \sum d_i \cdot a \cdot G_n / R} = \frac{41844.02}{32480.91 + 3707.23} = 1.16$$

Les forces mises en jeu sont :

G_n : le poids de la tranche qui se décompose en une force normale et une force tangentielle :

✓ $N_n = G_n \cos(\alpha)$; (Force normale).

✓ $T_n = G_n \sin(\alpha)$; (Force tangentielle)

F_s : force due au séisme ; $F_s = a \cdot G_n$.

F_c : force de cohésion du sol ; $F_c = c \cdot dl$.

F_{pin} : Force de pression interstitielle ; $F_{pin} = u \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$.

α : l'angle que fait la verticale avec le rayon du cercle.

C : Cohésion du sol déterminée par l'essai triaxial.

dl : longueur de l'arc de la tranche.

a : coefficient sismique = 0.24.

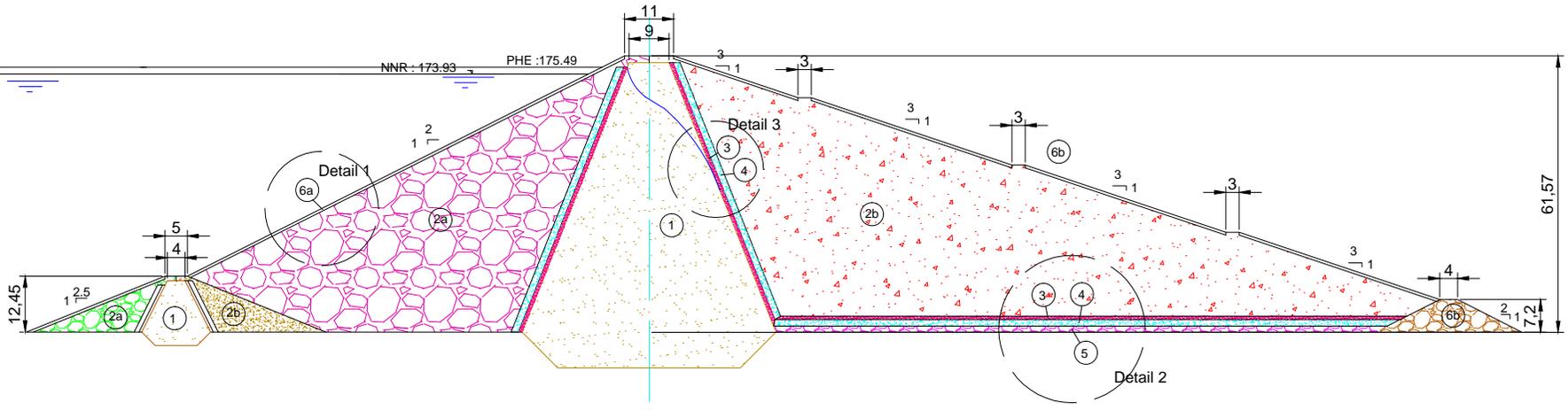
ϕ : angle de frottement interne

u : pression interstitielle.

