
RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE
DU BARRAGE ABD (W MASCARA)**

Présenté par :
Mr : SAIDANI Bilal

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr : M.HASSANE	M.C.B	Président
M ^{me} : A.ADDOU	M.A .A	Examinatrice
Mr : A.HADJ SADOK	M.C.B	Examineur
Mr: A.HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
Mr: R.REKROUK	M.A.B	Examineur
Mr: M.K.MIHOUBI	M.C.A	Promoteur

Septembre 2013

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A ceux qui donne sans recevoir, brûlent pour que leurs enfants
puissent voir la lumière du savoir, à mes deux chers parents ;*

*A ceux qui ont partagé ma belle enfance, liés par le sentiment de
fraternité et des espérances, grandis ensemble dans le respect et la
confiance : mes sœurs et mon grand frère Hamza et sa femme ;*

A ma grand-mère, KACI Hamou et sa famille

*A mes tous amis et tous ceux qui ont contribué à la concrétisation de
ce travail*

Saidani Bilal

Remerciements

Avant tout je remercie dieu le tout puissant et miséricordieux de m'avoir donné le courage et la volonté pour élaborer ce mémoire.

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr MIHOUBI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse.

Je tiens à remercier notre école qui nous a accordé cette formation de qualité.

Je remercie également tous mes professeurs et tous professeurs de l'ENSH.

Un merci particulier à Monsieur ZIANI ingénieur au sein de l'ANBT pour sa collaboration.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

ملخص

هذا العمل يتضمن إنجاز دراسة أولية مفصلة للحاجز المائي لسد عبد الواقع في ولاية معسكر. هذا الأخير مبرمج لإنجازه في واد عبد.

ينشأ سد عبد لغرض تلبية مطالب الأراضي الزراعية المجاورة من حيث المياه, هو سد ثقل من خرسانة بعلو يساوي 37 م و طاقة إستيعاب تقدر ب: 3.55 مليون م³. هذا السد مزود بجهاز إلغاء الفيضانات في الوسط قادر على صرف فيضانات يصل تدفقها إلى: 1783.77 م³/ثا.

Résumé

Ce présent travail comprend la réalisation de l'étude d'avant-projet détaillée de la digue du barrage Abd situé dans la wilaya de Mascara. Ce dernier est logé sur oued El Abd.

Le barrage Abd sera construit pour subvenir aux besoins en eau d'irrigation des terres agricoles avoisinantes ; c'est un barrage poids en BCR type remblai dur d'une hauteur de 37 m pour une capacité de rétention de 3.55 Mm³. Il est doté d'un évacuateur des crues central capable d'évacuer des crues ayant jusqu'à 1 783.77 m³/s de débit.

Apstract

This present work includes the realization of a detailed study of a preliminary draft of the dam of the Abd watershed located in the wilaya of Mascara. This last is placed on wadi El Abd.

The dam Abd will be built to satisfy water needs for irrigation for the neighbouring arabal lands. It is a stopping weight in standard BCR hard fill a 37 m height for a holding capacity of 3.55 mm³. It is equipped with a crest gate of the risings central able to evacuate risings having up to 1 783.77 m³/s flow.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Synthèse de faisabilité.

Introduction générale

Introduction	2
I.1. Situation géographique et topographique	2
I.1.1. Localisation	2
I.1.2. Topographie	2
I.2. Cadre géologique général	3
I.3. Situation géologique	4
I.3.1. Reconnaissances réalisées	4
I.3.2. Géologie du site	5
I.3.3. Analyse structurale	6
I.3.4. Analyse géomorphologique	8
I.3.5. Hydrogéologie du site du barrage.....	9
I.3.6. Considérations sur les ouvrages	11
I.3.7. Séismicité	13
I.4. Caractéristiques géotechniques de la fondation du barrage :.....	13
I.4.1. Sondages réalisés	13
I.4.2. RQD (Rock Quality Designation)	14
I.4.3. Perméabilité	16
I.4.4. Les caractéristiques mécaniques	17
I.5. Les matériaux de construction.....	17
Conclusion	19

CHAPITRE II: Etude hydrologique.

Introduction	20
--------------------	----

II.1. Le bassin versant	20
II.1.1. Les caractéristiques physiques du bassin versant	21
A- Caractéristiques géométriques	21
B- Les caractéristiques de forme	21
C- Les caractéristiques du réseau hydrographique	23
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	26
II.2.1 Températures	26
II.2.2 Le vent	26
II.2.3 La couverture végétale	26
II.2.4. la pluviométrie	26
a- L'homogénéisation des données.....	26
b- L'ajustement des précipitations	28
II.3. Choix de la loi d'ajustement	28
A- GUMBEL	29
B- GALTON.....	30
C- GAUSSE	31
II.4. La pluie de courte durée	32
II.5. Etude des apports	33
II.5.1. Apport liquide	33
II.5.2. Apport solide et estimation du volume mort	36
II.6. Etude des crues	37
II.6.1. Hydrogrammes des crues	38
II.7. Etude de Régularisation.....	39
II.7.1 Les courbes caractéristiques	40
II.7.2. Calcul du volume utile	41
II.7.2.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	42
II.7.2.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	43
II.8. Laminage des crues	45
II.8.1. Méthode de Kotcherine	45
Conclusion	48

CHAPITRE III: Analyse et choix des variantes

Introduction.....	49
III.1. Les variantes envisageable d’être projeté sur le site	49
III.1.1. Selon la morphologie de la vallée	49
III.1.2. Selon les conditions géologiques et géotechniques	49
III.1.3. Les matériaux de construction	49
III.2. Le choix définitif du type du barrage	50
III.2.1. Calcul de la revanche	51
III.2.2. La largeur en crête	52
III.2.3. Description des variantes retenues	52
III.3.Calcul des coûts	54
Conclusion	57

CHAPITRE IV : Conception détaillée de la digue

Introduction.....	58
IV.1. Section type du barrage.....	58
IV.2. Stabilité statique	58
A- Stabilité au glissement	61
B- Stabilité au renversement	61
IV.3. Stabilité en cas extrêmes (sous séisme)	63
IV.4. Sécurité à la rupture (résistance du béton)	65
IV.4.1. Méthode de la résistance des matériaux	65
IV.4.2. Vérification de la condition de Maurice Levy.....	66
IV.5. Le masque amont.....	66
IV.6. La plinthe	67
IV.7. Couronnement	67
IV.8. Galerie d’injection et de drainage.....	67
1- Voile d’étanchéité	67
2- Injection de consolidation	68
3- Drainage	68
IV.9. Galeries d’accès.....	68
IV.10. Dispositifs d’auscultation.....	68

IV.11. Composition du béton.....	69
Conclusion	69

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Introduction	70
V.1. Les différentes phases principales du chantier	70
V.2. Planification des travaux	70
V.3. Matériel et personnel requis	74
V.4. Devis estimatif du projet	75
Conclusion	75

CHAPITRE VI : Protection et sécurité de travail

Introduction	76
VI.1. Instructions structurelles sur la sécurité.....	76
a- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	76
b- Instructions à donner aux Chefs d'équipes	76
c- Contrôle et entretien du matériel	76
VI.2. Principales fonctions du service de sécurité	76
a- Etudes	76
b- Exécution	76
c- Contrôle	77
d- Animation	77
VI.3. Causes des accidents du travail	77
a- Facteur humain	77
b- Facteur matériel	77
VI.4. Méthodes et moyens de prévention	78
VI.5. Aération des installations	78
VI.6. Dimensionnement des canalisatins d'aératon	78
a- La méthode dynamique	79
b- Méthode d'équifricion (d'égale perte de charge)	79
Conclusion	80

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Profondeur de la nappe dans les sondages exécutés lors de la dernière campagne de reconnaissances.	11
Tableau I.2 : Résultats de l'analyse statistique des données du RQD	14
Tableau II.1 : Les caractéristiques physiques du bassin versant	21
Tableau II.2 : Les altitudes significatives et nécessaire pour l'étude.	22
Tableau II.3 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	25
Tableau II.4 : La répartition des températures mensuelles	26
Tableau II.5 : Les stations pluviométriques disponibles dans le bassin versant	26
Tableau II.6 : Récapitulatif des principales caractéristiques de la pluviométrie de la région	27
Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GUMBEL	29
Tableau II.8 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GALTON	30
Tableau II.9 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GAUSSE.....	31
Tableau II.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen enregistré	33
Tableau II.11 : Les résultats de l'ajustement des apports à la loi de PERSON III.....	35
Tableau II.12 : La répartition mensuelle de l'apport de la fréquence 80%.....	35
Tableau II.13 : Résultats de calcul des $Q_{\max}$ par la formule de GIANDOTTI	38
Tableau II.14 : Résultats de calcul des $Q_{\max}$ par la formule de Mallet-Gauthier	38
Tableau II.15 : Côte-Surface-Volume	41
Tableau II.16 : La répartition mensuelle de l'apport de la fréquence 80%.....	42
Tableau II.17 : La répartition mensuelle des besoins	42
Tableau II.18 : Détermination de la période à bonne hydraulité	42

Tableau II.19 : Estimation des volumes des pertes dans la retenue	44
Tableau III.1 : Résumé de la nature et de la quantité des matériaux de construction disponible dans les différentes zones d'emprunt	50
Tableau III.2 : Les résultats des calculs de la revanche	51
Tableau III.3 : Résultats de calcul du coût de la première variante	55
Tableau III.4 : Résultats de calcul du coût de la deuxième variante	56
Tableau III.5 : Résultats de calcul du coût de la troisième variante	57
Tableau III.6 : Récapitulatif des tableaux des coûts	57
Tableau IV.1 : Coefficients de sécurité admissibles	62
Tableau IV.2 : Récapitulatif des forces agissant sur la digue pour un fruit de talus 0.7	62
Tableau IV.3 : Stabilité au glissement	63
Tableau IV.4 : Stabilité au renversement	63
Tableau IV.5 : Stabilité au glissement cas extrême	64
Tableau IV.6 : Stabilité au renversement cas extrême	65
Tableau V.1 : Les opérations avec leurs symboles et temps de réalisation	71
Tableau V.2 : Résultats de la planification par la méthode du tableau	73
Tableau V.3 : Devis estimatif pour les travaux de construction	75
Tableau VI.1 : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales	79

Liste des figures

Figure I.1. Carte de localisation de la zone du projet	2
Figure I.2. Carte géologique générale de la zone du projet	3
Figure I.3. Carte géologique - structurale de la zone Nord-Ouest (Oran) de l'Algérie (modifié par Thomas, 1985).....	7
Figure I.4. Position des alignements tectoniques après analyse des photos aériennes	7
Figure I.5. Zone au Sud du barrage sur l'Oued Abd	8
Figure I.6. Zone au Nord représentée par la vallée d'Oued Abd	9
Figure I.7. Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003).	13
Figure I.8. Perméabilités Lugeon Résultats des 139 essais réalisés	16
Figure I.9. Perméabilités Lugeon relatives à la formation des poudingues avec ciment calcaire-marneux	16
Figure I.10. Perméabilités Lugeon relatives à la formation des poudingues avec ciment calcaire	16
Figure I.11 Perméabilités Lugeon relatives aux marnes calcaires grises	16
Figure I.12. Carte de localisation des puits de reconnaissance réalisés dans la phase d'étude d'APD (2004)	18
Figure II.1 : Profil en long du cours d'eau principal	24
Figure II.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL	29

Figure II.3 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GALTON.....	30
Figure II.4 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GAUSSE.....	31
Figure II.5 : Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps	32
Figure II.6 : Représentation des intensités en fonction de temps.....	33
Figure II.7 : Répartition mensuelle de l’apport moyen.	34
Figure II.8 : Répartition mensuelle de l’apport 80%.....	35
Figure II.9 : Représentation graphique des hydrogrammes des crues	39
Figure II.10 : Schéma des contraintes du projet	40
Figure II.11. Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir	47
Figure III.1. Coupe type d’une digue en enrochement à noyau argileux	53
Figure III.2. Coupe type d’une digue en enrochement à masque amont.....	53
Figure III.3. Coupe type d’une digue en BCR type remblai dur	54
Figure III.4. Profil en travers du site.	54
Figure IV.1 : Schéma type pour la combinaison de charges cas normal	61
Figure IV.2 : Schéma type pour la combinaison de charges cas extrême	64
Figure V.1 : Grille des paramètres du réseau à nœuds.	72

Listes des planches

Planche N°1 : Vue en plan de l'aménagement du barrage Abd (W.Mascara)

Planche N°2 : Coupe géologique dans l'axe du barrage

Planche N°3 : Choix des variantes

Planche N°4 : Coupes dans le corps du barrage

Planche N°5 : Schéma de stabilité

Planche N°6 : Planning des travaux

Introduction générale

Rien n'est jamais au hasard, 72% de la surface terrestre est couverte par l'eau... si ce n'est pas pour son importance capitale, c'est pourquoi alors ?

L'eau douce est une ressource rare et précieuse indispensable pour la vie et au développement, sa disponibilité est étroitement liée à notre capacité d'immobilisation. Dans cette optique, on a tendance à développer et à améliorer les techniques de stockage dont la plus concernée est celle de la construction des barrages.

Depuis la nuit des temps, l'Homme a toujours pensé à faire un obstacle aux eaux des rivières pour une utilisation ultérieures. Au jour d'aujourd'hui, les barrages sont les ouvrages d'art les plus complexes et les importants. Ce présent travail représente l'étude d'avant-projet détaillée du barrage Abd dans la W. de Mascara construit pour subvenir aux besoins en eau d'irrigation de la région ainsi qu'à la protection du barrage Sidi Mohamed Ben Aouda (SMBA) situé en aval contre l'envasement.

Notre travail est scindé en trois parties essentielles : la première représente la synthèse de l'étude de faisabilité réalisée par le groupe INCO MAG ; la seconde est l'étude hydrologique

qui s'est basée sur les données obtenues auprès de l'agence nationale des ressources hydrique (A.N.R.H.) et l'office national de météorologie (O.N.M.) tant dis que la troisième est le choix des variantes et la conception détaillée de la variante choisie.

CHAPITRE I

Introduction

Le chapitre qui suit représente une synthèse des connaissances acquises sur les aspects géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et de sismicité du site du barrage et de la cuvette.

Les données dérivent de plusieurs campagnes de relevé et de reconnaissances exécutées entre le mois d'octobre 2003 et le mois de novembre 2004 présentées dans le rapport de faisabilité transmis par le GROUPE INCO MAG

I.1. Situation géographique et topographique

Le site du barrage d'Oued El Abd est situé à 2,5 km au sud du village de Douar Ouled Bali, à environ 9 km De la Commune d'Oued El Abtal, dans la Wilaya de Mascara.

La liaison du futur ouvrage au réseau routier est assurée par la route wilaya CW 99 reliant les communes Douar Oueld Bali et Douar oules Ballil.

I.1.1. Localisation

L'emplacement retenu pour le barrage Abd situé dans la wilaya de mascara a pour coordonnées UTM : X = 3 917.2 km ; Y = 287.7 km

La cote de l'Oued au droit du site du barrage est : 310 m

I.1.2. Topographie

Document fourni par l'ANBT est le levé topographique de la cuvette à l'échelle 1:5 000

Source ANBT



Figure I.1 : Carte de localisation de la zone du projet. Echelle 1 : 200 000

I.2. Cadre géologique général

La région du barrage se situe à la limite de deux grandes unités géologiques; au Sud la *Meseta Jurassique*, constituée par les hauts plateaux calcaires et dolomitiques dont le matériel rigide a résisté aux plissements, qui contraste au Nord avec le *sillon Sud-Tellien*, géosynclinal dont les sédiments plastiques, marnes et argiles, ont été énergiquement plissés, où les rares niveaux lenticulaires, calcaires et gréseux, n'ont pu, à cause de leur rigidité, suivre ces plis violents et pénètrent, en chicot démantelés, au milieu des terrains meubles ravinés, parfois, à l'extrême.

A la fin de l'Eocène, la région est constituée par un haut pays jurassique qui, déjà légèrement plissé et fracturé au cours de l'Oligocène moyen, vient fortement s'attaquer par l'érosion et possède un réseau hydrographique sensiblement identique à l'actuel.

Les travaux de reconnaissances géotechniques, réalisés, par SPA SERSID ont consistés :

- 12 sondages (SAG01/SAG12) à carottage continu avec essais de perméabilité (Lefranc et Lugeon) et essais SPT dans les alluvions; la profondeur des sondages est comprise entre 30m et 70m et leur implantation est située sur l'axe du barrage et dans la zone de retenue.
- 2 sondages (SAG13 et SAG14) destructifs sur l'axe du barrage pour les essais dilatométriques en roche (poudingues) ;
- Essais de laboratoire.

Les sondages ont permis d'obtenir des indications sur l'épaisseur des poudingues sur le site du barrage et la typologie des contacts avec les marnes et les calcaires dolomitiques sous-jacents et d'évaluer le degré de fracturation et d'altération de la roche et de quantifier le degré de perméabilité de la roche et des terrains alluvionnaires.

a- Sondages

Les caractéristiques des sondages qui ont été réalisés sont résumées dans le tableau 1 annexe 1 où on indique aussi les essais in situ et leur localisation par rapport à l'ouvrage.

b- Essais in situ

Les essais conduits sur site, soit les essais Lugeon, Lefranc et SPT, ont permis de caractériser l'amas rocheux (poudingues, marnes calcaires et calcaires dolomitiques) et les alluvions d'Oued Abd, en termes de caractéristiques géotechniques et de degré de perméabilité.

c- Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire ont consisté en identification, essais de compactage, essais œnométriques et essais mécaniques.

d- Piézomètres

Afin d'évaluer la variation de la profondeur de la nappe, une fois réalisés les sondages 10 forages ont été équipés avec des piézomètres avec tube crépiné. Il s'agit en particulier des sondages SAG01, SAG02, SAG03, SAG05, SAG06, SAG07, SAG09, SAG10 SAG11 et SAG12, localisés soit sur l'axe du barrage soit dans la zone de la cuvette.

I.3.2. Géologie du site

Les principales formations rencontrées sur le site sont :

➤ Quaternaire

- **Dépôts alluviaux (A) :** ils sont localisés essentiellement le long du fond d'Oued Abd et ils sont caractérisés par des graviers et galets dans une matrice sableuse – limoneuse. Les blocs caillouteux, de nature hétérogène, principalement calcaire-dolomitique, sont généralement arrondis, de dimensions variables, comprises entre 20-30cm et 50-60cm, tandis que les blocs supérieurs au mètre sont rares.

- **Dépôts colluviaux (C_P)** : ils forment une couverture de débris, plutôt décimétriques, liés à la désagrégation et à l'altération surtout des poudingues, il s'agit de blocs de poudingues, de calcaires et dolomies et, dans la zone de la cuvette, de matériaux dérivés de l'altération des marnes calcaires sur une matrice sableuse – marneuse et, à lieux, argileuse. Ils sont localisés, principalement, dans les zones sommitales, à pente faible, des versants de la vallée d'Oued Abd.
- **Dépôts terrassés (Te)** : Ils sont localisés le long d'Oued Abd, au contact avec les dépôts alluviaux, et ils sont constitués principalement par des sables limoneux faiblement argileux.
- **Dépôts de versants et éboulis (Eb)** : Ils sont localisés le long des versants qui caractérisent la zone de la cuvette; il s'agit de dépôts chaotiques constitués par des blocs calcaires et gréseux sur une matrice marneuse sableuse, en bas d'affleurements de marnes calcaires grises. Dans ce contexte rentrent aussi les phénomènes localisés d'éboulis de blocs calcaires et poudingues.

➤ **Miocène**

- **Poudingues (P)** : Ils sont localisés le long de la vallée d'Oued Abd, avec une direction NW-SE, sur les flancs des collines, ils sont des véritables amas rocheux grâce à un fort degré de cimentation des cailloux sur une matrice, plutôt, calcaire-marneuse fine de couler grise-verte. Cette formation est caractérisée par un conglomérat, avec une dimension des cailloux centimétrique à décimétrique, à lieux, fracturée et altérée avec des surfaces (patines) d'oxydations soit à l'intérieur de fractures soit sur la surface exposée aux agents météoriques. La composition des galets qui constituent les poudingues est de nature calcaire et calcaires-dolomitique, la même, qui caractérise les hauts plateaux jurassiques d'où elle provient ; en fait ces conglomérats se sont déposés au-dessous de la côte *cartenienne*, dans les plaines de marée et transporté par des forts courants marines.
- **Marnes argileuses verte-claires (Mv)** : elles sont localisées dans la partie sommitale de la vallée d'Oued Abd, recouvertes, parfois, par les dépôts colluviaux dérivés de l'altération des poudingues.

A l'aval du barrage et surtout en rive gauche, cette formation semble qu'elle soit en contact stratigraphique avec les poudingues. La formation est constituée par des marnes.

➤ **Jurassique**

- **Dolomies et calcaires dolomitiques (D)** : ils sont localisés dans les hauts plateaux tabulaires avec, généralement une stratification de dimension décimétrique à métrique et systèmes de fracturations perpendiculaires aux planes de stratification; on les retrouve aussi en rive droite, au contact, probablement par faille, avec les marnes calcaires, tandis que, en proximité de l'axe du barrage, ils sont localisés à une côte supérieure par rapport aux poudingues qui recouvrent les versants. A l'aval du

barrage, ils affleurent soit en rive gauche soit en rive droite à la côte d'Oued Abd, en contact avec les poudingues, où on remarque un degré de fracturation intense probablement lié à une zone particulièrement tectonisée.

- **Marnes et marnes calcaires grises (M/Mc) :** elles sont localisées dans la zone de retenue du barrage à l'embouchure de la vallée intéressée par le barrage ; pendant le levé géologique, ils ont été différenciés, toutefois dans le contexte du projet, on peut les regrouper dans une seule formation, en fait l'unique différence apprécier sur le terrain est liée à la présence ou moins des couches calcaires et, à lieux, gréseuses. Cette formation est caractérisée par des marnes de couler grise, avec, à lieux, intercalation des bancs calcaires d'épaisseur décimétrique ; elle se présente, en surface, altérés et feuilletés, en écailles meubles, de l'ordre de quelque centimètre seulement dans de rares affleurements on peut noter leur aspect lithoïde plus massif.

I.3.3. Analyse structurale

La région de Mascara est caractérisée par une intense activité tectonique, responsable de la création de bassins liés à une phase distensive du Pléistocène (Mleta, Habra, Ghriss, Ain Fraset, Bel Abbés) ; tels bassins quaternaires, déterminés par cette activité tectonique résultants allongés en direction SW-NE, associés à failles du Miocène-Pliocènes de direction Nord 20°Est et Nord 80°Est.

La phase de compression (Néogène), qu'a fait suite à la phase de distension dans la zone, est caractérisée par la présence de larges plies, avec une orientation Nord 20° Est à Nord 50° Est. A telles plies, il est associé une réactivation (Quaternaire) des failles déjà existantes. La carte tectonique offre une vision générale du système des failles qui caractérisent la région.

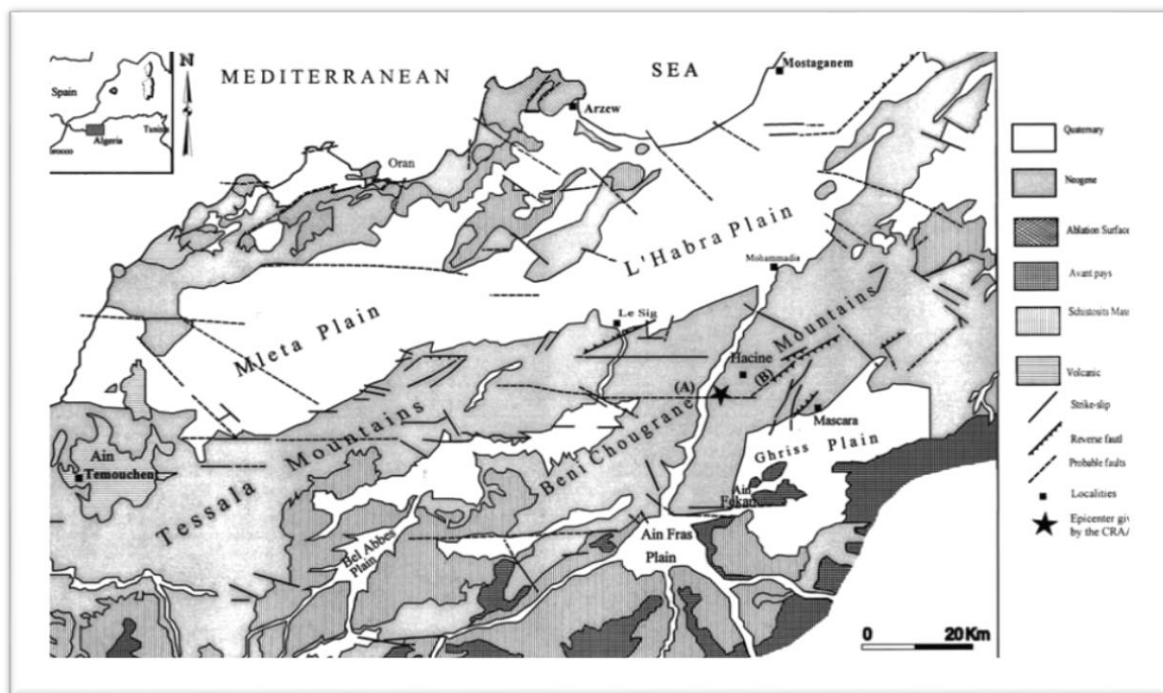


Figure I.3 : Carte géologique - structurale de la zone Nord-Ouest (Oran) de l'Algérie, modifié par Thomas 1985. Echelle 1 : 10 000

Les différents systèmes de fracturation et des failles, reconnus lors du levé géologique sont résumés dans le tableau 2 de annexe 1

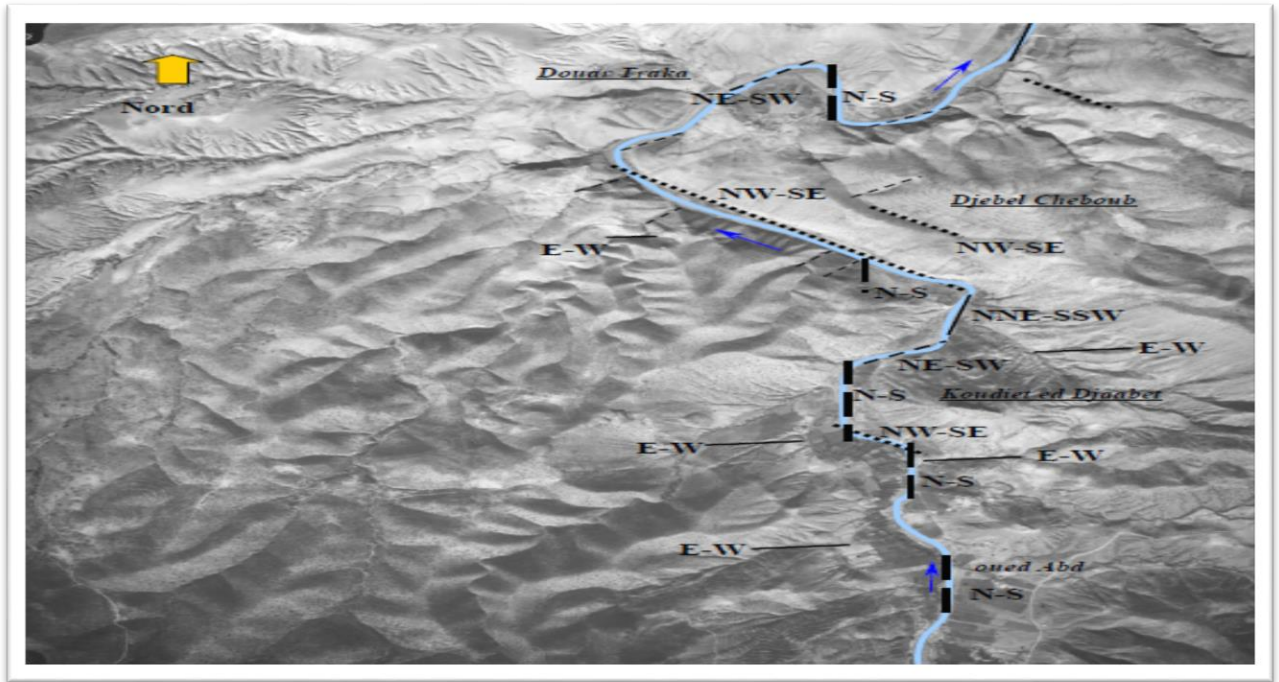


Figure I.4 : Position des alignements tectoniques après analyse des photos aériennes.

