
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 DJIDIOUIA (W. RELIZANE)**

Présenté par :

M^r : BOURAS Lyes

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : M.HASSANE	MC.B	Président
M^{me} : A.ADDOU	MA .A	Examinatrice
M^r : A.HADJ SADOK	MC.B	Examineur
M^r : A.HEBBOUCHE	MA.A	Examineur
M^r : R.REKROUK	MA.B	Examineur
M^r : M.D.BENSALAH	MA.A	Promoteur

Septembre 2012

Dedicace

**Avec toute ma reconnaissance je dédie ce
modeste travail :**

A mes chers parents

A mon cher grand-père

A mes chers frères et sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis

A tous ceux qui me sont cher

B / Lyes

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements

A **Mr M..BENSALAH.** (Mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études.

Je tiens à remercier le **président et les membres du jury** qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Mes remerciements vont aussi à tout le **personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert** qui m'ont fourni les données de la région d'étude en particulier, **M^{me} OUCHAR**, qui n'a pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à remercier aussi tous **mes enseignants** de la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Je remercie beaucoup **ma chère famille notamment grand-père, mère, père, frère (Said et Farid)** pour leurs sacrifices, amour et soutien, que dieu vous garde pour moi.

Je remercie également **mes amis** soit à l'hydraulique ou **IBOURASSENE** avec qui j'ai passé des moments qui resteront graver en ma mémoire merci sincèrement, Que vous trouverez ici l'expression de ma reconnaissance.

B/Lyes

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو الدراسة المفصلة لما قبل إنجاز سد جديوية. هذا الأخير يقع في واد جديوية ولاية غليزان. سد جديوية مخصص لسقي الأراضي الفلاحية و تزويد السكان بالمياه الصالحة لشرب. انه سد مكون من خرسانة مزود بجهاز إلغاء الفيضانات في الوسط بكمية إستيعاب 764 م³/ث و يبلغ ارتفاعه 60 م و قدرة تخزينه 81 مليون م³

Résumé:

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'avant projet détaillée de barrage de Djidiouia. Ce dernier est implanté sur oued Djidiouia willaya de Relizane. Il est destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. Le barrage est réalisé en BCR type remblai dur avec un évacuateur central incorporé au corps du barrage et qui permet d'évacuer un débit de crues environ 764m³/s. Le barrage a une hauteur de 60m et une capacité avoisinant les 81Mm³.

Abstract:

Our dissertation aim is to conduct the study before detailed project of dam Djidiouia. That is located in Oued Djidiouia (Relizane), It is intended to supply safe drinking water and to irrigate surrounding agricultural fields. The dam is made of BCR-type with a spillway hardfill central embedded in the dam body and which serves to remove a flow of raw approximately 764m³/ s. The dam has a height of 60m and a capacity of around 81Mm³.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
 Chapitre I : Synthèse de l'étude géologique, géotechnique et topographique	
Introduction :.....	2
I -1: situation géographique et topographique	2
I-2: cadre géologique général	3
I-3: situation géologique	5
I-3-1: reconnaissances réalisées	5
I-3-2 : géologie de site	7
I-3-3 : structure, fracturation et faille	9
I-3-4 : cadre hydrogéologique	10
I-3-5 : géologie de la cuvette	11
I-3-6 : sismicité	11
I-4 : caractérisation géotechnique de la fondation	12
I-4-1 : les alluvions	12
I-4-2 : le substratum rocheux	13
I-5 : matériaux de construction :.....	14
Conclusion	18
 Chapitre II: Etude hydrologique	
Introduction.....	19
II-1 Caractéristiques morphométriques du bassin versant :.....	19
II-1-1 : caractéristiques géométriques :	19
II-1-2: caractéristiques de forme	19
II-1-3 : caractéristiques des altitudes (hypsométrie)	20
II-2 : caractéristiques hydrographique :	22
II-3 : caractéristiques climatiques	25
Conclusion	31
II-4: étude des apports	36
II-4-1 : apport liquide	36
II-4-2 : apport solide	37
II-5: étude des crues	38
II-5-1: Hydrogramme des crues	39
II-6 : étude de régularisation	41
II-7: laminage des crues	47
II-7-1 : la méthode de Kotcherine	47
Conclusion :	49
 Chapitre III : Analyse et choix des variantes	
Introduction.....	50
III-1 : les variantes susceptibles d'être projetées sur le site	50
III-2 : le choix définitif du type du barrage	51

III-3 : Calcul des couts	55
III-4 : étude d'optimisation	58
Conclusion	60

Chapitre IV : Conception détaillée de la digue

Introduction.....	61
IV-1 : les caractéristiques de BCR remblai dur	61
IV-2 : quelques dispositions constructives	62
IV-3 : étude de stabilité : barrage accolé au barrage de saint-aimé	62
IV-4 : étude de stabilité pour un fruit du talus 0.8	70
IV-5 : sécurité a la rupture (résistance du béton)	71
IV-6 : le masque	72
IV-7 : la plinthe	73
IV-8: couronnement	73
IV-9 : le traitement de la fondation	73
IV-10 : composition du béton	75
IV-11: cout de la digue	75
Conclusion	76

Chapitre V: Organisation du chantier

Introduction.....	77
V-1 : les différentes phases du chantier	77
V-1-1 : installation du chantier et travaux préparatoires	77
V-1-2 : travaux hors crue (période estivale)	77
V-1-3 : construction des ouvrages	77
V-1-4 : fermeture de la vidange et mis en eau	78
V-2 : la planification	78
Conclusion	81

Chapitre VI: Protection et sécurité du travail

Introduction	82
VI-1 : instructions structurelles sur la sécurité	82
VI-1-1 : instruction à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	82
VI-1-2 : instruction à donner aux chefs d'équipes	82
V-1-3 : contrôle et entretien du matériel	82
VI-2 : principales fonction du service de sécurité	82
VI-3 : causes des accidents du travail	83
VI-4: méthodes et moyens de prévention	84
VI-5: débit d'air nécessaire a la ventilation	84
VI-6 : diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	85
Conclusion.....	86
Conclusion générale.....	87

Liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse de l'étude géologique et géotechnique

Tableau I-1 : sondages réalisés dans la zone d'implantation du barrage	6
Tableau I-2 : sondages réalisés dans les zones d'emprunts potentielles	6
Tableau I-3 : les niveaux d'eau mesurés dans les sondages	10
Tableau I-4 : profondeurs des alluvions	12
Tableau I-5 : les différentes valeurs de RQD.....	14

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-1: la répartition des surfaces en fonction des cotes	20
Tableau II-2: récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques	24
Tableau II-3: la répartition des températures mensuelles	25
Tableau II-4 : les stations pluviométriques	25
Tableau II-5: nombre d'année communes et coefficients de corrélation entre les stations	25
Tableau II-6: coefficient de corrélation pour les pluies maximales annuelles	26
Tableau II-7 : caractéristiques de l'échantillon	28
Tableau II-8 : résultats d'ajustement à la loi du Gauss	29
Tableau II-9 : résultats d'ajustement à la loi du Gumbel	30
Tableau II-10 : résultats d'ajustement des apports à la loi du Galton	30
Tableau II-11 : les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour	33
Tableau II-12 : les résultats d'ajustement des apports à la loi du Galton.....	36
Tableau II-13 : la répartition de l'apport de la fréquence 80%	37
Tableau II-14 les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI	40
Tableau II-15: cote-surface-capacité	42
Tableau II-16 : la répartition mensuelle de W80%	44
Tableau II-17 : la répartition mensuelle des besoins.....	44
Tableau II-18 : calcul de la composante saisonnière Bs	45
Tableau II-19 : calcul de la composante interannuelle par Kristly-Menkel.....	46
Tableau II-20 : Récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation ...	47
Tableau II-21: laminage par la méthode de Kotcherine	49

Chapitre III : Etude des variantes

Tableau III-1: les caractéristiques géomécanique du site	50
Tableau III-2 : les quantités des matériaux disponibles sur les zones d'emprunts.....	51
Tableau III-3: les résultats du calcul de la revanche	52

Tableau III-4: cout de la digue en enrochement a noyau centrale	55
Tableau III-5: cout de la digue en BCR type remblai dur	56
Tableau III-6 : cout de la digue en enrochement a masque amont	57
Tableau III-7 : cout de la digue ainsi l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversant	58

Chapitre IV : conception détaillée de la digue

Tableau IV-1 : coefficients de sécurités	66
Tableau IV-2 : récapitulatifs des forces agissant sur la digue pour un fruit du talus 0.7.....	67
Tableau IV-3 : stabilité au glissement	67
Tableau IV-4 : stabilité au renversement.....	67
Tableau IV-5 : stabilité au glissement	69
Tableau IV-6: stabilité au renversement	69
Tableau IV-7 : forces agissant sur la digue pour un fruit du talus 0.8	70
Tableau IV-8 : stabilité au glissement (calcul statique).....	70
Tableau IV-9 : stabilité au renversement (calcul statique).....	70
Tableau IV-10 : stabilité au glissement (calcul pseudo-statique)	71
Tableau IV-11 : stabilité au renversement (calcul pseudo-statique)	71
Tableau IV-12 : caractéristiques des lignes d'injections	74
Tableau IV-13: cout de la digue	75

Chapitre V : Organisation du chantier

Tableau V-1: les différentes opérations du chantier	79
---	----

Chapitre VI : Protection et sécurité du travail

Tableau VI-1: vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales	86
--	----

Liste des figures

Figure I-1 : localisation du barrage	3
Figure I-2 contexte géologique de la zone d'étude... ..	4
Figure I-3 : lithologie du site	8
Figure I-4 : Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003).....	12
Figure I-5 : essais d'eau dans le substratum rocheux	13
Figure I-6 : RQD des différentes formations	14
Figure I-7 : localisation des zones d'emprunts	17
Figure II-1 : répartition des surfaces et courbe hypsométrique	21
Figure II-2 : classification de l'écoulement selon SCHUM	23
Figure II-3 : double masses des stations 27-04 et 27-03.....	26
Figure II-4 : double masses des stations 27-04 et 27-06.....	27
Figure II-5 : double masses des stations 27- 04 et 27-07.....	27
Figure II-6 : graphe d'ajustement a la loi de Gauss	30
Figure II-7 : graphe d'ajustement a la loi de Gumbel	31
Figure II-8 : graphe ajustement a la loi de Galton	31
Figure II-9: représentation des pluies de courte durée en fonction du temps.....	34
Figure II-10 : représentation des intensités en fonction de temps	35
Figure II-11 : représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%.....	37
Figure II-12 : représentation graphique des hydrogrammes des crues.....	41
Figure II-13: courbe surface-volume	42
Figure II-14 : courbe cote-surface-capacité.....	43
Figure II-15 : Hydrogramme de crue et Hydrogramme d'évacuation.	48
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	54
Figure III-3 : coupe type d'une digue en BCR type remblai dur	55
Figure III-4: les couts en fonction de la largeur déversant	59
Figure IV-1 : les forces agissant sur la digue en cas de charge normale et exceptionnel	65
Figure IV-2 : forces agissant sur la digue en cas de séisme	69
Figure V-1: réseau a nœud.	80

Liste des planches

Planche № 1 : coupe géologique dans le site

Planche№ 2 : plan d'aménagement

Planche№3 : les variantes projetées sur le site

Planche№ 4 : vue en plan de l'aménagement

Planche№ 5 : coupes dans le barrage



INTRODUCTION

Introduction générale

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social.

Aujourd'hui l'importance qu'accorde l'homme à cette ressource ne cesse d'accroître comme on témoigne les grands projets hydrauliques et les milliards de dollars dépensés dans la recherche scientifique et la réalisation de ces projets et pour cause l'augmentation de la population mondiale qui a entraîné une croissance de la demande en eau que ce soit pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation ou l'industrie, ces trois secteurs qui doivent être alimentés d'une manière continue et satisfaisante, à cet effet on a recours à la mobilisation des eaux de surface par la construction des barrages dans les cours d'eaux, dans cette optique la wilaya de RELIZANE a bénéficié d'un projet de construction d'un barrage sur l'oued DJIDIOUIA,

Un barrage est un ouvrage artificiel qui comprend une digue et quatre ouvrages annexes (prise d'eau, vidange de fond, ouvrage de dérivation et évacuateur de crue) qui ont pour rôle de sécuriser la digue et faciliter l'exploitation.

Notre travail consiste à l'étude d'avant projet détaillée de la digue du barrage DJIDIOUIA en se basant sur le rapport géologique et géotechnique établi par le bureau d'étude ISL, on fera l'étude hydrologique pour déterminer les différents paramètres hydrologiques et l'étude des variantes pour choisir le type de la digue en suite on étudiera la stabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE I

Introduction

Dans cette partie nous allons donner une synthèse de l'étude géologique et géotechnique faite par le bureau d'étude ISL en 2003 dans le cadre de l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage au site de DJIDIOUIA dont l'objectif est le stockage des eaux s'écoulant dans l'oued DJIDIOUIA pour l'alimentation en eau et l'irrigation des terres agricoles.

I-1 Situation géographique et topographique

Le barrage Djidiouia est situé dans la wilaya de Relizane, à 4 km environ du village de DJIDIOUIA. Le site est accessible par la route CW7 jusqu'à franchir l'oued CHABET. Ensuite, une piste en bon état permet de rejoindre le col en haut de rive gauche amont.

I-1-1 Localisation :

L'emplacement retenu pour le barrage DJIDIOUIA est situé dans l'avant dernier resserrement de la vallée à l'aval de barrage existant appelé saint-aimé de coordonnées suivante :

Les coordonnées UTM de barrage saint-aimé :

X= 308373.44 m

Y=3976124.98 m

Les coordonnées UTM de l'axe du barrage DJIDIOUIA:

X =308367.55 m

Y=3976158.12 m

La cote de l'oued au droit de l'axe du barrage est 80 m NGA

I-1-2 Topographie :

Les documents de référence fournis par L'ANBT sont les suivants :

-Le fond topographique du site à l'échelle du 1/1 000

-Le fond topographique de la cuvette à l'échelle du 1/5000

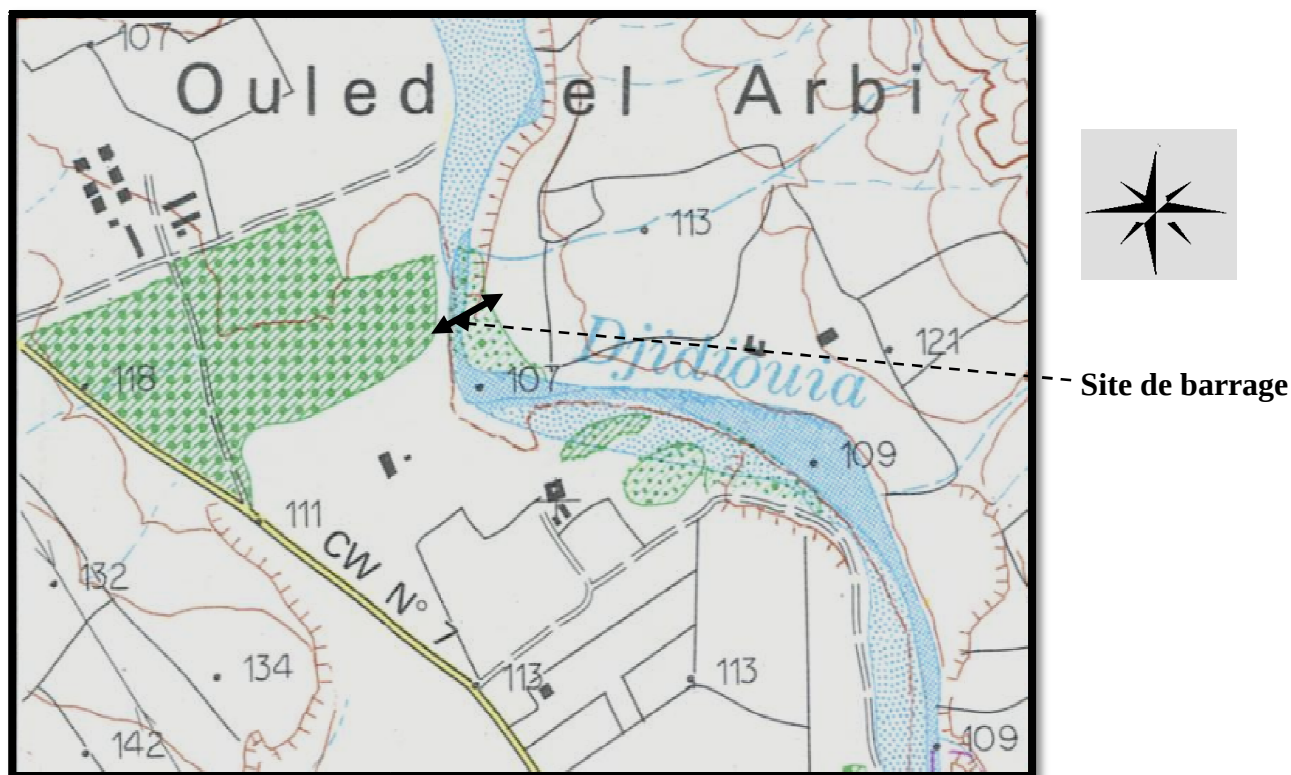


Figure I-1 : localisation du barrage

I-2 Cadre géologique général

Le site du barrage s'inscrit dans la zone géographique de la chaîne nord-algérienne de l'Atlas Tellien. Cette région de monts et de plaines est orientée au NNE/SSO Cette orientation est une direction que l'on retrouve dans la fracturation du site.

Du point de vue structural, l'Algérie est divisée en deux grandes unités tectoniques :

- Au Nord, la tectonique alpine prédomine,
- Au Sud, la plateforme saharienne prédomine, avec une tectonique nettement Moins agressive.

Les deux zones sont séparées par la grande faille sud atlasique.

Les formations géologiques sont d'origine tertiaire. Elles ont été fortement tectonisées

À partir du début du tertiaire, les mouvements se poursuivent d'ailleurs encore Aujourd'hui avec notamment les mouvements qui affectent les régions marines au large des cotes algériennes.