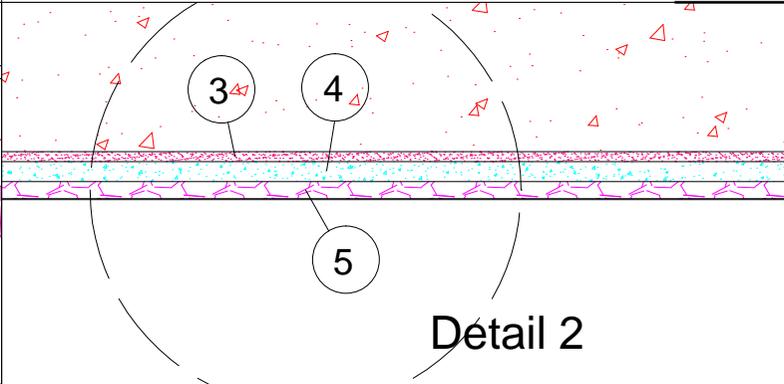
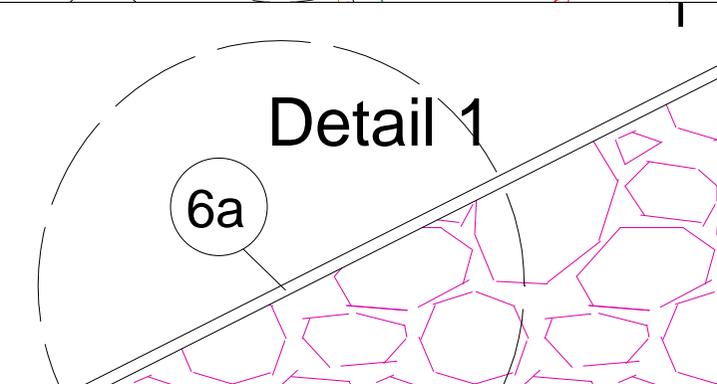
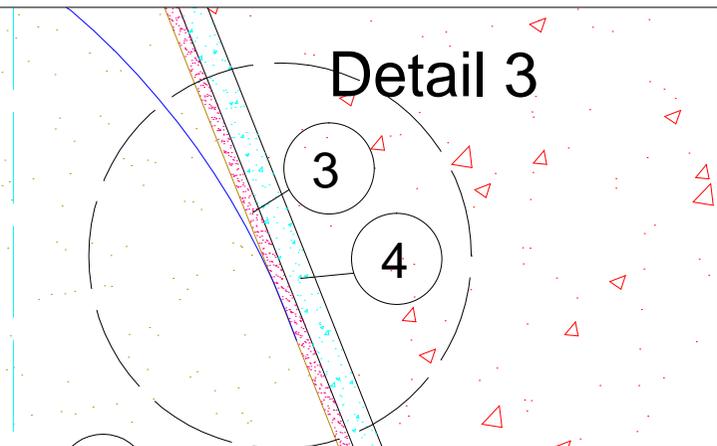
h : hauteur de la tranche

Annexe N° 08 : Table de Chi-Carré (χ^2)Distribution Chi-Carré (χ^2)

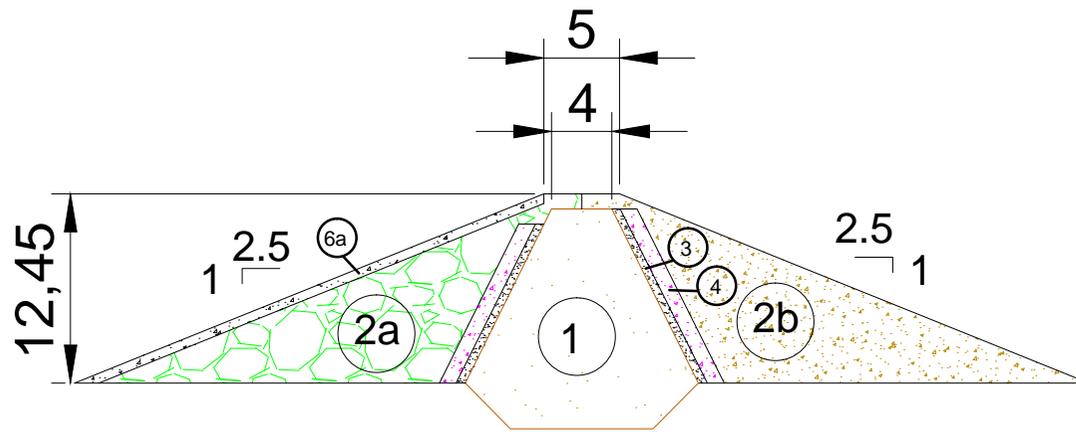
Degrés de liberté	0.005	0.010	0.025	0.05	0.10	0.995	0.99	0.975	0.95
1	7.879	6.635	5.024	3.841	2.706	-----	-----	0.001	0.016
2	10.597	9.210	7.378	5.991	4.605	0.010	0.020	0.051	0.211
3	12.838	11.345	9.348	7.815	6.251	0.072	0.115	0.216	0.584
4	14.860	13.277	11.143	9.488	7.779	0.207	0.297	0.484	1.064
5	16.750	15.086	12.833	11.071	9.236	0.412	0.554	0.831	1.610
6	18.548	16.812	14.449	12.592	10.645	0.676	0.872	1.237	2.204
7	20.278	18.475	16.013	14.067	12.017	0.989	1.239	1.690	2.833
8	21.955	20.090	17.535	15.507	13.362	1.344	1.646	2.180	3.490
9	23.589	21.666	19.023	16.919	14.684	1.735	2.088	2.700	4.168
10	25.188	23.209	20.483	18.307	15.987	2.156	2.558	3.247	4.865
11	26.757	24.725	21.920	19.675	17.275	2.603	3.053	3.816	5.578
12	28.299	26.217	23.337	21.026	18.549	3.074	3.571	4.404	6.304
13	29.819	27.688	24.736	22.362	19.812	3.565	4.107	5.009	7.042
14	31.319	29.141	26.119	23.685	21.064	4.075	4.660	5.629	7.790
15	32.801	30.578	27.488	24.996	22.307	4.601	5.229	6.262	8.547
16	34.267	32.000	28.845	26.296	23.542	5.142	5.812	6.908	9.312
17	35.718	33.409	30.191	27.587	24.769	5.697	6.408	7.564	10.085