D'un point de vue structural et de fracturation de l'amas rocheux, on peut remarquer que les systèmes de fracturés identifiés sur le terrain peuvent être associés aux grands traits régionaux.

Après analyse globale des résultats obtenus on peut conclure que la zone en étude est caractérisée par 4 systèmes de fractures principales, rapportables aux systèmes régionaux, auxquelles on ajoute les surfaces de stratification (ST) relatives aux marnes grises et aux marnes calcaires. Reste, enfin, à signaler qu'on a pu remarquer une substantielle variation des pendages des plans de stratification dans les cas des calcaires dolomitiques, due aux activités tectoniques qui ont disloqué cette formation sous forme de gros monoclinale et/ou plis synclinaux.

I.3.4. Analyse géomorphologique

La zone qui intéresse le projet s'identifie à travers deux macro-unités géomorphologiques :

- Une zone au Sud du barrage, caractérisée par une vallée plus ample, ouverte, délimitée par des reliefs collinaires formés respectivement : en rive gauche, par des marnes grises avec des bancs calcaires, des marnes grises feuilletées et des dépôts d'éboulis et

colluviaux, qui déterminent une morphologie moins accentuée ; en rive droite par des marnes grises avec des bancs calcaires sur des pentes plus raides surmontés par des calcaires dolomitiques qui caractérisent les hauts structuraux et couronnent les principaux Djebels ; dans cette zone on retrouve aussi les dépôts alluvionnaires d'Oued Abd, distingués en dépôts récents et dépôts de terrasse;

Source : ANBT



Figure I.5 : Zone au Sud du barrage sur l'Oued Abd.

- une zone au Nord, identifiée par la vallée d'Oued Abd, caractérisée principalement par la présence de la formation à poudingues localisés sur les versants, tandis que, sur les sommets des collines on retrouve, en rive droite, les calcaires dolomitiques sous formes de dalles ; les versants ont une pente moyenne de 20%, sur les quelles sont évidents des incisions, siège d'écoulements d'eaux temporaires.

Source : ANBT



Figure I.6 : Zone au Nord représentée par la vallée d'Oued Abd.

I.3.5. Hydrogéologie du site du barrage

Au niveau du site du barrage, on peut distinguer les suivants complexes hydrogéologiques :

1) Complexe des dépôts alluviaux et terrassés d'Oued Abd : caractérisés par gravier et galets dans une matrice sableuse limoneuse ; dans ces dépôts on retrouve une nappe phréatique libre, alimentée par l'Oued et les cours d'eau temporaires tributaires, localisée entre 0.4m et 0.7m environ de profondeur. Les valeurs de perméabilité, mesurées avec des essais in situ, sont comprises entre 10^{-4} m/s et 10^{-6} m/s, en fonction de la variabilité de la granulométrie de sédiments.

2) Complexe des dépôts colluviaux : caractérisés par des graviers avec des éléments calcaires dolomitiques et parfois caillouteux sur une matrice argileuse sableuse et/ou marneuse, grise ocre ; on retrouve une nappe phréatique localisée entre 7m et 12m environ. Les valeurs de perméabilité sont comprises entre 10^{-4} et 10^{-5} m/s, en fonction de la variabilité de la granulométrie des sédiments.

3) Complexe des poudingues : caractérisés par des conglomérats à ciment calcaire et calcaire marneux. A travers les essais d'eau (Lugeons) on a pu évaluer le degré de perméabilité de l'amas rocheux qui varie entre 10^{-6} m/s et 10^{-8} m/s. Ces variations sont principalement liées au degré de fracturation, vu que la circulation d'eau à l'intérieur de l'amas rocheux a lieu grâce à des systèmes de fractures subhorizontales et sub-verticales observées aussi sur les carottes récupérées lors de la campagne de reconnaissances et aussi, de façon déterminante, à la nature de la matrice ; en effet on a pu noter une diminution de la perméabilité, sur des valeurs proches à 10^{-8} m/s, sur les poudingues à matrice calcaire-marneuse et valeurs autour de 10^{-6} m/s et 10^{-7} m/s sur les poudingues à matrice calcaire.

4) Complexe des calcaires dolomitiques : caractérisés par des dolomies et calcaires dolomitiques gris clair, avec un degré de fracturation plus ou moins accentué. A travers les

essais d'eau (Lugeons) on a pu évaluer le degré de perméabilité de l'amas rocheux qui varie entre 10^{-6} m/s et 10^{-7} m/s. Ces variations sont principalement liées au degré de fracturation, vu que la circulation d'eau à l'intérieur de l'amas rocheux a lieu grâce à des systèmes de fractures subhorizontales (stratification) et sub-verticales observées aussi sur les carottes récupérées lors de la dernière campagne de reconnaissances.

5) Complexe des marnes calcaires grises : caractérisé par des marnes faiblement calcaires, grises sombres en bancs plus ou moins épais, avec un système de fracturation qui suit surtout les plans de stratification ; à lieu présence de bancs calcaires et minces couches de grés. A travers les essais d'eau (Lugeons) on a pu évaluer un degré de perméabilité variable entre 10^{-7} et 10^{-8} m/s. Ces variations sont principalement liées au degré de fracturation, vu que la circulation d'eau à l'intérieur de l'amas rocheux a lieu grâce à des systèmes de fractures subhorizontales (stratification) et, de façon subordonnée, sur des fractures obliques.

Tableau I.1 : Profondeur de la nappe dans les sondages exécutés lors de la dernière campagne de reconnaissances. Source : ANBT

Sondages	Profondeur De La Nappe (M)	Période De Mesure
----------	----------------------------	-------------------

SAG01	17.95	Août/Septembre 2004
SAG02	0.45	Août 2004
SAG03	6.15	Août 2004
SAG04	3.99	Octobre 2004
SAG05	0.62	Août/Septembre 2004
SAG06	3.71	Août 2004
SAG07	4.03	Octobre 2004
SAG08	7.42	Octobre 2004
SAG09	13.77	Septembre 2004
SAG10	12.20	Octobre 2004
SAG11	10.28	Septembre/Octobre 2004
SAG12	6.40	Septembre 2004
SAG13	1.15	Octobre/Novembre 2004
SAG14	5.06	Octobre/Novembre 2004

I.3.6. Considérations sur les ouvrages

I.3.6.1. Caractéristiques de la cuvette

La zone de retenue du barrage (cuvette) est caractérisée par un substratum rocheux composé de calcaires dolomitiques, marnes calcaires grises et de terrains de couverture quaternaires récents, tels que graviers, galets et cailloux dans une matrice sableuse limoneuse.

En ce qui concerne l'étanchéité de la cuvette, suite aux essais de perméabilité (Lugeon et Lefranc) exécutés le long des sondages et aux observations lors des levés géologiques, on peut conclure que :

- En allant, du barrage vers l'amont, les poudingues, qui caractérisent l'axe du barrage, passent graduellement aux calcaires dolomitiques qui affleurent sur les versants en rive droite et par faille en rive gauche ; ensuite, les calcaires dolomitiques, laissent la place aux marnes calcaires localisées à une profondeur de 2-3m qui caractérisent le reste de la cuvette ; en ce qui concerne la perméabilité des calcaires dolomitiques on a enregistré une majeure concentration de valeurs comprises entre 3UL et 23UL, tandis que, la variation en termes d'unité Lugeon, pour les marnes calcaires grises varie entre

0.3UL et 9UL; tels valeurs offrent un bon degré d'étanchéité de la cuvette ($k = 10^{-6} - 10^{-8}$), tandis que pour les terrains de couverture et les alluvions qui ont une épaisseur maximale mesurée dans les sondages de 8.0m, la perméabilité (k) varie entre $10^{-4} - 10^{-5}$ m/s.

- Compte tenu des alignements tectoniques rapportables aux grands traits régionaux, il semble manquer des systèmes de fractures significatives, capables d'engendrer d'importants phénomènes d'infiltrations ; l'unique zone dans laquelle on a pu observer des probables failles, sont en correspondance des contacts lithologiques entre les calcaires dolomitiques et les marnes calcaires à, environ, 400m au Sud de l'axe du barrage, avec des directions NE-SW et NW-SE avec des pendages variables entre 75° et 80° .
- On observe la présence d'incisions (axes de drainage), en rive gauche et droite, liées à des phénomènes d'érosion concentrée, à écoulement temporaire et saisonnier, responsables d'une partie du transport solide qui intéressera la zone de la cuvette du barrage ;
- Pour ce qui concerne la stabilité des versants, on enregistre des phénomènes d'éboulement de blocs isolés en correspondance des affleurements rocheux (calcaires dolomitiques et marnes grises à bancs calcaires) et dans les versants caractérisés par les marnes grises affleurant, sur lesquelles la couche d'altération feuilletée est meuble formés par des écailles fines pourront engendrer des formes de glissements superficiels, sur pentes raides et avec des volumes limités, surtout en occasion de précipitations météoriques importantes.

I.3.6.2. Axe du barrage

L'axe du barrage est localisé sur la formation à poudingues qui caractérise la vallée d'Oued Abd ; toutefois à l'aval du barrage affleure aussi, par contact tectonique, la formation à calcaires dolomitiques. Les poudingues sont formés par des conglomérats à ciment calcaire-marneux et, à lieux, carbonaté, avec intercalations, en profondeur, de bancs de calcaires dolomitiques plus ou moins épais. La partie sommitale de la vallée de l'Oued est caractérisée, en rive gauche, par des dépôts colluviaux, dérivés de l'altération des poudingues, et par les marnes argileuses de couler vert clair, tandis que, en rive droite, elle est caractérisée par les calcaires dolomitiques.

A travers les levés géologiques, on n'a pas observé des systèmes de fracturation évidents de l'amas rocheux, sauf, en proximité de l'axe des incisions les longs des versants siège de cours d'eau temporaires, qui ont une direction NW-SE, comparables aux directions des failles régionales. En outre, on a pu visiter les deux galeries-puits (5m environ de longueur), creusés dans les années passées, pour une évaluation des conditions structurales de la roche, qui ont montré un état massif des poudingues en absence de systèmes de fracture visibles. Or, en analysant les résultats des sondages (échantillons et carottes), en termes de RQD de l'amas rocheux, on peut constater que les valeurs varient entre le 25% et le 95% avec une moyenne de 57% dans les premiers 30m de profondeur en correspondance de l'axe de l'Oued Abd.

La nappe phréatique a été localisée, sur le lit de l'Oued à une profondeur variable entre 0.45m et 0.6m et sur les rives à une profondeur variable entre 3.7m et 6.4m ; tandis qu'à l'amont du barrage (à 500m environ de l'axe du barrage) la profondeur de la nappe phréatique a été localisée à une profondeur variable entre 4.0m et 7.4m. Sur les versants limitrophes à l'axe du barrage, on n'a pas noté des phénomènes importants d'instabilité de l'amas rocheux, sauf si on considère ceux développés au niveau de la couche d'altération, surtout en rive droite, qui ont donné lieu à des formes de glissements pelliculaires.

I.3.7. Séismicité

Le site du barrage est localisé dans une zone relativement tectonisée située à la limite de la bordure Sud-Tellienne. Cette dernière zone se caractérise par une activité importante, surtout dans sa bordure septentrionale où ils ont été localisés les séismes à intensité la plus élevée. Selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003 notre barrage est classé comme un ouvrage important, groupe d'usage 1B, il est situé dans une zone sismique II.a, avec une accélération de zone égale à 0.2g

Source RPA99 Version 2003

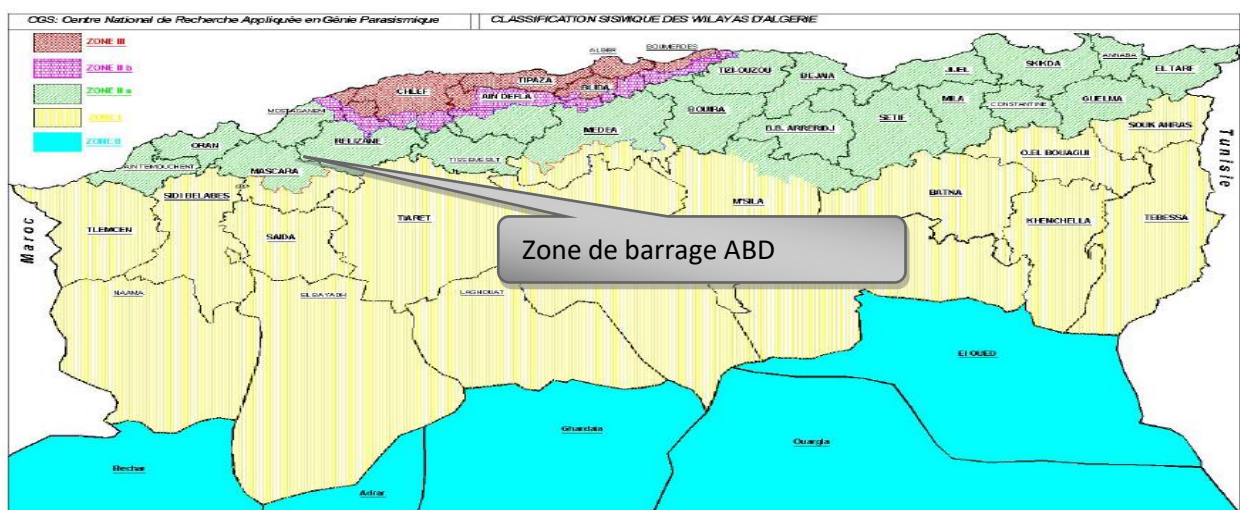


Figure I.7 : Carte des zones sismique.

I.4. Caractéristiques géotechniques de la fondation du barrage

I.4.1. Sondages réalisés

Les 14 sondages réalisés, dans cette phase de projet se sont intéressés au substratum rocheux, soit les poudingues localisés sur l'axe du barrage et dans la zone à l'aval de l'ouvrage, soit les marnes jurassiques localisées dans la zone de la cuvette, ainsi que les calcaires dolomitiques localisés, soit à l'amont qu'à l'aval du barrage.

Toutefois, la fondation du barrage et les appuis latéraux, à la côte des sondages, résulte être intéressé par une portion limitée d'alluvions d'Oued Abd, variables entre 2.40m, dans l'Oued, et 8.00m de dépôts terrassés, en rive droite ; par la formation à poudingues jusqu'à une

profondeur de 65m environ (voir sondage SAG05) et, en suite, par la formation des calcaires dolomitiques jusqu'à la profondeur maximale investiguée, de 70.0m.

Les données les plus significatives, tirées des sondages, sont le RQD (Rock Quality Designation) et la description lithologique, utiles pour arriver à une évaluation de la qualité de l'amas rocheux, surtout en ce qui concerne les poudingues, important en termes de résistance, fracturation et perméabilité, face aux ouvrages qui intéresseront telles zones.

I.4.2. RQD (Rock Quality Designation)

L'évaluation de l'RQD (Rock Quality Designation) a été une des premières méthodes de classification de l'amas rocheux (Deere, 1964), à partir du pourcentage de récupération de la carotte extraite dans un sondage. Ce paramètre est calculé comme le pourcentage de carottage par rapport à la somme des différentes portions de la carotte avec une longueur majeure ou/et égale à 10cm. $RQD = \Sigma L_c / L_t * 100$

L_c = somme des portions de carottes avec une longueur ≥ 10 cm

L_t = longueur totale de la portion dans laquelle on a mesuré la L_c (longueur de la manœuvre)

L'analyse de l'RQD a été faite sur la base des différentes lithologies reconnues, qui intéresseront les ouvrages en projet (poudingue et calcaires dolomitiques) et la zone de la cuvette (marnes calcaires).

Pour les poudingues on a voulu analyser séparément celles à matrice calcaire et les poudingues à matrice calcaire marneux pour mieux encadrer des éventuelles différences en termes de fracturation et donc de perméabilité de l'amas rocheux.

L'analyse statistique des données, concernant l'RQD, a fait ressortir, pour chaque lithologie concernée, les suivantes observations et résultats selon les classes de Bieniawski (1989) :

Tableau I.2. Résultats de l'analyse statistique des données du RQD

Lithologies	Classes du RQD	< 25	25-50	50-75	>75
Poudingues à matrice calcaires marneux		4	16.8	34.6	44.2
Poudingues à matrices calcaires		5.6	9.4	25.5	60.5
Calcaires dolomitiques		28.1	31.2	21.9	18.8
Marnes calcaires		9.5	4.8	23.8	61.9

D'après les résultats des levés, des reconnaissances et des essais exécutés, une distinction entre les différentes unités géotechniques est décrite en ce qui suit dont le résumé des paramètres géotechniques relatifs aux différentes unités est indiqué dans le tableau 3 de l'annexe 1.

UNITE 1 – Dépôts alluviaux, de versants et terrassés : cette unité correspond aux dépôts plus superficiels et meubles des coupes géologiques-géotechniques et, en tenant en compte de la granulométrie de ces composantes, a été subdivisée en deux sub-unités 1a et 1b.

– **Unité 1a** : caractérisée par des graviers de dimensions variables (cm/m) sur une matrice fine limoneuse sableuse, localisée dans les dépôts colluviaux (Cp) et dans les dépôts de versants et éboulis (Eb).

– **Unité 1b** : caractérisée par des argiles limoneuses sableuses à galets, localisée surtout dans les dépôts récents (A), dans les dépôts terrassés (Te) et, parfois, localement dans les tous premiers mètres (1-2m) des dépôts de versants (Eb).

UNITE 2 – Poudingues et Calcaires dolomitiques : dans ce cas, compte tenu du comportement mécanique (résistance à la compression et module de déformation) similaire des deux unités en question, on a retenu les considérer dans la même unité. Cependant on les a insérés dans des sub-unités différentes à cause d'une substantielle dissimilitude liée à une anisotropie des poudingues, déterminé par la présence de cailloux de diverse nature avec une matrice calcaire marneuse, tandis que les calcaires dolomitiques se présentent plus homogènes, même si le long des planes de stratification on a pu noter, parfois, des couches minces de nature argileuse limoneuse.

– **Unité 2a** : poudingues (P), localisés dans la vallée d'oued Abd. L'unité est caractérisée par un conglomérat avec des galets de dimension centimétriques de nature calcaire et/ou calcaires dolomitiques dans une matrice calcaires grise et/ou calcaires marneux gris-verte ; elle présente un degré de fracturation variable, rapporté à zones plus ou moins tectonisées ; les systèmes de fractures, observées sur les carottes récupérées lors des récents sondages, sont généralement sub-verticaux et/ou inclinés (30°-50°) avec des traces plus ou moins évidentes d'altérations, soit d'oxydations par circulations d'eau ; en outre, dans certains cas (sondages SAG07 et SAG08) les tous premiers mètres de l'amas rocheux, se présentent avec un degré d'altération (oxydation) plus marqué.

– **Unité 2b** : caractérisé par les calcaires dolomitiques (D) localisés dans les hauts structuraux et au niveau d'oued Abd (à l'aval et à l'amont de l'axe du barrage respectivement à une profondeur de 12.0m sous les poudingues et 2.0m sous les alluvions). Comme dans le cas précédent, l'amas rocheux, présente un degré de fracturation variable, rapporté à zones plus ou moins tectonisées ; les systèmes de fractures, observées sur les carottes sont généralement sub-verticaux, inférieures à 45° et subhorizontaux, le long des planes de stratification, présentent des traces d'oxydation et parfois avec un remplissage avec de la calcite ou d'argile marron foncé.

UNITE 3 – Marnes grises, marnes calcaires grises et marnes vertes : dans cette unité les lithotypes les plus importantes, dans un point de vu géotechnique, sont les marnes et les marnes calcaires, car ils représentent le substratum rocheux, localisé dans la zone de la cuvette, aptes à garantir l'étanchéité du bassin de retenu du barrage ; tandis que les marnes vertes-claires argileuses sont localisé en hauts des flancs de la vallée d'oued Abd, non directement intéressés par les ouvrages en projet. Les marnes grises et les marnes calcaires,

présentent différentes conditions d'altération et de fracturation, surtout le long des plans de stratification, avec un pendage subhorizontale et parfois avec des systèmes de fracturation longitudinale avec une persistance limitée, visibles sur les carottes des sondages réalisés lors de la dernière campagne de reconnaissance.

I.4.3. Perméabilité

La perméabilité du substratum rocheux à été mesurée par un total de 139 essais Lugeon pour une para-métrisation, en ces termes, des poudingues du Miocène et des marnes et des calcaires dolomitiques du Jurassique.

Les représentations graphiques des essais et avec normalisation sous forme d'unités Lugeon (UL) dont leurs interprétations et commentaires peuvent être résumés comme suit :

Les essais ont été réalisés avec des paliers de pression de 0.125MPa, 0.25MPa et 0.50MPa, selon les normes AFNOR (NFP94-131). Sur un total de 139 essais, 35 essais dans les sondages SAG01, SAG03, SAG04, SAG05, SAG06, SAG07, SAG08, SAG09, SAG11 et SAG12, ont donné lieu à des résurgences à divers palier de pression, probablement dues à des anomalies de l'obturateur et/ou à de particulières conditions de basse perméabilité. L'ensemble des résultats relatifs aux essais Lugeon réalisés pendant la campagne de reconnaissances exécutée en 2004, est représenté dans les figures suivantes :

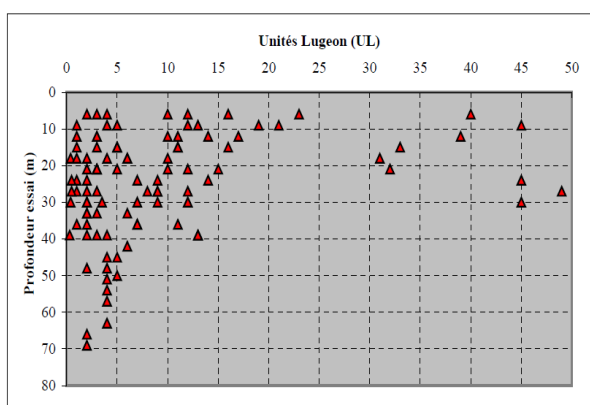


Figure I.8. Perméabilités Lugeon
Résultats des 139 essais réalisés.

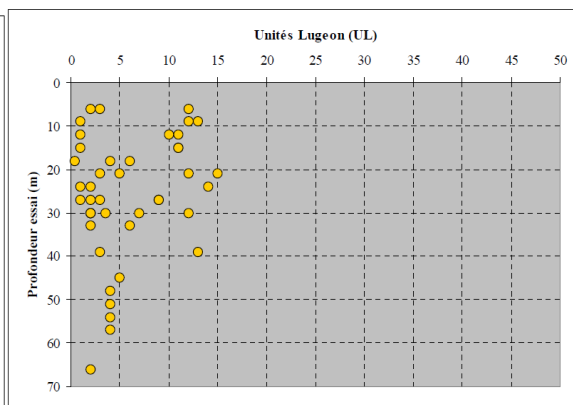


Figure I.9. Perméabilités Lugeon
relatives à la formation des poudingues
avec ciment calcaire-marneux

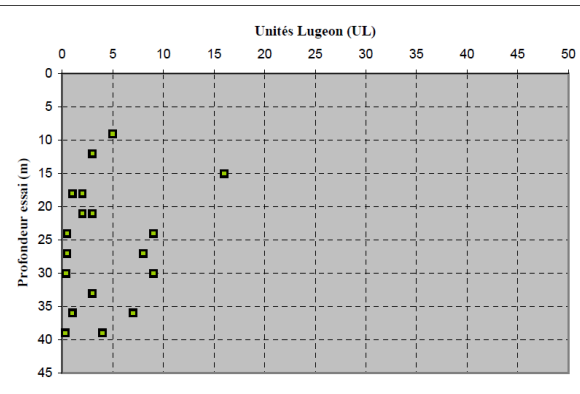
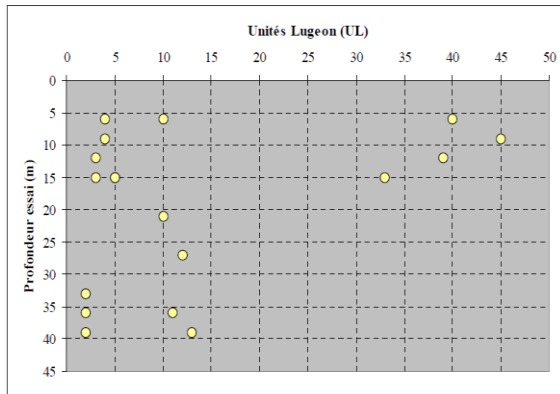


Figure I.10. Perméabilités Lugeon relatives à la formation des poudingues avec ciment calcaire

Figure I.11. Perméabilités Lugeon relatives aux marnes calcaires grises.

- de perméabilité requise compte tenu des valeurs comprises entre 1UL et 15UL (sauf rares cas avec des valeurs comprises entre 33UL et 45UL) qui correspond à un $K = 1.22 \cdot 10^{-7} - 1.62 \cdot 10^{-6}$ m/s ;
- Les calcaires dolomitiques présentent un degré de perméabilité compris entre 3UL et 23UL (sauf rares cas avec des valeurs comprises entre 31UL et 49UL pour les zones plus fracturées) qui correspond à un $K = 3.27 \cdot 10^{-7} - 1.62 \cdot 10^{-6}$ m/s ;
 - Les marnes calcaires grises présentent un degré de perméabilité compris entre 0.3UL et 9UL (sauf un seul essai qui a donné une valeur de 16UL) qui correspond à un $K = 3.17 \cdot 10^{-8} - 1.00 \cdot 10^{-6}$ m/s.