-Les formations d'âge tertiaire rencontrées sont pour la plupart des formations détritiques du type conglomérats, grès, marnes et calcaires, Ces formations sont issues de la désagrégation des massifs sahariens au moment des grands bouleversements tectoniques qui jalonnent toute cette période. Le déplacement du continent africain vers l'Europe va engendrer des plissements importants qui vont affecter les terrains plus anciens. On trouve également un certain nombre de discordances

sédimentaires. En effet, les transgressions marines de cette époque font que les formations du Miocène moyen qui forment l'essentiel des terrains du site (Helvétien) sont transgressives sur le miocène inférieur représenté par le Carténien.

-La figure suivante, extraite de la carte géologique générale de l'Algérie au 1/500 000, présente le contexte général de la zone d'étude



qV : Villafranchien

mm : Miocène supérieur marin

ms : Miocène terminal marin et Lagunaire

mi : Miocène inférieur marin (Burdigalien)

em : Eocène moyen marin

ei : Eocène inférieur marin

Cs : Crétacé supérieur marin

Figure I-2 : contexte géologique de la zone d'étude

I-3 Situation géologique

I-3-1 Reconnaissances réalisées :

Le site du barrage de DJIDIOUIA a fait l'objet de deux campagnes de reconnaissances géologiques, la première s'est déroulée en 1983 dans le cadre de l'étude de faisabilité, et la deuxième a été conduite en 2003 dans le cadre de l'étude d'avant projet détaillé.

I-3-1-1 Reconnaissances en phase d'étude de faisabilité

Les reconnaissances réalisées en 1983, au cours de l'étude de faisabilité ont comporté :
2 sondages carottés (F-101 et F-102), avec essais d'eau (Lefranc et Lugeon) et essais SPT dans les matériaux alluviaux, le sondage F-101 est situé sur l'appui rive droite à une profondeur de 30 m, le sondage F-102 est situé en fond de la vallée à une profondeur de 40 m.

10 puits de reconnaissance (P1 à P10) dans deux zones d'emprunts de matériaux de construction situées à l'aval du site, les puits ont une profondeur comprise entre 1,5 et 5 m.

I-3-1-2 Reconnaissances en phase d'Avant Projet Détaillé

Les reconnaissances réalisées sont les suivantes :
14 sondages de reconnaissance carottés (SC01 à SC14) sur le site du barrage ou à proximité immédiate avec exécution d'essais in situ (Lefranc, Lugeons) et récupération d'échantillons intacts et remaniés.
2 sondages en amont du barrage dans des bancs gréseux (carrière potentielle).
5 sondages en amont dans une zone de dépôts meubles.
5 sondages en aval du site dans la zone d'emprunt de matériaux étanches.
38 puits en aval du barrage dans la zone d'emprunt de matériaux étanches.
10 puits en amont dans la retenue dans la zone d'emprunt des matériaux grossiers.
- divers essais in situ et de laboratoire.

Les profondeurs des sondages sont dans le tableau I-1

a) Puits

Un total de 38 puits de 5 mètres de profondeur a été réalisé pour reconnaître une zone d'emprunt de matériaux étanches. Cette zone est située en aval du barrage, à environ 3 km.

Un total de 12 puits de 4 m de profondeur environ a été réalisé pour reconnaître une zone d'emprunt de matériaux granulaire, environ 4 km à l'amont du barrage.

b) Sondages carottés

Les caractéristiques des sondages exécutés sont résumées dans les tableaux suivants.

Tableau I-1 : sondages réalisés dans la zone d'implantation du barrage

Code sondage	Prof (m)	Essai Lefranc	Essai lugeons	Localisation	Equipement en piézomètre
SC01	43.5	4	2	Col rive gauche	oui (crépine 0 à 22 m)
SC02	40.5	-	3	Barrage – pied rive gauche	oui (crépine 0 à 40 m)
SC03	60.0	-	15	Barrage – haut rive gauche	oui (crépine 0 à 60 m)
SC04	45.0	10	4	Ancien barrage	oui (crépine 0 à 45 m)
SC05	45.0	-	2	Barrage – pied rive droite	oui (crépine 0 à 45 m)
SC06	30.0	10	-	Barrage – fond de vallée	oui (crépine 0 à 30 m)
SC07	30.0	3	1	Barrage – fond de vallée	oui (crépine 0 à 30 m)
SC08	64.5	4	16	Barrage – haut de rive droite	oui (crépine 0 à 64 m)
SC09	49.5	-	1	Amont rive gauche	oui (crépine 0 à 21 m)
SC010	40.0	12	-	Barrage – rive droite aval	oui (crépine 0 à 38 m)
SC011	30.0	10	-	Barrage – fond de vallée	-
SC012	24.0	7	-	Barrage – fond de vallée	-
SC013	40.5	-	2	Amont rive gauche	oui (crépine 0 à 36 m)
SC014	51.0	-	4	Col rive gauche	oui (0 à 45 m)

Tableau I-2 : sondages réalisés dans les zones d'emprunts potentielles

Code sondage	Prof(m)	Localisation	objectif
SC-B1	19,5	Amont rive droite	recherche de matériaux granulaires
SC-B2	20,0	Amont rive droite	recherche de matériaux granulaires
SC-B3	20,0	Amont rive droite	recherche de matériaux granulaires
SC-B4	19,50	Amont rive droite	recherche de matériaux granulaires
SC-B5	19,50	Amont rive droite	recherche de matériaux granulaires
SC-F1	16,5	Aval rive gauche	recherche de matériaux granulaires
SC-F2	15,0	Aval rive gauche	recherche de matériaux granulaires
SC-F3	16,5	Aval rive gauche	recherche de matériaux granulaires
SC-F4	19,5	Aval rive gauche	recherche de matériaux granulaires
SC-F5	18,0	Aval rive gauche	recherche de matériaux granulaires

C01	30.0	Amont rive droite	recherche carrière dans les grès
C02	40.0	Amont rive droite	recherche carrière dans les grès

c)Essais de laboratoire : Les essais de laboratoire ont consisté en identification, essais de compactage, essais oedométriques et essais mécaniques.

I-3-2Géologie du site :

Les principales formations rencontrées sur le site sont :

- ✓ les dépôts récents formés par les alluvions récentes et les dépôts de silt issus du

Remplissage de la cuvette.

- ✓ les formations rocheuses gréseuses à marneuses de l’Helvétien.

-Les **rives** dans la zone d’implantation du barrage sont majoritairement constituées par des grès à grain fins le plus souvent bien cimentés, Surplombant les grès helvétiques, une formation marneuse affleure en haut de rive gauche et en particulier tapisse le col rive gauche.

-Dans le **lit de la rivière** les alluvions récentes forment l’essentiel des dépôts. Il s’agit de blocs volumineux et de galets. Peu de sable et de limons ont été observés. Leur épaisseur atteint une douzaine de mètres en pied de rive gauche. La forme du lit est un peu dissymétrique avec un surcreusement en pied de rive gauche.

- Sous les alluvions, la **fondation** est formée par un ensemble de siltstones gris à matrice sablo gréseuse et argileuse plus ou moins bien consolidés, avec des intercalations de bancs de conglomérats au ciment très friable.

- Dans la partie supérieure des siltstones, on note la présence d’un niveau de faible épaisseur formé d’un matériau noirâtre plastique et humide, incluant des débris charbonneux, dont la provenance n’est pas parfaitement élucidée

- Hormis le conglomérat surplombant les siltstones et le niveau noirâtre évoqué ci-dessus, on ne note pas de séquence particulièrement continue, simplement la présence surtout en rive droite de quelques bancs de grès durs discontinus de 0.1 à 0.3 m d’épaisseur.

-On note un horizon de grès dur de couleur jaune orangée en fond des sondages SC10 et SC13 il est probable que cet horizon soit connu sous les siltstones, son épaisseur n'est pas connue.

La figure I-1 représente la lithologie du site

Figure I-3 : lithologie du site

I-3-3 Structure, fracturation et faille

I-3-3-1 Structure générale :

La structure du site est monoclinale avec un léger plongement des couches vers le nord: variations constatés entre 5° et 10° Nord. On note également des ondulations orientées au N.E/S.O dans les formations marno-gréseuses à l'aval du site (ceci confirme la tendance des poussées tectoniques orientées Nord-Sud).

I-3-3-2 Fracturation :

L'analyse statistique des mesures prises sur le site du barrage met en évidence 3 directions préférentielles des fractures :

- famille N°1 : au E.N.E/O.S.O : environ 30% des mesures :
- famille N°2 : au N.O/S.E : environ 24% des mesures.
- famille N°3 : au E.N.E./O.S.O : environ 15% des mesures.

Ces trois familles représentent près de 70% de la fracturation observée du site. Les 30 % restant se répartissent dans toutes les directions sans que l'on puisse dégager une tendance particulière.

I-3-3-3 Faille :

Le site est traversé dans sa partie amont au niveau du coude de la rivière par une faille majeure orientée au N 75-80° E avec une inclinaison vers le nord. Cette faille appartient à La famille N°1. Elle passe dans le petit col en rive gauche et explique le coude de la rivière à ce niveau, Cette faille est du type normal et de compression.

Il est probable que les niveaux marneux que l'on observe en rive droite en aval du site et dans le forage SC08 aient été comprimés voire expulsés dans la phase de compression. Ceci pourrait expliquer la discontinuité que l'on observe pour cet horizon. En effet ce niveau a servi de lubrifiant et on peut observer sur les carottes (forages SC08 et SC01) des indices de friction très nets dans les marnes, Le système de fracturation observé montre que les terrains les plus durs ont été largement fracturés comme les bancs de grès durs qui forment l'assise du barrage et que les formations à tendance silto-marneuse ont une tectonique plus souple et moins cassante.

On ne constate pas de déplacement vertical au droit de la rivière, Les coupes montrent une bonne continuité d'une rive à l'autre ce qui semble infirmer l'hypothèse d'une faille amont/aval dans le lit de la Cependant compte tenu de la nature des mouvements tectoniques (poussée N/S) et de la souplesse des siltstones, des glissements des couches l'une sur l'autre ont pu se produire localement, désorganisant les horizons silto-gréseux de la fondation, ce qui peut produire ici ou là des terrains complètement disloqués sans qu'il y ait à proprement parler d'accident majeur dans la rivière.

I-3-4 Cadre hydrogéologique

Les seules indications disponibles proviennent de l'équipement des sondages en piézomètres. Le tableau suivant récapitule les niveaux mesurés dans les sondages équipés en piézomètres dans la zone d'implantation du barrage en 2003. Lorsque plusieurs mesures étaient disponibles, seule la plus élevée est mentionnée ici.

Tableau I-3 : les niveaux d'eau mesurés dans les sondages :

Sondage	Cote tête	Cote d'eau	Commentaire
SC01	-	-	sondage bouche
SC02	91,88	81.50	niveau approximatif de la nappe alluviale
SC03	125,06	-	-
SC04	101,07	84	1 seule mesure, douteuse
SC05	100,36	82	niveau approximatif de la nappe alluviale
SC06	83,87	81	nappe alluviale
SC07	82,64	81,50	nappe alluviale
SC08	132,65	90,50	nappe de versant
SC09	106,50	91	nappe de la retenue du barrage de Saint-Aimé
SC010	91,23	82,30	nappe alluviale
SC011	-	-	-
SC012	-	-	-
SC013	104.85	83,50	entre nappe de la retenue du barrage de Saint-Aimé et nappe aval
SC014	154.15	120	nappe de versant

Les piézomètres situés en oued ou à proximité indiquent un niveau correspondant à la nappe alluviale. Cette nappe alluviale est en fond d'oued à l'aval du barrage de Saint-Aimé, et une dizaine de mètres plus haut à l'amont du barrage (SC09). Le barrage de Saint-Aimé constitue donc un seuil pour la nappe hydrogéologique, effet qui sera renforcé par le nouveau barrage.

Seuls deux piézomètres en rive donnent des indications : SC14 dans le col rive gauche et SC08 en rive droite. Ces deux sondages mesurent une nappe de versant.

Le fonctionnement hydrogéologique sera perturbé par la mise en eau du barrage :

- la nappe alluviale est coupée par le rideau d'étanchéité du barrage (abaissement de la nappe aval),
- les nappes de rive peuvent éventuellement être remontées lors de la mise en eau du barrage.

La remontée des nappes de rive ne devraient pas conduire à des modifications sensibles des conditions de stabilité des rives rocheuses à l'aval. Le massif est plutôt drainant, et ne devrait pas laisser se développer de pressions interstitielles significatives.

I-3-5 Géologie de la cuvette

La cuvette est large et étendue. Le fond de la cuvette est particulièrement plat à proximité du site du fait de l'envasement du barrage ancien.

Sur les rives, la cuvette présente un relief assez doux avec des formations majoritairement marneuses. Les formations amont sont en effet constituées par les séries marno-gréseuses du Carténien (Miocène inférieur). Cette série se compose de grès gris à rouge souvent très indurés et massifs de 0,2 à 0,3 m d'épaisseur, de marnes parfois gypseuses et de conglomérats grossiers très consolidés. Ces formations sont ici très relevées et parfois légèrement plissées. Les pendages sont en effet compris entre 70 et 80°, tendance sud le plus souvent. Lorsqu'on se rapproche du site, on passe aux formations conglomératiques et gréseuses de l'Helvétien, qui sont ici en discordance angulaire sur le Miocène inférieur. Ces formations forment les sommets du relief de la cuvette.

Les zones de pied amont sont le plus souvent couvertes par les colluvions de pente formées majoritairement par les galets et les blocs issus de la désagrégation des conglomérats de l'Helvétien, qui forment les escarpements rocheux en surplomb. On note également la présence d'une ancienne terrasse qui est localisée en rive droite de la cuvette. Cette terrasse est formée par des blocs et gros galets, le tout assez cimenté par des dépôts calcaires. Les essais à la pelle mécanique réalisés lors des reconnaissances de matériaux n'ont pu traverser ces formations qui semblent très compactes.

On peut observer que la forme de la cuvette se referme brusquement lorsque les formations massives de grès helvétiques plongent dans la cuvette et que les formations marno-gréseuses du Carténien s'ennoient sous l'Helvétien. La présence des grès a façonné l'étranglement de la vallée et favorise cette forme d'érosion. La tectonique a fait le reste.

I-3-6 Séismicité

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

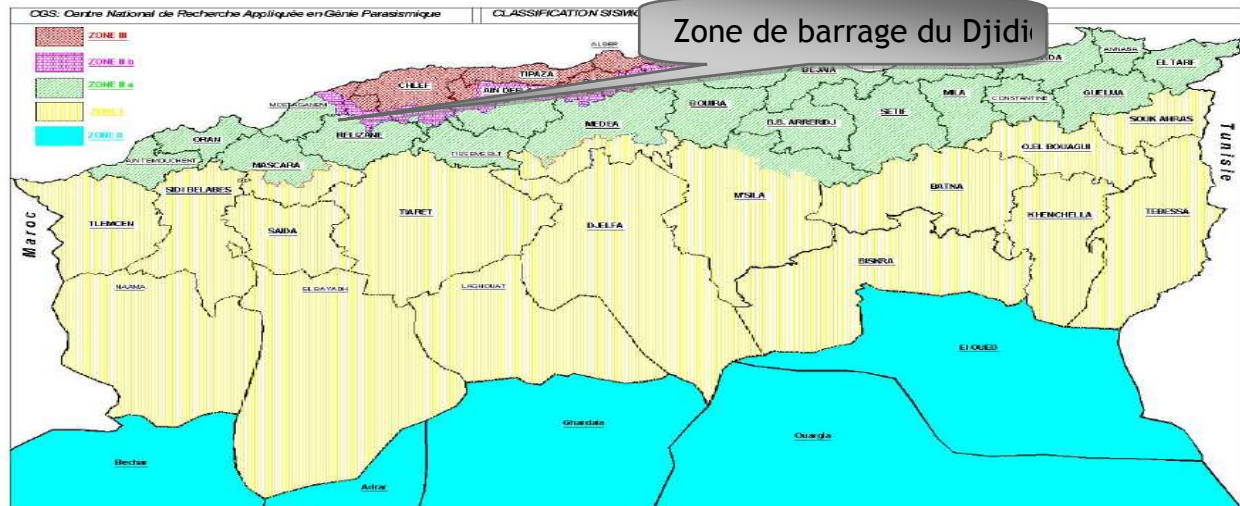


Figure I-4 : Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003).

I-4 Caractérisation géotechnique de la fondation

I-4-1 Les alluvions

a) Sondages disponibles et profondeur

La géométrie du remplissage alluvial est définie par les sondages (SC06, SC07, SC11, SC12) et plus anciens (S102).

Les profondeurs rencontrées sont données dans le tableau suivant. A noter qu'il est parfois difficile de différencier les blocs de grès de remplissage du substratum Sous-jacent.

Tableau I-4 : profondeurs des alluvions

Sondage	SC06	SC07	SC11	SC12	SC102
Profondeur(m)	7.8	9	10	1	8

Ce remplissage est décrit comme étant constitué d'un mélange de blocs, galets, graviers, avec peu ou pas de sables et limons.

b) Perméabilité

La perméabilité du remplissage alluvial a été mesurée par 5 essais Lefranc (2 dans SC06, 3 dans SC07, 1 dans SC11).

Les valeurs mesurées varient entre $1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s et $7 \cdot 10^{-6}$ m/s. Cette forte variabilité traduit la variabilité granulométrique du matériau en place.

c) Caractéristiques mécaniques

On retient de manière conservatrice une cohésion nulle et un angle de frottement de 35° dans ces formations

I-4-2 Le substratum rocheux

Comme indiqué dans la partie géologique du rapport, le substratum rocheux est formé principalement de bancs de grès, dans lesquels trois unités ont pu être différenciées, reposant sur un horizon de siltstones. L'unité inférieure de grès (notée unité 1) se caractérise par la présence de zones peu cimentées le matériau s'apparentant à du sable après carottage. Ces formations sont intercalées de bancs de conglomérats ou de grès calcaires. Une couche mince apparemment continue de matériau plastique et charbonneux a également été identifiée en partie supérieure du banc de siltstone. La structure générale est subhorizontale, avec un léger pendage de quelques degrés vers le nord, c'est à dire dans la direction de l'oued.

a) perméabilité :

Les essais d'eau mettent en évidence deux zones différenciées :

- une zone supérieure (au-dessus de la cote 80 approximativement, c'est à dire le (niveau de l'oued), de perméabilité homogène et modérée, augmentant avec la cote.
- une zone inférieure (en-dessous de la cote 80 approximativement), de perméabilité très variable, avec un certain nombre de perméabilités très fortes.