18	37.156	34.805	31.526	28.869	25.989	6.265	7.015	8.231	10.865
19	38.582	36.191	32.852	30.144	27.204	6.844	7.633	8.907	11.651
20	39.997	37.566	34.170	31.410	28.412	7.434	8.260	9.591	12.443
21	41.401	38.932	35.479	32.671	29.615	8.034	8.897	10.283	13.240
22	42.796	40.289	36.781	33.924	30.813	8.643	9.542	10.982	14.042
23	44.181	41.638	38.076	35.172	32.007	9.260	10.196	11.689	14.848
24	45.559	42.980	39.364	36.415	33.196	9.886	10.856	12.401	15.659
25	46.928	44.314	40.646	37.652	34.382	10.520	11.524	13.120	16.473
26	48.290	45.642	41.923	38.885	35.563	11.160	12.198	13.844	17.292
27	49.645	46.963	43.194	40.113	36.741	11.808	12.879	14.573	18.114
28	50.993	48.278	44.461	41.337	37.916	12.461	13.565	15.308	18.939
29	52.336	49.588	45.722	42.557	39.087	13.121	14.257	16.047	19.768
30	53.672	50.892	46.979	43.773	40.256	13.787	14.954	16.791	20.599
40	66.766	63.691	59.342	55.758	51.805	20.707	22.164	24.433	29.051
50	79.490	76.154	71.420	67.505	63.167	27.991	29.707	32.357	37.689
60	91.952	88.379	83.298	79.082	74.397	35.534	37.485	40.482	46.459
70	104.215	100.425	95.023	90.531	85.527	43.275	45.442	48.758	55.329
80	116.321	112.329	106.629	101.879	96.578	51.172	53.540	57.153	64.278
90	128.299	124.116	118.136	113.145	107.565	59.196	61.754	65.647	73.291
100	140.169	135.807	129.561	124.342	118.498	67.328	70.065	74.222	82.358