I.4.4. Les caractéristiques mécaniques

Le substratum rocheux a fait l'objet d'un certain nombre d'essais de laboratoire pour la caractérisation de la roche intacte qui sera intéressée par les fondations des ouvrages, dont les résultats sont présentés dans le tableau 4 de annexe 1

I.5. Les matériaux de construction

Pour la caractérisation géotechnique des matériaux de construction, on a pris en considération les résultats des études réalisées dans le cadre de l'étude d'Avant-Projet Détaillé dans le cadre du présent rapport, on prendra en considération les résultats des essais réalisés pour les suivants matériaux de construction :

- **Matériaux sableux** : localisés dans les terrasses fluviales, au-dessous d'une couche (2-3m de profondeur) limoneuse-argileuse, et, secondairement, dans le lit mineur d'Oued Abd ;
- **Agrégats à béton** : les portions les plus importantes sont localisées le long du lit d'Oued Abd, en amont de l'axe du barrage. Ils sont constitués par des graviers arrondis et sub-arrondis, de dimensions variables, centimétriques à décimétriques, avec une importante portion sableuse et limoneuse ; en outre, ils ont été localisés aussi

dans les zones terrassées, avec les dépôts sableux limoneux ou au-dessous d'une couche (2-3m de profondeur) limoneuse-argileuse.

Source : ANBT

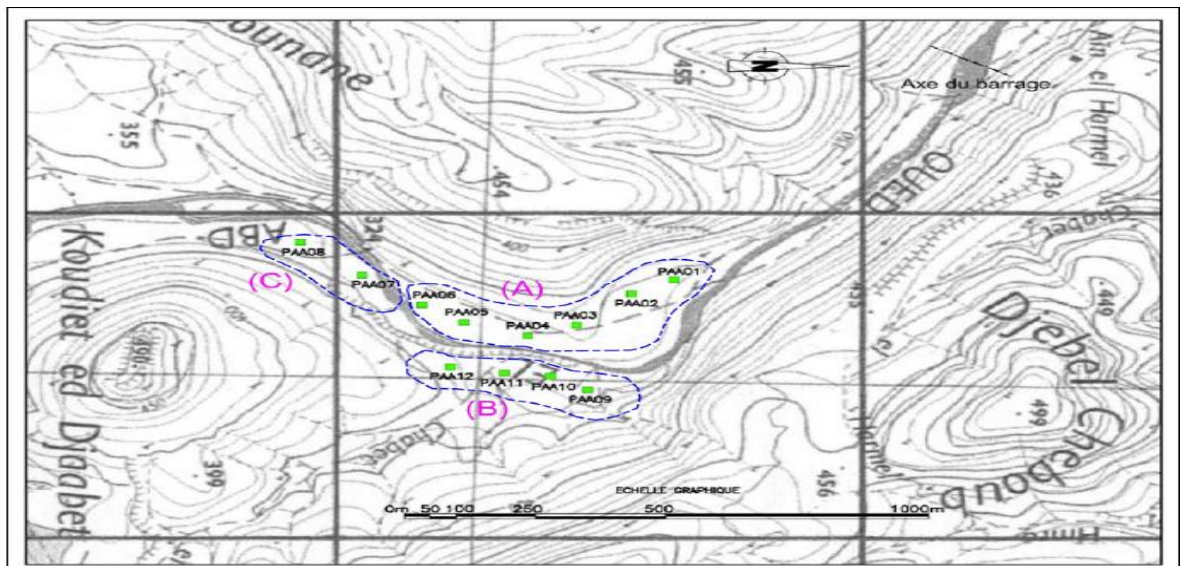


Figure I.12 : Carte de localisation des puits de reconnaissance réalisés dans la phase d'étude d'APD (2004). Echelle 1 : 200 000

Ces puits de reconnaissance ont une profondeur de 3.0 m ; dans chaque puits on a prélevé cinq échantillons, pour un total de 60 échantillons analysés.

Calculs estimatifs des volumes des agrégats :

A partir des résultats des études conduites pour la caractérisation des matériaux aptes à la construction du barrage, et dans le spécifiques, en ce qui concerne les données stratigraphiques et granulométriques, on a établi un calcul estimatif des volumes concernant les quantités des agrégats (sables et graviers) disponibles dans la zone de la cuvette dans but d'évaluer la possibilité d'exploitation d'une zone limitrophe au futur chantier.

- **Graviers** : zone le long de l'axe d'Oued Abd, comprenant aussi une portion de basses terrasses, avec une surface d'environ **76 000m²**; si on considère une profondeur

moyenne d'exploitation de 1.5m et un pourcentage de graviers et cailloux, sur une base, probablement sous-estimée, de 45%, on prévoit des volumes d'environ **51.000m³**.

- **Sables** : zone de terrasse, en rive gauche, à 1km de l'axe du barrage, avec une surface d'environ **84.000m²** sur une profondeur moyenne de 1.5m et un pourcentage moyen de sables de 40%, on prévoit des volumes d'environ **50 000m³**.

Conclusion

Vus le manque de données, cette synthèse n'est pas vraiment concluante, mais en s'appuyant sur les conclusions du rapport qui nous a été transmis par l'ANBT et qui mis en évidence les considérations suivantes :

- Au niveau de l'axe du barrage, l'amas rocheux (poudingues et calcaires dolomitiques) affleurant présente un degré de perméabilité, en général, de basse à moyenne ($k = 10^{-6}$ - 10^{-7}) sauf dans les zones plus fracturées liés à l'activité tectonique. La zone de l'axe est aussi intéressée par des dépôts colluviaux (rive droite), dérivés de l'altération des poudingues, constitués de cailloux de calcaires et dolomies sur une matrice sableuse.
- Au niveau de la cuvette, l'amas rocheux (marnes calcaires), sous-jacente les alluvions et les colluvions, présente en général une perméabilité de basse à moyenne ($k = 10^{-7}$ - 10^{-8}) sauf dans les zones broyées et altérées, qui sont par contre localisés. Des phénomènes d'érosion (en nappe et concentré) et d'éboulis ont été cartographiés tant en rive droite qu'en rive gauche ; ils se manifestent par des dépôts d'altération et d'accumulations, composés par un matériel chaotique à blocs dans une matrice sableuse-limoneuse.
- Les caractéristiques géotechniques et mécaniques des poudingues localisés sur l'axe du barrage, montrent que l'amas rocheux, en terme de résistance à compression et de module de déformation, présente un spectre de variabilité liés aux différentes conditions de fracturation, mais dans son ensemble soit les valeurs de résistance établis au laboratoire soit la qualité de l'amas rocheux (GSI) observé sur le terrain, assurent des conditions favorables à la mise en place des ouvrages prévus dans le projet.
- Suite aux résultats obtenus à travers les analyses de laboratoire sur les matériaux de construction, il apparaît clair, que les agrégats disponibles apparaissent de bonne qualité avec des paramètres (Equivalent de Sable, Proctor, absorption, Los Angeles) compatibles avec les normes standards.

On peut dire que du point de vue géo-structural, la zone de l'axe du barrage résulte la plus adéquate pour l'implantation de l'ouvrage, compte tenu des résultats obtenus à travers les levés géologiques de détails qui n'ont pas montré des systèmes de fractures, sur les poudingues, évidentes, sauf des fractures coïncidentes, soit à l'aval soit à l'amont du site, avec des incisions siège de cours d'eau temporaires; cependant une évaluation en termes de traitement, avec des injections des appuis latérales et de la zone de fondation, sera prise en analyse.

CHAPITRE II

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leurs origines, leurs mouvements et leurs répartitions sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines. Plus exactement, c'est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature. Elle examine la distribution géographique et temporelle de l'eau dans l'atmosphère, en surface (lacs et rivières) et dans le sol et le sous-sol.

L'étude hydrologique est souvent considérée comme une activité récente qui remplit essentiellement un but technique plutôt que scientifique, on désirait trouver des méthodes appropriées pour résoudre des problèmes concrets ; notamment évaluer des débits pour la réalisation des projets comme ça fut le cas dans ce présent travail.

II.1. Le bassin versant [6]

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme étant la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent obligatoirement par cette section de mesure avant de poursuivre leur trajet vers l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par la ligne de partage des eaux, cette limite est déterminée sur la carte topographique en commençant de l'exutoire avec traçage à main levée

les perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Ce travail est effectué sur les cartes d'Etat-major suivantes :

Djiari ben amar n°214, Uze's-le duc n°185, Aine faress n°184, Montgolfier n°186, Pre'vost-paradol n°215, Palikao n°213, Martimprey n°276, Palat n°246, Ain Balloul n°275, Frebda n°277, Djiebel sidi youssef n°305, Ain dez n n°306, Ain kerm'es n°307, Dominique luciani n°245 et Nesmot n°244.

Remarque : Vu l'étendu du bassin versant et l'impossibilité de recueillir les quinze cartes on se contente de travailler avec les résultats fournis par l'ANBT.

II.1.1. Les caractéristiques physiques du bassin versant

A. Caractéristiques géométriques

Ces caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Les caractéristiques physiques du bassin versant

Les caractéristiques	Les résultats fournis
Surface (S)	2352.92 km ²
Périmètre (P)	275 km
Longueur du talweg principal	101.195km

B. Les caractéristiques de forme

Les principales sont au nombre de quatre :

1- L'indice de compacité de Gravelius K_c

Sachant que la forme du bassin versant a une influence sur l'écoulement global et sur l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée, alors on s'appuie sur cet indice pour connaître la

forme de ce dernier du fait qu'il compare le périmètre du bassin versant (P) en question à celui d'un cercle (P_a) d'une même surface.

$$K_c = P/P_a \text{ avec } P_a = 2\pi R \text{ et } R = (S/\pi)^{0.5}$$

D'où $K_c = 1.60$

$K_c > 1 \Rightarrow$ Notre bassin versant possède une forme assez allongée

2- Le rectangle équivalent

Il s'agit d'une transformation purement géométrique qui facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Ce triangle doit avoir la même surface et le même périmètre que ceux du bassin versant :

$$S = L_r \cdot l_r \text{ et } P = 2(L_r + l_r)$$

On obtient une fonction du second ordre qui n'admet pas des racines négatives. Ou par l'utilisation des formules suivantes :

La longueur :

$$L_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots(\text{II.1})$$

La largeur :

$$l_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots(\text{II.2})$$

Les deux méthodes donnent les mêmes résultats qui sont :

$$L_r = 118.78 \text{ km et } l_r = 19.80 \text{ km}$$

3- Le relief

Il est caractérisé par la courbe hypsométrique, et vu qu'on ne dispose pas des cartes topographiques permettant de réaliser cette courbe ; on se contentera d'utiliser les résultats fournis par l'A.N.B.T. nécessaires pour le reste de notre étude et qui sont regroupés dans le tableau ci-après :

Désignation	Valeurs en (m)
Altitude 95%	510
Altitude 50%	740
Altitude 05%	1120
Altitude moyenne	885.76

4- Les indices de pentes

a. Indice de pente globale

C'est la pente moyenne théorique. Mais au lieu d'une dénivelée totale, on prend celle d'une portion de 90% de la surface du bassin versant comprise entre 5 et 95% des surfaces avec leurs altitudes respectives c.à.d. $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tirées de la courbe hypsométrique

$I_g = \Delta / L_r$ avec $\Delta = H_{5\%} - H_{95\%}$ et L_r étant la longueur du rectangle équivalent

D'où $I_g = 5.14 \text{ m/km}$.

b. Indice de pente moyenne

Il est donné par la formule suivante:

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots\dots(\text{II.3})$$

Avec:

ΔH : représente la dénivelée totale ($\Delta H = H_{\max} - H_{\min}$) en (m)

l_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3,..n. en (m)

S : la surface du bassin versant en (km^2)

Alors on aura : $I_m = 0.80\%$

c. Indice de pente de roche

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \right] \dots\dots(\text{II.4})$$

L : longueur de rectangle équivalent en (m) ;

S_i : surface partielle en (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives de niveau H_i et H_{i-1}

$I_p = 0.28 \text{ m/m}$

C. Les caractéristiques du réseau hydrographique

1. Densité de drainage D_d

Elle est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$D_d = \sum L_i / S$ avec L_i longueur du cours d'eau i et S la surface du bassin versant.

On obtient : $D_d = 7952.8696 / 2352.92$

$$D_d = 3.38 \text{ km/km}^2$$

2. Temps de concentration du bassin versant T_c

C'est le temps nécessaire pour la particule d'eau la plus éloignée pour atteindre l'exutoire. On procède à son estimation par les méthodes suivantes :

- **La formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots(II.5)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal $L_{cp}=101.195$ Km

H_{min} : altitude minimale du bassin versant (m NGA) $H_{min}=310$ m

A.N : $T_c=18.02$ heures

- **Formule de California:**

$$T_c = \left(\frac{0,87 \cdot L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots (II. 6)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{max} : Altitude maximal du bassin versant (m NGA) =1283 m

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA) = 310 m

A.N. $T_c = 13.97$ heures

- **Formule de Kirpiche**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_{cp}^{0.77} \cdot I_g^{0.385} \dots\dots(II.7)$$

Avec : L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km)

I_g : indice de pente globale.=7.86

AN : $T_c = 43.47$ heures

On opte pour le temps de concentration donné par la formule de **Giandotti** du fait qu'il représente la valeur la plus proche de la moyenne (25.15 heures) des trois valeurs calculées.

Donc $T_c = 18$ heures

3. Profil en long du cours d'eau principal

Ce profil se trace à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

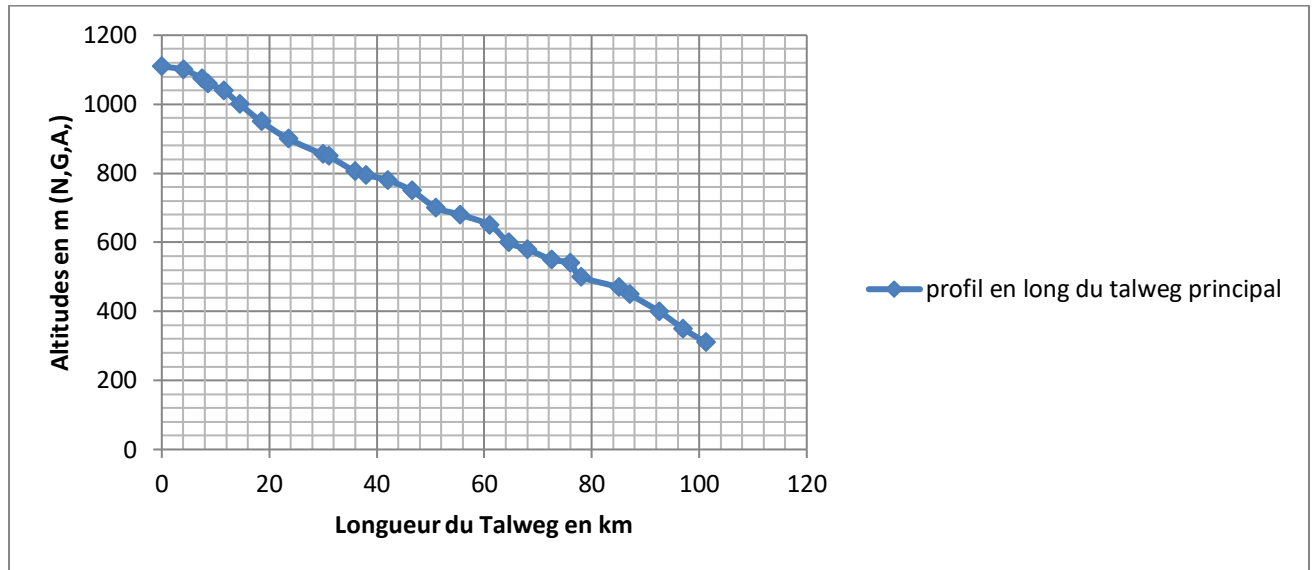


Figure II.1 : Profil en long du cours d'eau principal.

4. Pente moyenne du cours d'eau

Elle représente le rapport entre la dénivelée et la distance comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

- ΔH : la dénivelée en les deux points de mesure (m) ; $\Delta H = 795$ m
- ΔL : la distance qui sépare les deux points (km) ; $\Delta L = 101.195$ km

$$I_c = 0.78\%$$

5. Vitesse de ruissellement

Le ruissellement représente l'écoulement qui se produit en surface sous l'effet de la gravité et qui échappe à l'infiltration et l'évaporation. Cette vitesse se détermine comme suit :

$$V = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots (II.8)$$

Avec :

- L_{cp} : longueur du talweg principal
- T_c : temps de concentration

On obtient: $V = 1.56$ m/s

Tableau II.3 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Caractéristiques	unités	Valeurs
Surface	Km ²	2352.92
Périmètre	Km	275
Longueur du rectangle équivalent	Km	118.78
Largeur du rectangle équivalent	Km	19.80
Altitude maximale	m	1283
Altitude moyenne	m	885.76
Altitude médiane	m	740
Altitude minimale	m	310
Altitude 5%	m	1120
Altitude 95%	m	510
Indice de compacité	/	1.6
Indice de pente globale	m/km	5.14
Pente moyenne du bassin versant	%	0.80
Longueur du cours d'eau principal	Km	101.195
Densité de drainage	Km/km ²	3.38
Temps de concentration	h	18

II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

II.2.1 Températures

Les températures mensuelles moyennes sont récapitulées dans le tableau ci-dessous elles ont été déduites par interpolation entre les valeurs mesurées à Relizane et Cheliff

Tableau II.4 : La répartition des températures mensuelles.
O.N.M.

Source :

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	T _{moy}
T _{max} °C	24.8	18.8	15.2	11.2	10	12.2	15	16.3	18.9	27.1	30.6	30.4	19.2
T _{min} °C	19	15	8.6	7.4	6	7.2	8.2	10.1	14.3	16.3	19.2	19	12.5

$T_{\text{moy}}^{\circ\text{C}}$	21.6	16.9	11.9	9.3	8	9.7	11.6	13.2	16.6	21.7	24.9	24.7	15.9
----------------------------------	------	------	------	-----	---	-----	------	------	------	------	------	------	------

II.2.2 Le vent

Le vent maximal mesuré sur la période 1990-1999 est inférieur à 110Km/h, pour tenir compte des incertitudes associées à cette mesure (en particulier le faible nombre d'années) un vent plus fort retenu 150km/h

II.2.3 La couverture végétale

La surface totale boisée est de 1116.7 Km², soit 47 % de la surface totale

II.2.4. la pluviométrie

Il existe deux stations pluviométriques à l'intérieur du bassin dont une s'étend de 1972 jusqu'à 2006 alors que la deuxième qui se trouve au droit du site du barrage est très courte.

Tableau II.5 : Les stations pluviométriques disponibles dans le bassin versant. Source A.N.R.H.

code	Nom	X (Km)	Y (Km)	Z (m NGA)
01-33-02	AIN AMARA	316,2	233,7	288
01-33-04	Takhmaret	312.73	202.85	640

Les pluies mensuelles et maximales journalières de la station 013304 sont données dans les tableaux 1 et 2 respectivement de l'annexe 2.

a. L'homogénéisation des données

On est dans la possibilité d'utiliser les tests suivants :

- Teste de WILCOXON
- Teste de la médiane (MOOD)

c- Teste de WILCOXON

En coupe notre série des $P_{\text{max},j}$ en deux parties de tailles différentes. La première appelée X commence en 1972 et se termine en 1988 et la deuxième appelée Y de 1989 jusqu'à 2006.

Pour qu'elle soit homogène, il faut que la condition suivante soit vérifiée : $W_{\min} < W_y < W_{\max}$

Avec :

$$W_{\min} = (((N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1) / 2) - \mu_{(1-\alpha)/2} * ((N_1 * N_2 * (N_1 + N_2 + 1)) / 12)^{0.5} \dots (II.9)$$

N_1 : taille de la série X

N_2 : taille de la série Y

$\mu_{(1-\alpha)/2}$: variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%, $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

W_y : somme des rangs des valeurs de la série Y

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

Voir tableau 6 de l'annexe 1

On obtient : $W_{\min} = 246.11$

$$W_y = 323$$

$$W_{\max} = 365.89$$

D'où on peut conclure que cette série est homogène.

d- Teste de MOOD

L'hypothèse H_0 qui dit que la série est homogène se vérifie par ce teste si :

$$N_s > 0.5 * (N+1 - \mu_{(1-\alpha)/2} * (N+1)^{0.5}) \quad \text{et} \quad T_s < 3.3 * \log (N+1)$$

Avec :

N_s : nombre des plus (-) dans la série

$\mu_{(1-\alpha)/2}$: variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%, $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

N : taille de la série

T_s : la plus grande suite de plus (+) ou de moins (-) dans la série chronologique.

Voir tableau 7 de l'annexe 1

Alors : $N_s = 18$ et $N_s > 0.5 * (N+1 - \mu_{(1-\alpha)/2} * (N+1)^{0.5}) = 12.12$ donc c'est bon pour la première partie de la condition

$T_s = 4$ et $T_s < 3.3 * \log (N+1) = 5.13$ d'où on peut dire que cette série est homogène.

b. L'ajustement des précipitations

C'est l'opération qui nous permettra de déterminer les quantiles ou les valeurs extrêmes à l'aide d'une loi de probabilité nécessaire à l'évaluation des apports pour le dimensionnement de notre ouvrage. Cela passe obligatoirement par le calcul des caractéristiques empiriques et la fréquence expérimentale.

Tableau II.6 : Récapitulatif des principales caractéristiques de la pluviométrie de la région.

Les caractéristiques	Les valeurs
La moyenne des $P_{\max,j}$	31,46471
L'écart type	11,38730
Le coefficient de variation (C_v)	0,36191
Le coefficient d'asymétrie (C_s)	0.67
L'exposant climatique	0.29

II.3. Choix de la loi d'ajustement

Il existe plusieurs méthodes d'ajustement applicables du moment que la condition d'homogénéité est vérifiée ; on peut citer :

- GUMBEL
- GALTON (log normale)
- GAUSSSE (normale)

La loi à retenir doit être la plus adéquate à notre série mais aussi la plus simple et celle qui fait intervenir un minimum de paramètre.

A. GUMBEL

Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	$P_{\max,j} \text{ p\%}$	Intervalle de confiance
10000	0.01	107.22	78.286-136.16
5000	0.02	101.05	74.246-127.86

2000	0.05	92.896	68.901-116.89
1000	0.1	86.724	64.853-108.59
200	0.5	72.379	55.426-89.333
100	1	66.187	51.342-81.032
50	2	59.972	47.229-72.715
20	5	51.678	41.701-61.656
10	10	45.271	37.372-53.169
5	20	38.591	32.743-44.438

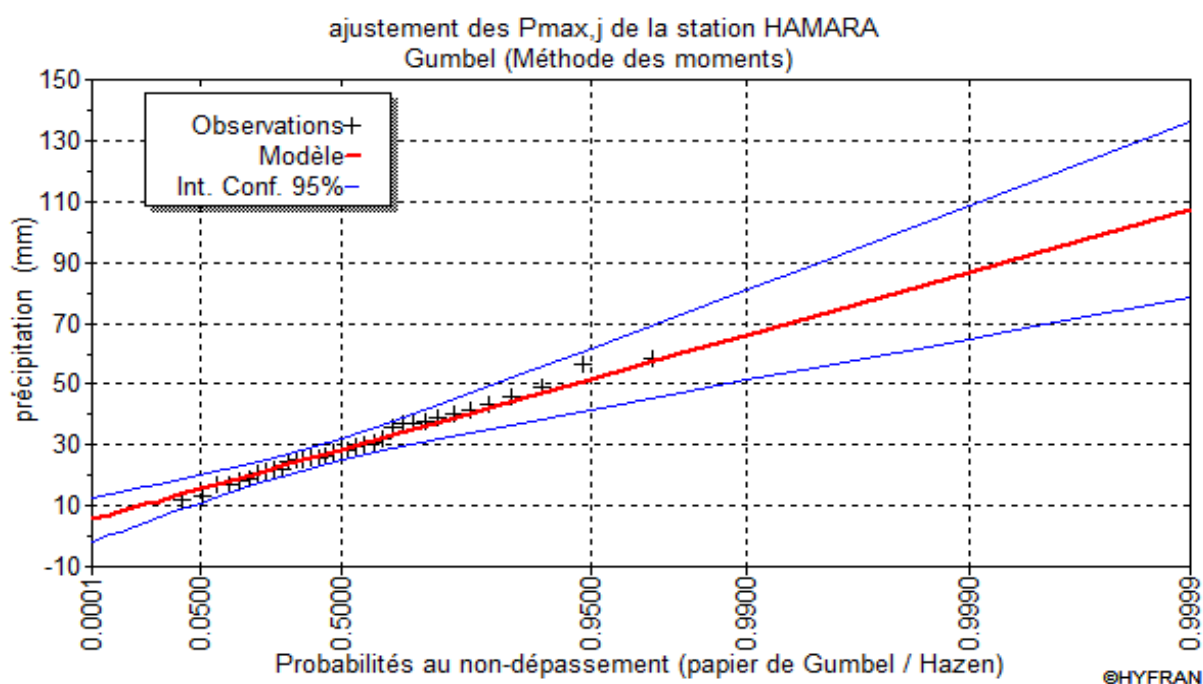


Figure II.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

B. GALTON

Tableau II.8 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	$P_{max,j} p\%$	Intervalle de confiance
10000	0.01	118.17	75.332-161.01
5000	0.02	110.33	72.009-148.64

2000	0.05	100.25	67.549-132.95
1000	0.1	92.831	64.105-121.56
200	0.5	76.198	55.826-96.569
100	1	69.239	52.098-86.379
50	2	62.359	48.230-76.488
20	5	53.297	42.808-63.787
10	10	46.355	38.344-54.367
5	20	39.146	33.329-44.964

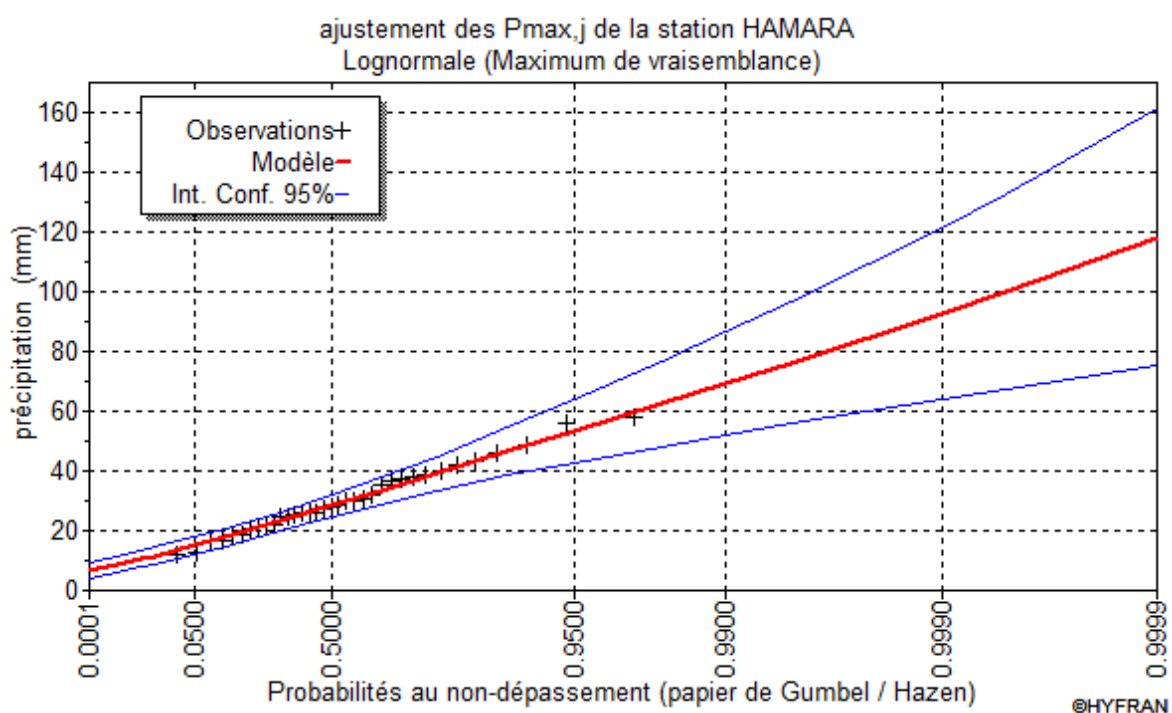


Figure II.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON.