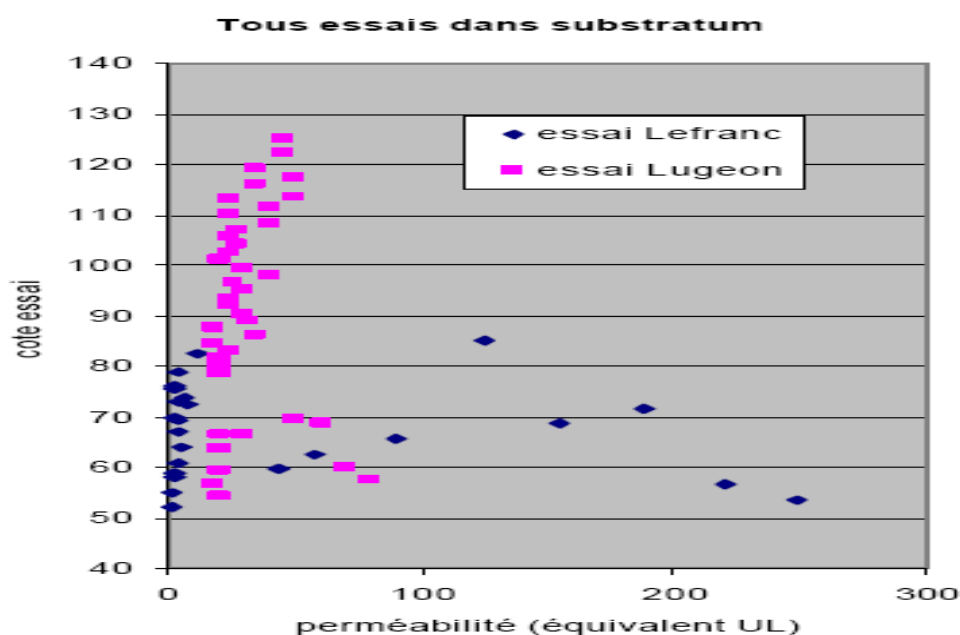


Figure I-5 : essais d'eau dans le substratum rocheux

b) Densité de fracturation (RQD)

Les valeurs moyennes sont récapitulées au tableau suivant

Tableau I-5 : les différentes valeurs de RQD

Formation	Unité 3	Unité 2	Unité 1	Unité 1 peu cimentée	siltstone
RQD moy (%)	29	56	57	28	19

(Source ANBT)

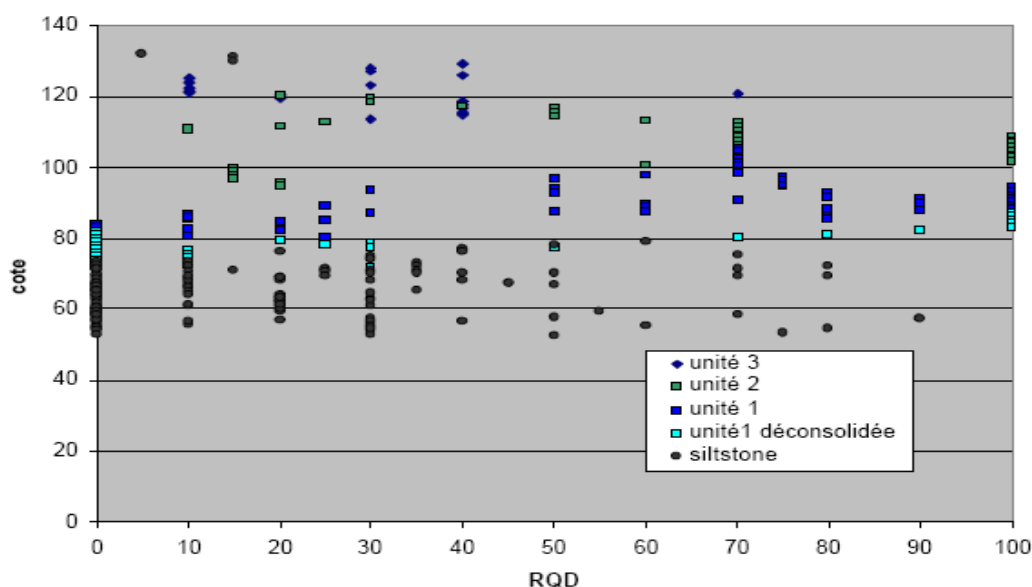


Figure I-6 : RQD des différentes formations

I-5 Matériaux de construction :

Les matériaux nécessaires pour la construction de l'ouvrage sont les suivants :

- pour une variante de barrage en remblai : matériaux étanches pour le noyau, matériaux pour les recharges, enrochements de protection (parements et restitution des ouvrages hydrauliques), agrégats pour les bétons,
- pour une variante en remblai dur : matériaux pour la constitution du remblai dur, agrégats pour les bétons hydrauliques.

Cinq zones d'emprunts ou de carrière potentielles ont été reconnues :

Av-F : une zone de dépôts alluvionnaires fins, situés en aval du barrage, susceptibles de fournir des matériaux étanches (ainsi qu'une petite quantité de matériaux plus grossiers),

Am-G1 : une zone située dans la cuvette en amont du barrage, formée par une terrasse, susceptibles de fournir des matériaux de recharges ou pour la constitution du remblai dur,

Am-G2 : une zone située dans des affleurements de grès en amont du barrage, susceptible de fournir des agrégats à béton, des matériaux pour les recharges ou pour le remblai dur,

Av-G3 : une zone d'emprunt de matériaux alluvionnaires (notée V-2), située à 3km en aval du site

du barrage, avait été reconnue par 6 puits lors de l'étude de faisabilité les reconnaissances ont été prolongées par 5 sondages F1 à F5 pour tenter d'en mieux cerner l'étendue.

Am-G4 : une zone d'emprunt alluvionnaire située dans les méandres à l'amont du site a été repérée parce qu'il y a affleurement des cailloux et galets sur de grandes superficies.

La figure I-2 représente la localisation des zones d'emprunts

Après avoir effectué des essais sur les échantillons prélevés dans les différentes zones d'emprunts on a constaté que :

Av-F : les matériaux reconnus sont des matériaux fins caractérisés par un pourcentage de fines proche de 100 % et un pourcentage d'argile proche de 50 %. Quelques passages un peu plus grossiers sont observés de façon éparse. Les matériaux sont disponibles en très grande quantité. La surface reconnue couvre environ $500\,000\text{ m}^2$, ce qui correspond à un volume exploitable supérieur à $2\,500\,000\text{ m}^3$, Cette estimation a été effectuée à partir des puits (de profondeur 5 m, avec pour la plupart des puits du matériau exploitable sur toute la hauteur). La hauteur moyenne d'exploitation a été prise égale à 5 m.

Am-G1 : Ces matériaux sont décrits comme étant des galets de nature gréseuse, à ciment légèrement carbonaté, on retrouve une composition du même type que les galets d'oued. La surface exploitable limitée à l'emprise des sondages B1, B4 et B5, peut être estimée à $25\,000\text{ m}^2$ environ. En retenant une épaisseur moyenne de 10 m (les épaisseurs moyennes reconnues sont supérieures), le volume disponible est de $250\,000\text{ m}^3$.

Am-G2 : Les reconnaissances effectuées laissent penser que la carrière rocheuse doit être abandonnée. Les matériaux disponibles sont insuffisants en quantité pour la confection du BCR et en qualité pour les agrégats de béton de structure.

Av-G3 : Le matériau est sablo-graveleux, avec en moyenne 40% de sable, 30% de graviers, 30% de cailloux, Ces matériaux sont en continuité avec ceux du gîte identifié lors de l'étude de faisabilité. Les affleurements dans l'oued sont visibles sur 500 ml environ. Les quantités brutes disponibles doivent avoisiner $500\,000\text{ m}^3$. Il s'agit-là de quantités brutes,

Les quantités nettes (après enlèvement des stériles et tri granulométrique) doivent être considérées deux fois inférieures.

Am-G4: Il correspond aux dépôts alluvionnaires dans les méandres de l'oued, à l'amont du barrage projeté. Les dépôts sont épais de quelques mètres.

Le substratum marneux a été rencontré sur les trois puits les plus proches de la rive droite (où l'on voit parfois les marnes à l'affleurement). Les dépôts alluviaux affleurent dans le lit de l'oued ; les puits ont permis de vérifier leur continuité en dessous des dépôts silteux alentours, les sables et

galets ont en effet été rencontrés dans PA7, PA8, PA9. Dans la zone strictement prospectée par les puits (zone en grisé sur le schéma ci-dessous), la surface disponible atteint 42 ha. Moyennant une surface d'exploitation moyenne de 3 m, les quantités disponibles dépassent 1 Mm³, Ces quantités sont brutes, et doivent être diminuées des stériles et de la fraction inutilisable du matériau. On obtient un matériau à la granulométrie acceptable en enlevant 20% du matériau (dans la fraction inférieure à 0,4 mm). On peut considérer que le volume disponible pour la confection du BCR correspond à l'épaisseur de la couche, minorée de 50 cm (variations d'épaisseur de la couche), diminuée de 20% pour corriger la granulométrie, et affecté d'un facteur 2/3 pour couvrir les pertes d'exploitation liées à la variabilité du matériau. On dispose alors de 450 000 m³ de matériaux net et. Il a été vérifié (puits PA1 et PA2) que la zone disponible ne s'étend pas plus loin vers l'aval : c'est là la zone la plus proche du barrage permettant une exploitation des alluvions d'oued dans la cuvette. Plus vers l'aval, ces alluvions s'ennoient sous la courbe de remous du barrage de Saint-Aimé. Une difficulté est liée à la présence de la nappe des alluvions, peu profonde. La nappe n'a pas été rencontrée, mais les teneurs en eau mesurées sont très variables : 4 à 25%. L'exploitation des alluvions devra en tenir compte (mise en stock pour homogénéisation préalable de la teneur en eau).

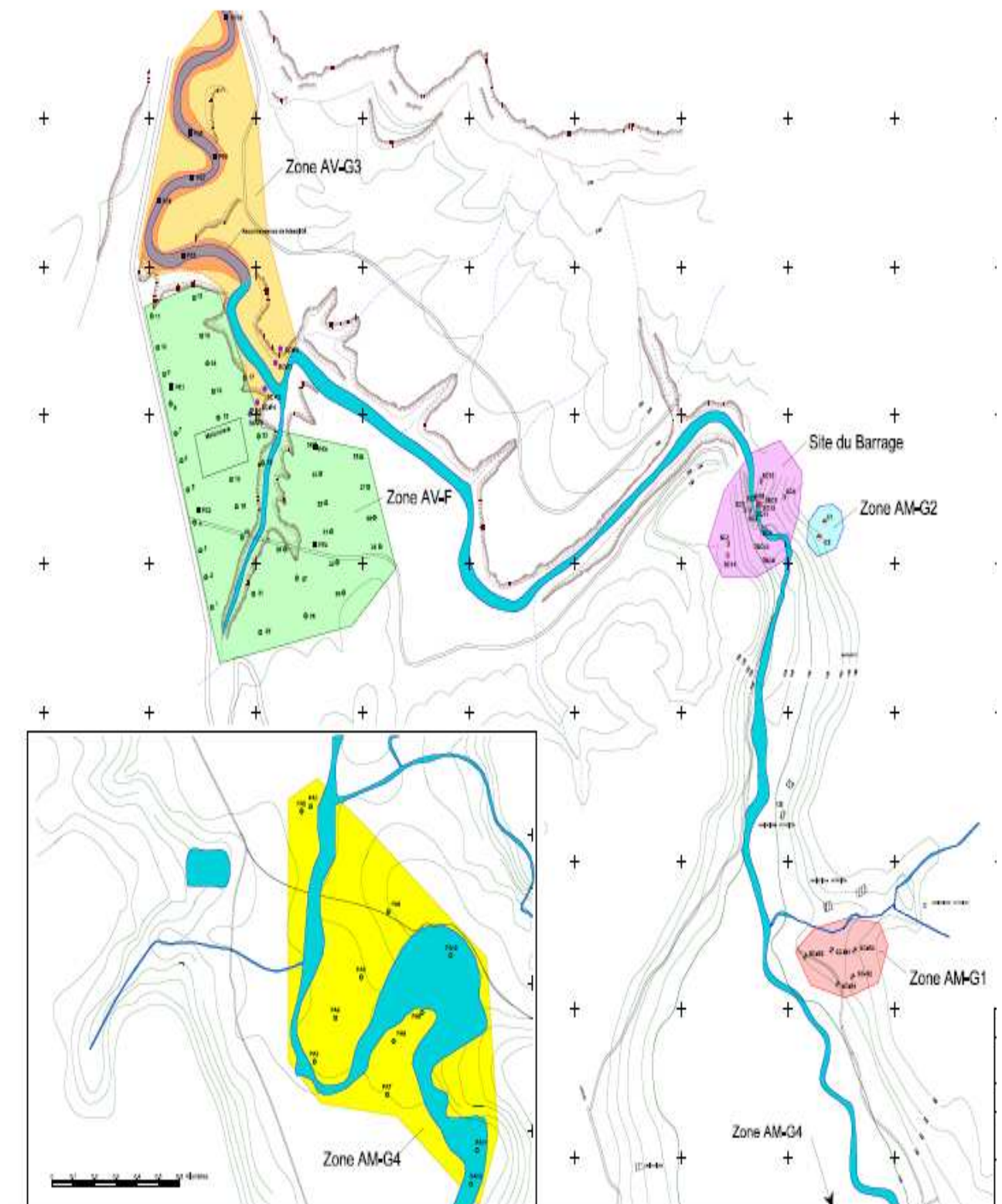


Figure I-7 : localisation des zones d'emprunts

Conclusion

A travers cette synthèse géologique et géotechnique nous pouvons conclure que les caractéristiques mécaniques de la zone d'implantation de l'ouvrage sont médiocres à savoir :

- la présence en partie basse d'un horizon de siltstones de médiocres caractéristiques mécaniques, dont la qualité ne semble pas s'améliorer avec la profondeur, et qui présente probablement un contraste fort de déformabilité avec les grès sus-jacents.
- la présence d'un horizon de grès peu cimentés, qui doit être considéré du point de vue mécanique comme un horizon sableux.

Quelque soit le type de barrage qui sera envisagé on doit procéder au traitement de la fondation.

CHAPITRE II

Introduction

D'une façon générale l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydrométriques et pluviométriques nécessaires au dimensionnement hydrotechnique du barrage

II-1 Caractéristiques morphométriques du bassin versant

II-1-1 Caractéristiques géométriques

a) La surface : la surface est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant la surface est environ $S=840 \text{ Km}^2$

b) Le périmètre : $P=140 \text{ Km}$

c) Longueur du talweg principal :

$L_{cp}=83.24 \text{ Km}$

II-1-2 Caractéristiques de forme :

a) Indice de compacité de K_c :

$$K_c = \frac{\text{perimetre du bassin versant}}{\text{perimetre du cercle de surface équivalente}} = \frac{p}{p'} = \frac{p}{2\pi R}$$

$$k_c = \frac{p}{2\pi \sqrt{S/\pi}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad K_c = 0.28 \frac{140}{\sqrt{840}} = 1.35 \quad K_c > 1 \quad \text{notre bassin est de forme allongé}$$

b) Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés. Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement:

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

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

$$\text{La longueur } L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right]$$

$$\text{La largeur } l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right]$$

Donc $L=54.14\text{km}$ et $l=15.36\text{Km}$

II-1-3 Caractéristiques des altitudes (hypsométrie)

La courbe hypsométrique donne la surface S en % de la surface totale ou les altitudes sont supérieures a une cote h donnée, cette courbe est établie en planimétrant pour différentes altitudes les surfaces situées au-dessus de la courbe de niveau correspondantes.