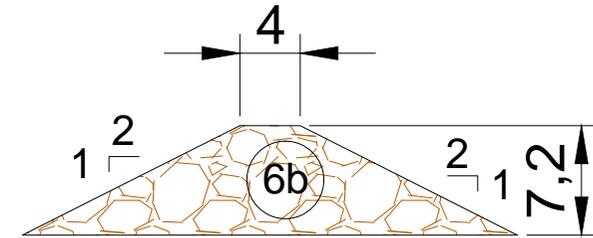
- ① Noyau en argile
- ②a Recharge amont (enrochement)
- ②b Recharge aval (tout-venant et alluvion)
- ③ Sable fin
- ④ Gravier
- ⑤ O:æ Á} Á æ:läæ çÁ| ••ä|
- ⑥a Rip-rap en enrochement
- ⑥b Prisme drainant en enrochement



Ecole Nationale Polytechnique	
 المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات Ecole Nationale Polytechnique	Etude de variante du barrage de "Barek" (willaya de Blida)
	Barrage de "Barek" Profil en travers et identification des
	Ingenieurs d'etude: 1. MEFTI Mohamed El Amine 2. KHEMISSA SID ALI
Date: 09/05/2015	
..&@ ^KFB €€	
Ú æ Á} Á	



Batardeau amont

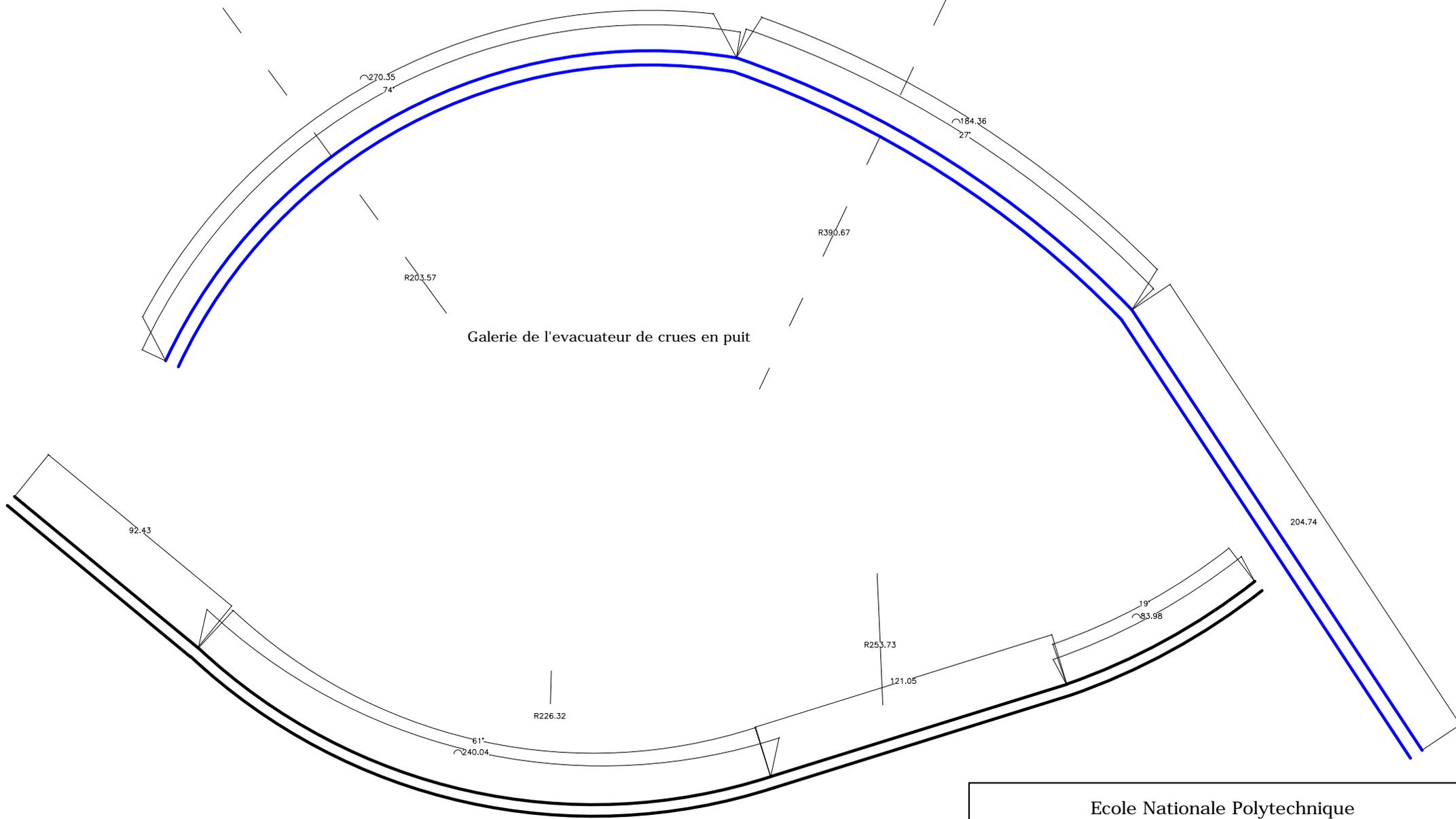


Prisme drainant

- ① Noyau en argile
- ②a Recharge amont (enrochement)
- ②b Recharge aval (tout-venant et alluvion)
- ③ Sable fin