C. GAUSSE

Tableau II.9 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GAUSSE.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	$P_{max,j} p\%$	Intervalle de confiance
10000	0.01	72.837	62.057-83.616

5000	0.02	70.795	60.468-81.121
2000	0.05	67.946	58.247-77.646
1000	0.1	65.660	56.459-74.862
200	0.5	59.789	51.839-67.739
100	1	56.941	49.579-64.303
50	2	53.829	47.091-60.566
20	5	49.160	43.307-55.012
10	10	45.010	39.871-50.149
5	20	39.984	35.565-44.403

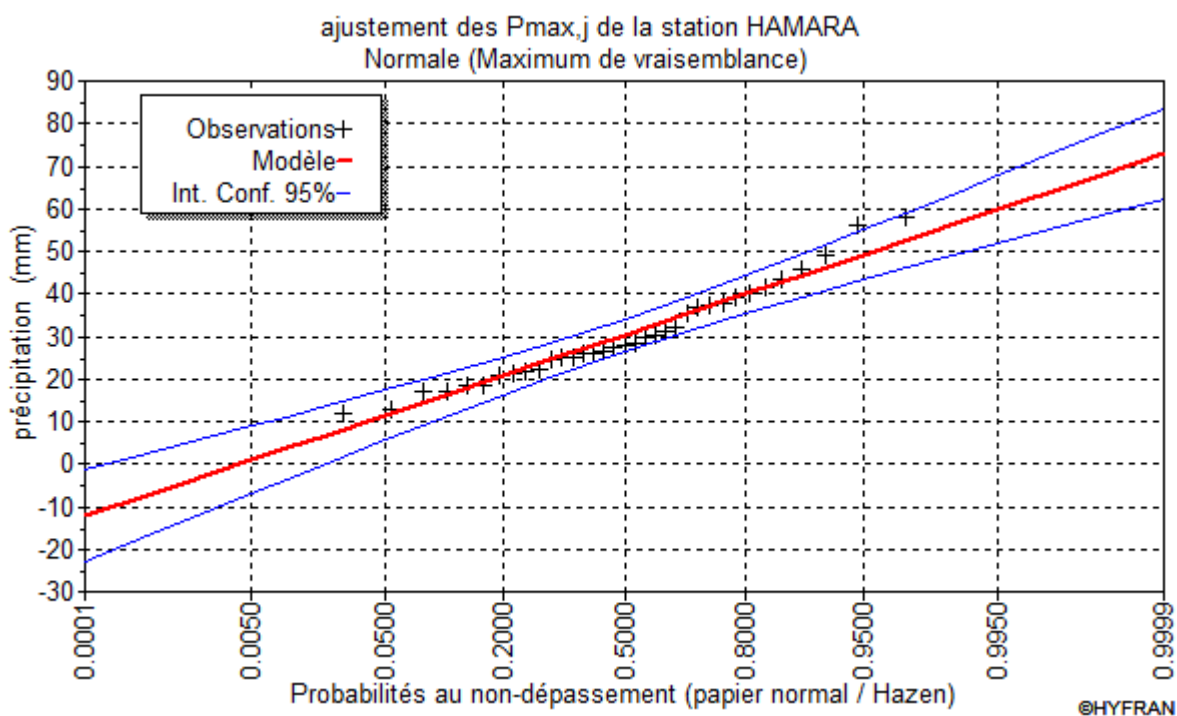


Figure II.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GAUSSE.

En tenant compte de la condition de choix de la loi d'ajustement, le teste χ^2 montre que les deux ajustements à savoir celui de GALTON et celui de GUMBEL sont adéquats. On retient l'ajustement à la loi de GALTON et ce par une comparaison graphique et aussi pour sa simplicité.

II.4. La pluie de courte durée

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots(\text{II.10})$$

P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$;

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles ;

t: temps en heure ;

b: exposant climatique ($b = 0,33$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad \text{Voir tableau 5 de l'annexe 2.}$$

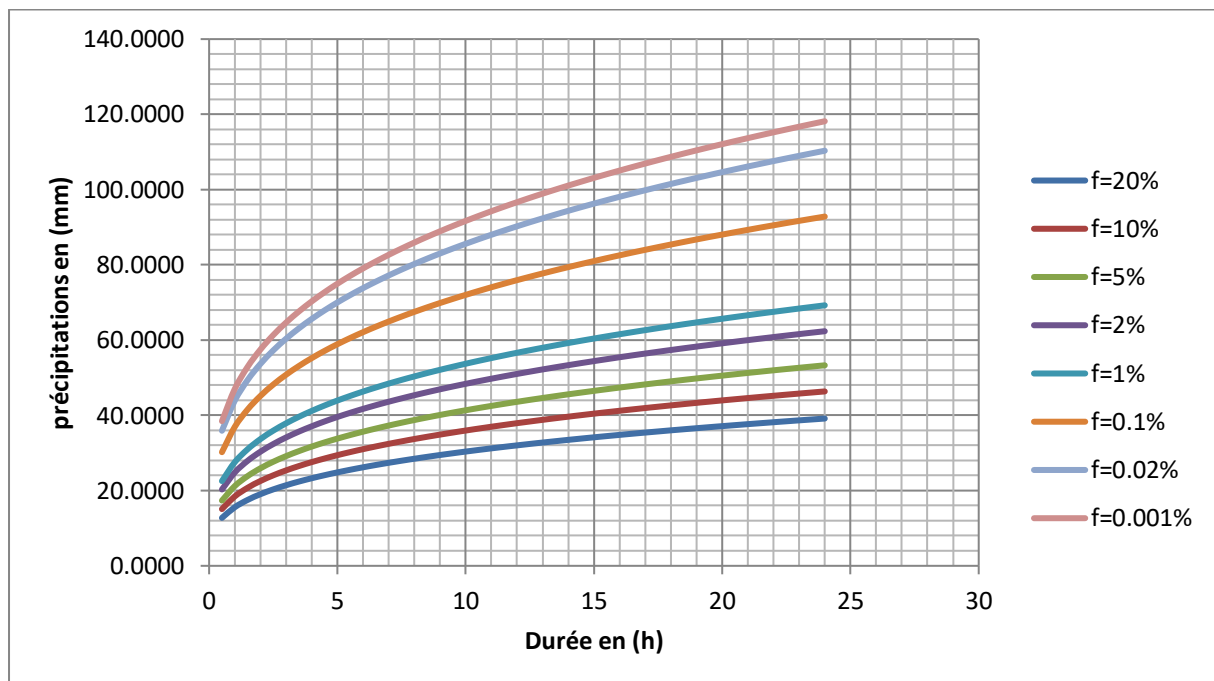


Figure II.5 : Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps.

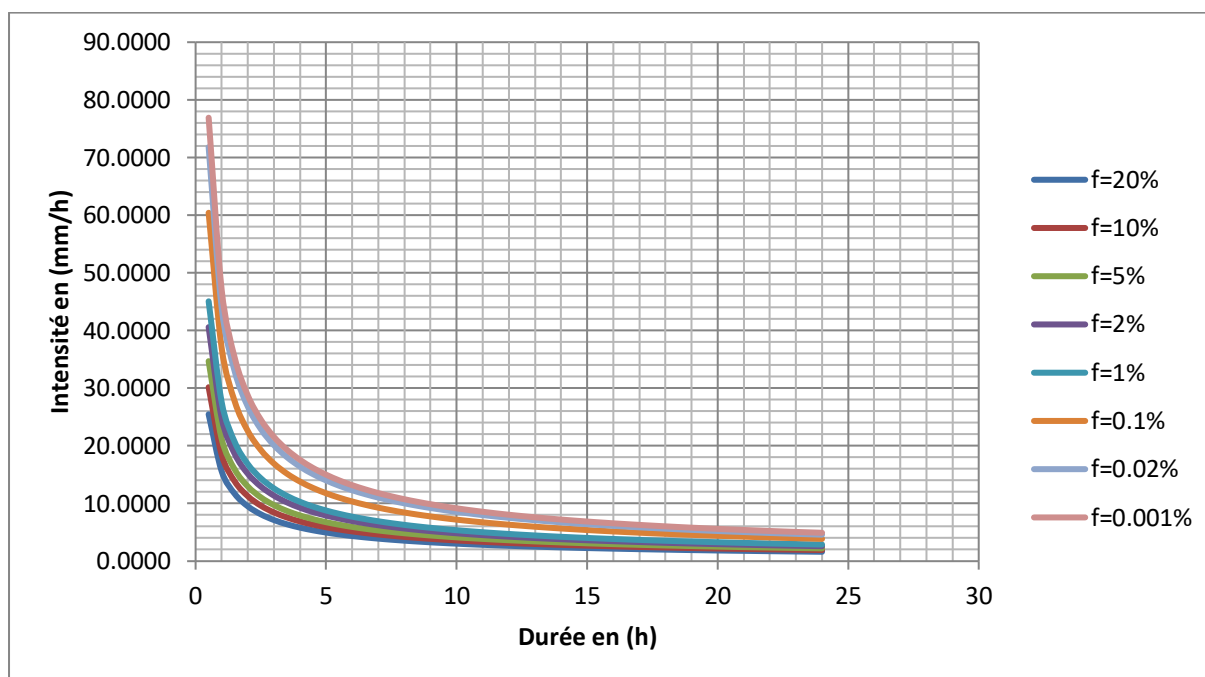


Figure II.6 : Représentation des intensités en fonction de temps.

II.5. Etude des apports [7]

II.5.1. Apport liquide

En ce qui concerne les apports, notre bassin versant dispose d'une station hydrométrique placé juste au droit de l'axe retenu pour le futur barrage, il s'agit de la station de AIN HAMARA (013302) de coordonnées (316.2, 233.7, 288)

La série des débits liquides sur une période de 28 ans est représentée en annexe 2 par les tableaux 3 et 4

L'apport moyen interannuel enregistré au niveau de cette station est de 39.86 Mm³

Tableau II.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen enregistré.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Apport(%)	5.38	6.24	7.36	14.55	10.56	9.17	10.84	13.26	7.59	5.03	5	5	100
A Mm ³	2.14	2.49	2.93	5.80	4.21	3.66	4.32	5.28	3.03	2.01	1.99	1.99	39.86

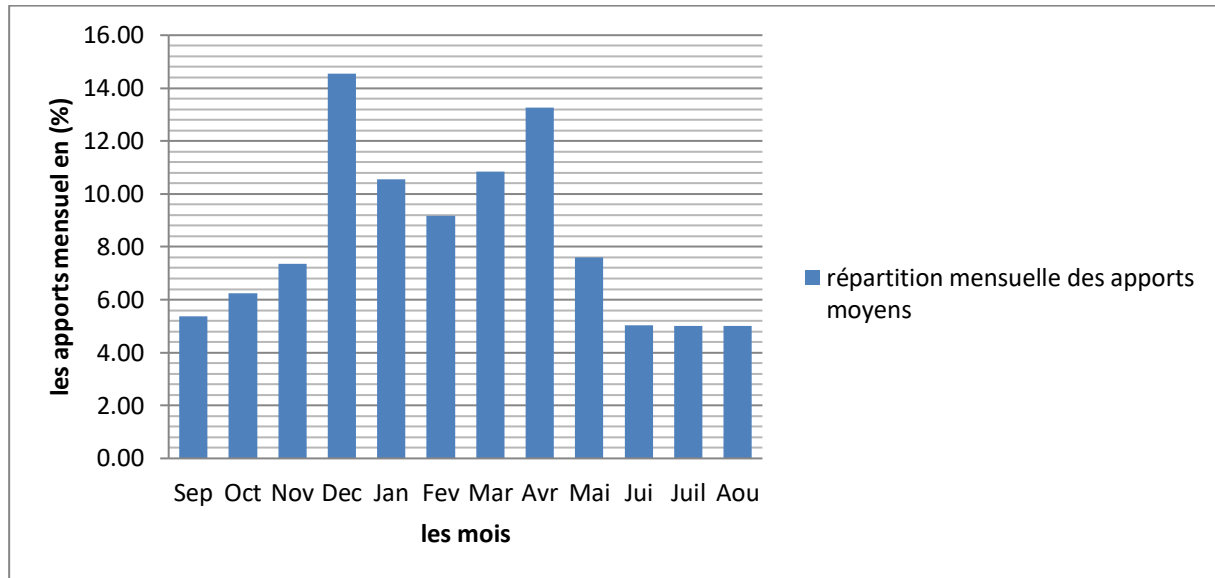


Figure II.7 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

II.5.1.1 Caractéristiques de l'écoulement

$$A_0 = 39.86 \text{ Mm}^3$$

a) Le débit spécifique

$$M_0 = \frac{A_0}{T * S} \quad \dots\dots(\text{II.11})$$

A_0 : apport moyen interannuel $A_0 = 39.86 \text{ Mm}^3$
 T : temps d'une année en seconde $T = 31.536 \cdot 10^6 \text{ s}$
 S : surface de bassin versant $S = 2352.92 \text{ Km}^2$
 $M_0 = 0.54 \text{ l/s/Km}^2$

b) La lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \text{ AN} : L_e = 16.94 \text{ mm}$$

c) Coefficient de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{AN} : C_e = 0.07$$

II.5.1.2 Analyse fréquentielle des apports

Afin de pouvoir calculer les apports correspondants aux différentes périodes de retour et en particulier celui de fréquence 80 %, on procède à l'ajustement à la loi de PERSON III de la série des débits moyens annuel dont les principaux résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Les résultats de l'ajustement des apports à la loi de PERSON III.

Période de retour	4/5	10	20	50	100	1000
Fréquence	80	10	5	2	1	0.1
Apport en (Mm ³)	25.89	61.30	68.06	75.93	81.33	97.10

Tableau II.12 : La répartition mensuelle de l'apport de la fréquence 80%.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Apport(%)	1.78	3.28	6.33	10.20	8.03	11.35	8.94	24.16	11.66	12.81	0.20	1.27	100
A Mm ³	0.46	0.85	1.64	2.64	2.08	2.94	2.31	6.25	3.02	3.32	0.05	0.33	25.89

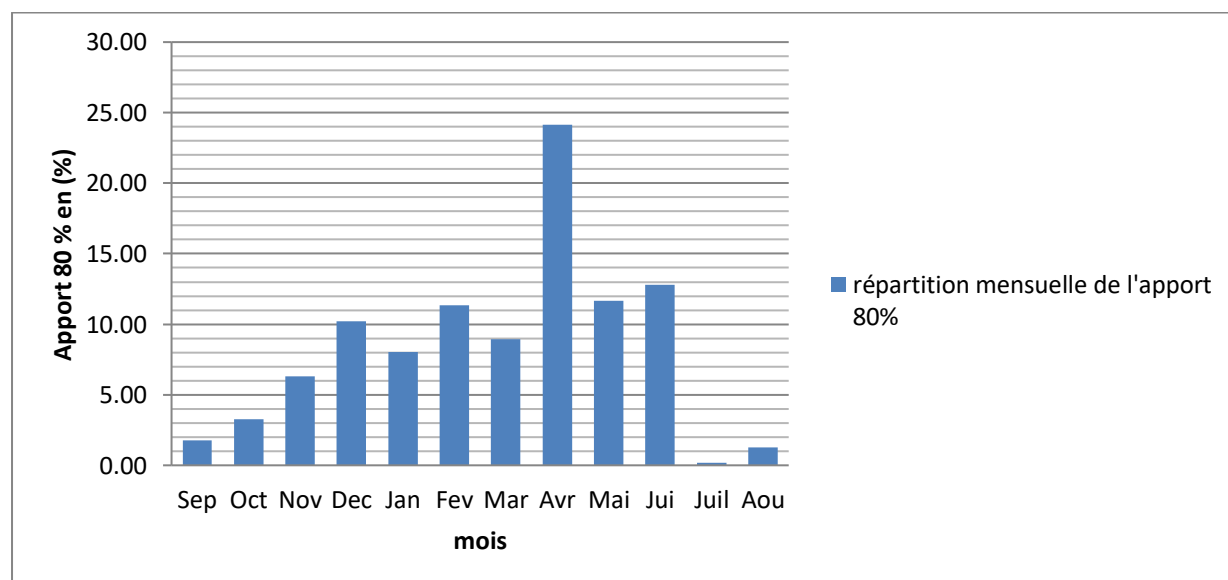


Figure II.8 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.

II.5.2. Apport solide et estimation du volume mort

II.5.2.1. Estimation de l'apport solide

Il existe plusieurs formules pour l'estimation de l'apport solide dont on peut citer :

- Formule de Texeront
- Formule Fournier
- Formule de Gravitovitch
- Formule de SAIDI

En général on utilise au moins trois de ces formules pour s'approcher le plus possible de la réalité, mais dans notre cas et vu qu'on dispose des données sur l'apport solide enregistré dans la station de AIN HAMARA (013302) sur une période de 22 ans, on calcule directement l'érosion spécifique (E_s) à partir de ces données qui sont mentionnées dans le tableau 9 de l'annexe 2.

L'apport solide moyen interannuel est de 330 164.73 tonnes, avec une simple opération de division par la surface du bassin versant qui est de 2 352.92 km², on obtient :

$$E_s = 140.32 \text{ t/km}^2.\text{an}$$

II.5.2.2. Calcul du volume mort

Le volume mort est la portion du barrage réservée au dépôt de la matière solide transportée par l'écoulement soit par abrasion ou bien par charriage. Comme son nom l'indique, ce volume n'intervient pas dans la régularisation.

Pour les mêmes raisons que celles de l'estimation de l'apport solide, on calcule le volume mort à l'aide de la méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_s * S * T * m}{\gamma_s} \dots (\text{II.12})$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an) ; $E_s = 140.32 \text{ t/km}^2/\text{an}$

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,8 t/m³).

S : Surface du bassin versant (Km²) ; $S = 2\,352.92 \text{ km}^2$

m : pourcentage d'alluvion restant dans le lac ($m=1.2$) et cela en tenant compte de l'apport de charriage de fond évalué à 20% du transport en suspension.

$$V_m = 11.01 \text{ Mm}^3$$

Le bassin versant en question est sujet de l'installation des dispositifs anti érosion. De ce fait, le calcul s'effectue comme suit :

L'apport solide moyen annuel compte tenu du charriage est de : $A_s = 140.32 \times 1.2 \times 2\,352.92$

On obtient : $A_s = 396\,194.08$ tonnes/an pour un volume de $V_s = 220\,108 \text{ m}^3$

Sachant que l'apport moyen interannuel liquide est de 39.86 Hm^3 alors :

On a un $V_s = 5\,522 \text{ m}^3 / \text{Hm}^3$ d'apport liquide

Du moment que notre barrage aura une capacité d'environ 4 Hm^3 , on aura :

$$V_s = 5\,522 \times 4 = 22\,088 \text{ m}^3$$

Sachant que pour une exploitation correcte des systèmes anti érosion, une période de fonctionnement de 5 ans est à considérer. Durant cette période on aurait accumulé un envasement de :

$$V_m = 22\,088 \times 5 = 0.11 \text{ Hm}^3$$

En outre, pour l'estimation du volume mort il est nécessaire d'évaluer la quantité de matériau effectivement capturé dans la retenue. Dans ce but, Brun (1953) a proposé une courbe représentée dans la figure 1 de l'annexe 2 ; en analysant 44 réservoirs, qui fournit la dépendance du taux de réduction C/I du rapport C/I entre la capacité C du réservoir et la valeur moyenne du volume des apports annuels.

$C/I = 0.1$ de la courbe on a : $T_e = 95\%$

D'où le volume mort final est : $V_m = 0.11 \times 0.95 = 0.105 \text{ Hm}$

Donc on a le niveau du volume à la côte : 315 m

II.6. Etude des crues

Le but de cette étude est de déterminer les paramètres qui caractérisent une crue

-Le débit de pointe

-le volume de la crue

-le temps de base

-l'hydrogramme de la crue

Pour le calcul de débit de pointe on a opté pour les formules empiriques suivantes qui tiennent en compte de plusieurs paramètres de bassin versant

a. Formule de GIANDOTTI

$$Q_{\max . P\%} = \frac{C.S.H_{tc.P\%} \sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_p} \quad \dots\dots(\text{II.13})$$

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166 dans notre cas il est pris égal à 166 (ANRH)

S : surface du bassin versant $S=2352.92 \text{ Km}^2$

$H_{tc,p\%}$: pluie courte durée (pour $t = t_c = 18h$) en m

H_{moy} : altitude moyenne en m $H_{moy} = 885.76$ m

H_{min} : altitude minimale en m $H_{min} = 310$ m

L_{cp} : longueur de thalweg principale en Km $L_{cp} = 101.195$ km

Tableau II.13 : Résultats de calcul des Q_{max} par la formule de **GIANDOTTI**

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	5000	10000
Q_{max} (m ³ /s)	1009.77	1195.50	1374.53	1685.61	1785.67	2394.09	2845.41	3021.81

b. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{max, P\%} = \frac{2.K * \log(1 + A * P_{an}) * S * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L_{cp}}} \dots (II.14)$$

K : représente la géomorphologie du bassin versant compris entre 1 et 3 pris égal à 1.6 (A.N.R.H.)

A : représente les conditions climatiques compris entre 20 et 30 prises 20 (A.N.R.H.)

P_{an} : précipitation moyenne interannuelle

T : période de retour (années)

Tableau II.14 : Résultats de calcul des Q_{max} par la formule de **Mallet-Gauthier**.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	5000	10000
Q_{max} (m ³ /s)	374.45	733.57	967.50	1209.16	1363.81	1783.77	2026.27	2122.19

C'est vrai que la formule de GIANDOTTI donne des valeurs supérieures à celles données par la formule de MALLET-GAUTHIER, donc il y'a moins de risque, mais il est judicieux d'adopter les résultats obtenus avec la formule de MALLET-GAUTHIER car celle-ci a été établie spécialement pour les problèmes de l'eau en Algérie.

II.6.1 Hydrogrammes des crues

On utilisera la méthode de SOKOLOVSKI pour tracer les Hydrogrammes des différentes crues.

$$Q_{montée} = Q_{max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots (II.15)$$

$$Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots (II.16)$$

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

Q_i : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue respectivement.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 3t_m$, et $t_m = t_c$

$t_m = 18 \text{ h}$ $t_d = 54 \text{ h}$ $t_b = 72 \text{ h}$

Les calculs sont résumés dans le tableau 10 de l'annexe 2

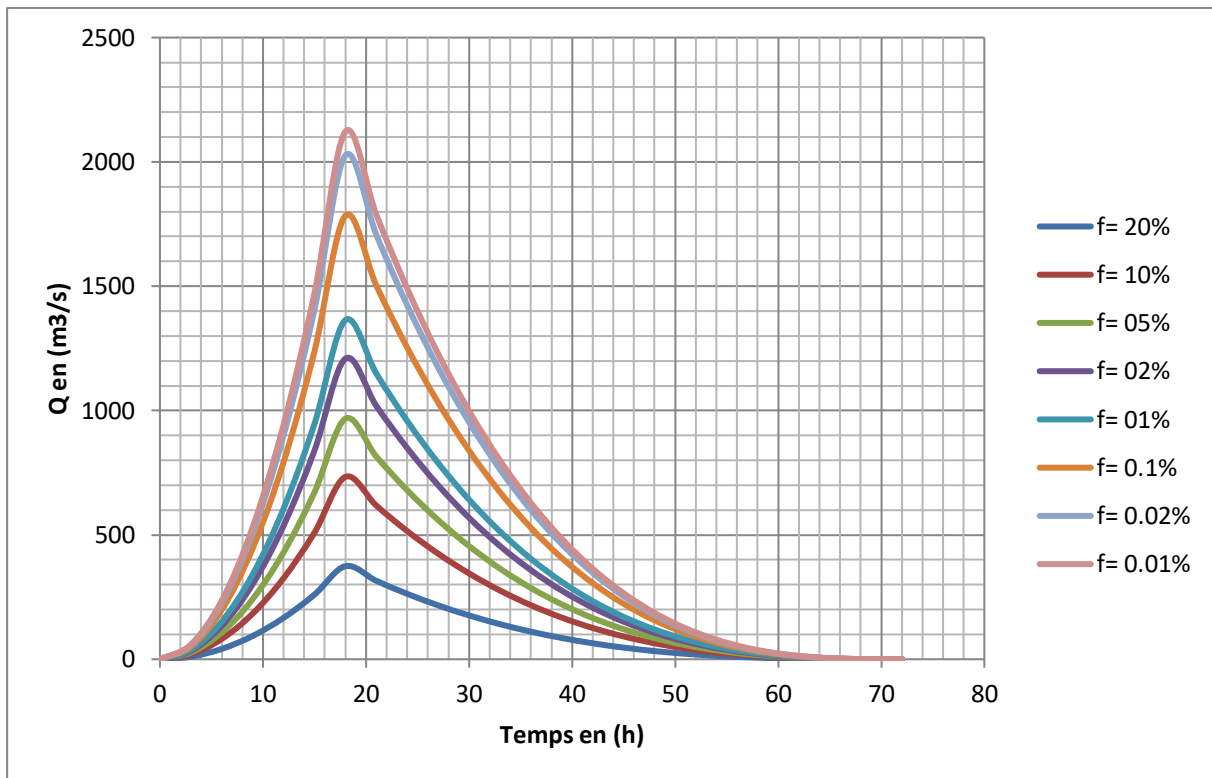


Figure II.9 : Représentation graphique des hydrogrammes des crues.

Conclusion sur le choix de la crue du projet [2]

Le choix de la crue de projet est le résultat d'une étude qui touche à plusieurs secteurs, pour notre cas, la présence d'un village juste à l'aval et de notre futur barrage nous a poussé à choisir la crue de période de retour de 1 000 afin de réduire les risques.

II.7. Etude de Régularisation [8]

L'étude de régularisation permet d'optimiser les dimensions des barrages tout en assurant les volumes d'eau nécessaires pour la période sèche.