La répartition des surfaces en fonction des cotes est donnée dans le tableau1

Tableau II-1 : la répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitude (m)	Surface partielle (Km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulées (%)
900-800	7.56	0.9	0.9
800-700	37.8	4.5	5.4
700-600	131.04	15.6	21
600-500	145.068	17.27	38.27
500-400	160.44	19.1	57.37
400-300	129.444	15.41	72.78
300-200	121.8	14.5	87.28
200-100	106.848	12.72	100

La courbe hypsométrique est représentée dans la figure II-1

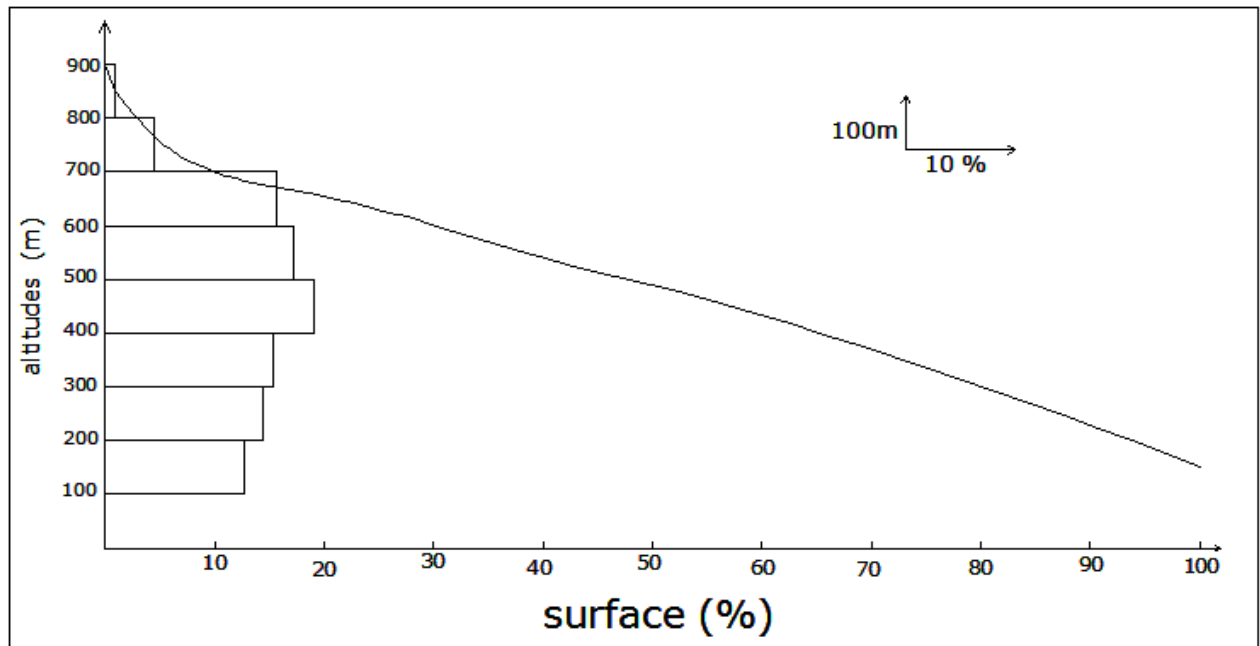


Figure II-1: répartition des surfaces et courbe hypsométrique

a) Altitude médiane

Graphiquement c'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%

Donc de graphe $H_{50\%} = 489 \text{ m}$

b) Altitude moyenne

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i * H_i}{S_i} : H_{\text{moy}} = 417.6 \text{ m}$$

c) Indice de pente globale I_g

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{tel que } L : \text{longueur de rectangle équivalent (Km)}$$

$L = 54.14 \text{ Km}$, $H_{5\%} = 767 \text{ m}$ et $H_{95\%} = 195 \text{ m}$ donc $I_g = 10.56 \text{ m/km}$

$I_g > 0.05$ alors relief très fort

d) Indice de pente de roche I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \quad \text{tel que : } L : \text{longueur de rectangle équivalent (m) et}$$

S_i : surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives $I_p = 0.16 \text{ m/m}$

e) Pente moyenne du bassin

$$I_m = \frac{\Delta H (0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \quad \text{tel que:}$$

ΔH : dénivelée (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2 N

$$I_m = 0.12 \text{ m/m}$$

II-2- Caractéristiques hydrographique

a) densité de drainage D_d

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad \begin{array}{l} L: \text{ la longueur totale de tous les thalwegs} \quad \sum L_i = 241.63 \text{ Km} \\ S: \text{ la surface totale de bassin versant} \end{array}$$

$$D_d = 0.28$$

a) Le coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = D_d \frac{N}{S} \quad \begin{array}{l} N: \text{ nombre du thalweg d'ordre 1, } N=19, \text{ La classification est donnée dans la} \\ \text{Figure II-2} \end{array}$$

$$C_t = 0.006$$

b) Temps de concentration T_c

Il peut être calculé par plusieurs formules

1-La formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4 \sqrt{s} + 1.5 L_{cp}}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

Avec : L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) = 83.24 Km

$$T_c = 17 \text{ heures}$$

2-Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L_{cp}^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386}$$

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

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant (m NGA) = 925 m

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA) = 100 m

$$AN : T_c = 11.88 \text{ heures}$$

3-Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615.L_{cp}^{0.77}.I_g^{0.385}$$

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

I_g : indice de pente globale.=10.56

AN : $T_c = 49.35$ heurs

On adopte la valeur trouvé par la formule de Giandotti $T_c = 19$ heures

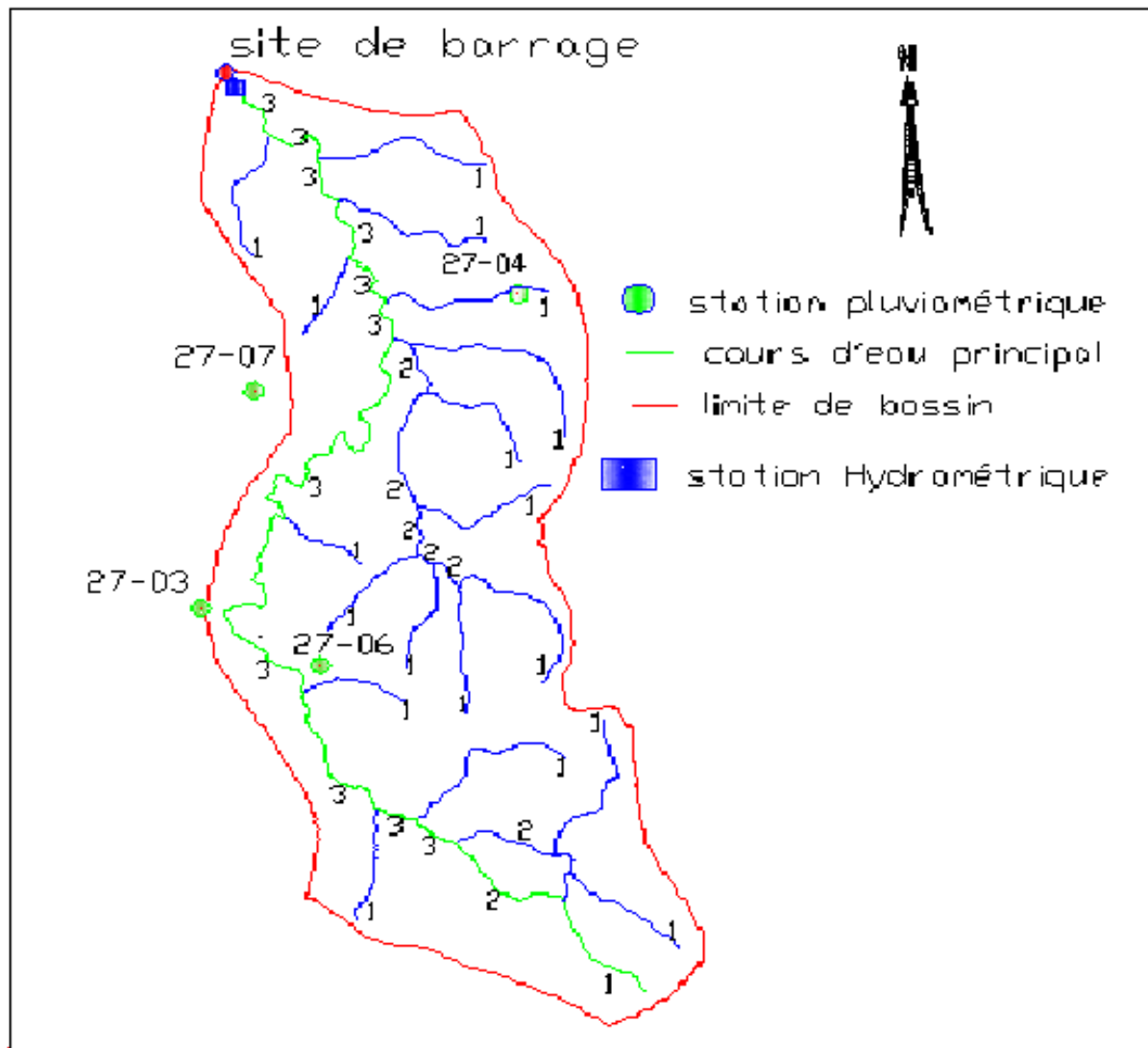


Figure II-2: classification de l'écoulement selon SCHUM

Tableau II-2 : récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	840
Périmètre		P	Km	140
Longueur du thalweg principal		L _P	Km	83.24
Pente du thalweg principal		I	%	0.97
Indice de compacité		K _C	-	1.35
Coefficient d'allongement		Ca	-	8.24
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	54.14
	largeur	l _r	Km	15.36
Altitudes	maximale	H _{max}	m	925
	moyenne	H _{moy}	m	417.6
	médiane	H _{med}	m	489
	minimale	H _{min}	m	100
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/m	0.12
Indice de pente globale		I _g	m/Km	10.56
Indice de pente de roche		I _{pm}	m/m	0.16
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0.28
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0.006
Temps de concentration		T _c	h	17

II-3 Caractéristiques climatiques

II-3-1 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-3 : la répartition des températures mensuelles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{moy} (°C)	25.1	19.5	14.3	10.6	9.8	11.2	13.4	16.3	20.3	24.2	28.3	29.1

La température moyenne interannuelle est de 18.5°C

II-3-2 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-3-3 la pluviométrie

Il existe 4 stations pluviométriques à l'intérieur du bassin, elle s'étend de 1967 jusqu'à 2006

Tableau II-4 : les stations pluviométriques

code	Nom	X (Km)	Y (Km)	Z (m NGA)
01-27-03	KENENDA	330.15	262.6	590
01-27-04	OULED AYCH	343.3	282.2	281
01-27-06	MENDES	333.7	262.95	465
01-27-07	SI MED Ben Khada	333.95	278.25	372

Les pluies mensuelles et maximales journalières de la station OULED AYCH sont données à l'annexes 1 (source ANRH)

II-3-3-1 Homogénéisation des données

On calcule les coefficients de corrélation entre les stations afin d'évaluer la possibilité d'extension des séries

Tableau II-5 : nombres d'années communes et coefficient de corrélation entre les stations (pluies annuelle)

	01-27-03	01-27-04	01-27-06	01-27-07
01-27-03	-	40ans	30ans	23ans
01-27-04	0.53	-	30ans	23ans
01-27-06	0.7	0.83	-	19ans
01-27-07	0.59	0.67	0.46	-

Tableau II-6 : coefficient de corrélation pour les pluies maximales annuelles

	01-27-03	01-27-04	01-27-06	01-27-07
01-27-03	-			
01-27-04	0.44	-		
01-27-06	0.56	0.8	-	
01-27-07	0.48	0.34	0.47	-

-pour les pluies annuelles les coefficients de corrélation sont supérieurs a 0.7 sauf la station 01-27-03 est caractérisée par les moins bons coefficients, par contre les coefficients des corrélations sur les max annuel

Sont inférieurs à 0.7 a l'exception des stations 27-04 et 27-06

Alors on constate une certaine homogenéité des pluviométries annuelles

La station 01-27-04 est une station complète et son homogenéité est vérifié elle nous peut servir comme une station de référence pour vérifier l'homogenéité des autres stations par la méthode de double masse

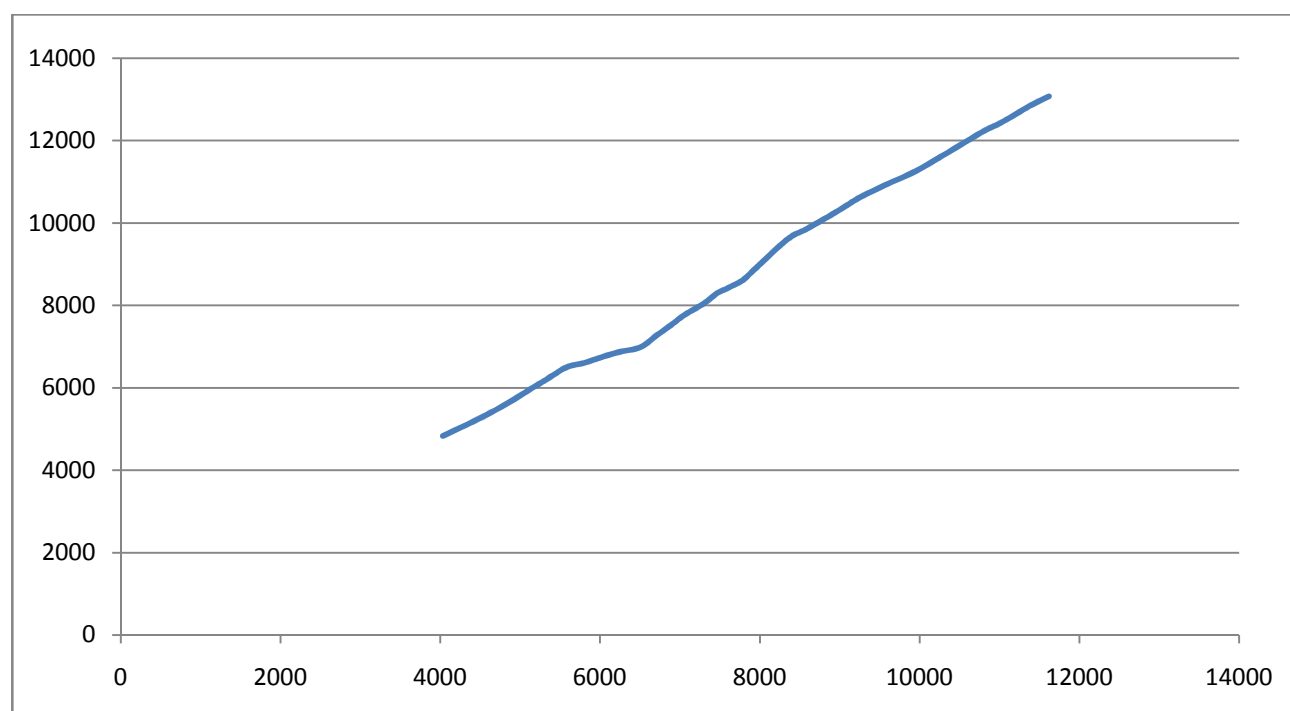


Figure II-3: double masses des stations 27-04 et 27-03

On Remarque qu'il y a une anomalie cette période correspond aux années 1983 à 1986

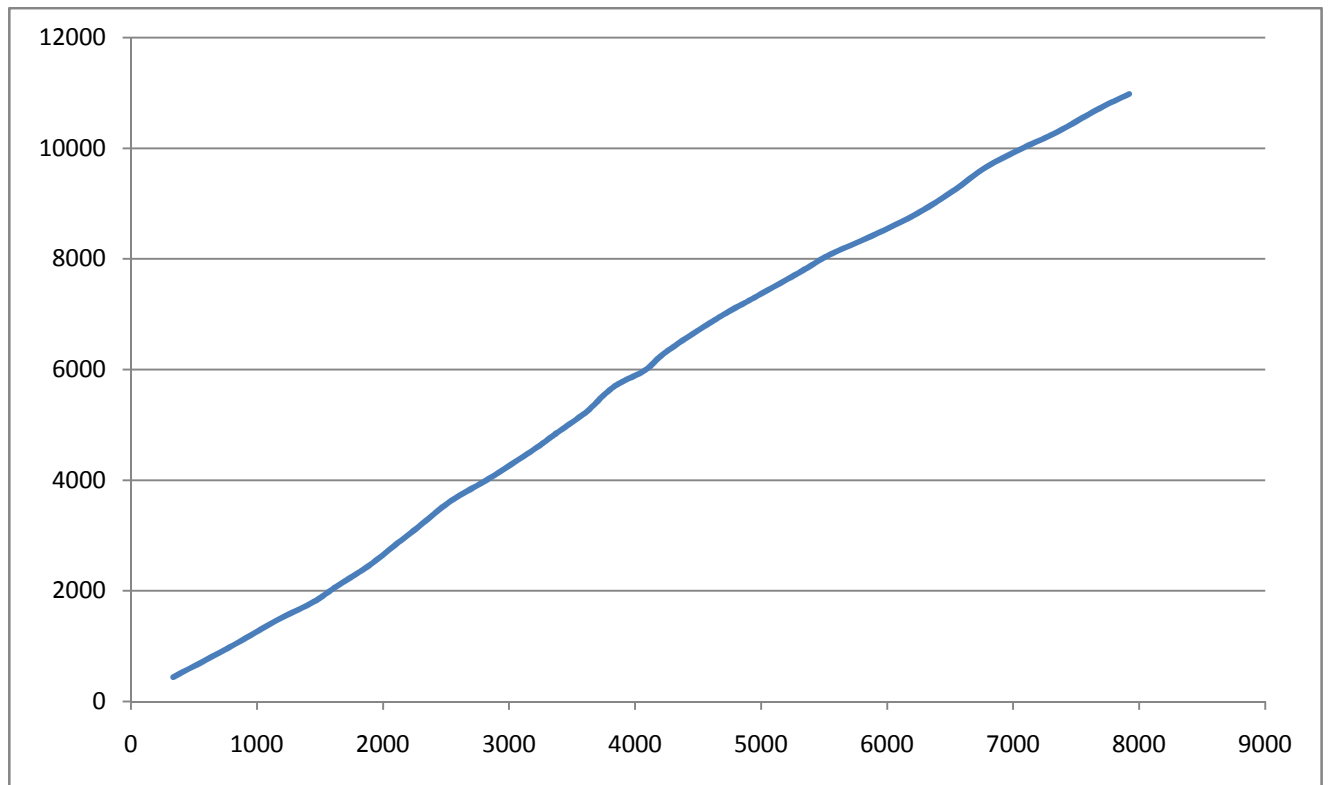


Figure II-4: double masses des stations 27-04 et 27-06

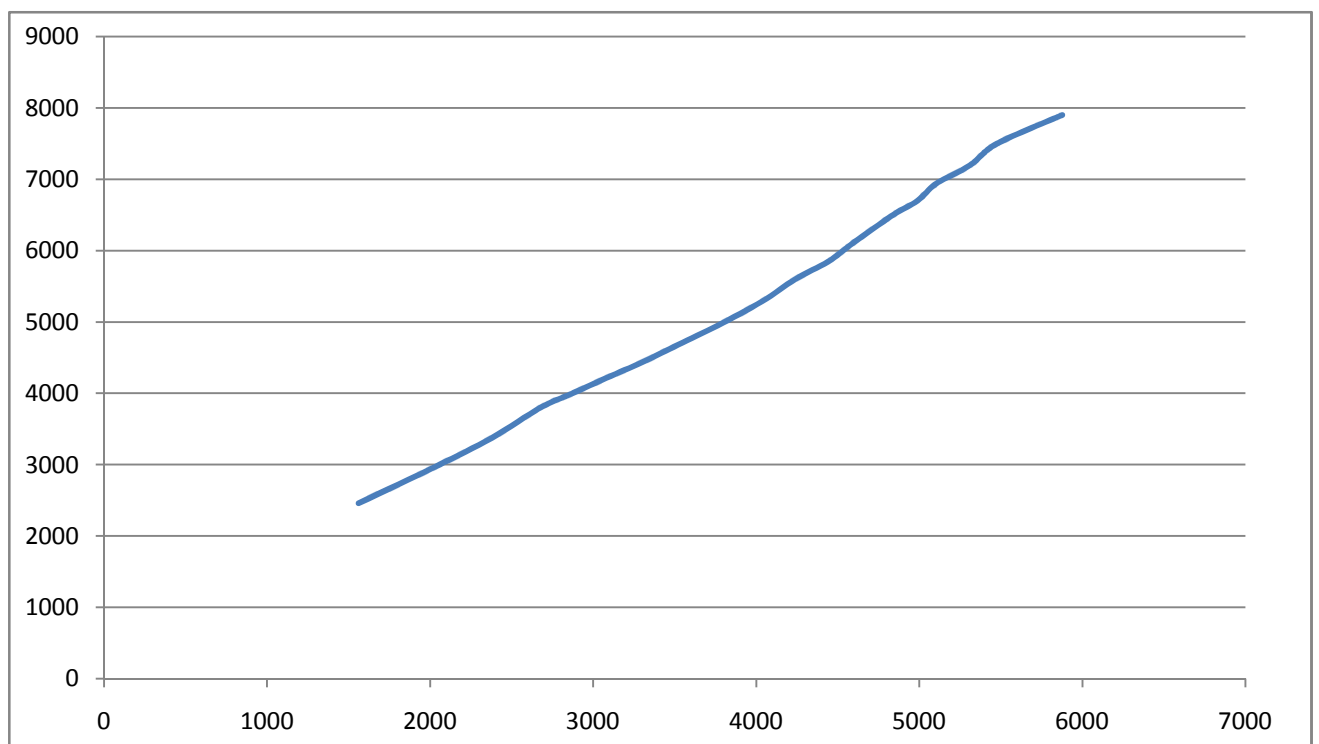


Figure II-5: double masses des stations 27-04 et 27-07

Après avoir comblé les lacunes des stations on détermine la pluie moyenne interannuelle par la méthode de Thiessen

Station	01-27-04	01-27-03	01-27-06	01-27-07
Surface (Km ²)	209	32	405	154
Pmoy (mm)	290	327	341	302

$$P_{moy} = \frac{\sum Si \cdot Pi}{S} = 321 \text{ mm}$$

II-3-3-2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalière

On prendra la série 01-27-04 pour étudier la pluie maximale journalière. Étant donné que la série la plus longue et aussi homogène.