- ④ Gravier
- ⑤
- ⑥a Rip-rap en enrochement
- ⑥b Prisme drainant en enrochement

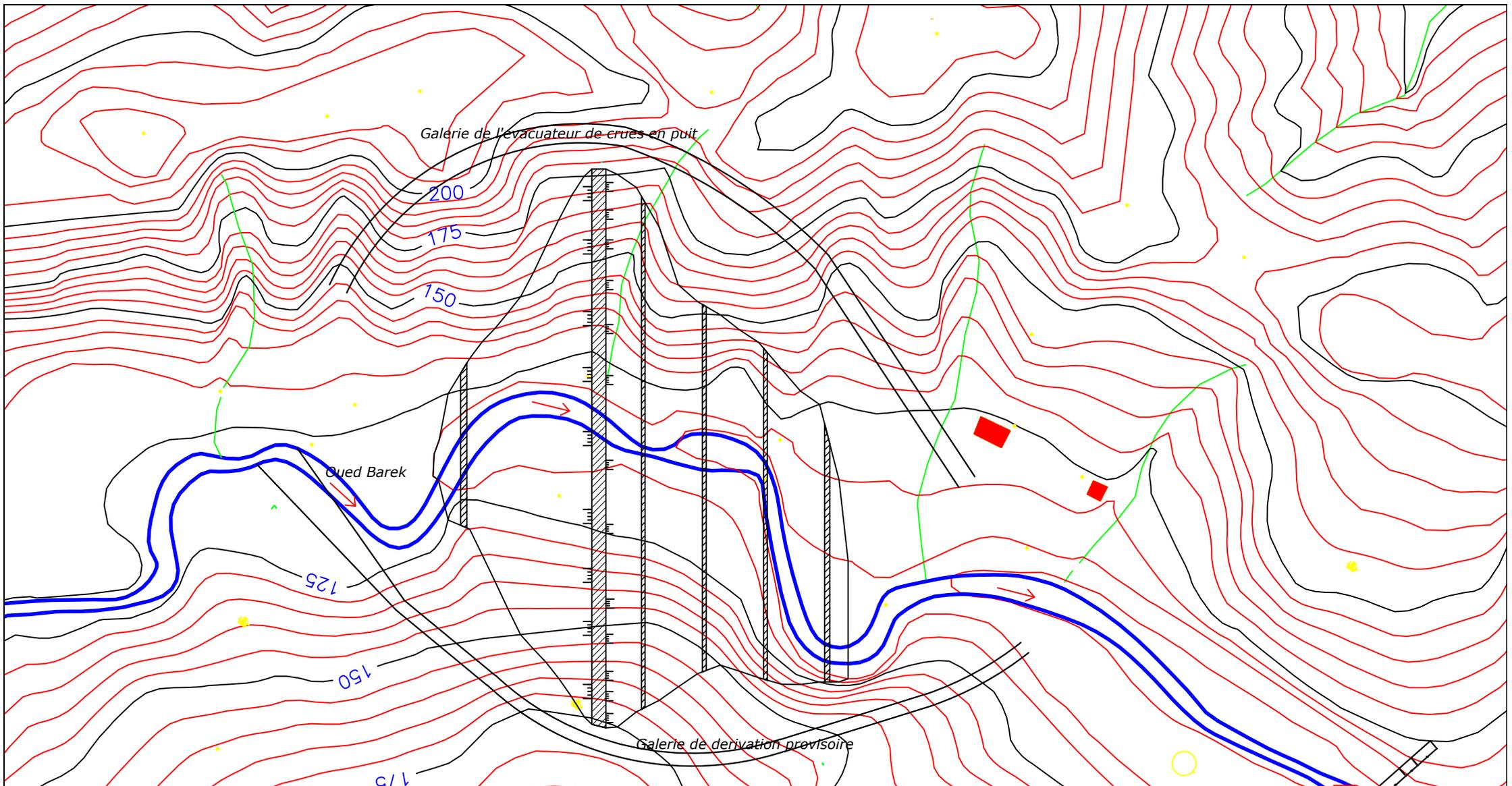
Ecole Nationale Polytechnique	
	Etude de variante du barrage de "Barek" (willaya de Blida)
	Barrage de "Barek" Batardeau amont et Prisme drainant
Date: 09/05/2015	Ingenieurs d'etude:
	1. MEFTI Mohamed El Amine
	2. KHEMISSA SID ALI



Galerie de l'evacuateur de crues en puit

Galerie de derivation provisoire

Ecole Nationale Polytechnique	
 المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات Ecole Nationale Polytechnique	Etude de variante du barrage de "Barek" (willaya de Blida)
	Barrage de "Barek" Galerie de derivation provisoire et de l'evacuateur de crues en puit
Date: 09/05/2015	Ingenieurs d'etude: 1. MEFTI Mohamed El Amine 2. KHEMISSA SID ALI
Echelle: 1/2000	
D'Ub'bs. '(



Ecole Nationale Polytechnique	
 المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات Ecole Nationale Polytechnique	Etude de variante du barrage de "Barek" (willaya de Blida)
	Barrage de "Barek" Vue general de l'aménagement
Date: 09/05/2015	Ingenieurs d'étude:
Echelle: 1/4000	1. MEFTI Mohamed El Amine
D'Ub'bs.)	2. KHEMISSA SID ALI

Bassin de dissipation USBR II

Ú|æ Á »Ã
Echelle : 1/100