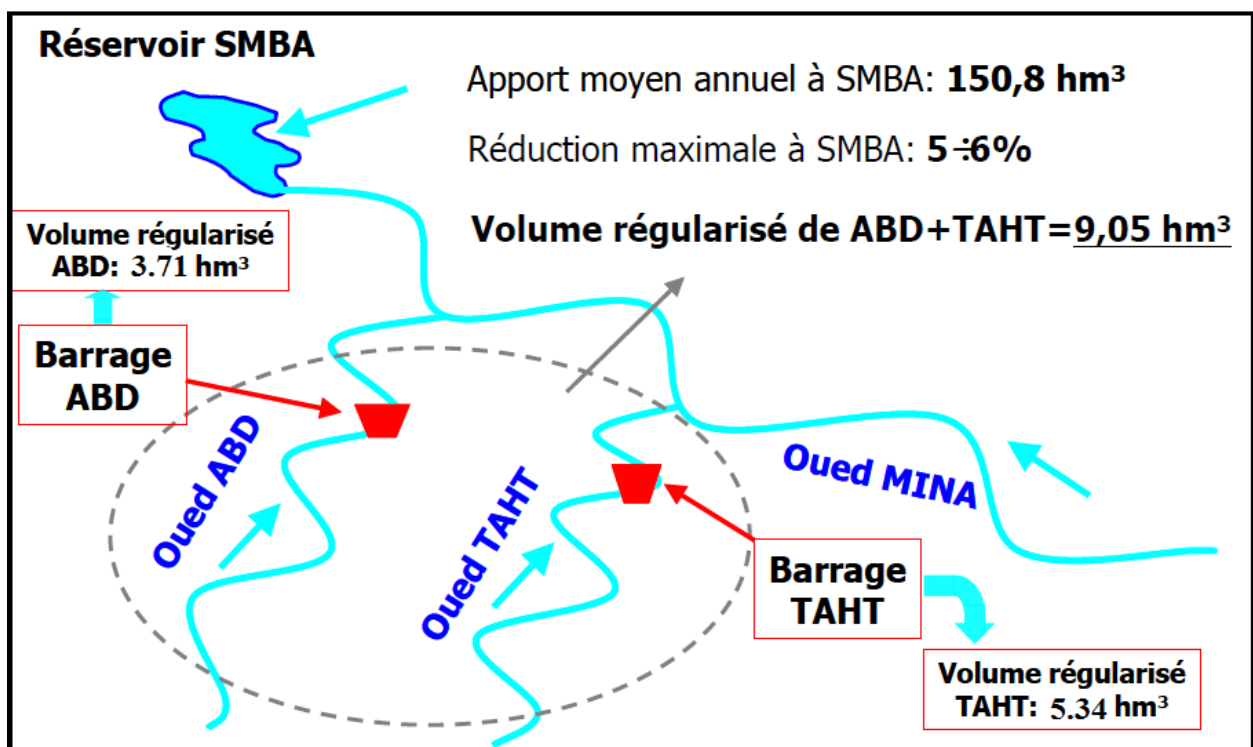
N.B. Contraintes de projet

L'oued Abd et l'oued Taht sont deux affluents de gauche de l'oued Mina, lui-même régularisé en amont par le barrage de Bakhadda. Plus en aval, l'oued Haddah débouche aussi sur l'oued Mina. L'ensemble de ce réseau se déverse dans le barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda.

Dans le cahier des charges du présent marché, l'ANBT a établi de fortes instructions pour limiter l'impact sur le fonctionnement du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda (SMBA : 235 Mm³)

L'apport liquide moyen du barrage SMBA ne devra pas subir une réduction supérieure à 6% par rapport à l'apport moyen interannuel qu'il reçoit actuellement et qui est estimé à 150.8 Mm³ suite à la construction des deux nouveaux barrages Taht et Abd. Donc la somme des deux volumes régularisés des deux nouveaux barrages doit être inférieure à 9,05 hm³/an.

Comme la satisfaction des besoins en eau potable (compte tenu de l'augmentation de la population à l'horizon 2040) exige du barrage Taht un volume régularisé annuel de 5.34 Mm³, la capacité du barrage Abd ne doit en aucun cas dépasser les 3.71 Mm³ restant et c'est la raison pour laquelle les surfaces irriguées à partir de ce barrage sont limitées.



FigureI.10 : Schéma des contraintes du projet

I.7.1. Les courbes caractéristiques

A partir du fond topographique de la cuvette et à l'aide du logiciel AUTOCAD, on calcule la surface au miroir des différents niveaux que l'eau peut avoir dans la cuvette et qu'on utilisera ensuite pour calculer le volume correspondant à chaque niveau (côte) en utilisant les deux formules suivantes :

$$V_1 = \frac{2}{3} \times S_1 \times H_1$$

$$V_n = V_{n-1} + (S_{n-1} + S_n) \cdot \Delta H_i / 2$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Côte-Surface-Volume.

altitudes (m)	surfaces m ²	volume Mm ³
300	0	0
310	8748,75	0,029
315	58171,5	0,196
320	111068,25	0,620
325	180144,75	1,348
330	357498,5	2,692
335	537156,75	4,928
340	716814,75	8,063
350	1351877	18,407

Les courbes caractéristiques de la cuvette (capacité-hauteur et surface-capacité) sont représentées par les figures 2 et 3 dans l'annexe 2

II.7.2. Calcul du volume utile

- **Procédé de calcul**

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "V_s" et "V_d".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

a) Détermination de la période à bonne hydraulicité

Tableau II.16 : La répartition mensuelle de l'apport de la fréquence 80%.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Apport(%)	1.78	3.28	6.33	10.20	8.03	11.35	8.94	24.16	11.66	12.81	0.20	1.27	100
A Mm ³	0.46	0.85	1.64	2.64	2.08	2.94	2.31	6.25	3.02	3.32	0.05	0.33	25.89

Tableau II.17 : La répartition mensuelle des besoins.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
U Mm ³	0.99	0.74	0	0	0	0	0	1.05	1.43	1.53	1.59	1.53	8.86
U en(%)	11.17	8.35	0	0	0	0	0	11.85	16.14	17.27	17.95	17.27	100

Tableau II.18 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.

mois	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
W _{80%}	2.08	2.94	2.31	6.25	3.02	3.32	0.05	0.33	0.46	0.85	1.64	2.64
U	0	0	0	1.05	1.43	1.53	1.59	1.53	0.99	0.74	0	0
W _{80%} - U	2.08	2.94	2.31	5.20	1.59	1.79	-1.54	-1.20	-0.53	0.11	1.64	2.64

De ce tableau : la période à bonne hydraulicité est celle du mois **d'Octobre** jusqu'au mois **Juin**.

Remarque : Nos apports sont nettement supérieurs aux besoins, donc on se contentera de faire une régularisation saisonnière.

II.7.2.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le but de cette étude est d'optimiser le dimensionnement du barrage en calculant la capacité de remplissage qui assure la demande en aval. La double fonctionnalité remplissage-

restitution forme le temps de fonctionnement qui lui, peut être organisé par deux méthodes qu'on appelle couramment les consignes d'exploitation.

1^{ère} consigne d'exploitation : elle se base sur l'évacuation de surface c.à.d. le remplissage d'abord du barrage, puis l'évacuation se fera par l'évacuateur des crues.

2^{ème} consigne d'exploitation : contrairement à la première, celle-ci fonctionne en évacuation de fond c.à.d. la vidange à vide, elle présente plus de sécurité pour le barrage mais avec des risques sur le remplissage donc de la satisfaction des besoins.

A partir du tableau II.18 on a :

$$V_s = 20.30 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 3.27 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 3.27 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0.105 + 3.27 = 3.375 \text{ Hm}^3$$

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes sont donnés dans le tableau 11 de l'annexe 2

II.7.2.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes sont pris en considération :

a) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots (II.17)$$

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

b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots (II.18)$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration;

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette, $\delta = 1.25$

V_{moy} : Volume moyen;

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : Estimation des volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm^3)	$S_{moy}(km^2)$	$E_s \cdot 10^{-3} m$	V_{ep} (Mm^3)	$V_{inf}(Mm^3)$	$\pi = V_{evap} + V_{inf}$ (Mm^3)
Oct	0.16	0.03	127.3	0.004	0.002	0.006
Nov	1.035	0.17	82.8	0.014	0.013	0.027
Déc	2.615	0.36	59.4	0.021	0.033	0.054
Jan	3.375	0.44	60.2	0.026	0.042	0.068
Fév	3.375	0.44	70.3	0.031	0.042	0.073
Mar	3.375	0.44	110.2	0.048	0.042	0.090
Avr	3.375	0.44	122.5	0.054	0.042	0.096
Mai	3.375	0.44	170.3	0.065	0.042	0.107
Jun	3.375	0.44	223.7	0.098	0.042	0.140
Jul	2.605	0.36	301.8	0.079	0.023	0.102
Aou	1.235	0.18	299.5	0.044	0.015	0.059
Sep	0.37	0.05	212	0.009	0.005	0.014

Du tableau précédent, on aura :

$$V_s = 19.629 Mm^3.$$

$$V_d = 3.445 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 3.445 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0.105 + 3.445 = 3.55 \text{ Mm}^3$$

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes sont donnés dans le tableau 12 de l'annexe 2

Nous avons :

$$E = (V'_u - V_u) / V_u$$

E : l'erreur relative qui conditionne l'acceptation des résultats.

$$E = |3.27 - 3.445| / 3.27 = 4,89 \% < 5\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 3.445 Mm³.

Il correspond à un niveau NNR = 332 m

II.8. Laminage des crues

Le laminage est un procédé qui permet d'étaler l'hydrogramme de crue dans le temps et cela dans le but de réduire les dimensions de l'évacuateur des crues sans porter atteinte à la stabilité du barrage. Il se base sur l'équation de continuité entre le volume entrant du débit de crue et la somme des volumes, stocké comme volume forcé et celui évacué en débit d'évacuation qui peut s'écrire comme suit :

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

Q : Le débit entrant de la crue;

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);

S : La surface du plan d'eau de la cuvette;

h : la hauteur de remplissage pendant dt ;

Il existe plusieurs méthodes d'approche pour ce procédé dont on a choisi la méthode de Kotcherine.

II.8.1. Méthode de Kotcherine [8]

Cette méthode fixe les hypothèses suivantes qui simplifient énormément les calculs sans pour autant réduire leurs précisions :

- L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze ;
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR) ;
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue ;

a) Estimation du débit de crue laminé

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{0.85Q\%}\right) \dots\dots(\text{II.19})$$

Avec :

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ (m^3).

$Q\%$: le débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = 0.85 * Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots(\text{II.20})$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

b) Estimation de la charge au dessus du déversoir [6]

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2} \dots\dots(\text{II.21})$$

Avec :

m : coefficient de débit, dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : l'accélération de pesanteur; ($g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$).

b : la largeur de déversoir (m).

H : la charge sur le déversoir.

On a aussi :

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots(\text{II.22})$$

Avec : H_0 : charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule: $V_0 = \frac{Q}{S}$

Avec: $S = b \cdot (H + p)$

P : la hauteur de pelle.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur des crues " b ". On fait varier H de (0.5 à 4 m) et b de (40 à 120 m).

Les résultats sont donnés dans le tableau 13 de l'annexe 2

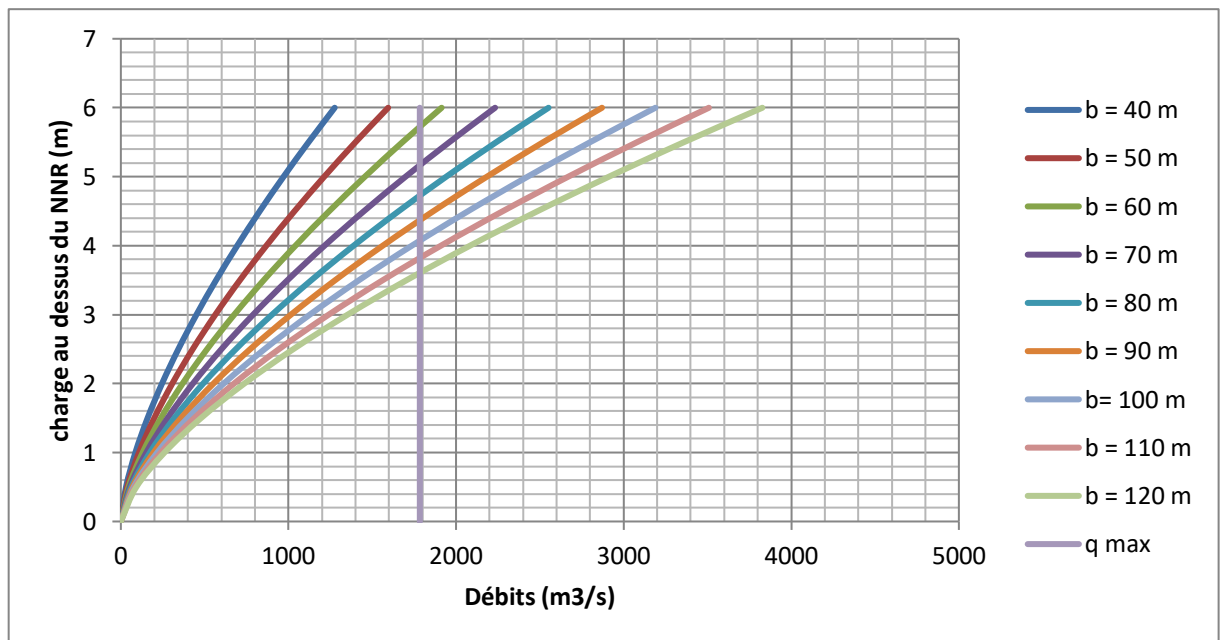


Figure II.11 : Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir.

A partir de ce graphe et aussi des résultats de calcul illustrés dans le tableau, on peut conclure que notre crue ne sera pas laminée chose due à la très faible capacité de rétention de notre cuvette comparé au volume de la crue.

Une crue importante et fonctionnement fréquent de l'évacuateur des crues ; cela nous a poussé à opter pour une largeur qui assurera la stabilité de l'ouvrage.

On prend une largeur de : $b = 100$ m pour une charge de : $h_d = 4$ m

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de ressortir les paramètres hydrologique nécessaires pour le dimensionnement de notre barrage dont les plus importants sont : les volumes des trois niveaux principaux de l'eau dans le barrage ainsi que leurs côtes respectives, le volume régularisé, la hauteur du barrage et la largeur de l'évacuateur des crues.

CHAPITRE III

Introduction

Le choix du type de barrage a projeté est étroitement lié aux paramètres technique suivants :

- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques de la fondation ;
- Le régime des crues ;
- Les matériaux de construction ;

Une fois que toutes les conditions techniques sont réunies, d'autres critères entrent en joue et c'est lui qui va trancher en faveur de telle ou telle variante ; bien évidemment il s'agit des aspects économique et sécuritaire

III.1. Les variantes envisageable d'être projeté sur le site

III.1.1. Selon la morphologie de la vallée

Comme le montre les photos présentées dans cette étude et aussi d'après ce qui est observé lors de notre visite pour le site en question, la vallée au droit de l'axe du futur barrage se présente comme étant ample et ouverte ; de ce fait, l'idée de projeter un barrage voûte est à rayée.

III.1.2. Selon les conditions géologiques et géotechniques

A partir de la conclusion à la quelle on est arrivé lors du chapitre un, nous pouvons dire que pour le fait que notre fondation est de qualité médiocre, tout les barrages rigides sont à écartés sauf dans le cas où on réalisera un traitement de fondation.

III.1.3. Les matériaux de construction

Nous avons 3 zones d'emprunt exploitable dont on peut s'approvisionner en divers matériaux de construction nécessaires.

Tableau III.1 : Résumé de la nature et de la quantité des matériaux de construction disponible dans les différentes zones d'emprunt.

Zone d'emprunt	Type des matériaux	Quantité (m ³)
Zone A	Sable	20 000
	Argileux limoneux	17 500
	Gravier	26 000
	Calcaires dolomitiques	16 500
	Marnes	12 000
Zone B	Sable	33 000
	Gravier	23 000
	Roche marneuse	15 700
	Calcaire dolomitiques	13 200
	Gravier	19 000

Zone C	Sable	13 000
	Argileux limoneuse	22 000
	Marnes calcaires grises	10 500

D'après ces trois conditions, on peut dire que les variantes retenues pour une éventuelle projection pour ce barrage sont :

- Digue en enrochement à noyau central en argile ;
- Digue en enrochement à masque amont en béton armé ;
- Digue en BCR type remblai dur ;

III.2. Le choix définitif du type du barrage

Pour trancher en faveur de l'une de ces variantes, on fait appel à l'étude économique qui nécessitera un dimensionnement avec les paramètres adéquats mais sans se soucier de la stabilité.

III.2.1. Calcul de la revanche

La revanche peut être calculée par plusieurs formules

a) Formule de STEVENSON

$$R = 0.75 h_v + V^2 / 2g$$

$$h_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

$$V = 1.5 + 0.66 h_v^2$$

b) Formule de Mallet et de PAQUANT

$$R = h_v + V^2 / 2g$$

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

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$$

c) Formule de L'USBR

$$R = 0.75 h_v + V^2 / 2g$$

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

$$V = 1.5 + 2 * h_v$$

Avec :

R : la revanche

H_v : la hauteur des vagues (m)

V : vitesse de propagation de la vague (m/s)

F : le fetch (Km)

Tableau III.2 : Les résultats des calculs de la revanche

Formule	H_v (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON	1.52	3.2	1.61
Mallet et PAQUANT	0.90	2.10	1.12
L'USBR	0.87	3.25	1.20

On prend une revanche de 1 m

III.2.2. La largeur en crête

Nous proposons une hauteur déversant de 4 m

$$H_b = C_{PEH} + R - C_f$$

$$H_b = 336 + 1 - 310 = 27 \text{ m}$$

La hauteur calculée précédemment est considérée à partir du niveau du lit d'oued. Mais vu qu'on procède à une excavation de 10 m pour se débarrasser des dépôts terrassé et atteindre une fondation de qualité meilleure, la hauteur du barrage sera de 37 m.

a) formule de KNAPPEN

$$b_c = 1.65 \sqrt{H_b} \quad b_c = 10.04 \text{ m}$$

b) formule de PREECE

$$b_c = 1.1 \sqrt{H_b} + 1 \quad b_c = 7.67 \text{ m}$$

c) formule préconisée par CEMAGREF DEGOUTTE

$$bc = 3.6\sqrt[3]{Hb} - 3 \quad bc = 9 \text{ m}$$

On prend $bc = 10 \text{ m}$

La longueur en crête est tirée à partir du plan topographique $L_c = 215 \text{ m}$

III.2.3. Description des variantes retenues

❖ 1^{ère} variante : barrage en enrochement à noyau central en argile

Les caractéristiques de cette variante sont les suivants :

- Corps d'appui en enrochement $m_1=2$ $m_2=2$
- Noyau en argile
- Protection de talus aval en enrochement
- Protection de talus amont en enrochement avec filtre et drain
- Système de drainage : tapis drainant et prisme de drainage
- Clé d'étanchéité

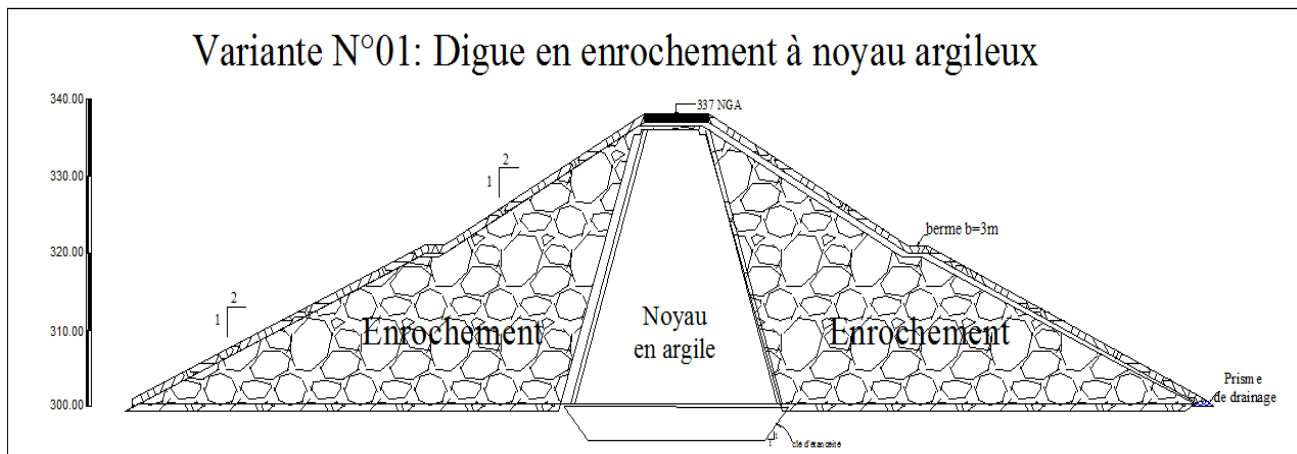


Figure III.1 : Coupe type d'une digue en enrochement à noyau argileux

❖ 2^{ème} variante : digue en enrochement à masque amont en béton armé

Les caractéristiques de cette variante sont les suivants :

- Corps d'appui en enrochement : $m_1=1.8$ et $m_2=1.8$
- Masque amont en béton armé
- Plinthe en béton
- protection de talus aval en enrochement

Variante N°02: Digue en enrochement à masque amont en béton armé

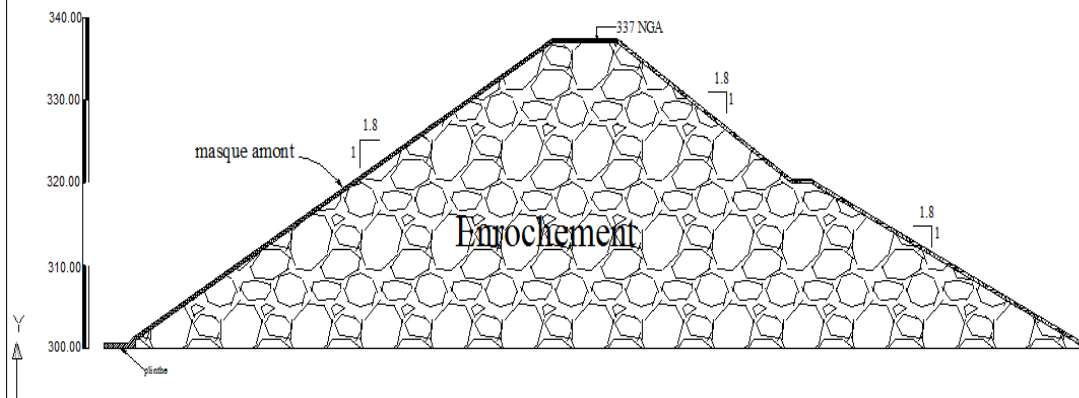


Figure III.2 : Coupe type d'une digue en enrochement à masque amont

❖ 3^{ème} variante : digue en BCR type remblai dur

Les caractéristiques de cette variante sont :

- corps de barrage est de BCR type remblai dur du profil symétrique $m_1 = m_2 = 1.5$
- masque amont en béton armé
- plinthe en béton armé

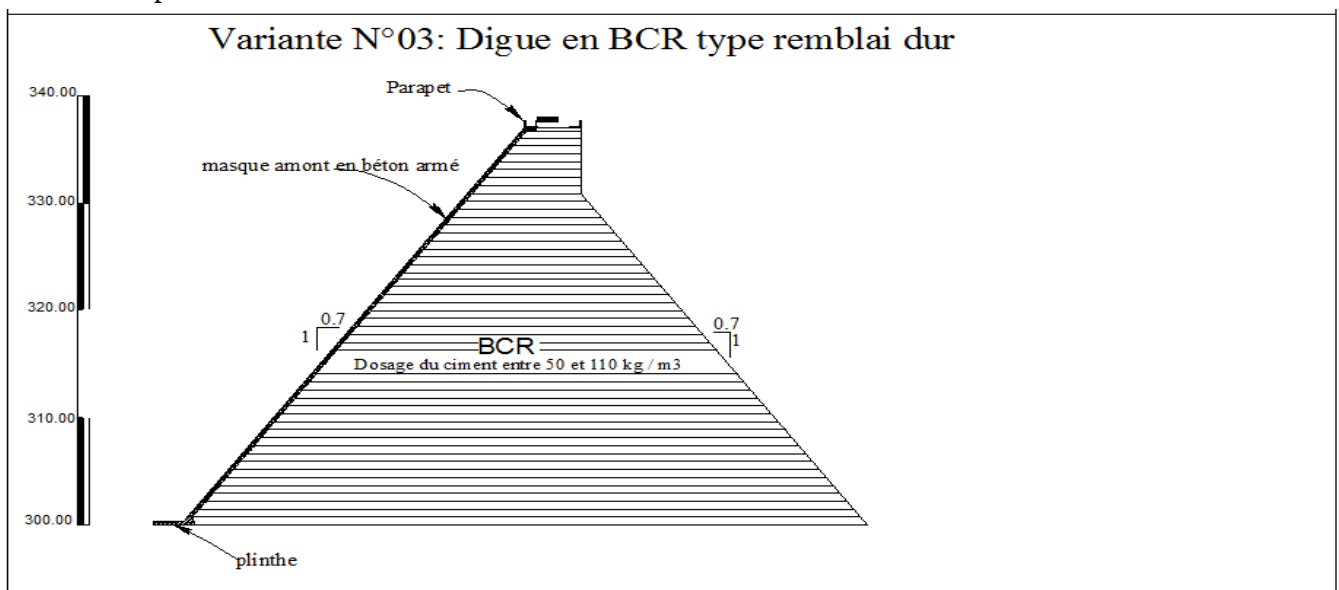


Figure III.3 : Coupe type d'une digue en BCR type remblai dur

III.3.Calcul des coûts

Le calcul des coûts passe par le calcul des quantités de matériaux à mettre en place, d'où la nécessité de tracer le profil en travers du site de projection du futur barrage qui sera suivi par la quantification des matériaux :

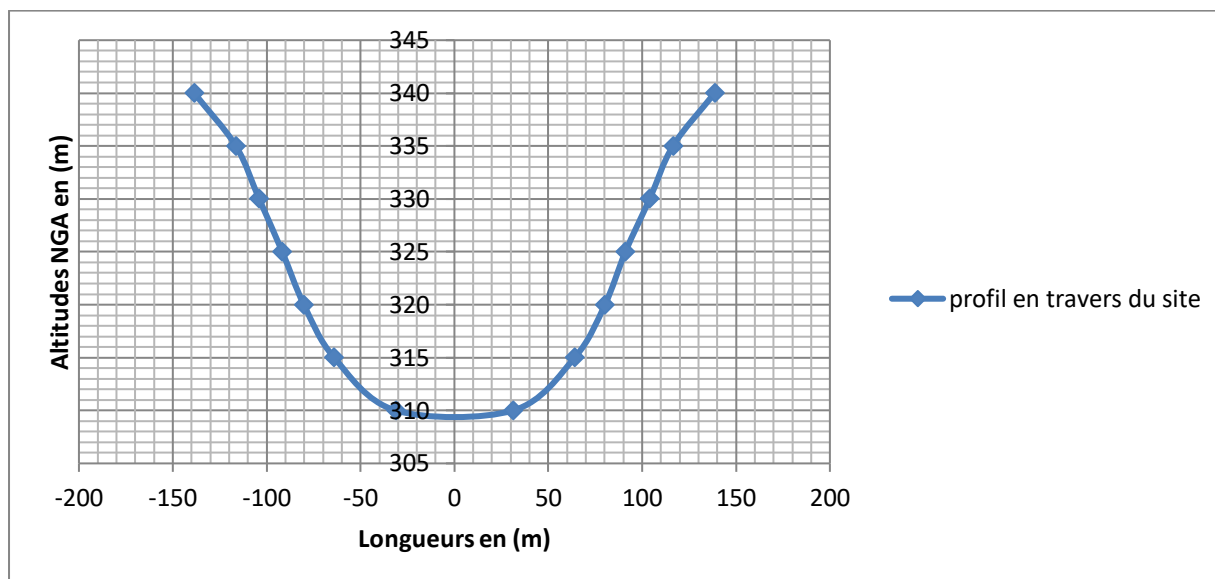


Figure III.4 : Profil en travers du site.