Caractéristique de l'échantillon

Tableau II-7 : caractéristiques de l'échantillon

Nombre d'années d'observation	40
La moyenne	31.5
Ecart-type	13.5
Coefficient de variation (Cv)	0.429
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.28

a) Ajustement à la loi de Gauss

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

b) Ajustement à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x - x_0}{\alpha}}} \quad \text{Avec : } y = \frac{x - x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle $\alpha > 0$

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$ et l'équation de la droite de Gumbel est : $X = \alpha * Y + X_0$

c) Ajustement a la loi de Galton

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

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

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x_{p\%} = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{ Log } U_{p\%}$$

Tableau II-8: résultats d'ajustement à la loi de Gauss

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	84.7	72.3- 97.1
1000	0.999	75.9	65.3- 86.4
200	0.995	68.6	59.5- 77.8
100	0.99	65.1	56.7- 73.6
50	0.98	61.3	53.6- 69
10	0.9	50.5	44.5- 56.4
5	0.8	44.3	39.2- 49.4
2	0.5	32.4	28.1- 36.8

Le teste de χ^2 de Pearson montre que l'ajustement a la loi de Gauss n'est pas adéquats

Tableau II-9: résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	120	95.2 - 145
1000	0.999	96.8	78.1 - 116
200	0.995	80.3	65.6 - 95
100	0.99	73.2	60.2 - 86.2
50	0.98	66.1	54. - 77.4
10	0.9	49.2	41.8 - 56.6
5	0.8	41.5	35.8 - 47.3
2	0.5	30	26.2 - 33.7

$$X=10.22Y+26.20$$

Tableau II-10 : résultats d'ajustement à la loi de Galton (lognormale)

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	136	87.2 - 185
1000	0.999	105	73 - 138
200	0.995	85.5	62.8 - 108
100	0.99	77.2	58.2 - 96.2
50	0.98	69.1	53.5 - 84.5
10	0.9	50.4	41.7 - 59
5	0.8	42.1	35.9 - 48.3
2	0.5	29.9	26.1 - 33.6

$$\text{Log}_{P_{\text{mxj}}} P\% = 3.40 + 0.4U_{P\%}$$

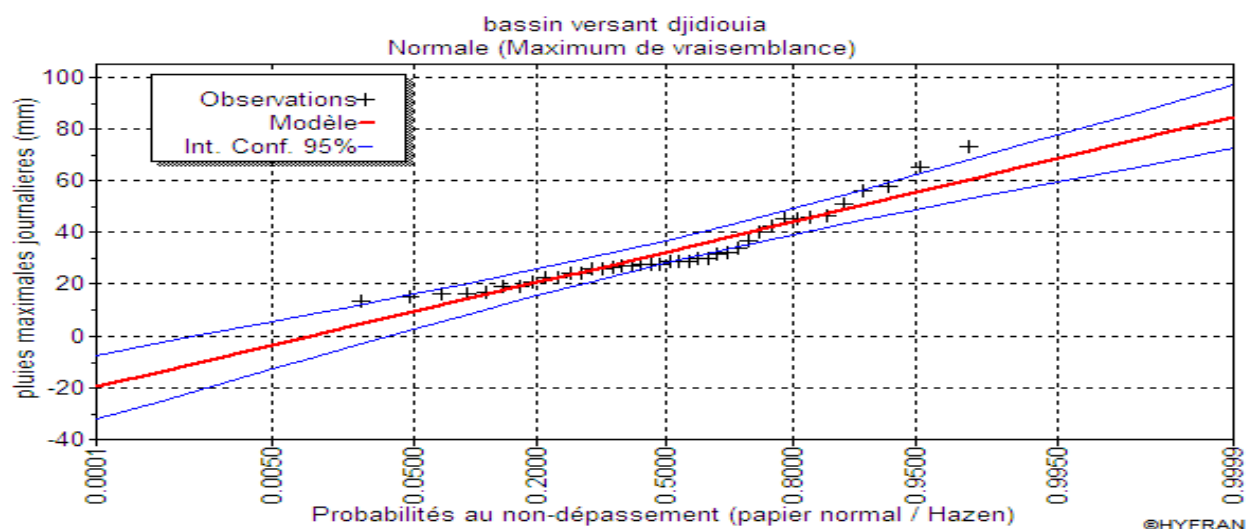


Figure II-6 : graphe d'ajustement a la loi de Gauss

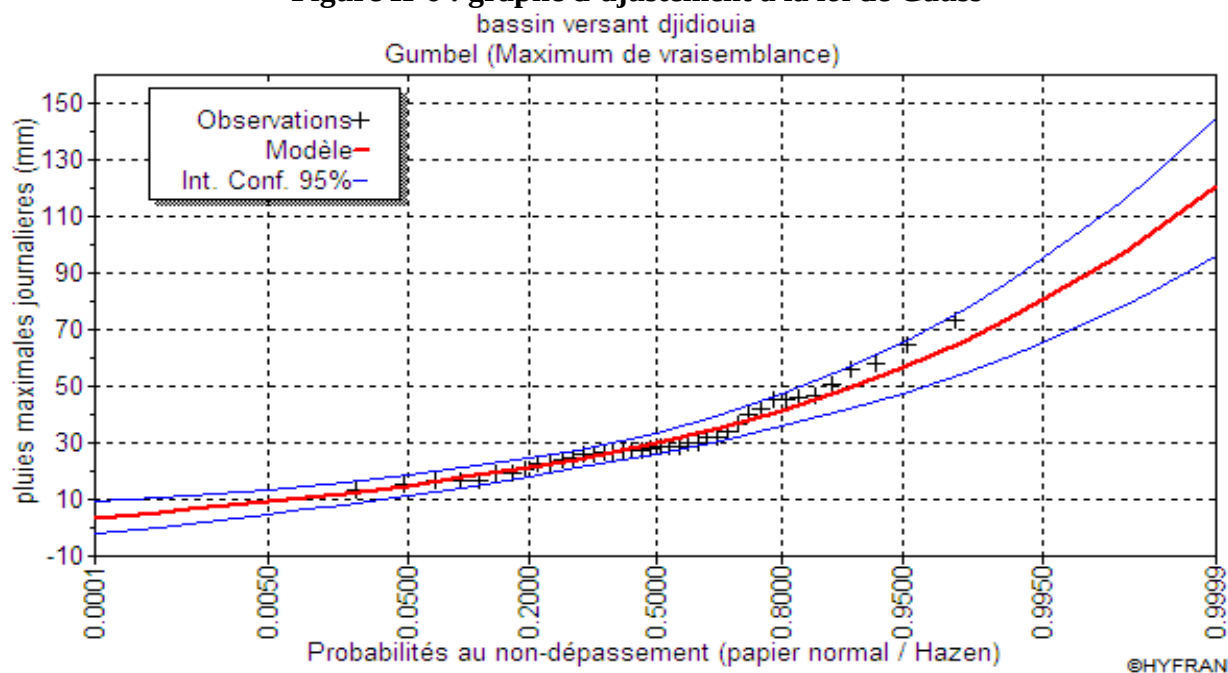
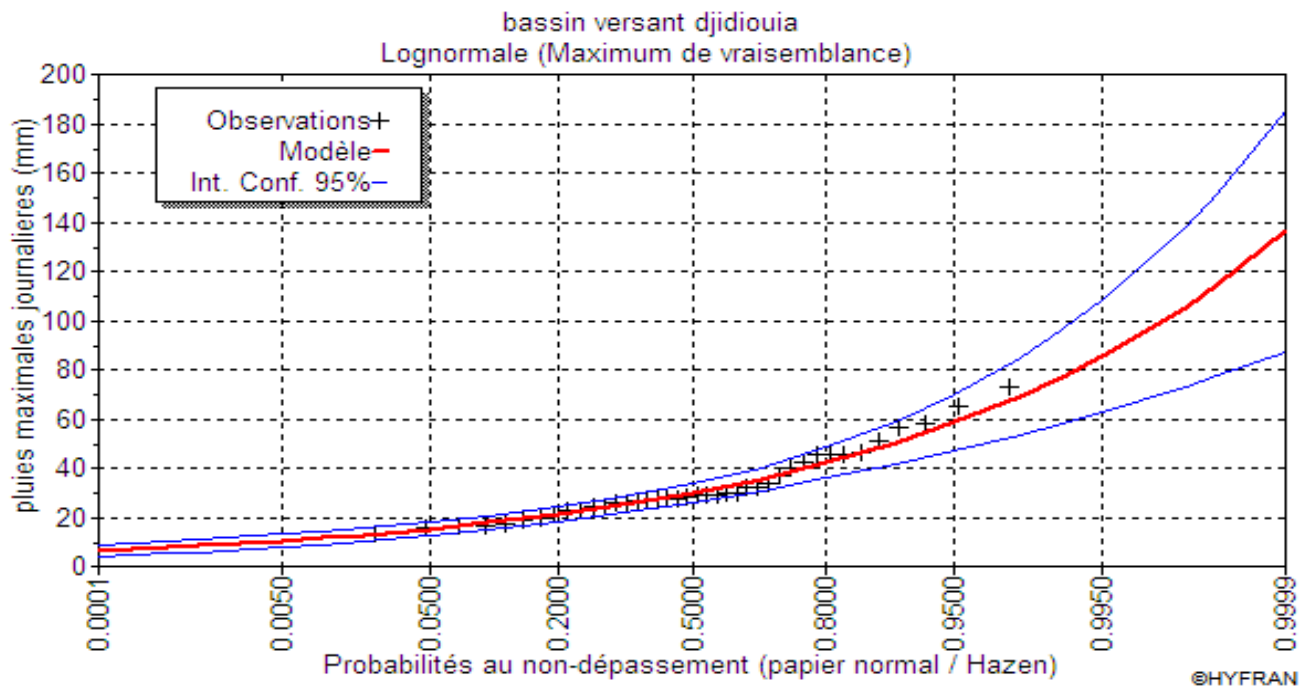


Figure II-7 : graphe ajustement a la loi de Gumbel



Conclusion : le teste de χ^2 de Pearson montre que les deux ajustements (Gumbel, Galton) sont adéquats et leurs nombres de paramètres est le même alors par comparaison graphique on choisit la loi de Galton car tous les points sont plus proches a la droite de HENRY

II-3-3-3 Pluies a courtes durée et leurs intensités

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

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:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Tableau II-11 : les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour

Période de retour	10		20		50		100		1000	
Temps (h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	17.66	17.66	20.46	20.46	24.21	24.21	27.05	27.05	36.79	36.79
2	22.20	11.10	25.72	12.86	30.43	15.22	34.00	17.00	46.24	23.12
3	25.38	8.46	29.40	9.80	34.79	11.60	38.87	12.96	52.87	17.62
4	27.90	6.98	32.33	8.08	38.25	9.56	42.74	10.68	58.13	14.53
5	30.03	6.01	34.80	6.96	41.18	8.24	46.01	9.20	62.57	12.51
6	31.90	5.32	36.96	6.16	43.73	7.29	48.86	8.14	66.45	11.08
7	33.56	4.79	38.89	5.56	46.01	6.57	51.41	7.34	69.92	9.99
8	35.07	4.38	40.64	5.08	48.09	6.01	53.72	6.72	73.07	9.13
9	36.46	4.05	42.25	4.69	49.99	5.55	55.85	6.21	75.97	8.44
10	37.75	3.78	43.75	4.37	51.76	5.18	57.83	5.78	78.65	7.87
11	38.96	3.54	45.14	4.10	53.42	4.86	59.68	5.43	81.17	7.38
12	40.10	3.34	46.46	3.87	54.97	4.58	61.42	5.12	83.53	6.96
13	41.17	3.17	47.70	3.67	56.44	4.34	63.06	4.85	85.77	6.60
14	42.19	3.01	48.88	3.49	57.84	4.13	64.62	4.62	87.89	6.28
15	43.16	2.88	50.01	3.33	59.17	3.94	66.11	4.41	89.91	5.99
16	44.09	2.72	50.47	3.15	59.72	3.73	66.72	4.17	90.74	5.67
17	44.98	2.62	51.58	3.03	61.03	3.59	68.19	4.01	92.74	5.46
18	45.84	2.52	52.65	2.93	62.30	3.46	69.60	3.87	94.67	5.26
19	46.66	2.44	53.69	2.83	63.53	3.34	70.97	3.74	96.53	5.08
20	47.46	2.36	54.69	2.73	64.71	3.24	72.30	3.61	98.33	4.92
21	48.23	2.29	55.66	2.65	65.86	3.14	73.58	3.50	100.07	4.77
22	48.97	2.22	56.60	2.57	66.97	3.04	74.82	3.40	101.76	4.63
23	49.70	2.16	57.51	2.50	68.05	2.96	76.03	3.31	103.40	4.50
24	50.40	2.10	58.40	2.43	69.10	2.88	77.20	3.22	105.00	4.38