Dans les tableaux ci-après, les résultats des calculs réalisés de la façon suivante :

- Traçage du profilé de la digue selon la variante ;
- Réalisation des coupes longitudinales le long de la longueur en crête chaque 10 m ;
- On calcul la surface des deux coupe d'une tranche ;
- A partir de la surface moyenne, on calcule le volume de la tranche ;
- La somme des volumes multiplier par le prix unitaire nous donne le coût total de revient de la variante en question.

❖ 1^{ère} variante : barrage en enrochement à noyau central en argile

Tableau III.3 : Résultats de calcul du coût de la première variante

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant en DA
1	Décapages	m ³	738	250.00	184 500.00
2	Excavation en terrain meuble	m ³	20 000	450.00	9 000 000.00
3	Excavation en terrain compacte	m ³	21 328	680.00	14 503 040.00

4	Argile pour noyau	m ³	81 384	1 000.00	81 384 000.00
5	Filtre et drain	m ³	20 000	1 800.00	36 000 000.00
6	Enrochement pour le corps d'appuis	m ³	93 103	2 100.00	195 516 300.00
7	Rip-rap	m ³	7 000	1 800.00	12 600 000.00
8	La galerie (coffrage + béton)				85 000 000.00
				TOTAL	434 187 840.00

❖ 2^{ème} variante : digue en enrochement à masque amont en béton armé

Tableau III.4 : Résultats de calcul du coût de la deuxième variante

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant en DA
1	Décapage	m ³	695	250.00	184 500.00
2	Excavation en terrain meuble	m ³	20 000	450.00	9 000 000.00
3	Excavation en terrain compacte	m ³	21 328	680.00	14 503 040.00
4	Enrochement pour le corps d'appui	m ³	169 345	2 100.00	355 624 500.00
5	Béton pour la plinthe	m ³	102	5 500.00	561 000.00
6	Béton arme pour le masque amont	m ³	3 500	18 000.00	63 000 000.00
7	Rip-rap	m ³	3 500	1 800.00	6 300 000.00
8	La galerie (coffrage + béton)				85 000 000.00
				TOTAL	534 128 040.00

❖ 3^{ème} variante : digue en BCR type remblai dur

Tableau III.5 : Résultats de calcul du coût de la troisième variante

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant DA
1	Décapages	m ³	730	250.00	184 500.00
2	Excavation en terrain meuble	m ³	20 000	450.00	9 000 000.00
3	Excavation en terrain compacte	m ³	21 328	680.00	14 503 040.00
4	Béton pour BCR	m ³	170 217	3 000.00	510 651 000.00
5	Béton pour la plinthe	m ³	102	5 500.00	561 000.00
6	Béton arme pour le masque amont	m ³	410	18 000.00	7 380 000.00
7	La galerie (coffrage)				125 000.00
				TOTAL	542 279 540.00

Tableau III.6 : Récapitulatif des tableaux des coûts.

Type du barrage proposé	Coût total en DA
Digue en enrochement à noyau central d'argile	434 187 840.00
Digue en enrochement à masque amont en béton armé	534 128 040.00
Digue en BCR type remblai dur	542 279 540.00

Conclusion

De plus que l'aspect technique et économique, un autre aspect entre en jeu et pèse plus lourd que les autres, il s'agit de l'aspect sécuritaire. Dans notre cas et vue la qualité et l'étroitement des rives, l'ampleur de la crue de projet ainsi que la fréquence de fonctionnement de l'évacuateur des crues, il est commode d'opter pour un barrage en BCR type remblais dur c.à.d. la variante N° 3 malgré que c'est la variante qui revient le plus cher. De plus, en tenant compte des autres ouvrages qui constituent la digue et de la vitesse d'exécution, cette variante peut être la plus économique.

CHAPITRE IV

Introduction

Le barrage poids classique à parement amont vertical constitue un ouvrage très sûr conduisant à l'économie maximal du matériau mais il présente toutefois trois inconvénients majeurs à savoir : une très bonne qualité de fondation, sensibilité aux fortes secousses sismique et à la surélévation du niveau d'eau dans la retenue. Ces trois inconvénients disparaissent si l'on incline suffisamment le parement amont avec évidemment en contrepartie l'augmentation du volume de la digue.

IV.1. Section type du barrage

A l'exception de l'aménagement de la crête et des dispositions liées à l'évacuateur des crues la section transversale d'un barrage poids a la forme d'un triangle qui est complètement défini par :

- La pente des parements amont et aval ;
- Le niveau de convergence des parements.

En variant ces trois paramètres on a essayé plusieurs combinaisons en rappelant que :

- L'utilisation des petites pentes pour les parements amont et aval réduit les pressions sur la fondation (surface de contact plus grande). Comme on remarque aussi l'augmentation de la poussée verticale de l'eau, favorable à la stabilité.
- Les contraintes de compression dues au poids propre sont plus importantes sur le parement amont quand la pente de ce dernier est plus raide, ce qui diminue le risque de fissuration sous les sollicitations exceptionnelles (séisme)

Différentes combinaisons de pentes amont et aval ont été testées en recherchant la meilleure solution permettant de satisfaire l'ensemble des critères de stabilité et des conditions géotechnique de la fondation :

Finalement le choix s'est porté sur un profil symétrique de pente moyenne comprise entre 0.5 et 0.9, variante classique souvent utilisée pour les barrages de cette taille de même qualité de fondation.

Au final, notre barrage aura une section symétrique dont la cote de la fondation est au niveau 300 m N.G.A. et celle de la crête au niveau 337 m N.G.A.

IV.2. Stabilité statique [1]

Dans le cadre de l'étude de stabilité statique, deux cas sont à vérifier :

Type1 cas normal : concerne les charges qui sollicitent régulièrement l'ouvrage lors de l'exploitation normale

Type2 cas exceptionnel : concerne les charges exceptionnelles qui peuvent survenir comme une crue

Les forces agissant sur la digue par 1m

1.Poids propre de la digue

Il est représenté par une force verticale dirigée vers la bas appliquée a son centre de gravité

$$P_p = \gamma_b \cdot S$$

γ_b : poids volumique de béton

S : la surface transversale de profil de la digue

2.Poussée hydrostatique horizontale de l'amont

$$E_{am-h} = 1/2 \cdot \gamma_e \cdot H_{am}^2 \quad (1^{er} \text{ cas})$$

$$E_{am-h} = 1/2 \cdot \gamma_e \cdot (H_{am} + H_d)^2 \quad (2^{eme} \text{ cas})$$

γ_e : poids volumique de l'eau

H_{am} : la hauteur d'eau correspondante au niveau normale de la retenue

H_d : la hauteur déversant

3.Poussée des sédiments

$$F_{séd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_{séd}^2 \cdot K$$

γ : poids volumique des sédiments

$H_{séd}$: la hauteur des sédiments

K : coefficient de poussée des terres :

Fluide $K=1$

Poussée au repos $K= (1-\sin\phi)$

Poussée active $K= (1-\sin\phi) / (1+\sin\phi)$

Poussée passive $K= (1+\sin\phi) / (1-\sin\phi)$

4.Poids de la colonne d'eau amont

$$E_{am-v} = \gamma_e \cdot S_e$$

S_e : la surface de la colonne d'eau amont

5. Les sous-pressions

Notre digue comporte une galerie de drainage ce qui diminue les sous pressions

$$Sp = \gamma_e \cdot S_{sp}$$

S_{sp} : la surface de diagramme des sous-pressions

Si le drainage est efficace le rabattement $H_r = \frac{2}{3} H_{am}$

Si le drainage est peu efficace le rabattement $H_r = \frac{1}{3} H_{am}$

6. Poids des terres sur le barrage

$$P_t = S_t \cdot \gamma_s$$

S_t : la surface transversal des terres

7. La poussée hydrostatique horizontale à l'aval

$$E_{av-h} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot H_{av}^2$$

8. Le poids de la colonne d'eau aval

$$E_{av-v} = \gamma_e \cdot S_e$$

S_e : la surface de la colonne d'eau aval

La poussée hydrostatique aval et le poids de la colonne d'eau aval ne sont pris en compte que pour le cas de combinaison des charges type 2 (exceptionnel).

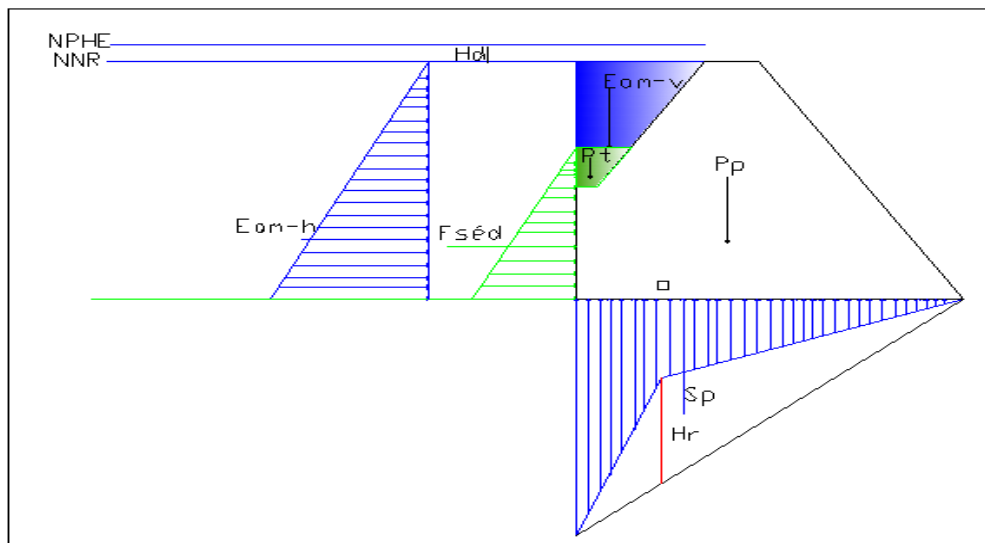


Figure IV.1 : Schéma type pour la combinaison de charges cas normal.

- Les données de calculs sont :
 - Le poids volumique de béton est 22 KN/m^3 , le poids volumique de l'eau est 10 KN/m^3
 - une cohésion nulle et un angle de frottement égal 36° à la base du barrage
- Les hypothèses de calcul
 - La poussée des sédiments est en repos, cohésion nul, angle de frottement est 25° et le poids volumique des sédiments est 18 KN/m^3
 - Le drainage est efficace
 - Le drainage peu efficace

Nous étudions la stabilité au glissement et la stabilité au renversement

A- Stabilité au glissement

Pour que le barrage soit stable au glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_v \tan \phi + CS}{\sum F_h} \geq F_{s \text{ adm}} \dots \dots (III.1)$$

$\sum F_v$: la résultante des forces perpendiculaires a la fondation

$\sum F_h$: la résultante des forces horizontales

ϕ : angle de frottement interne effectif de la surface de glissement

C : la cohésion effective sur la surface de glissement

S : la surface de glissement

F_s : coefficient de sécurité admissible au glissement

B- Stabilité au renversement

On s'est rendu compte que le barrage lorsqu'il se renverse, il tourne autour de l'arrêt B (l'arrêt B est la ligne de contact du parement amont et la fondation)

$$\frac{\sum M_{stab/B}}{\sum M_{déstab/B}} \geq F_{s adm} \dots\dots(III.2)$$

$\sum M_{stab/B}$: la somme des moments stabilisant par rapport au point B (aval)

$\sum M_{déstab/B}$: la somme des moments mobiles par rapport au point B

F_s : coefficient de sécurité admissible au renversement

Tableau IV.1 : Coefficients de sécurité admissibles

Cas de charge	Glissement	Renversement
Normal (NNR)	1.33	1.5
Exceptionnel (PHE)	1.1	1.25
Extrême (Séisme)	1.05	1.1

C- Stabilité au poinçonnement

Cette stabilité est le fait de vérifier que les contraintes transmises par la bases du barrage sont inférieures à $\sigma_{adm, sol}$. Chose que malheureusement on ne peut pas vérifier pour absence de données mais qui nous a poussé à proposer un profil symétrique pour agrandir la surface de contact barrage-fondation sachant que la qualité de la fondation n'est pas excellente.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des forces agissant sur la digue pour un fruit de talus 0.7

Dénomination des forces	Désignation	Unité	NNR	PHE
Poids propre	Pp	KN	26 707.1	26 707.1
Poussée hydrostatique amont	Eam-h	KN	13 645	14 805
Poussée des sédiments	Fséd	KN	2 025	2 025

Poids de la colonne d'eau amont	Eam-v	KN	2 849	3 095.16
Sous- pression drainage efficace	Sp	KN	4 533.92	5 356.92
sous-pression drainage peu efficace	Sp	KN	6 644.96	8 029.04
Poids des terres	Pt	KN	410	410
Poussée hydrostatique aval	Eav-h	KN	-	273.2
Poids de la colonne d'eau aval	Eav-v	KN	-	96.2

Les résultats de calcul de stabilité sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.3 : Stabilité au glissement

	Combinaison des charges	$\sum F_v$ (KN)	$\sum F_h$ (KN)	F_s
Drainage efficace	NNR	25 432.18	16 494	1.54
	PHE	24 951.54	16 556.8	1.51
Drainage peu efficace	NNR	23 321.14	16 494	1.41
	PHE	22 279.42	16 556.8	1.35

Tableau IV.4 : Stabilité au renversement

	Combinaison des charges	$\sum M_{stab}$ (KN.m)	$\sum M_{destab}$ (KN.m)	F_s
Drainage efficace	NNR	1 355 689.97	816 804.68	1.66
	PHE	1 343 155.79	747 394.93	1.78
Drainage peu efficace	NNR	1 355 689.97	961 465.05	1.49
	PHE	1 343 155.79	991 566.53	1.43

La stabilité au glissement ainsi qu'au renversement est vérifiée pour les deux types de combinaison des charges.

IV.3. Stabilité en cas extrêmes (sous séisme)

Analyse pseudo-statique

Dans le cas d'un séisme les forces qui entrent en jeu sont les forces dans les conditions normales auxquelles s'ajoutent les forces d'inertie du barrage et de la retenue (figure IV.2)

- La force d'inertie du barrage F_e appliquée dans la direction la plus défavorable, soit vers l'aval

$F_e = \alpha P$ tel que

α : coefficient d'accélération horizontale $\alpha = 0.2$

P : poids de barrage AN : $F_e = 5\,341.42 \text{ KN}$

- La force d'inertie de l'eau E_e se traduit par une surpression hydro-sismique sur le parement amont du barrage, dont Westergaard (1933) a formulé une relation parabolique décrivant ce phénomène en fonction de la profondeur :

$$E_e = K_e * C_e * \alpha * \rho_E * \frac{2}{3} * H_{am}^2 \dots\dots(III.3)$$

K_e : coefficient dépendant de l'inclinaison du parement est égale à 0.3

C_e : coefficient de Westergaard $C_e = \frac{0.817}{1 - 7.75 \left(\frac{H}{1000T} \right)^2} = 0.83$

H : hauteur de barrage en (m),

T : période de vibration généralement admise entre 0.5 et 1 S

$E_e = 445.87 \text{ KN}$

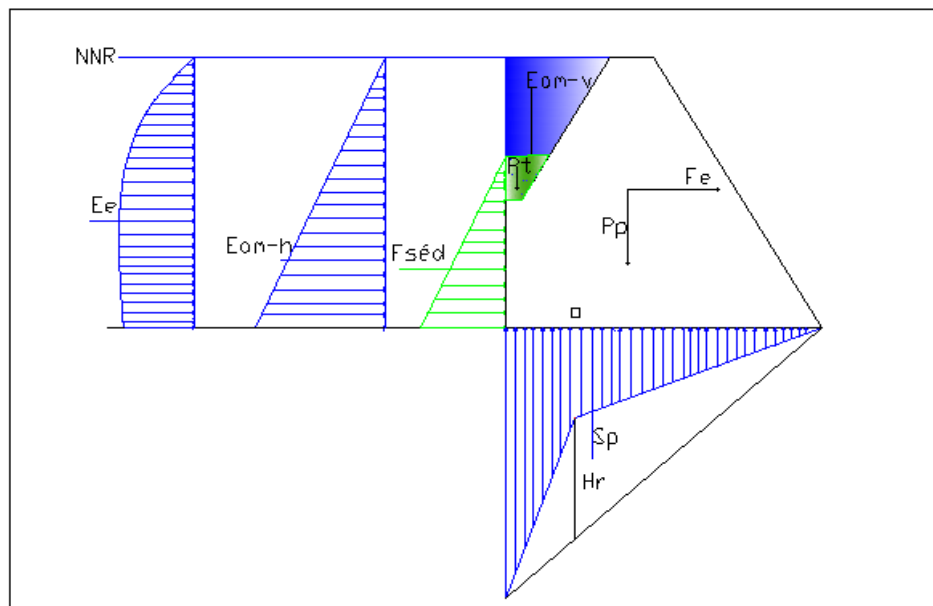


Figure IV.2 : Schéma type pour la combinaison de charges cas extrême.

Tableau IV.5 : Stabilité au glissement cas extrême

Cas de calcul	$\sum F_v$ (KN)	$\sum F_h$ (KN)	F_s
Drainage efficace	25 432.18	21 835.42	1.16
Drainage peu efficace	23 321.14	21 835.42	1.07

Tableau IV.6 : Stabilité au renversement cas extrême

Cas de calcul	$\sum M_{stab}$ (KN.m)	$\sum M_{déstab}$ (KN.m)	F_s
Drainage efficace	1 355 689.97	1 139 242.83	1.19
Drainage peu efficace	1 343 155.79	1 221 050.01	1.10

A partir de ces calculs, la stabilité au glissement et au renversement sont vérifiées pour les trois cas de combinaison de charges. Vu que les valeurs du coefficient de sécurité F_s sont proche de la valeur minimale admissible (cas extrême) il n'y-a pas lieu de calculer pour une autre valeur du fuit de talus.

IV.4. Sécurité à la rupture (résistance du béton)

Le barrage BCR est un ouvrage non armé et doit compter sa résistance à la compression, à la traction et surtout au cisaillement pour s'opposer aux forces appliquées et aux effets importants de la température. Le barrage BCR doit être projeté de telle façon qu'aucune traction ne se manifeste pour le cas de charge normale tandis que des faibles tractions ($\sigma_{\text{traction}} < 1-2 \text{ N/mm}^2$) sont tolérées au pied amont du barrage dans le cas de séisme, ces tractions sont inférieures à la résistance à la traction du béton non fissuré.

Le calcul des contraintes peut se faire par un procédé adapté à la résistance des matériaux, ou par la méthode de PIGEAUD.

IV.4.1. Méthode de la résistance des matériaux [4]

On considère une section horizontale du barrage. Cette section est soumise à un effort normal de compression **N** et un moment fléchissant **M** par rapport au milieu de la section. On peut calculer la contrainte :

$$\sigma_z = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

S : la section de la base du barrage

I : le moment d'inertie

En étudiant une tranche de 1 m, cette formule classique de la résistance des matériaux donnent les contraintes verticales pour un profil triangulaire :

$$\sigma_z (\text{amont}) = z \left[\frac{\gamma_b \cdot m}{m+n} - \gamma_e \frac{(1-2m \cdot n - n^2)}{(m+n)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

$$\sigma_z (\text{aval}) = z \left[\frac{\gamma_b \cdot n}{m+n} - \gamma_e \frac{(1-2m \cdot n)}{(m+n)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

γ_b : Le poids volumique du béton

γ_e : Le poids volumique de l'eau

m : fruit du talus aval

n : fruit du talus amont

Les contraintes sont proportionnelles à la profondeur

En assimilant notre profile à un triangle avec une profondeur de 37 m

$$\sigma_z (\text{amont}) = 495.80 \text{ KPa}$$

$$\sigma_z (\text{aval}) = 512.82 \text{ KPa}$$

IV.4.2. Vérification de la condition de Maurice Levy

Dans le but d'éliminer le développement des sous pression dans le barrage, il faut que la contrainte au point A, σ_A soit supérieure ou égale à la contrainte hydrostatique ($\gamma_e \cdot z$) de façon à refermer toute fissure horizontale qui se produirait au pied du parement amont du barrage. La satisfaction de cette condition conduit à des fruits de talus important, chose qui n'est pas du tout économique. De ce fait on se contente d'un taux de réduction (r) qui représente le choix économique

$$\sigma_A \geq r \gamma_e z$$

N.B.

Comme on n'a pas opté pour un profil économique, la condition de Maurice Levy est largement satisfaite dans notre cas.

IV.5. Le masque amont [5]

Le masque amont c'est des dalles en béton armé posées après l'achèvement du remblai dur
Epaisseur du masque

L'épaisseur est compris entre $d = (0.3 + 0.002H)$ et $(0.3 + 0.004H)$

$$d = 0.3 + 0.003H = 0.5m$$

On utilise généralement des bétons dont le D_{max} des granulats est de l'ordre 38 mm, les résistances atteintes à 28 jours sont de 20 à 24 MPa l'emploi d'un entraîneur d'air permet de renforcer leur imperméabilité, de pouzzolane ou de cendres volantes peuvent être préconisés afin de réduire le rapport eau-ciment

Il est de pratique courante de placer une armature dans les dalles, une armature de répartition est suffisante pour réduire la fissuration aux effets thermiques et de retrait, l'armature est répartie dans les deux directions espacées de 10 à 15cm

IV.6. La plinthe [5]

La liaison étanche entre le masque et la fondation est réalisée au moyen d'une plinthe qui est un socle continu en béton, la présence d'une plinthe permet d'augmenter le chemin de percolation quant à sa surface elle permet d'effectuer facilement les travaux d'injections, les caractéristiques géométriques sont données a la planche N° 4

IV.7. Couronnement

Il est courant de construire à l'amont du couronnement un parapet afin d'assurer une bonne liaison avec le masque, le parapet a la forme d'un mur de soutènement à semelle large par un remplissage de matériau.

IV.8. Galerie d'injection et de drainage

Une galerie, située à la cote 302 m N.G.A. à proximité du parement amont, permettra pendant les travaux de construction la réalisation et le contrôle des opérations d'injection et de drainage.

Cette galerie permettra également :

- de collecter les eaux de drainage provenant du corps du barrage, de la fondation et des versants ;
- de contrôler le comportement de l'ouvrage, par observation directe et au moyen des instruments d'auscultation décrits au paragraphe IV.10
- d'effectuer les opérations de maintenance et de réparation éventuellement nécessaires

La galerie est donc un puits horizontal qui s'étend le long du pied amont dans le corps du barrage et se prolonge latéralement par des galeries creusées dans le rocher des deux rives. Les eaux captées du système de drainage et collectées dans la galerie sont ramassées dans un petit puits au fond de la galerie et ensuite pompées en-dehors du corps du barrage par la galerie d'accès.

Dispositifs d'injection et de drainage

4- Voile d'étanchéité

Il est prévu de réaliser sous le pied amont du barrage un voile d'étanchéité multifilaire. Le voile descendra jusqu'à la cote 264.40 m N.G.A. dans la partie centrale du barrage (ce qui correspond à des injections d'environ 38 m à partir de la galerie).

Les forages d'injection seront inclinés de 10 à 20° vers l'amont respect à la verticale.

5- Injection de consolidation

Le traitement par injection de consolidation concerne le fond de la vallée sous le barrage

- La profondeur des forages est 5m
- L'espacement des forages : 1 forage pour 4m²
- Injection de coulis stable analogue au rideau d'injection

Les injections sont réalisées après que les premières couches de remblai dur ont été montées d'une profondeur de 2 à 3m.

6- Drainage

Un réseau de forages drainant de 20 m de profondeur sera réalisé à partir de la galerie de pied mont et des galeries en rocher. La partie du voile au-dessus de la galerie d'injection seront réalisées à partir du niveau de fondation de barrage, avant la mise en place du béton.

Touts ces forages seront légèrement inclinés vers l'aval.

Les eaux captées par ce système seront collectées dans la galerie ; cette dernière a une faible pente qui permettra aux eaux drainées d'atteindre un petit réservoir pour être pompé par la suite vers l'extérieur via les galeries d'accès.

Une deuxième file de forages drainant sera réalisé au pied aval du coursier de l'évacuateur de crue, au début du bassin d'amortissement ; les eaux captées par celui-ci seront ensuite véhiculées dans un tuyau horizontal

IV.9. Galeries d'accès

L'accès à la chambre des vannes et à la galerie d'injection sera possible par deux voies :

- A partir de la crête du barrage par la tour de pris par l'intermédiaire d'un escalier mural ;
- A partir de parement aval du barrage, à niveau 313,00 m N.G.A. Elle comprend aussi les conduites d'adduction et un pont roulant pour le soulèvement de machinerie.

IV.10. Dispositifs d'auscultation

Pour contrôler le comportement de la digue et suivre l'évolution des grandeurs qui conditionnent la sécurité de l'ouvrage on a prévu d'installer un système d'appareils de mesures

Ainsi on a prévu l'installation des appareils suivants ;

- Dispositifs pour mesurer des débits ;
- Piézomètres hydrauliques à corde vibrante ;
- Pendules directs et envers pour les mesures des déplacements ;
- Esthésiomètres pour les joints ;
- Collimateur optique et cocardes de collimations pour les mesures du mouvement du couronnement ;
- Thermomètres pour les mesures de la chaleur entre le barrage.

IV.11. Composition du béton [3]

La composition théorique optimale du matériau remblai dur pour 1m³

-
- Poids de l'eau 135 Kg
 - Poids du ciment 74 Kg
 - Poids des alluvions grossières 1960 Kg (diamètre < 10mm)
 - Poids des alluvions fines 147 Kg (diamètre < 4.75mm)
 - Poids de la pate 357 Kg (pate : eau+ ciment +limon +additif éventuel)

Cette approximation reste théorique pour le fait que le dosage ne sera pas le même pour tout les compartiments du barrage il sera fixé selon la sollicitation du compartiment, il est compris entre 50 et 110 kg/m³

Conclusion

Pour un drainage efficace ou le rabattement est de 2/3 de H_{amont} ou même peut efficace, le barrage est stable dans toutes les situations (cas de charge normale, exceptionnel et extrême) avec un fruit de talus 0.7.

L'appui sur le barrage de saint-aimé rend plus facile la construction de la plinthe et permet une économie sur les quantités de béton.