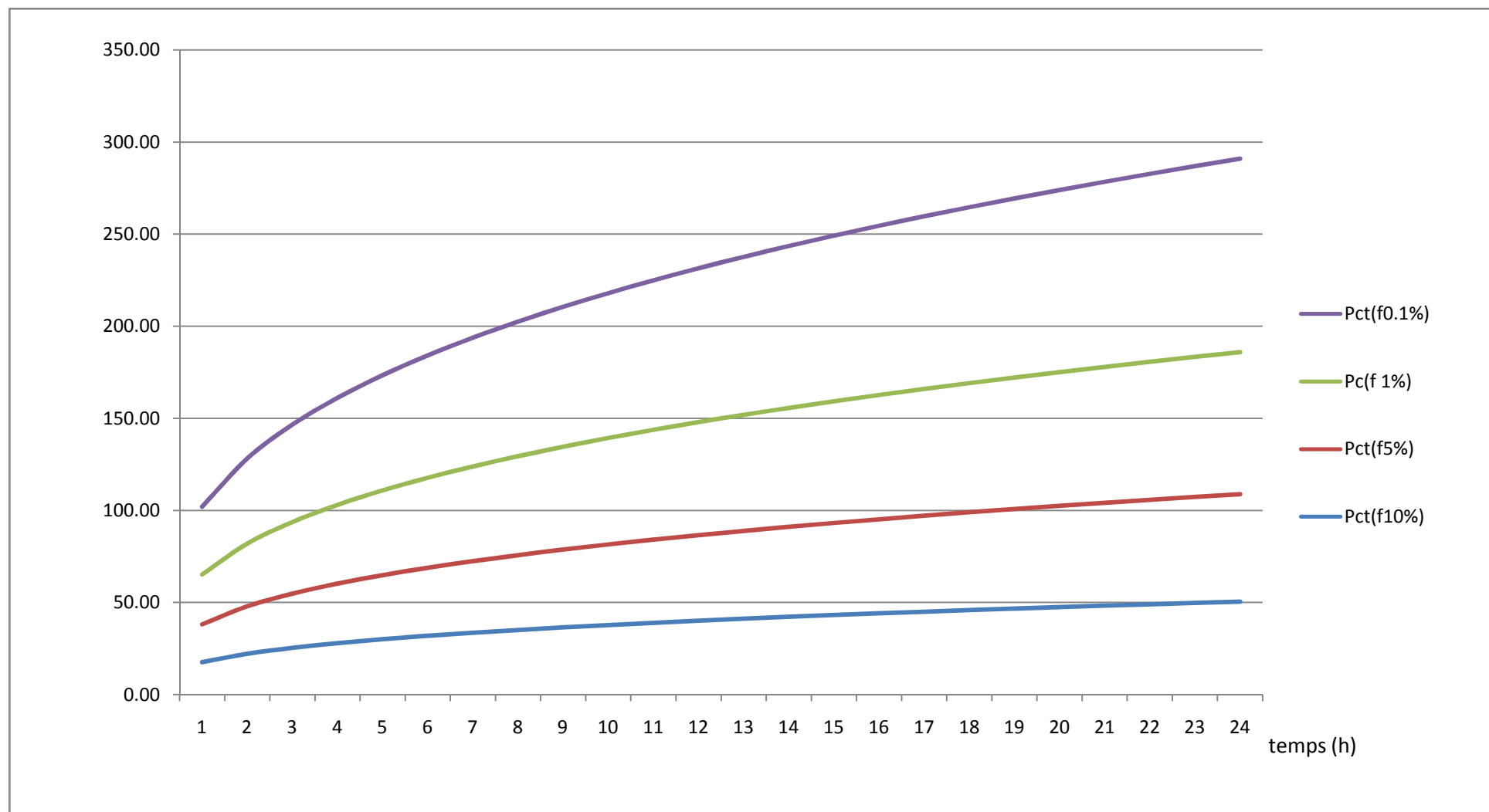


Figure II-9 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps

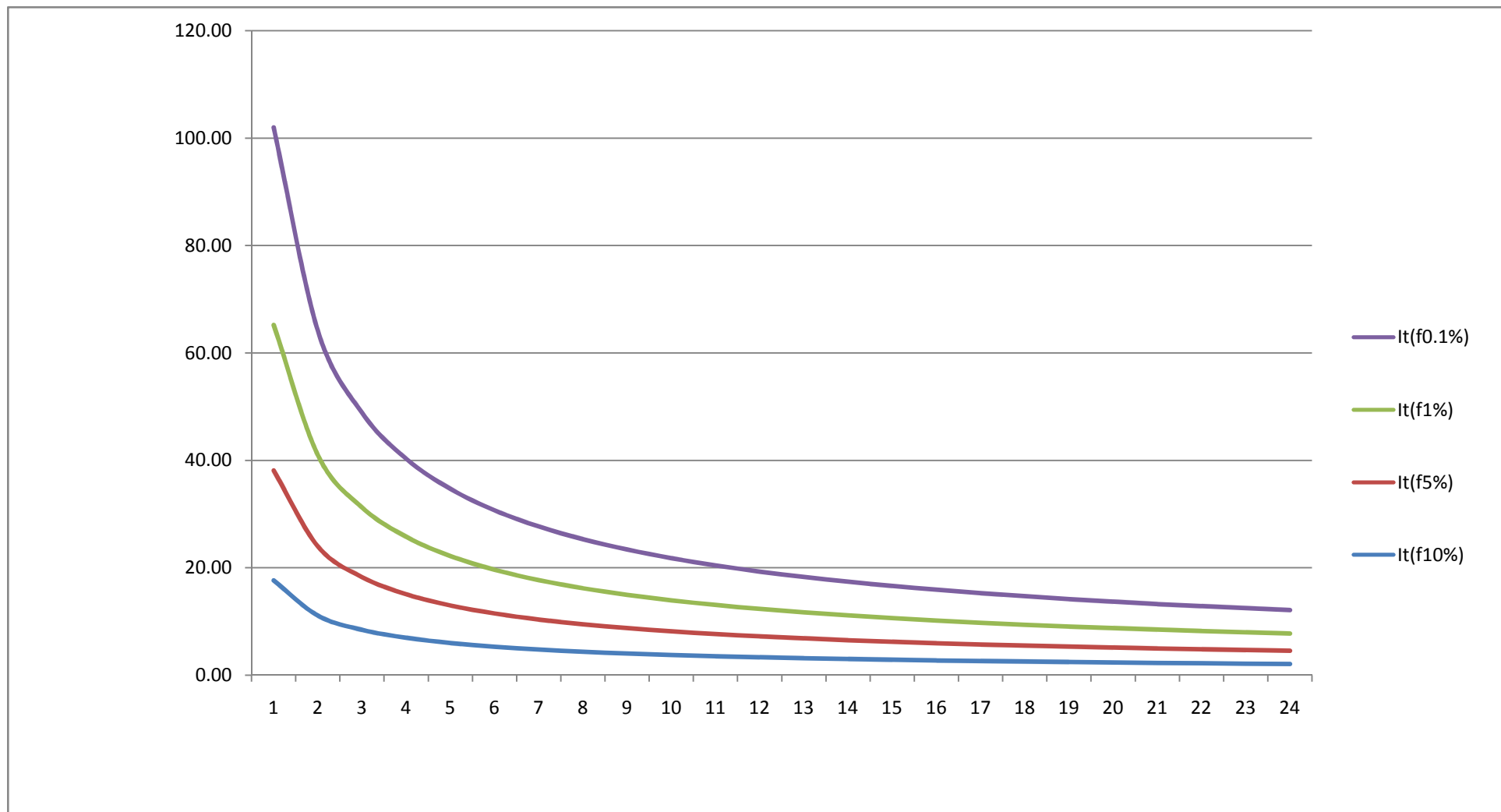


Figure II-10 : représentation des intensités en fonction de temps

II-4 Etude des apports

II-4-1 Apport liquide

Il existe une station hydrométrique au niveau d'oued de DJIDIOUIA dont les débits moyens mensuels pendant 36ans (1961-1996) sont donnés dans l'annexe 1

II-4-1-1 Caractéristiques de l'écoulement

$$A_0 = 28.03 \text{ Mm}^3$$

a) Le débit spécifique

$$M_0 = \frac{A_0}{T \cdot S} \quad \text{avec :}$$

$$A_0 : \text{apport moyen interannuel} \quad A_0 = 28.03 \text{ Mm}^3$$

$$T : \text{temps d'une année en seconde} \quad T = 31.536 \cdot 10^6 \text{ s}$$

$$S : \text{surface de bassin versant} \quad S = 840 \text{ Km}^2$$

$$M_0 = 1.06 \text{ l/s/Km}^2$$

b) La lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad \text{AN : } L_e = 33.36 \text{ mm}$$

c) Coefficient de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{AN : } C_e = 10.39 \%$$

II-4-1-2 Analyse fréquentielle des apports

Pour l'analyse fréquentielle des apports on ajuste la série à la loi de Galton

$$C_v = 0.754 \quad C_s = 2.102$$

Tableau II-12: les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Galton

Période de retour	4/5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de Gauss	-0.84	1.28	1.64	2.05	2.32	3.09
Apport (Mm ³)	13	52.039	65.987	86.197	103	169.64

La répartition de l'apport de la fréquence 80%

La répartition de l'apport moyen annuel suit la même répartition des pluies moyennes annuelles

Tableau II-13: la répartition de l'apport de la fréquence 80%

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
Apport (%)	3.91	10.1	12.86	15.7	13.92	12.58	10.74	11.23	7.19	0.87	0.49	0.4	100
Apport (Mm ³)	0.51	1.31	1.67	2.04	1.81	1.64	1.4	1.46	0.93	0.11	0.06	0.05	13

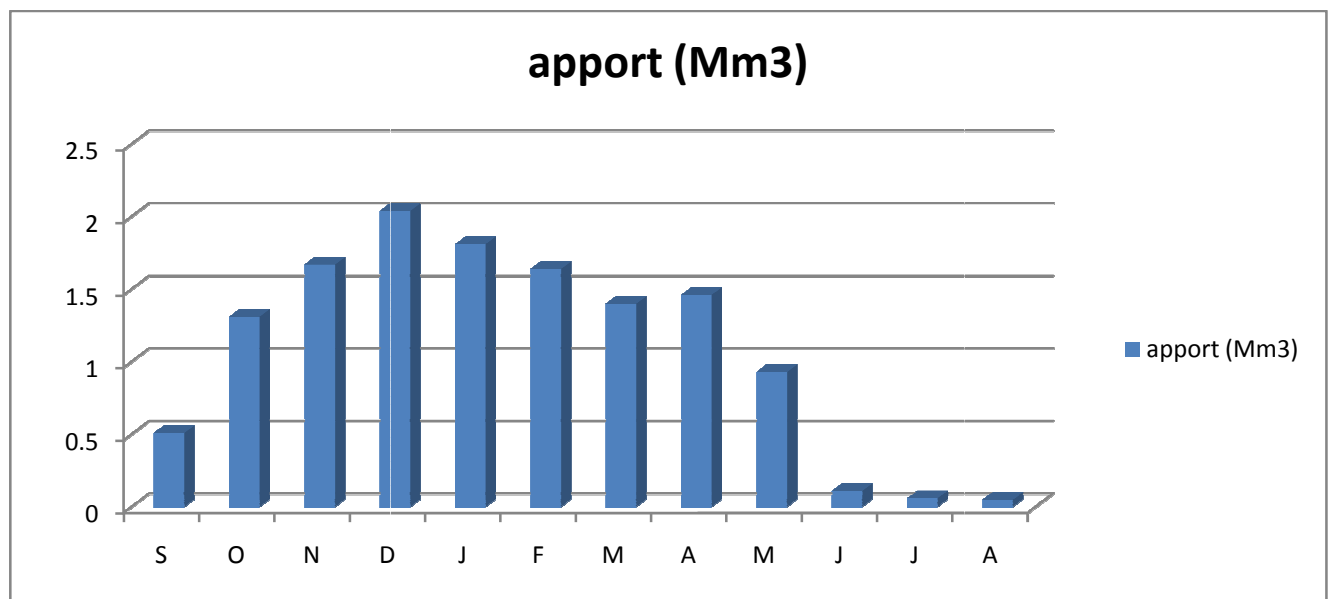


Figure II-11: représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%

II-4-2 Apport solide

La série de transport solide est donnée en annexe 1

L'apport solide moyen interannuel est $1.30 \cdot 10^6 \text{ t}$

$Es=1524 \text{ t/Km}^2/\text{an}$ Es : c'est l'érosion spécifique

Calcul de volume mort par la formule de l'érosion spécifique

$$Vm = \frac{Es \cdot S \cdot T \cdot m}{\tau} \quad \text{tel que :}$$

S : surface de bassin (840 Km^2)

T : délai de service de barrage (50ans)

τ : poids volumique des sédiments 1.6 t/m^3

m: pourcentage d'alluvion restant dans le lac (m=1)

$$AN : Vm = 40 \text{ Mm}^3$$

II-5 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 :

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

C : coefficient topographique variant entre 100 et 166 dans notre cas est pris 166

S : surface du B.V $S=840\text{Km}^2$

$H_{tc,p\%}$: pluie courte durée (pour $t=t_c=17\text{h}$) en m

H_{moy} : altitude moyenne en m $H_{moy}=417.6\text{m}$

$H_{\min}$: altitude minimale en m $H_{\min}=100\text{m}$

L_p : longueur de thalweg principale en Km $L_p=83.24\text{km}$

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	488	518	617	697	996	1200

b-Formule de Mallet-Gauthier :

$$Q_{\max.P\%} = \frac{2.K.\log(1 + AP_{an}).S.\sqrt{1 + 4\log T - \log S}}{\sqrt{L_P}} \quad \text{avec :}$$

K : représente la géomorphologie du bassin versant comprise entre 1 et 3 prise 1.6

A : représente les conditions climatiques compris entre 20 et 30 prises 20

T : période de retour (année)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	390	490	598	667	859	1016

- la formule de Giandotti donne des valeurs supérieures pour les différentes périodes de retour, alors les crues qui seront adoptés sont celles de Giandotti

II-5-1 Hydrogramme des crues

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

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

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

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

Q_t : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

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

$t_m = 17\text{h}$ $t_b = 51\text{h}$ $t_d = 68\text{h}$

Tableau II-14: les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI

temps	Q _{10%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{0.1%} (m ³ /s)	Q _{0.01%} (m ³ /s)
2	6.75	7.17	8.54	9.65	13.79	16.61
4	27.02	28.68	34.16	38.59	55.14	66.44
6	60.79	64.53	76.86	86.82	124.07	149.48
8	108.07	114.71	136.64	154.35	220.57	265.74
10	168.86	179.24	213.49	241.18	344.64	415.22
12	243.16	258.10	307.43	347.29	496.28	597.92
14	330.96	351.31	418.45	472.71	675.49	813.84
16	432.28	458.85	546.55	617.41	882.27	1062.98
17	488.00	518.00	617.00	697.00	996.00	1200.00
18	432.81	459.42	547.22	618.17	883.36	1064.29
20	381.95	405.43	482.91	545.53	779.55	939.21
22	335.23	355.84	423.85	478.81	684.21	824.34
24	292.49	310.47	369.81	417.76	596.97	719.24
26	253.55	269.14	320.57	362.14	517.49	623.48
28	218.22	231.64	275.91	311.69	445.39	536.62
30	186.34	197.80	235.60	266.15	380.32	458.22
32	157.73	167.43	199.42	225.28	321.92	387.86
34	132.21	140.33	167.15	188.83	269.83	325.10
36	109.60	116.33	138.57	156.53	223.68	269.50
38	89.72	95.24	113.44	128.15	183.12	220.63
40	72.41	76.86	91.55	103.42	147.79	178.06
42	57.48	61.02	72.68	82.10	117.32	141.35
44	44.76	47.51	56.59	63.93	91.35	110.07
46	34.07	36.16	43.08	48.66	69.54	83.78
48	25.23	26.78	31.90	36.04	51.50	62.05
50	18.07	19.19	22.85	25.81	36.89	44.44
52	12.42	13.18	15.70	17.73	25.34	30.53
54	8.08	8.58	10.22	11.54	16.50	19.87
56	4.90	5.20	6.19	6.99	9.99	12.04
58	2.68	2.85	3.39	3.83	5.47	6.59
60	1.26	1.34	1.60	1.80	2.58	3.10
62	0.46	0.49	0.58	0.66	0.94	1.13
64	0.10	0.11	0.13	0.14	0.20	0.24
66	0.0037	0.0039	0.0047	0.0053	0.0075	0.0090
68	0	0	0	0	0	0

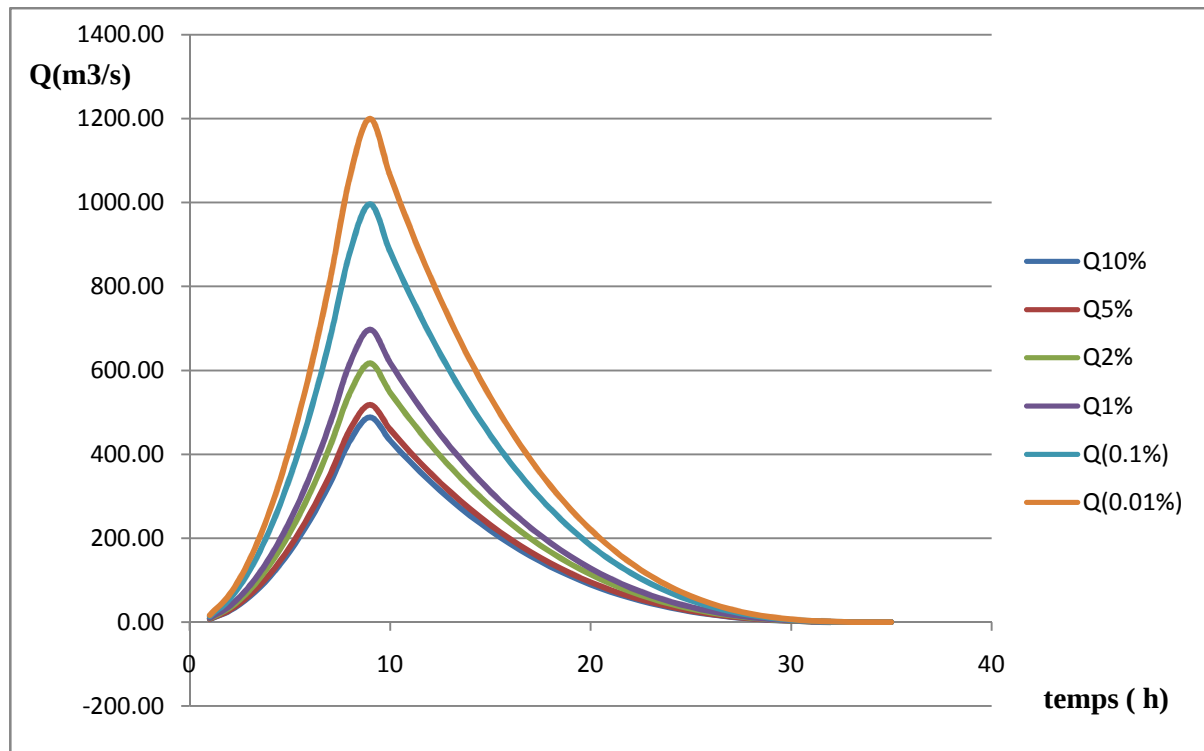


Figure II-12 : représentation graphique des hydrogrammes des crues

Conclusion sur le choix de la crue du projet

Pour le choix de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant ainsi le risque en aval, dans notre cas nous considérons que les connaissances hydrologiques sont moyennes le risque en aval est un peu élevé alors on opte pour la crue millénaire

$$Q_{\max, 0.1} = 996 \text{ m}^3/\text{s}$$

II-6 Etude de Régularisation

L'étude de régularisation a pour objectif de préciser en fonction de la capacité de la retenue le débit garanti qui peut être fourni par l'aménagement

II-6-1 les courbes caractéristiques

A partir de plan topographique on mesure les surfaces correspondantes à chaque cote et on calcule le volume

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

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

Tableau II-15 : cote-surface-capacité

Cote (m)	S(Km ²)	V (Mm ³)
80	0	0
105	0.044	1.98
110	1.44	5.69
115	2.63	15.86
120	3.7	31.69
125	4.79	52.915
130	6.5	81.14
135	7.95	117.27
140	9.7	161.39
145	11.25	213.76
150	13.1	274.64

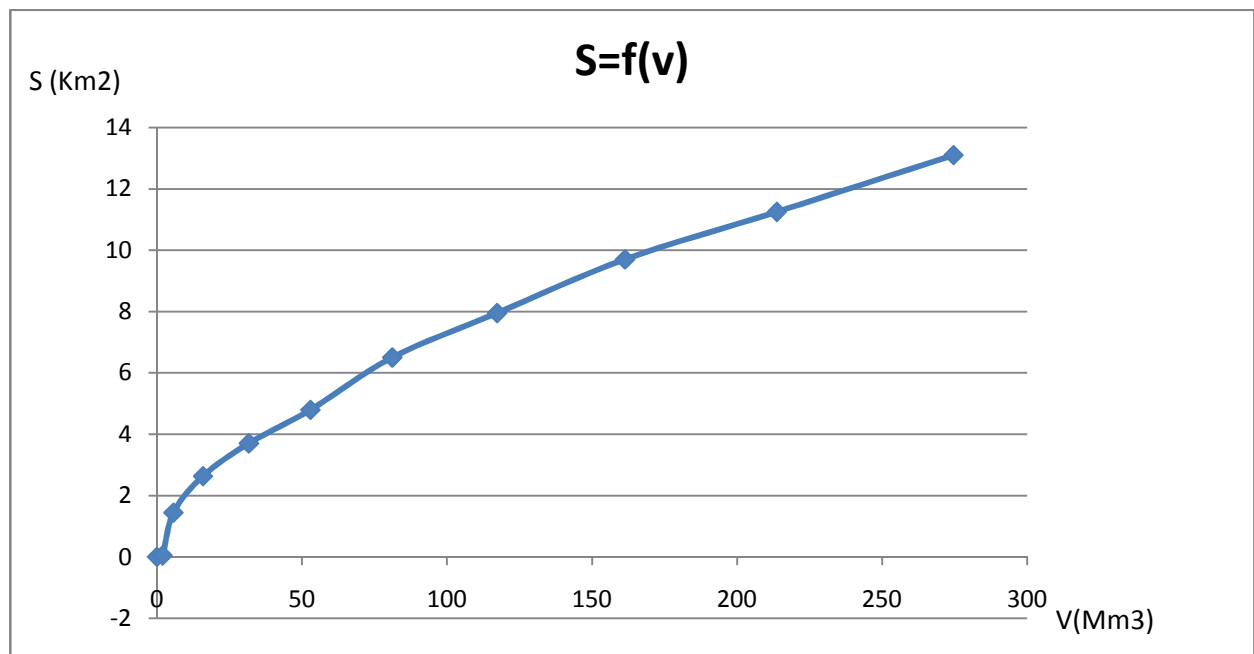


Figure II-13 : courbe surface-volume

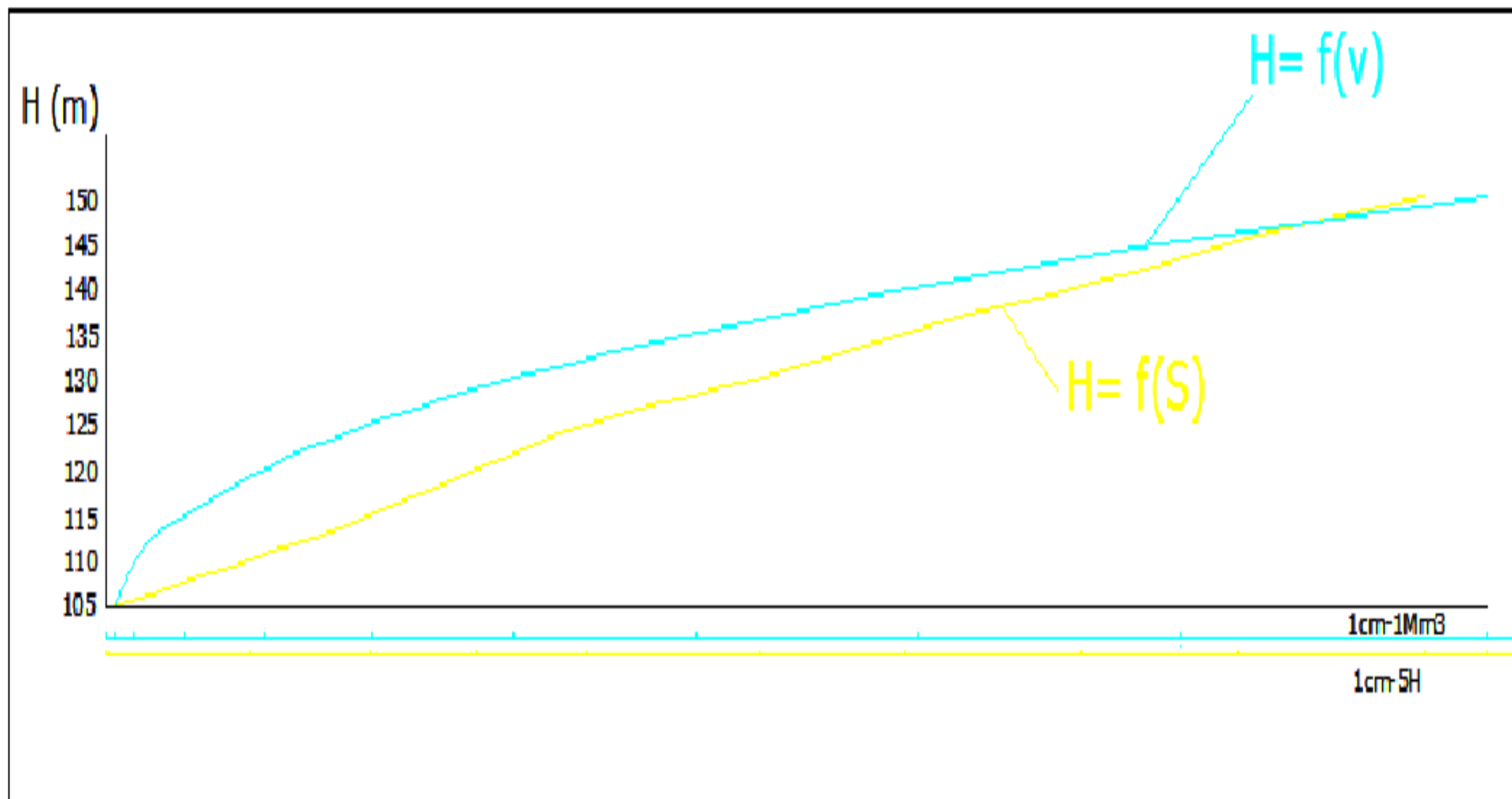


Figure II-14 : courbe cote-surface-capacité

II-6-2 Calcul de volume utile

Tableau II-16: la répartition mensuelle de W80%

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Appor	3.9	10.	12.8	15.	13.9	12.5	10.7	11.2	7.1	0.8	0.4	0.4	100
t (%)	1	1	6	7	2	8	4	3	9	7	9		
Appor	0.5	1.3	1.67	2.0	1.81	1.64	1.4	1.46	0.9	0.1	0.0	0.05	13
t	1	1		4					3	1	6		

(Mm³)

Tableau II-17 : la répartition mensuelle des besoins

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Consommation	3.64	2.52	0.56	0	0	0	0	1.96	4.2	4.77	5.05	5.33	28.03
(Mm ²)													
Consommation	13	9	2	0	0	0	0	7	15	17	18	19	100
(%)													

La demande est supérieure à l'apport alors on fera une régularisation interannuelle

a-Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel

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

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

Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

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

➤ **La composante saisonnière β_s est égale**

$$\beta_s = \alpha (T_{ét} - W_{ét})$$

$$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}$$

Avec : α : Coefficient de régularisation. ($\alpha = q/Q_0$)

$T_{ét}$: Période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{ét}$: Nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_0 .

$$W_{ét} = \frac{\sum_{m=1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_{pm=1}^{12} W_{pm}} \quad \text{Avec :}$$

$W_{ét}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_{m=1}^{N_{ét}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_{pm=1}^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

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

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

α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n) $K_{p\%}^{(n)} = Fp_{p\%} C_v^{(n)} + 1$

C_v : Coefficient de variation

$Fp_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{p\%}$ et C_s (sorte de tableau de Rybkine-Foster)

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Donc : $\beta_{\text{pla}} = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n]$.

Tableau II-18: calcul de la composante saisonnière

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
A (Mm ³)	0.67	1.98	1.30	3.00	4.26	4.86	4.98	3.16	2.14	0.67	0.40	0.40
A/A ₀	0.29	0.85	0.56	1.29	1.84	2.10	2.15	1.36	0.92	0.29	0.17	0.17

$$A_0 = 2.32 \text{ Mm}^3$$

AN : Net=7 Tét=0.58 Wét=0.18 α=0.9 et Bs=0.42

Tableau II-19: calcul de la composante interannuelle par Kristly-Menkel

n	$\sqrt{n}$	$C_v^{(n)}$	$C_s^{(n)}$	Kp%	Zp%
1	1.00	0.75	2.10	0.43	0.47
2	1.41	0.53	1.49	0.56	0.67
3	1.73	0.44	1.21	0.63	0.81
4	2.00	0.38	1.05	0.68	0.88
5	2.24	0.34	0.94	0.71	0.93
6	2.45	0.31	0.86	0.74	0.97
7	2.65	0.28	0.79	0.76	1.00
8	2.83	0.27	0.74	0.77	1.01
9	3.00	0.25	0.70	0.79	1.02
10	3.16	0.24	0.66	0.80	1.04
11	3.32	0.23	0.63	0.81	1.3
12	3.46	0.22	0.61	0.81	1.02
13	3.61	0.21	0.58	0.82	1.01
14	3.74	0.20	0.56	0.83	1.00
15	3.87	0.19	0.54	0.83	0.98
16	4.00	0.19	0.53	0.84	0.96
17	4.12	0.18	0.51	0.84	0.94
18	4.24	0.18	0.50	0.85	0.92
19	4.36	0.17	0.48	0.85	0.89
20	4.47	0.17	0.47	0.86	0.87
21	4.58	0.16	0.46	0.86	0.84
22	4.69	0.16	0.45	0.86	0.81
23	4.80	0.16	0.44	0.87	0.77
24	4.90	0.15	0.43	0.87	0.74
25	5.00	0.15	0.42	0.87	0.70
26	5.10	0.15	0.41	0.87	0.67
27	5.20	0.15	0.40	0.88	0.63
28	5.29	0.14	0.40	0.88	0.59
29	5.39	0.14	0.39	0.88	0.55
30	5.48	0.14	0.38	0.88	0.51
31	5.57	0.14	0.38	0.88	0.47
32	5.66	0.13	0.37	0.89	0.43
33	5.74	0.13	0.37	0.89	0.38
34	5.83	0.13	0.36	0.89	0.34
35	5.92	0.13	0.36	0.89	0.29
36	6.00	0.13	0.35	0.89	0.25

$C_v=0.754$ $C_s=2.102$ $\alpha=0.9$
 $V_{upla} = (1.04+0,42) \cdot 28,03 = 41\text{Mm}^3$

P=80%

Bpla=1.2

n =10

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 40 + 41 = 81 \text{ Mm}^3$$

Tableau II-20 : récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm^3	40
Volume utile	Mm^3	41
Volume au NNR	Mm^3	81
Cote NNR	m NGA	130
Cote de volume mort	m NGA	110

II-7 Laminage des crues

Le laminage des crues nous permet de connaître le débit déversant maximum, la charge maximale sur le déversoir et le volume stocké (volume forcé).

Le principe de laminage est :

$V_{st} = Q_c(t) dt - Q_e(h) dt$ avec $V_{st} = S(h) dh$ si on remplace dans l'équation précédente on obtient $S(h) dh = Q_c(t) dt - Q_e(h) dt$ et $(dh/dt) = (Q_c - Q_e)/S(h) \dots\dots(1)$

Il existe plusieurs méthodes pour résoudre cette équation nous optons pour la méthode de Kotcherine

II-7-1 La méthode de Kotcherine :

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

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

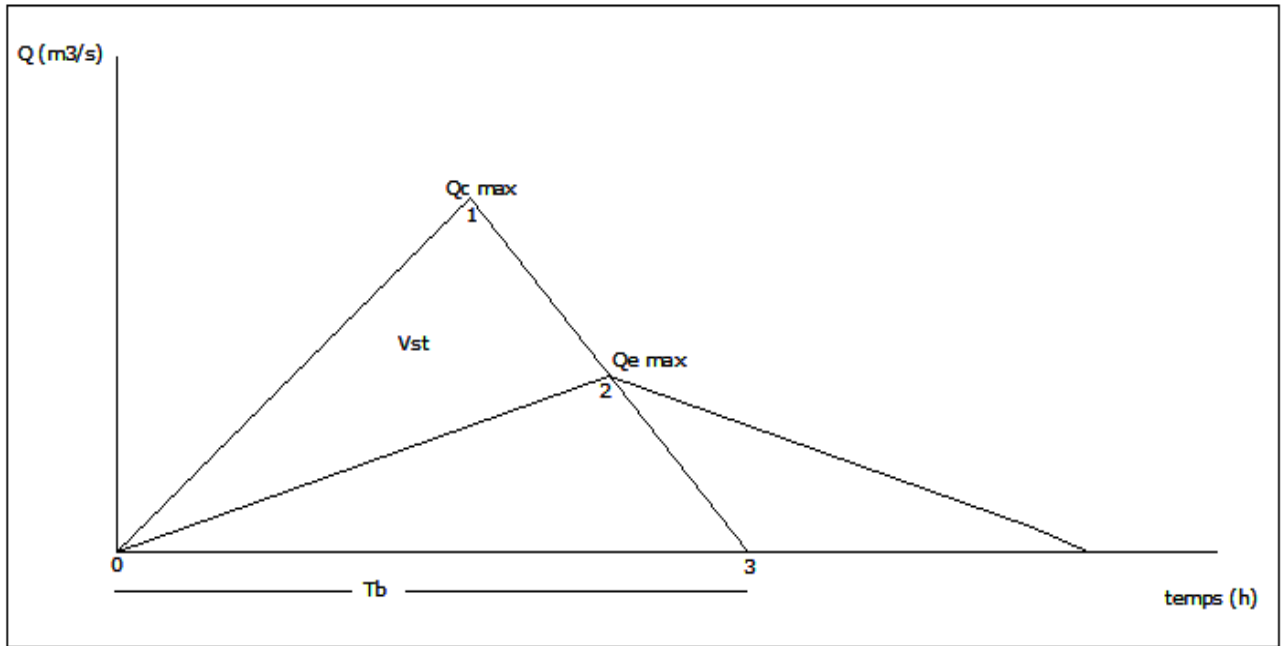


Figure II-15 : Hydrogramme de crue et Hydrogramme d'évacuation

$$V(0-1-2-0) = V(0-1-3-0) - V(0-2-3-0)$$

$$Vst = \frac{1}{2}(Tb \cdot Qc \max) - \frac{1}{2}(Tb \cdot Qe \max)$$

$$Qe \max = \frac{1}{Tb}(Tb \cdot Qc \max - 2Vst) \quad \text{avec} \quad Vst = \frac{1}{2}(S_{NNR} + S_{PHE}) H_{\max}$$

S_{NNR} : surface de plan d'eau correspond au volume normale de la retenue

S_{PHE} : surface de plan d'eau correspond au volume des plus hautes eaux

L'équation devient :

$$Qe \max = \frac{1}{Tb} [Tb \cdot Qc \max - (S_{NNR} + S_{PHE}) \cdot H_{\max}]$$

La longueur déversant est calculée par la formule de déversoir

$$Qe = m \cdot L_{\text{dév}} \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad \text{alors} \quad L_{\text{dév}} = Qe / (m \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g})$$

m: coefficient de débit 0.49

g : accélération de pesanteur $g=9.81\text{m/s}^2$

On varie H entre 0 et 5 m avec un pas de 0.2m et on calcule $Qe \max$ et $L_{\text{dév}}$

Tableau II-21: le laminage par la méthode de Kotcherine

H (m)	Cote (m)	SNNR (Km ²)	SPHE (Km ²)	Vst (Mm ³)	Vc (Mm ³)	Qe max (m ³ /s)	Ldév (m)
0	130	6.50	0.00	0.00	243.82		
0.2	130.2	6.50	6.56	2.61	243.82	985.33	5076.63
0.4	130.4	6.50	6.62	5.25	243.82	974.56	1775.25
0.6	130.6	6.50	6.68	7.91	243.82	963.69	955.55
0.8	130.8	6.50	6.74	10.59	243.82	952.73	613.58
1	131	6.50	6.80	13.30	243.82	941.66	433.95
1.2	131.2	6.50	6.86	16.03	243.82	930.50	326.20
1.4	131.4	6.50	6.92	18.79	243.82	919.25	255.73
1.6	131.6	6.50	6.98	21.57	243.82	907.90	206.73
1.8	131.8	6.50	7.04	24.36	243.82	896.48	171.07
2	132	6.50	7.09	27.18	243.82	884.96	144.19
2.2	132.2	6.50	7.15	30.02	243.82	873.36	123.34
2.4	132.4	6.50	7.21	32.89	243.82	861.66	106.80
2.6	132.6	6.50	7.26	35.77	243.82	849.87	93.42
2.8	132.8	6.50	7.32	38.68	243.82	837.99	82.42
3	133	6.50	7.37	41.61	243.82	826.01	73.26
3.2	133.2	6.50	7.44	44.60	243.82	813.80	65.51
3.4	133.4	6.50	7.50	47.59	243.82	801.60	58.92
3.6	133.6	6.50	7.56	50.60	243.82	789.31	53.25
3.8	133.8	6.50	7.62	53.63	243.82	776.91	48.33
4	134	6.50	7.68	56.69	243.82	764.42	44.03
4.2	134.2	6.50	7.73	59.77	243.82	751.84	40.25
4.4	134.4	6.50	7.79	62.87	243.82	739.16	36.91
4.6	134.6	6.50	7.85	66.00	243.82	726.39	33.93
4.8	134.8	6.50	7.91	69.15	243.82	713.52	31.27
5	135	6.5	7.97	72.33	243.82	700.55	28.88

A partir de l'étude d'optimisation on choisira $L_{dév}$, H_{max} et $Q_{e\ max}$

Conclusion

On remarque que l'apport solide est très grand qui résulte un volume mort important, et pour diminuer cette tranche morte il faut soit procéder a des traitements du bassin versant ou diminuer le délai de service du barrage

La crue de projet choisit est la crue millénaire vu l'existence d'une agglomération pas loin en aval du barrage

CHAPITRE III

Introduction

Le choix de type de barrage est conditionné par plusieurs critères qui sont :

- la morphologie de la vallée
- les conditions géologiques et géotechniques de la fondation
- les matériaux de construction
- le régime des crues

Il se peut que les critères précédents permettent d'envisager plusieurs variantes mais le choix revient à la variante la plus économique

III-1 les variantes susceptibles d'être projetées sur le site

III-1-1 Selon les conditions géologiques et géotechniques

Comme nous l'avons déjà conclu dans le chapitre de l'étude géologique et géotechnique les caractéristiques géotechniques de la fondation sont médiocres la raison pour laquelle on écarte les barrages rigides

Tableau III-1 : les caractéristiques géomécanique de site

Localisation	Type de rocher	Densité	Resistance en compression simple (MPa)	Cohésion (KPa)	Angle de frottement	Module de déformation (MPa)
Unité 3 (Haute des rives)	grés, qualité moyenne	2.3-2.5	15	150	45°	1200
Unite2, unité1 (rives)	grés bonne qualité	2.3-2.5	25	200	50°	3000
Unité 1 (Base du barrage)	Sables	1.6-2	0-10	0	30°	300
Veine charbonneuse	charbon	1.6	-	0	25°	1