CHAPITRE V

Introduction

Une fois l'étude terminée, l'ingénieur poursuit son travail avec l'organisation de chantier, une partie dans laquelle il spécifie les phases et les opérations ainsi qu'à la planification de leurs successions (logique ou préférentielle) de façon à les réaliser dans les plus brefs délais ainsi qu'à la détermination des engins nécessaires pour la bonne réalisation des travaux. Cette partie se termine par le calcul du devis estimatif.

V.1. Les différentes phases principales du chantier

On peut distinguer les étapes suivantes :

- a) Réalisation des routes d'accès ;
- b) Installation des installations de chantier ;
- c) Réalisation des travaux de période estivale (travaux hors crues) ;
- d) Construction des ouvrages ;
- e) Travaux de finitions ;
- f) Récupération des installations récupérables et transmission de l'ouvrage au maître de l'ouvrage.

V.2. Planification des travaux

La réalisation de cette tâche exige :

- 1- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, le prix des matériaux, et la grille des salaires ;
- 2- La décomposition du projet : on décompose le projet en opérations (soit en éléments de construction ou suivant la ressource à utiliser) ;
- 3- Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{n * R}$$

T : Temps de travail

Q : Quantité de travail

n : normes de travail

R : Ressource.

4- Conception du réseau, détermination de la durée totale du projet ainsi que le chemin critique.

Il existe plusieurs méthodes de planification dont on cite :

- Méthode basée sur le réseau à nœuds (méthode C.P.M.) ;
- Méthode basée sur le tableau dite méthode du tableau ;
- Méthode basée sur le réseau à flèche (méthode perte) ;
- Méthode basée sur le graphique ou méthode des barres dite méthode de GANT

Concernant notre projet, les opérations de sa réalisation sont nommées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les opérations avec leurs symboles et temps de réalisation

Opération	Désignation	Temps de réalisation (mois)
Installations et accès	A	7
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	3
Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	2
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	2
Excavations Galerie souterraines	E	4
Bétonnage Galerie souterraines	F	3
Pré-batardeau	G	1
Canal de dérivation	H	4
Batardeau amont	I	3
Batardeau aval	J	2
Construction de la digue en BCR	K	4

Construction du Bassin de dissipation et risberme	L	4
Construction du déversoir et le coursier	M	3
Prise d'eau	N	2
Vidange de fond	O	1
Injections et drainage	P	1
L'équipement hydromécanique	Q	1
Travaux divers et de finition	R	1

a- Planification avec le réseau à nœud

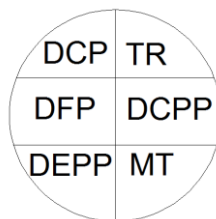


Figure V.1 : Grille des paramètres du réseau à nœuds.

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Comme outils de vérification on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \quad \dots\dots(V.1) \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{array} \right.$$

- Le chemin critique (C.C.) : il relie les opérations critiques (opérations avec une marge totale nulle) et donne la durée totale du projet (DTP), il se vérifie comme suit :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \dots\dots(V.2)$$

Le schéma de la représentation du réseau à nœuds est illustré dans la planche N° 6

$$DTP = \sum TR_{op.c.} = 7+3+1+4+3+4+4+1+1 = 28 \text{ mois}$$

b- Planification avec la méthode du tableau

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Résultats de la planification par la méthode du tableau.

Opérations		TR(mois)	D.P		D.F.P		MT
			D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	A	7	0	7	0	7	0
2-3	B	3	7	10	7	10	0
2-4	C	2	7	9	8	10	1
4-3		0	9	9	10	10	1
2-5	D	2	7	9	9	11	2
3-6	G	1	10	11	10	11	0
5-7	E	4	9	13	11	15	2
6-8	H	4	11	15	11	15	0
7-9	F	3	13	16	15	18	2
8-9	I	3	15	18	15	18	0
8-10	J	2	15	17	16	18	1
10-9		0	17	17	18	18	1

9-11	K	4	18	22	18	22	0
11-12	L	4	22	26	22	26	0
11-13	M	3	22	25	23	26	1
11-14	N	2	22	24	23	25	1
13-12		0	25	25	26	26	1
12-16	O	1	26	27	26	27	0
14-15	P	1	24	25	25	26	1
15-16	Q	1	25	26	26	27	1
16-17	R	1	27	28	27	28	0

A partir du tableau, la DTP est de 32 mois.

c- Planification avec la méthode de GANT

C'est la méthode avec la plus simple représentation. Sa représentation figure dans la planche N°6

V.3. Matériel et personnel requis

Matériel	Personnel
Bulldozer	Conducteurs des travaux
Camion à benne	Chauffeurs pour les engins et les camions
Chargeur (à pneus et à chenilles)	Ouvriers
Pelle hydraulique	Coffreurs
Pompe immergée	Ferrailleurs
Camion-citerne	Soudeurs
Compacteur	Topographes
Camion malaxeur	

En plus d'un autre effectif pour veiller à la bonne réalisation des tâches

V.4. Devis estimatif du projet

Tableau V.3. Devis estimatif pour les travaux de construction

Désignation des travaux	Montants (DA)
Routes d'accès	691 443 535.50
Installation de chantier	428 000 000.00
Excavation	732 516 213.00
Digue	510 651 000.00
Galerie d'injection	97 281 155.00
Voile d'injection et drainage en galerie	248 457 040.00
Injections de consolidation	69 840 000.00
Pont sur le barrage	154 839 600.50
Bassin d'amortissement et risberme	201 278 176.00
Dérivation provisoire	126 868 612.40
Batardeaux amont et aval	11 550 608.00
Prise d'eau	125 447 947.00

Matériels d'auscultation	17 388 000.00
Equipements hydraulique et électromécanique	34 670 000.00
Equipements électriques	109 200 000.00
TOTAL 1	3 660 521 887.40
Imprévus divers (5%)	183 026 094.40
Ingénierie (10%)	366 052 188.74
TOTAL FINAL	4 247 898 949.54

Conclusion

Suite à cette on peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de 28 mois pour un coût total estimatif de 4.25 milliards de dinar.

CHAPITRE VI

Introduction

En partant du principe que la santé humaine n'a pas de prix et sachant que « time is money » qui implique que tout retard dans la réalisation des travaux a des conséquences financière que l'entreprise doit supporter. L'objectif de ce présent chapitre est de diminuer la fréquence ainsi que la gravité des accidents de travail grâce à un certain nombre de consignes et d'instructions.

VI.1. Instructions structurelles sur la sécurité

d- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Les personnes qui travaillent ou pénètrent sur le site du chantier doivent être informés en matière de sécurité pour qu'ils respectent les règles de sécurité.

e- Instructions à donner aux Chefs d'équipes

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents. Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité et il veille pour qu'elle soit respectée.

f- Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne sont utilisables que s'ils sont en bonne état, chose que le contrôle journalier approuve et le rapport enregistre. De plus que le bon état exigé, une bonne mise en service est impérative.

VI.2. Principales fonctions du service de sécurité

e- Etudes

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

f- Exécution

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

g- Contrôle

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

h- Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet ;

-
- Equipes de secours ;
 - Formation spéciale concernant certaines professions.

VI.3. Causes des accidents du travail

Les deux facteurs principaux qui reviennent souvent lors de la détermination des causes des accidents de travail sont :

a- Facteur humain

Sa contribution se traduit par les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue excessive ;
- Manque de concentration ;
- L'agitation ;
- La nervosité ;
- Inaptitude mentale ou physique.

b- Facteur matériel

Les accidents de travail d'origine matérielle se produisent généralement pendant l'exécution des travaux. Ils proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien) ;
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques, propreté, bruit) ;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VI.4. Méthodes et moyens de prévention

- Assurer une protection individuelle ;
- Assurer un entretien continu ;
- Prudence demandée ;
- Eviter toute cadence supérieure à la normale ;
- Assurer aux installations des protections ;
- Utiliser des protections (gardes corps) ;
- Assurer un stockage rationnel.

VI.5. Aération des installations

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimale de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a : $Q = A_m \cdot N$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : Débit minimal ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VI.6. Dimensionnement des canalisations d'aération

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrages à aérer et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

c- La méthode dynamique

Cette méthode est basée sur le calcul de la section du tronçon en question à partir de la fixation d'une vitesse admissible selon les conditions locales (lieu, la pièce qui forme le tronçon et la sensibilité au bruit) et la connaissance du débit qui transite à travers ce tronçon.

Alors connaissant le débit et la vitesse, la détermination du diamètre de la canalisation n'est plus question que d'un calcul mathématique :

$Q = V \cdot S$ et sachant que $S = \pi \cdot D^2 / 4$ on aura :

$$D = (4 \cdot Q / (V \cdot \pi))^{0.5}$$

Les vitesses de l'air admissibles dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VI-1)

Tableau VI.1 : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales.

N°	Désignation	Ouvrage hydraulique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

d- Méthode d'équifriction (d'égale perte de charge)

Cette méthode a pour principe le dimensionnement de la canalisation de façon à provoquer la même perte de charge linéaire par une unité de longueur dans tous les tronçons.

Le dimensionnement se fait en s'appuyant sur l'abaque proposé en cours qui nous permet de tirer le diamètre une fois la perte de charge fixée à partir du premier tronçon.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Conclusion générale

Pour le compte du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter l'étude d'avant-projet détaillée de la digue du barrage Abd. Cette étude nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

Le site retenu pour le barrage possède une géologie un peu difficile (fondation hétérogène, faible résistance mécanique et une perméabilité plus au moins moyenne)

Le choix du type du barrage s'est porté sur le BCR type remblai dur suite à une analyse comparative entre plusieurs types (barrage en BCR type remblai dur, barrage en enrochement à noyau central en argile et barrage en enrochement à masque amont en béton armé) pour des raisons sécuritaires.

Le choix du type d'ouvrage résulte d'une analyse comparative ayant examiné plusieurs types du barrage (barrage en BCR type remblai dur, barrage en enrochement a noyau central en argile et barrage en enrochement a masque amont), le choix s'est porté sur la variante présentant le meilleur compromis technico-économique : barrage en BCR type remblai dur avec les caractéristiques suivantes :

- La hauteur du barrage est 37 m à partir de la fondation avec un fruit de talus 0.7H/1V.
- La côte de la retenue normale est fixée à 332 m NGA, pour une capacité totale de 3.55 Mm³ dont 0.105 Mm³ sont destinés pour volume mort.
- La côte des plus hautes eaux correspond à la crue de projet millénaire (1 783.77 m³/s) elle est au niveau 336 m NGA.
- La côte de crête est fixée à 1m au-dessus de la côte des plus hautes eaux avec une largeur de 7m.
- L'évacuateur de crue est construit sur le parement aval du barrage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

-
- [1] **ANTONE j. Schleiss** et **HENRIE Pougatsch** : Les barrages. Du projet a la mise en service. L'école polytechnique fédérale de Lausanne. Presse polytechniques et universitaires Romandes. Mai 2011, pp 683
- [2] **CIGB** (1992). Choix de la crue de projet, pp 168-178
- [3] **Le Delliou, R** (1977). Les barrages : conception et maintenance, pp 117-221
- [4] **DUNGLAS, M.** polycopé de cours d'ouvrages d'art les barrages 1^{er} et 2^{eme} partie. ENSH, pp 191
- [5] **Rolley, R** (1977) Technique des barrages en aménagement rural, pp 125-239
- [6] **SARI, A** (2002). Hydrologie de surface. Initiation A, pp 19-77
- [7] **Touaibia, B (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida, pp 29-89
- [8] **Touaibia, B. Benlaoukli, B** (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, pp 1-53

ANNEXES

ANNEXE 1

Tableau 1. Les caractéristiques des sondages réalisés

Source ANBT

Code sondage	Profondeur (m)	typologie	localisation	SPT (n)	Essai Lefranc (n)	Essai lugeon (n)	Profondeur des piézomètres (filtres)
SAG 01	30	carottage	à l'aval du barrage rive droite	-	-	9	P (0m/30m)
SAG 02	30	carottage	à l'aval du barrage rive gauche	-	-	9	P (n.i.)
SAG 03	30	carottage	à l'aval du barrage rive droite	5	2	8	P (0m/30m)
SAG 04	30	carottage	à l'aval du barrage rive gauche	-	-	9	-
SAG 05	70	carottage	Axe du barrage	-	1	22	P (n.i.)
SAG 06	40	carottage	Cuvette rive gauche	1	-	12	P (0m/40m)
SAG 07	40	carottage	Cuvette rive droite	-	-	12	P(0m/40m)
SAG 08	30	carottage	Cuvette rive gauche	-	-	9	-
SAG 09	50	carottage	Cuvette rive droite	-	-	16	P (0m/50m)
SAG 10	40	carottage	Cuvette rive gauche	3	2	11	P (0m/40m)
SAG 11	40	carottage	Cuvette rive gauche	3	1	12	P (0m/20m)
SAG 12	40	carottage	Axe du barrage rive droite	4	2	10	P (0m/40m)
SAG 13	30	destructif	Axe du barrage rive gauche	-	-	-	-
SAG 14	40	destructif	Axe du barrage rive droite	-	-	-	-

(n.i.) = profondeurs des filtres non indiquée dans les logs stratigraphiques

Tableau 2. Systèmes de fracturation et des failles, dans ses valeurs moyennes et représentatives, identifiés pendant le levé géologique

Source ANBT

Lithologie	Discontinuité	Pendage	Inclinaison	Direction	Localisation et description
Calcaires dolomitiques	F1	130°	75°	220° NE--SW	Faïlle localisée en proximité du contact entre les calcaires dolomitiques et les poudingues, à l'amont du barrage, en rive gauche
	F2	220°	80°	310° NW-SE	Faïlle localisée en proximité du contact entre les calcaires dolomitiques et les marnes calcaires, à l'amont du barrage, en rive droite
	K1	220°	60°	310° NW-SE	Affleurement de calcaires dolomitiques, à l'aval du barrage, en rive droite ; les amas rocheux se présente très fracturés avec portions sous forme de brèche de friction, faiblement altérée avec des patines d'oxydation, espacement entre les fractures principales de 20-60cm, fermées et sans matériel de remplissage
	K2	105°	85°	195° NNE-SSW	
	ST1	330°	20°	240° NE-SW	
	ST2	160°	10°	70° NNE-SSW	
Marnes calcaires grises et Marnes grises avec bancs calcaires	K1	175°	80°	265° E-W	Affleurements des marnes grises lithoïdes et des marnes grise avec bancs calcaires (épaisseur 2- 3m), à l'amont du barrage les amas rocheux se présentent fracturés faiblement altérés avec des patines d'oxydation, espacement entre les fractures principales de 20-60cm, fermées et sans matériel de remplissage /couches calcaires) ou parfois ouvertes (2-3mm) avec matériel limoneux à l'intérieur (marnes grises lithoïdes)
	K2	285°	85°	195° NNE-SSW	
	K3	80°	65°	170° N-S	
	ST	330°	20°	240° NE-SW	

Tableau 3. Paramètres géotechniques par les différentes unités géotechniques

Source ANBT

Unité	Description	γ_{app} (KN/m ³)	C_0 MPa)	C' (MPa)	Φ (°)	E_d (GPa)	K (m/s)
1	1a- Gravier limoneux sableux	18-19	---	---	36-41	0.040-.070	10^{-4} - 10^{-5}
	1b- Argiles limoneuses à galets	19-21	0,15-0,30	0,003-,015	28-32	0,015-0,035	10^{-5} - 10^{-6}
2	2a - Poudingues	25-27	65-99	1,7-8,6	35-44	3,9-37,4	10^{-6} - 10^{-8}
	2b – Calcaires dolomitiques	25-27	50-140	2,1-10,2	30-37	4,3-33,5	10^{-6} - 10^{-7}
3	Marnes calcaires grises	24-27	6,3-6,7	---	---	0,3-0,6	10^{-7} - 10^{-8}

γ_{app} = poids volumique naturel, C_0 = résistance à la compression uni-axiale, c' : cohésion effective,

ϕ' = angle de frottement effectif, E_t = module de déformation, k : perméabilité.

Tableau 4. Récapitulatif des caractérisations et essais mécaniques mécaniques de la roche intacte
Source : ANBT

ant.	Profondeur	γ_{app} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	CaCO ₃ (%)	
-01	10,13/10,40	26,80	26,68	27,24	69,90	3,24	20,61	45	C
01	16,67/16,93	27,00	26,89	27,33	65,77	5,53	17,6	29	
02	22,75/23,80	26,89	26,80	27,19	64,84	3,63	18,8	35	C
-03	7,58/8,19	25,76	25,70	26,09	63,69	5,03	19,9	25	
04	46,80/47,06	26,55	26,32	26,66	74,13	5,53	16,7	18	
05	50,67/50,92	26,54	26,18	27,09	61,12	5,89	17,9	14	
-02	5,67/5,90	27,40	27,18	27,49	77,78	3,74	18,1	42	Pou ca
04	35,77/36,00	27,01	26,89	27,23	98,75	3,34	15,6	26	C

ANNEXE 2

Tableau 1. Pluies mensuelles et moyennes annuelles (en mm)

Source A.N.R.H.

Années	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aou	annuelle
1972	18	27,3	15,2	9,5	46,7	39,6	55,3	68,4	3,3	59,7	0	0	343
1973	3,6	0	18,7	83,7	0	39,4	38	55,4	2	14,7	0	7	262,5
1974	13,2	50,5	11,3	0	15,4	36,3	56,5	58,7	37,4	17,4	3	5,4	305,1
1975	3,5	2,5	42,6	15,9	9,7	65,5	27,1	38,9	47,6	0	10,2	5,3	268,8
1976	17,1	90,3	8,5	21,6	9,9	3,1	7,4	15,6	35,5	19,2	2	0	230,2
1977	0	13	66,8	2	33,3	8,5	17,4	31	26,8	0	0	0	198,8
1978	0	47,6	14,4	3	26,1	63,3	19,9	36,7	22	30,8	0	3,5	267,3
1979	20,4	36,2	31,2	18	14,5	21,2	77,1	34,4	16,6	0,5	0	0	270,1
1980	16,9	17,9	22,4	79,4	114,5	56,3	36	34,9	7,5	2	0	9,6	397,4
1981	2,5	11,5	0	9	24,8	37,5	24,5	53,1	24,9	0	0	0	187,8
1982	5,5	58,5	61,5	17,4	0	19,1	13,2	0,5	9,9	1	1	0	187,6
1983	0	0,5	9,1	10,9	32,2	22,1	11,9	16,3	24,6	11	1	15,8	155,4
1984	11,6	10	25,5	22,1	17,9	2,5	16,7	6,5	7	0	0	0	119,8
1985	20,5	12,5	22,1	6,4	33,9	46,5	72,8	9	6,9	4,5	0	1,2	236,3
1986	28	60,7	9,7	19,3	42	75,4	11,5	5,9	5,8	0,5	66,8	0	325,6
1987	12,7	49,4	22,1	21,4	28,6	13,4	16,6	22,9	6,1	11,5	0	1	205,7
1988	2,5	36,6	30,5	18,7	20,7	6,3	73,6	35,7	2,2	21,5	8,7	44	301
1989	9,2	5	5,4	8,7	49	0	3,5	51,8	72,2	3,5	18,1	5,8	232,2
1990	16,2	2,9	31,7	41	4	16,8	128,4	5,7	30,1	1,6	0,5	0	278,9
1991	11,8	30,1	7,4	10,1	19,1	9,4	68,3	21,4	45,8	8,3	6,4	4,2	242,3
1992	17,7	26,8	15,8	13	2,5	51,9	6,3	19,1	3	0	0	0	156,1
1993	32,5	32	24,7	7,5	19,9	48,3	5,2	15,8	2	0	1,5	10,7	200,1
1994	92,5	37,5	19,3	11,7	29,6	15,7	68,6	28,3	0	6,1	0	0	309,3
1995	15,3	30,9	6,4	35,6	35,5	80,1	44	48,2	29,9	8,2	66,9	0	401
1996	8,7	9,7	7,1	14,2	29,5	0	0	50	15	0	0	63,3	197,5
1997	58,8	32	56,2	18,2	10,6	24	10,9	27,1	51,5	0,6	0	2,6	292,5
1998	0,5	2,8	4,6	11,7	34,9	70,6	33,3	0	0	0	0	5,4	163,8
1999	48,2	34,5	8,9	72,8	0	0	5,8	8,8	4,7	17,3	0	0	201
2000	18,8	49,8	42,1	6,5	41,5	24,6	0	27,2	12,6	0	0	0	223,1
2001	38,3	17,6	42,3	19,3	4,1	3,6	26,2	19,8	54,9	1,7	0,5	10,8	239,1
2002	0	9,7	31,8	6,4	64,8	32,2	6,6	22,1	9,5	24,6	1,8	1,5	211
2003	4,3	41,5	16	32,2	18,1	24	7,3	15,1	72,8	21,1	0	9,1	261,5
2004	31,2	16,6	19,3	29,1	13,7	21,8	21,5	4,5	0	3,4	4,1	0	165,2
2005	26,1	25,6	42,9	11,9	46,8	13,7	8,7	43,1	43,1	1,5	1,7	0	265,1
2006	2,1	8,8	9,3	43,5	4,7	22,2	41	46,1	7,5	8,8	6	6,5	206,5

Moyenne	17,4	26,8	22,9	21,5	25,7	29,0	30,3	27,9	21,2	8,6	5,7	6,1	243,1
---------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-----	-----	-----	-------

Tableau 2 : les pluies maximales journalières (en mm)

Source A.N.R.H.

Années	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	annuelle
1972	9,5	14,5	5,3	3,1	18,5	12,7	10,9	21	2,1	18,5	0	0	18,5
1973	2,1	0	6,8	26,3	0	11,5	13,3	18,3	1	9,1	0	7	26,3
1974	9,2	16,6	9,8	0	10,9	24,1	15,3	32	15,8	9,7	3	4,5	32
1975	2	1,5	14,7	5,2	6,7	14	17,6	18,7	12,3	0	10,2	4,3	18,7
1976	12,5	21,3	4,5	12,8	4	1,5	7,4	8	14,6	12,7	2	0	21,3
1977	0	5	30,1	1	6,9	8	6	13	12,5	0	0	0	30,1
1978	0	18,6	6,4	1	7,9	22,1	12,9	12,1	11	19,1	0	3,5	22,1
1979	7,9	7,5	18,6	10,5	3	16,2	35,6	13,4	7,1	0,5	0	0	35,6
1980	9,1	9,9	12,3	32,8	58,1	10,9	12,3	11,1	7,5	1,5	0	4,6	58,1
1981	2,5	11,5	0	6	7,3	7,9	9,5	24,7	9	0	0	0	24,7
1982	2,5	29,7	21	7,4	0	7,2	7,5	0,5	9,4	0,5	1	0	29,7
1983	2,5	29,7	21	7,4	0	7,2	7,5	0,5	9,4	0,5	1	0	29,7
1984	7,4	8,5	9,5	11,8	9	2	6,9	5	3	0	0	0	11,8
1985	15,5	8	6,5	3,4	22,1	23,3	43,5	3,5	6,4	2,5	0	1,2	43,5
1986	20,8	19,6	6,5	5,6	14,1	35,4	3,5	5,3	3,2	0,5	56,2	0	56,2
1987	7,6	46	9,4	9,9	10,8	5,1	11,5	9,2	4,1	5,6	0	1	46
1988	2,5	33,7	8,6	5,9	9,6	3,7	41,7	6,9	1,7	8,7	8,7	32,7	41,7
1989	4,2	5	4,8	7,5	16,4	0	3	37,2	31,1	2,9	12,1	5,8	37,2
1990	3,6	1,6	14,7	10,1	1,5	4,1	28,5	3,1	23,6	1,6	0,5	0	28,5
1991	6,7	7,9	2,6	4,2	6,4	7,7	21,7	14	17,3	5,6	6,4	4,2	21,7
1992	17,2	11,5	7,2	6,2	2,5	25,1	3,5	7,8	2	0	0	0	25,1
1993	27,4	18,2	7,5	3,5	12,3	17,7	3,7	6,1	1,5	0	1,5	10,7	27,4
1994	37,3	22	8,1	10,2	15,6	15,7	26,1	12,1	0	6,1	0	0	37,3
1995	6,6	23,2	2,7	21,3	18	24,9	10,3	12,1	19,3	6,7	39,2	0	39,2
1996	5,1	8,2	5,1	4,5	13,1	0	0	12,6	9,5	0	0	26,3	26,3
1997	16,5	21,3	25,8	6,3	7,4	14,1	7,2	15,3	21,4	0,6	0	2,6	25,8
1998	0,5	2,3	3,1	2,7	15,8	26,5	8,1	0	0	0	0	5,4	26,5
1999	27,4	14,3	5,1	31,9	0	0	3,1	5,4	1,5	17,3	0	0	31,9
2000	9,4	40,1	16,2	4,2	25,5	10,2	0	13,6	7,7	0	0	0	40,1
2001	13,2	13,4	33,1	4,8	3,1	2,1	15,2	11,2	49,7	0,7	0,5	10,8	49,7
2002	0	5,1	14,1	2,8	11,3	5,1	6,1	11,1	6,5	21,8	1,5	1,5	21,8
2003	4,3	12,3	5,5	10,3	8,3	8,5	3,7	8,3	28,3	14,4	0	7,8	28,3
2004	11,3	13,7	13,4	9,2	5,3	6,8	8,1	3,3	0	2,9	4,1	0	13,7
2005	11,5	13,5	18,7	3,1	14,6	4,9	6,1	38,5	22,3	1	1,2	0	38,5
2006	2,1	8,8	3,2	12,7	3,7	10,1	17,5	12,5	5,1	5,5	4,5	4,5	17,5

Tableau 3. Série des débits moyens mensuels (en m³/s)

Source A.N.R.H.

Années	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1967-1968	1,9589	1,0038	0,9250	3,9658	1,2774	1,1993	3,0827	1,5171	1,2411	3,5271	0,8439	0,6500	1,7420
1968-1969	2,2488	2,9358	1,3856	2,7366	3,2451	1,3984	1,3963	1,5598	0,8146	0,7339	0,5532	0,5694	1,6315
1969-1970	2,2488	2,9358	1,3856	3,2824	3,2451	1,3984	1,3963	1,5598	0,8146	0,7339	0,5532	0,5694	1,6769
1970-1971	0,6500	0,6762	0,7138	0,8441	1,1207	1,0903	0,8820	0,6386	2,7964	0,6790	0,6591	0,6258	0,9480
1971-1972	1,0113	1,6577	2,2544	1,8666	3,9665	2,6739	5,0964	1,7890	1,8585	0,9853	0,7810	0,8013	1,9950
1972-1973	0,7293	2,4080	1,4376	1,1867	1,4686	2,3451	1,6194	1,8525	0,9523	1,0679	0,7286	0,6500	1,3705
1973-1974	0,7196	0,8109	0,9892	1,8889	1,3694	1,3191	1,4089	1,7770	0,9873	0,6771	0,6500	0,6500	1,1040
1974-1975	0,6783	0,7575	0,9368	1,3285	1,1478	1,4281	1,6357	1,2611	1,3382	0,7340	0,6862	0,7327	1,0554
1975-1976	0,8365	0,6624	1,2438	0,9036	0,8364	1,7557	1,0131	0,6728	0,7629	0,6539	0,5655	0,4602	0,8639
1976-1977	0,9631	0,8614	0,9518	0,9400	0,9059	1,1169	1,7118	2,0164	0,9777	0,6867	0,6500	0,6984	1,0400
1977-1978	0,6123	0,8057	2,3896	0,8341	1,4118	0,8919	0,7030	0,6078	0,4978	0,4159	0,2650	0,2364	0,8059
1978-1979	0,3254	0,9633	0,6677	0,7503	0,7660	2,0040	2,1392	1,0435	0,6522	0,3950	0,2771	0,2359	0,8516
1979-1980	1,8698	2,6770	2,9766	1,2013	1,2030	1,0395	3,4628	0,7431	0,8558	0,3448	0,1129	0,0997	1,3822
1980-1981	0,1993	0,4357	0,6250	0,9407	0,8351	1,5373	1,1972	2,2417	0,9742	1,0049	0,0189	0,1397	0,8458
1981-1982	0,1735	0,3111	0,6187	0,9627	0,7563	1,1862	0,8443	2,3567	1,1010	1,2487	0,0196	0,1202	0,8083
1982-1983	0,2081	0,8737	4,4991	1,3984	0,9222	0,8245	0,6398	0,4079	0,1790	0,0490	0,0323	0,0652	0,8416
1983-1984	0,0172	0,7183	1,5962	0,7752	0,9646	0,7217	0,6035	0,2200	0,1631	0,0120	0,0463	0,0214	0,4883
1984-1985	0,4461	1,0227	0,5001	0,7323	1,6753	4,5168	5,1961	0,6146	0,1446	0,0163	0,4321	0,4118	1,3091
1994-1995	10,0783	6,8135	1,4348	0,4367	0,6390	0,4049	2,8269	3,2749	0,1970	0,1875	0,0000	0,2134	2,2089
1995-1996	0,7269	2,9980	0,6407	2,4189	2,5086	5,3942	2,1775	1,0835	1,0443	0,9944	1,0274	0,3588	1,7811
1996-1997	6,2283	4,5435	4,2694	1,5785	0,5429	0,6341	0,2596	0,4344	1,9629	0,2944	0,1044	0,1076	1,7467
1997-1998	10,0783	6,5937	1,4348	0,4226	0,6184	0,4339	2,7357	3,2749	0,1907	0,1875	0,0000	0,2065	2,1814
1998-1999	0,0917	0,1102	0,1749	0,3183	0,7969	0,4603	4,7281	0,2398	0,1009	0,1191	0,0508	0,1170	0,6090
1999-2000	2,2189	3,7709	0,3240	1,4963	0,4911	0,1781	0,0964	0,0433	0,0063	0,0331	0,0091	0,0000	0,7223
2000-2001	0,4921	9,2215	4,2138	1,3552	2,5994	0,2849	0,7573	0,2852	1,0121	0,0428	0,0114	0,0060	1,6901
2004-2005	0,8900	3,3919	1,7921	0,4042	2,0482	2,4874	0,1729	2,7783	0,6477	0,1609	0,0868	0,0117	1,2393
2005-2006	0,6096	0,0722	0,8095	0,6326	0,4927	0,5605	0,9306	1,0530	0,1989	0,1174	0,1103	0,0386	0,4688
2006-2007	5,4533	6,7617	1,0284	2,8744	1,9696	1,6217	2,4237	1,0253	0,1846	0,1173	0,0568	0,0000	1,9597

Tableau 4. Série des apports moyens (en m³/s)

Source A.N.R.H.

Années	sep	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1967-1968	5,08	2,69	2,40	10,62	3,42	2,90	8,26	3,93	3,32	9,14	2,26	1,74	55,69
1968-1969	5,83	7,86	3,59	7,33	8,69	3,38	3,74	4,04	2,18	1,90	1,48	1,52	51,45
1969-1970	5,83	7,86	3,59	8,79	8,69	3,38	3,74	4,04	2,18	1,90	1,48	1,52	52,88
1970-1971	1,68	1,81	1,85	2,26	3,00	2,64	2,36	1,66	7,49	1,76	1,77	1,68	29,90
1971-1972	2,62	4,44	5,84	5,00	10,62	6,47	13,65	4,64	4,98	2,55	2,09	2,15	62,92
1972-1973	1,89	6,45	3,73	3,18	3,93	5,67	4,34	4,80	2,55	2,77	1,95	1,74	43,22
1973-1974	1,87	2,17	2,56	5,06	3,67	3,19	3,77	4,61	2,64	1,75	1,74	1,74	34,81
1974-1975	1,76	2,03	2,43	3,56	3,07	3,45	4,38	3,27	3,58	1,90	1,84	1,96	33,28
1975-1976	2,17	1,77	3,22	2,42	2,24	4,25	2,71	1,74	2,04	1,69	1,51	1,23	27,24
1976-1977	2,50	2,31	2,47	2,52	2,43	2,70	4,58	5,23	2,62	1,78	1,74	1,87	32,80
1977-1978	1,59	2,16	6,19	2,23	3,78	2,16	1,88	1,58	1,33	1,08	0,71	0,63	25,42
1978-1979	0,84	2,58	1,73	2,01	2,05	4,85	5,73	2,70	1,75	1,02	0,74	0,63	26,86
1979-1980	4,85	7,17	7,72	3,22	3,22	2,51	9,27	1,93	2,29	0,89	0,30	0,27	43,59
1980-1981	0,52	1,17	1,62	2,52	2,24	3,72	3,21	5,81	2,61	2,60	0,05	0,37	26,67
1981-1982	0,45	0,83	1,60	2,58	2,03	2,87	2,26	6,11	2,95	3,24	0,05	0,32	25,49
1982-1983	0,54	2,34	11,66	3,75	2,47	1,99	1,71	1,06	0,48	0,13	0,09	0,17	26,54
1983-1984	0,04	1,92	4,14	2,08	2,58	1,75	1,62	0,57	0,44	0,03	0,12	0,06	15,40
1984-1985	1,16	2,74	1,30	1,96	4,49	10,93	13,92	1,59	0,39	0,04	1,16	1,10	41,28
1994-1995	26,12	18,25	3,72	1,17	1,71	0,98	7,57	8,49	0,53	0,49	0,00	0,57	69,66
1995-1996	1,88	8,03	1,66	6,48	6,72	13,05	5,83	2,81	2,80	2,58	2,75	0,96	56,17
1996-1997	16,14	12,17	11,07	4,23	1,45	1,53	0,70	1,13	5,26	0,76	0,28	0,29	55,08
1997-1998	26,12	17,66	3,72	1,13	1,66	1,05	7,33	8,49	0,51	0,49	0,00	0,55	68,79
1998-1999	0,24	0,30	0,45	0,85	2,13	1,11	12,66	0,62	0,27	0,31	0,14	0,31	19,21
1999-2000	5,75	10,10	0,84	4,01	1,32	0,43	0,26	0,11	0,02	0,09	0,02	0,00	22,78
2000-2001	1,28	24,70	10,92	3,63	6,96	0,69	2,03	0,74	2,71	0,11	0,03	0,02	53,30
2004-2005	2,31	9,08	4,65	1,08	5,49	6,02	0,46	7,20	1,73	0,42	0,23	0,03	39,08
2005-2006	1,58	0,19	2,10	1,69	1,32	1,36	2,49	2,73	0,53	0,30	0,30	0,10	14,78
2006-2007	14,13	18,11	2,67	7,70	5,28	3,92	6,49	2,66	0,49	0,30	0,15	0,00	61,80
moyenne	4,88	6,39	3,91	3,68	3,81	3,53	4,89	3,37	2,17	1,50	0,89	0,84	39,86

Tableau 5. Pluie de courte durée (durée-intensité-fréquence)

période (ans)	5		10		20		50		100		1000		5000		10000	
fréquence (%)	20%		10%		5%		2%		1%		0,10%		0,02%		0,01%	
Pmax,j p% (mm)	39,146		46,355		53,297		62,359		69,239		92,831		110,33		118,17	
T (h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)	P max,t p% (mm)	I0 (mm/h)
2,000	19,043	9,521	22,549	11,275	25,926	12,963	30,334	15,167	33,681	16,841	45,158	22,579	53,670	26,835	57,484	28,742
4,000	23,282	5,821	27,570	6,892	31,699	7,925	37,088	9,272	41,180	10,295	55,211	13,803	65,619	16,405	70,282	17,570
6,000	26,187	4,365	31,010	5,168	35,654	5,942	41,716	6,953	46,318	7,720	62,101	10,350	73,807	12,301	79,051	13,175
8,000	28,466	3,558	33,708	4,213	38,756	4,844	45,345	5,668	50,348	6,294	67,504	8,438	80,228	10,029	85,929	10,741
10,000	30,369	3,037	35,961	3,596	41,347	4,135	48,377	4,838	53,714	5,371	72,016	7,202	85,592	8,559	91,674	9,167
12,000	32,018	2,668	37,914	3,159	43,592	3,633	51,004	4,250	56,631	4,719	75,927	6,327	90,239	7,520	96,651	8,054
14,000	33,481	2,392	39,647	2,832	45,585	3,256	53,335	3,810	59,220	4,230	79,398	5,671	94,365	6,740	101,070	7,219
16,000	34,803	2,175	41,213	2,576	47,384	2,962	55,441	3,465	61,558	3,847	82,533	5,158	98,091	6,131	105,061	6,566
18,000	36,013	2,001	42,645	2,369	49,031	2,724	57,368	3,187	63,697	3,539	85,401	4,744	101,499	5,639	108,711	6,040
20,000	37,130	1,856	43,968	2,198	50,552	2,528	59,148	2,957	65,673	3,284	88,050	4,403	104,648	5,232	112,084	5,604
22,000	38,171	1,735	45,200	2,055	51,969	2,362	60,805	2,764	67,514	3,069	90,518	4,114	107,581	4,890	115,225	5,238
24,000	39,146	1,631	46,355	1,931	53,297	2,221	62,359	2,598	69,239	2,885	92,831	3,868	110,330	4,597	118,170	4,924

Tableau 6. Teste de WILCOXON

X	Y	X U Y	X U Y classé	rang
18,5	37,2	18,5	11,8	1
26,3	28,5	26,3	13,7	2
32	21,7	32	17	3
18,7	25,1	18,7	17,5	4
21,3	27,4	21,3	18,5	5
30,1	37,3	30,1	18,7	6
22,1	39,2	22,1	21,3	7
35,6	26,3	35,6	21,7	8
58,1	25,8	58,1	21,8	9
24,7	26,5	24,7	22,1	10
29,7	31,9	29,7	24,7	11
17	40,1	17	25,1	12
11,8	49,7	11,8	25,8	13
43,5	21,8	43,5	26,3	14
56,2	28,3	56,2	26,3	15
46	13,7	46	26,5	16
41,7	38,5	41,7	27,4	17
	17,5	37,2	28,3	18
		28,5	28,5	19
		21,7	29,7	20
		25,1	30,1	21
		27,4	31,9	22
		37,3	32	23
		39,2	35,6	24
		26,3	37,2	25
		25,8	37,3	26
		26,5	38,5	27
		31,9	39,2	28
		40,1	40,1	29
		49,7	41,7	30
		21,8	43,5	31
		28,3	46	32
		13,7	49,7	33
		38,5	56,2	34
		17,5	58,1	35

Tableau 7. Teste de MOOD

X	Y	X U Y	X U Y classé	Signe
18,5	37,2	18,5	11,8	+
26,3	28,5	26,3	13,7	+
32	21,7	32	17	-
18,7	25,1	18,7	17,5	+
21,3	27,4	21,3	18,5	+
30,1	37,3	30,1	18,7	-
22,1	39,2	22,1	21,3	+
35,6	26,3	35,6	21,7	-
58,1	25,8	58,1	21,8	-
24,7	26,5	24,7	22,1	+
29,7	31,9	29,7	24,7	-
17	40,1	17	25,1	+
11,8	49,7	11,8	25,8	+
43,5	21,8	43,5	26,3	-
56,2	28,3	56,2	26,3	-
46	13,7	46	26,5	-
41,7	38,5	41,7	27,4	-
	17,5	37,2	28,3	+
		28,5	28,5	-
		21,7	29,7	+
		25,1	30,1	+
		27,4	31,9	+
		37,3	32	-
		39,2	35,6	-
		26,3	37,2	+
		25,8	37,3	+
		26,5	38,5	+
		31,9	39,2	-
		40,1	40,1	-
		49,7	41,7	-
		21,8	43,5	+
		28,3	46	+
		13,7	49,7	+
		38,5	56,2	-
		17,5	58,1	+

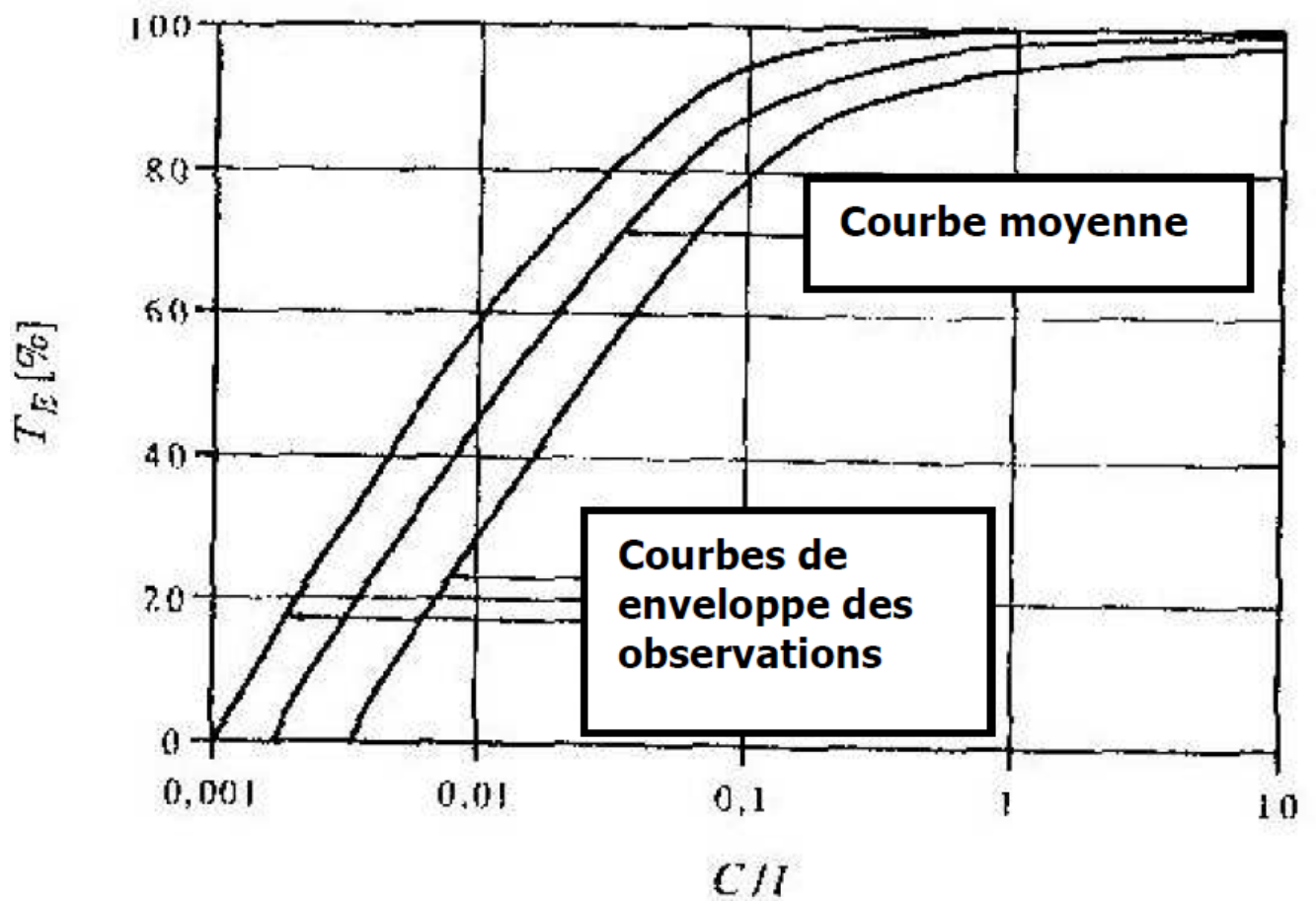


Figure 1. Dépendance du taux de réduction T_E du rapport C/I entre la capacité C du réservoir et la valeur moyenne du volume des apports annuels

Tableau 8. Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Tableau 9. Apport solide moyen annuels, station Ain Hamara (013302)

Année	Apports solide (tonnes)
1973-1974	110595
1974-1975	103843
1975-1976	84977
1976-1977	150210
1977-1978	97157
1978-1979	111377
1979-1980	85866
1980-1981	104580
1981-1982	203470
1982-1983	38878
1983-1984	74552
1984-1985	379238
1985-1986	1018588
1986-1987	198743
1987-1988	452715
1988-1989	828957
1989-1990	828957
1990-1991	396312
1991-1992	62700
1992-1993	37124
1993-1994	204623
1994-1995	1690162

Tableau 10. Les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI

[illegible]

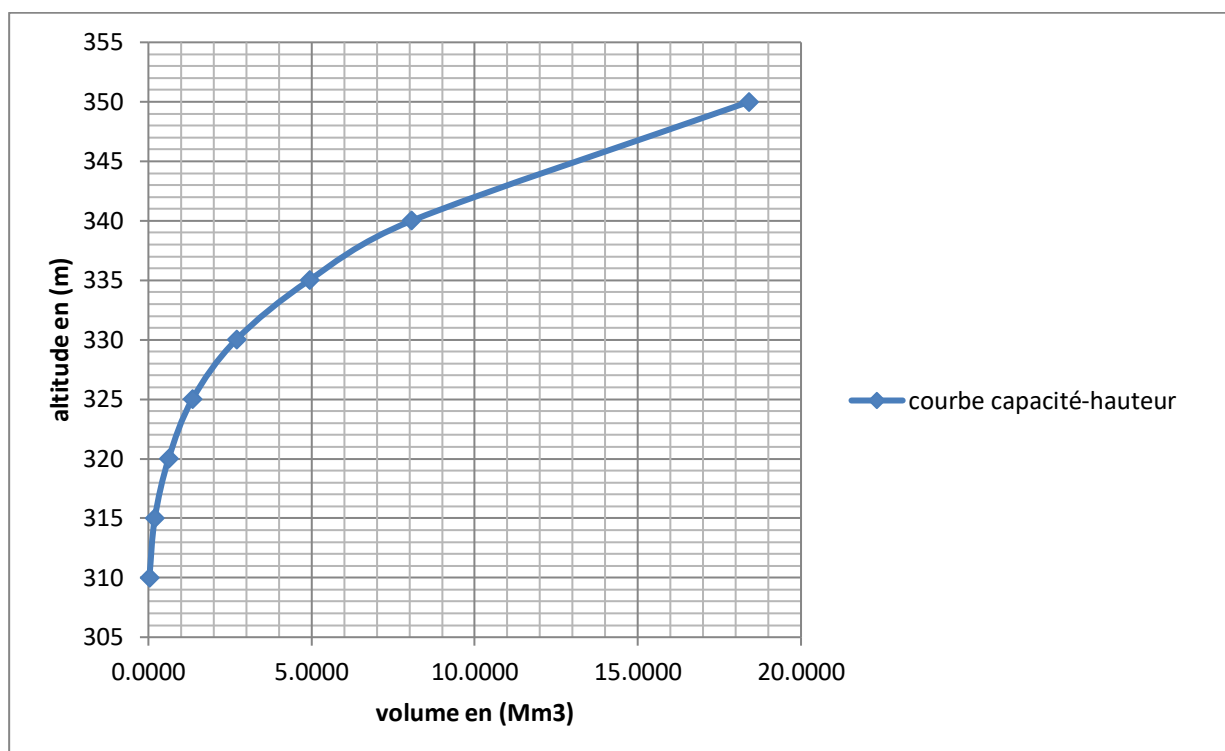


Figure 2. Courbe capacité-Hauteur

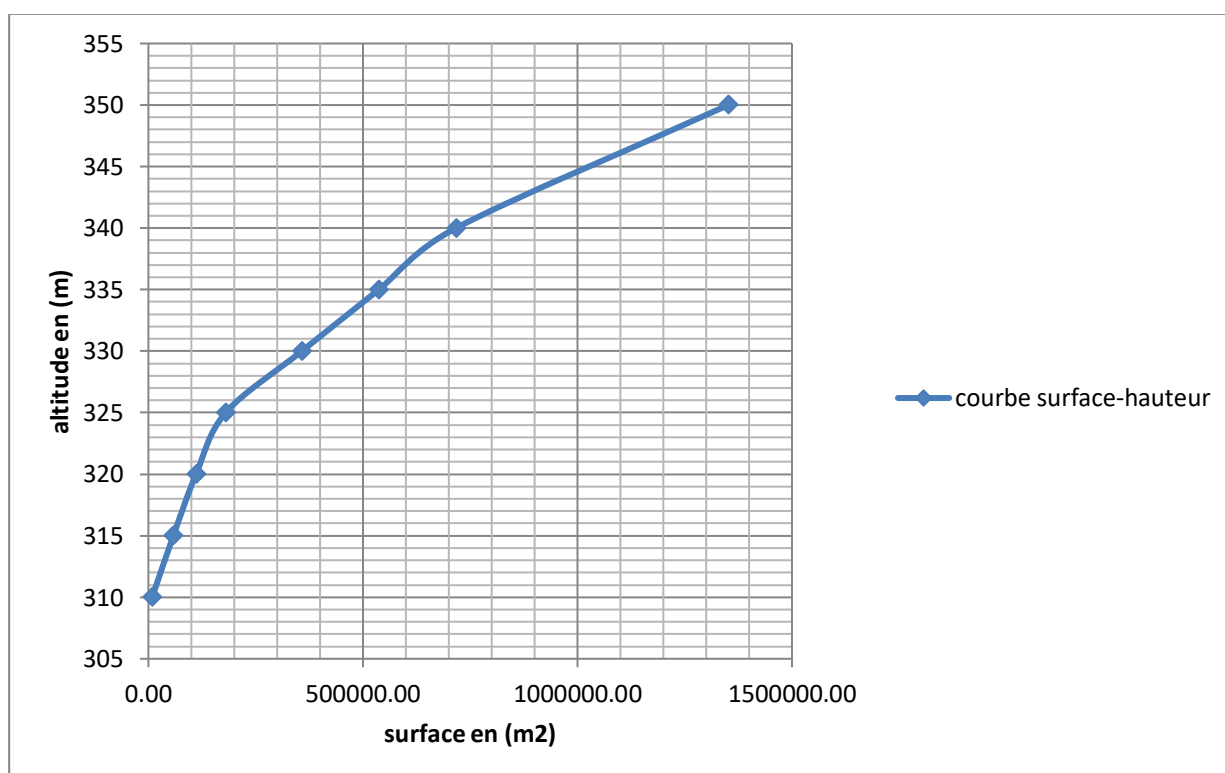


Figure 3. Courbe capacité-Hauteur

Tableau 11. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	W _{80%}	U	W _{80%} - U	1ère consigne			2eme consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0.85	0,74	0.11	0.105	-	-	0.105		
				0.215	-		0.105	-	0.11
Nov	1.64	0	1.64	1.855	-	-	0.105	-	1.64
Déc	2.64	0	2.64	4.495	3.375	1.12	0.105	-	2.64
Jan	2.08	0	2.08	3.375	3.375	2.08	0.105	-	2.08
Fév	2.94	0	2.94	3.375	3.375	2.94	0.105	-	2.94
Mar	2.31	0	2.31	3.375	3.375	2.31	0.105	-	2.31
Avr	6.25	1.05	5.20	3.375	3.375	5.20	0.105	-	5.20
Mai	3.02	1.43	1.59	3.375	3.375	1.59	1.585	-	0.11
Juin	3.32	1.53	1.79	3.375	3.375	1.79	3.375	-	-
Juil	0.05	1.59	-1.54	1.835	-	-	1.835	-	-
Aou	0.33	1.53	-1.20	0.635	-	-	0.635	-	-
Sep	0.46	0.99	-0.53	0.105	-	-	0.105	-	-
				S		17.03	S		17.03

Tableau 12. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

MOIS	Calcul du volume utile avec perte				1 ^{er} consigne			2 ^{eme} consigne		
	V _{rf} (Mm ³)	V _{moy} (Mm ³)	II (Mm ³)	W _{80%-} U-II (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	0.105	0.16	0.006	0.104	0.105	-	-	0.105		
					0.209	0.105		0.105		0.104
Nov	0.215	1.035	0.027	1.613						
					1.822	0.209	-	0.105		1.613
Déc	1.855	2.615	0.054	2.586	4.408	3.55	0.858	0.105		2.586
Jan	3.375	3.375	0.068	2.012	3.55	3.55	2.012	0.105		2.012
fev	3.375	3.375	0.073	2.867	3.55	3.55	2.867	0.105		2.867
Mar	3.375	3.375	0.090	2.220	3.55	3.55	2.220	0.105		2.220
Avr	3.375	3.375	0.096	5.104	3.55	3.55	5.104	0.427	0.105	4.782
Mai	3.375	3.375	0.117	1.473	3.55	3.55	1.473	1.9	0.427	-
Jui	3.375	3.375	0.140	1.650	3.55	3.55	1.650	3.55	1.9	-
Juit	3.375	2.605	0.142	-1.642	1.908		-	1.908	3.55	-
Aou	1.835	1.235	0.069	-1.259	0.649		-	0.649	1.908	-
Sep	0.635	0.37	0.016	-0.544	0.105		-	0.105	0.649	-
	0.105				S		16.18 4	S		16.184

Tableau 13. Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et de b .

Vf	q max	q _{laminé}								
		b en m								
		40	50	60	70	80	90	100	110	120
0	1783,77	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	1783,77	30,69	38,37	46,04	53,72	61,39	69,06	76,74	84,41	92,08
0,45	1783,77	86,82	108,52	130,23	151,93	173,63	195,34	217,04	238,75	260,45
0,55	1783,77	159,49	199,37	239,24	279,11	318,99	358,86	398,73	438,61	478,48
0,85	1783,77	245,56	306,95	368,33	429,72	491,11	552,50	613,89	675,28	736,67
1,05	1783,77	343,17	428,97	514,76	600,56	686,35	772,14	857,94	943,73	1029,52
1,4	1783,77	451,12	563,89	676,67	789,45	902,23	1015,01	1127,79	1240,57	1353,35
1,45	1783,77	568,47	710,59	852,71	994,82	1136,94	1279,06	1421,18	1563,29	1705,41
1,65	1783,77	694,54	868,17	1041,81	1215,44	1389,07	1562,71	1736,34	1909,98	2083,61
1,95	1783,77	828,75	1035,94	1243,13	1450,32	1657,50	1864,69	2071,88	2279,07	2486,25
2,45	1783,77	970,65	1213,31	1455,97	1698,63	1941,29	2183,95	2426,61	2669,27	2911,94
2,75	1783,77	1119,82	1399,78	1679,74	1959,69	2239,65	2519,60	2799,56	3079,51	3359,47
2,95	1783,77	1275,95	1594,93	1913,92	2232,91	2551,89	2870,88	3189,87	3508,85	3827,84