III-1-2 selon les matériaux de construction

Nous avons quatre zones d'emprunts qui peuvent fournir des matériaux de construction

Tableau III-2 : les quantités des matériaux disponibles sur les zones d'emprunts

Zone d'emprunt	Type de matériaux	Quantité (m ³)
Av-F	Matériaux fin (50% d'argile)	2 500 000
Av-G3	Matériaux sablo- graveleux	250 000
Am-G1	Galet de nature gréseuse	250 000
Am-G4	Dépôt alluvionnaire	450 000

Comme nous remarquons dans le tableau nous disposons suffisamment de matériaux pour la construction du barrage en remblai ou de barrage en BCR type remblai dur

Nous pouvons conclure que les variantes qui peuvent être projetées sur notre site sont :

1^{er} variante : digue en enrochement a noyau central en argile

2^{eme} variante : digue en enrochement a masque amont en béton armé

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

III-2 le choix définitif du type du barrage

Pour choisir l'une des variantes sélectionnées précédemment on fera une étude économique
Pour les dimensions on prendra les paramètres adéquats sans vérification de stabilité

III-2-1 Calcul de la revanche

La revanche peut être calculée par plusieurs formules

a)Formule de STEVENSON

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

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

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

b) Formule de Mallet et de PAQUANT

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

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

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

c)Formule de L'USBR

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

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

$$V=1.5+2hv$$

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-3 : les résultats du calcul de la revanche

Formule	H _v (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON	0.79	2.08	0.81
Mallet et PAQUANT	0.77	2.01	0.98
L'USBR	0.8	3.1	1.08

On prend une revanche de 1m

III-2-2 La largeur en crête

Nous proposons une hauteur déversant de 3m

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

$$H_b = 133 + 1 - 80 = 54\text{m}$$

a) formule de KNAPPEN

$$bc = 1.65\sqrt{Hb} \quad bc = 12.12\text{m}$$

b) formule de PREECE

$$bc = 1.1\sqrt{Hb} + 1 \quad bc = 9.08$$

c) formule préconisée par CEMAGREF DEGOUTTE

$$bc = 3.6\sqrt[3]{Hb} - 3 \quad bc = 10.60\text{m}$$

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

La longueur en crête est tirée a partir de plan topographique $L_c = 201\text{ m}$

1^{er} variante : barrage en enrochement a noyau central d'argile

Les caractéristiques de cette variante sont les suivants :

- Corps d'appui en enrochement $m_1 = 2 \quad m_2 = 2$
- 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

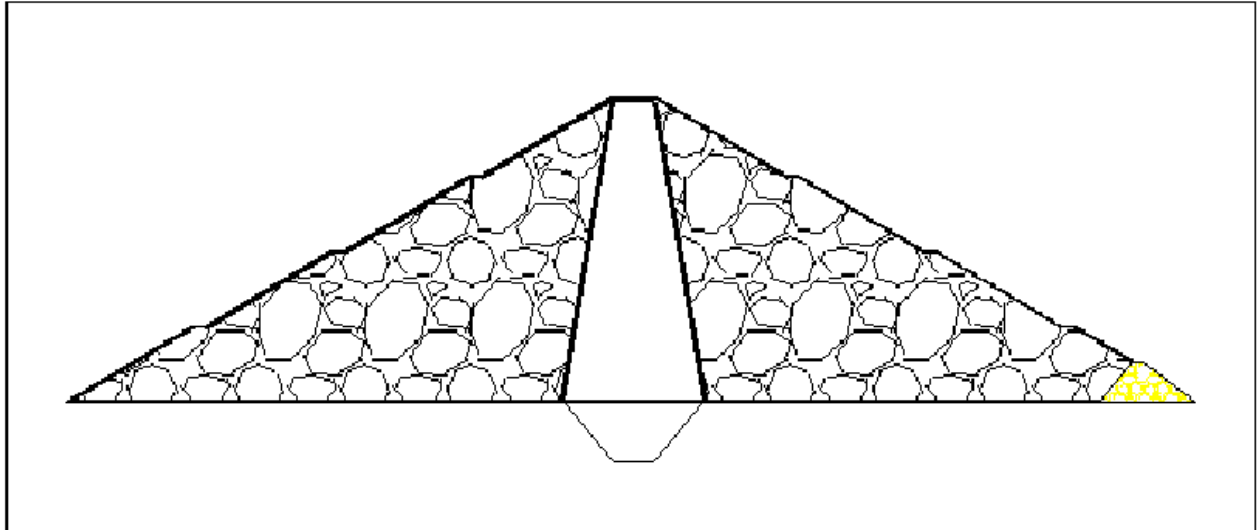


Figure III-1 : coupe type d'une digue en enrochement à noyau argileux

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

Les caractéristiques de cette variante sont les suivants :

- Corps d'appui en enrochement : $m_1=1.8/1$ et $m_2=1.8/1$
- Masque amont en béton armé
- Plinthe en béton
- protection de talus aval en enrochement

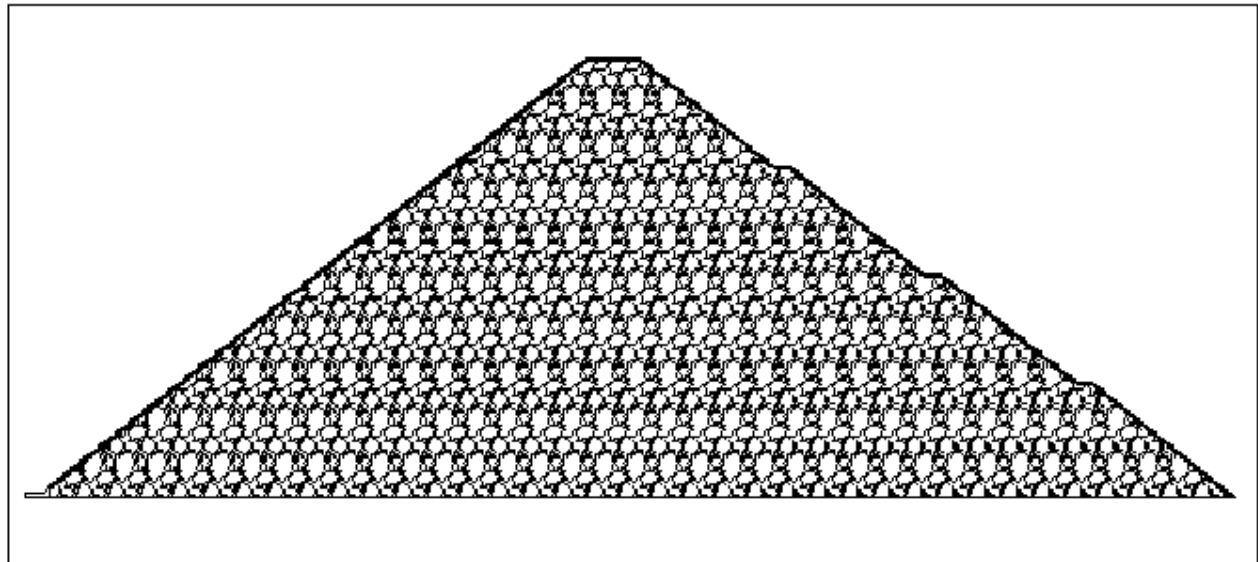


Figure III-2 : coupe type d'une digue en enrochement à masque amont

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 $m=0.7$

- masque amont en béton armé
- plinthe en béton armé

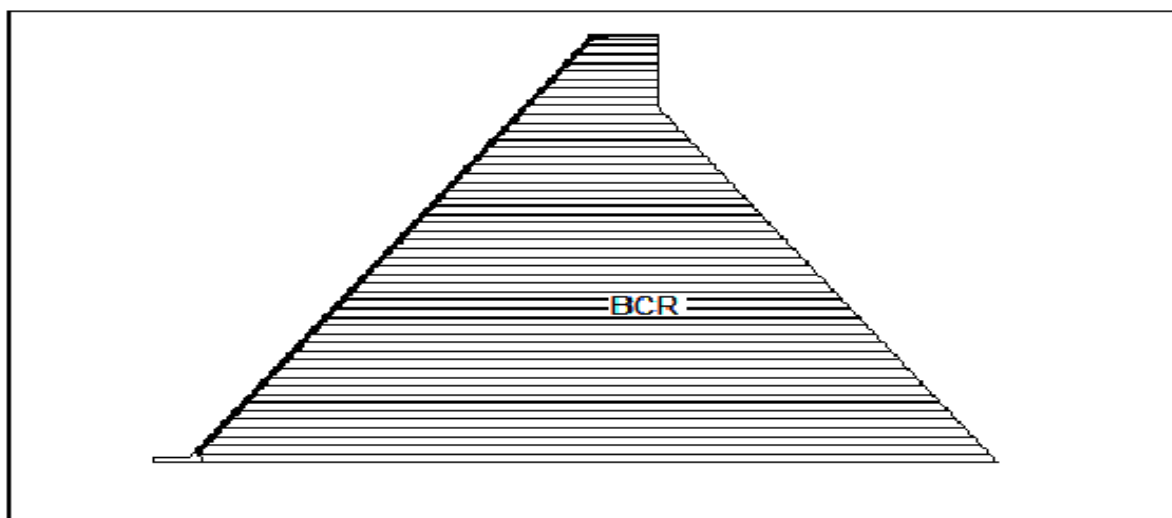


Figure III-3 : coupe type d'une digue en BCR type remblai dur

III-3Calcul des couts

Tableau III -4 : cout de la digue en enrochement a noyau centrale

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Enrochement pour le corps d'appuis	m ³	376254	2100	790133400
Argile pour noyau	m ³	87582.4636	1000	87582463.6
Filtre et drain	m ³	20826.1071	1800	37486992.8
Excavation en terrain meuble	m ³	1668	102	170136
Excavation en terrain compacte	m ³	1840.88125	144	265086.9
Rip-rap	m ³	6914.99455	1800	12446990.2
Décapages	m ³	17194.0961	124	2132067.92
Produit asphaltique	m ³	1668	1400	2335200
				Σ=932552337

Dans le cas d'un barrage en enrochement à noyau centrale la variante de l'évacuateur de crue sera un évacuateur de crue latéral à entonnement frontale situe dans la rive gauche car le versant est moins abrupt par rapport a la rive droit, et son cout est estimé approximativement a 167.9 million DA

Le prix total (évacuateur de crue+ digue) est : 1100.46 million DA

Tableau III-5 : cout de la digue en BCR type remblai dur

Désignation	unité	Quantité	P.u (DA)	PT (DA)
Béton pour BCR	m ³	195208	4800	936998400
Excavation en terrain meuble	m ³	23895	102	2437290
Excavation en terrain compacte	m ³	29721.2712	144	4279863.05
Béton pour la plinthe	m ³	68.8	15000	1032000
Béton arme pour le masque amont	m ³	2832	25000	70800000
				Σ 1015547553

Dans le cas d'un barrage en BCR la variante de l'évacuateur de crue qui sera adoptée est l'évacuateur central lisse ou en marche d'escalier, son cout est estimé a : 49.88 million DA
Le prix total est : 1065.43 million DA

Tableau III-6 : cout de la digue en enrochement a masque amont

Destination	Unité	Quantité	P.U (DA)	P.T (DA)
Enrochement pour le corps d'appui	m ³	464484	2100	975416400
Décapage	m ³	8807.49975	124	1092129.97
Excavation en terrain meuble	m ³	1367	102	139434
Excavation en terrain compacte	m ³	2134.88125	144	307422.9
Béton pour la plinthe	m ³	139.4	15000	2091000
Béton arme pour le masque amont	m ³	9311.255	25000	232781375
Rip-rap	m ³	2622.62435	1800	4720723.83
				Σ 1216548486

Le prix totale (évacuateur latéral +digue) est : 1384.46 million DA

La variante BCR type remblai dur est la plus économique par rapport aux deux autres variantes

III-4 Etude d'optimisation

L'objectif de cette étude est de déterminer la largeur déversant optimale en prenant :

-Une digue BCR type remblai dur

-Un évacuateur central lisse

Tableau III-7 : cout de la digue ainsi l'évacuateur de crue pour différents largeurs déversant

$H_{\text{dév}}$ (m)	$L_{\text{dév}}$ (m)	Cout de la digue (DA)	Cout de l'évacuateur (DA)	Cout total (DA)
2	144	941810322	85297709.7	1794787419
2.5	100	950005779	60681530	956073932
3	73	964021153	44768220	968497975
3.5	56	972419062	35374990	975956561
4	44	975372873	28515256.7	1260525440
4.5	35	986480420	23437520.4	333023246
5	28	1001899436	21904175.3	1220941189

On trace les courbes $C_{\text{ev}}=f(L_{\text{dév}})$, $C_{\text{digue}}=f(L_{\text{dév}})$ et $C_t=f(L_{\text{dév}})$

Le minimum de la courbe $C_t=f(L_{\text{dév}})$ correspond à la largeur déversant optimale

De la figure III-4 on constate que $L_{\text{dév}}$ optimale approximativement est 44m

$L_{\text{dév}}=44\text{m}$ qui correspond a $H_{\text{dév}} = 4\text{m}$ et $Q_{\text{e.max}}=764\text{m}^3/\text{s}$

La hauteur du barrage est 60 m

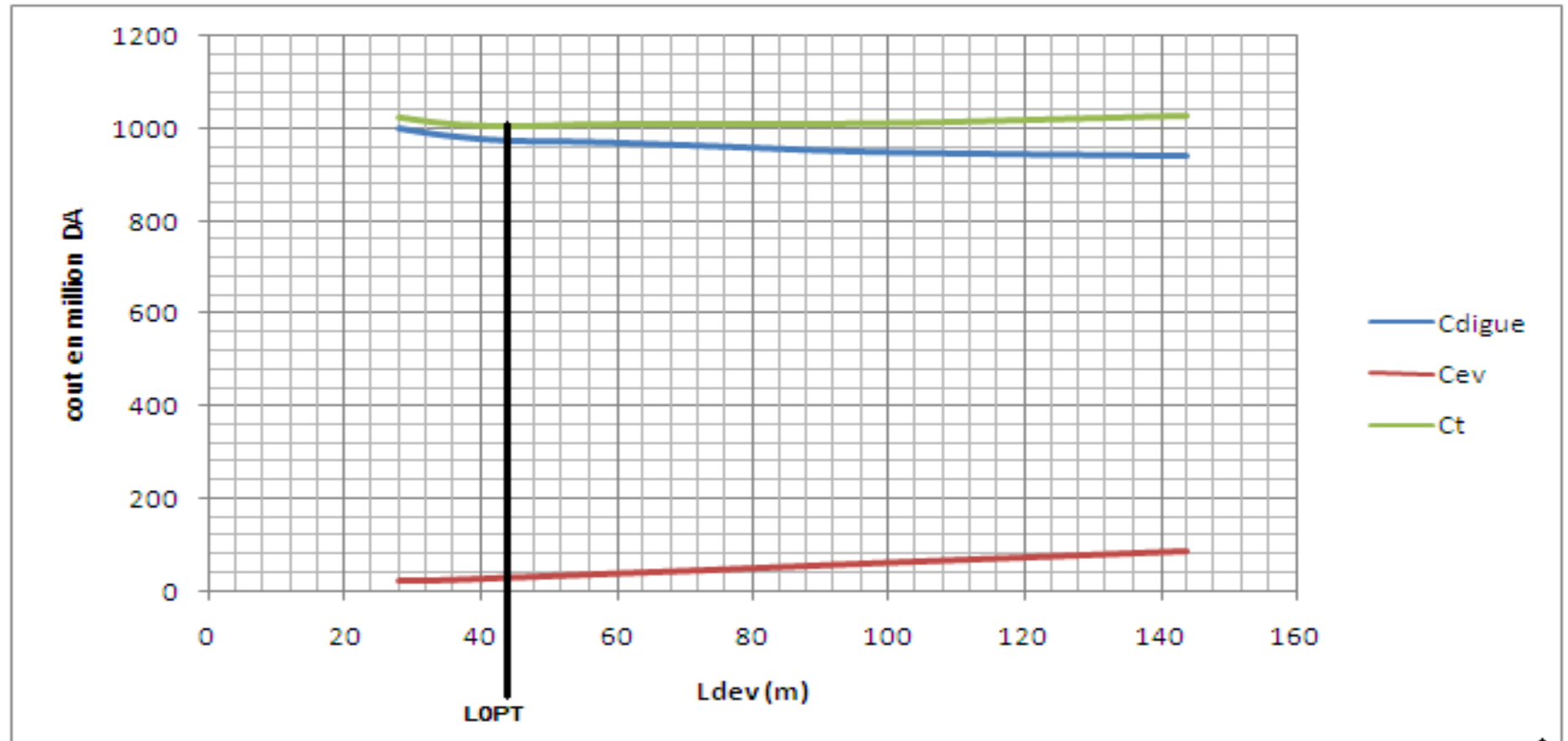


Figure III-4 : les couts en fonction de la largeur déversant

Conclusion

L'étude comparative nous montre que la variante digue en BCR type remblai dur est la plus économique et aussi favorable pour notre site, sachant que ce dernier se caractérise par des crues sévères alors il est intéressant de combiner l'évacuateur de crue avec la digue, tandis que la réalisation de l'évacuateur de crue latéral a entonnement frontale de point de vue topographique et géologique est très difficile et onéreux.

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

- Il exige une fondation en bon rocher ainsi qui jusqu'à une certaine profondeur présente des qualités mécaniques analogue au barrage poids classique.
- Il est sensible aux fortes secousses sismiques qui provoquent dans le parement amont des tractions susceptible de dépasser les limites admissibles.
- Il est sensible à une surélévation anormale de la cote de la retenue.

Ces trois inconvénients disparaissent si l'on incline suffisamment le parement amont avec évidemment en contrepartie l'augmentation du volume de corps de la digue.

IV-1 Les caractéristiques de BCR type remblai dur

Les caractéristiques principales que possède le remblai dur sont les suivantes :

- Profil symétrique de fruits compris entre 0.5 et 0.9, l'optimum est obtenu a 0.7, et parfois il n'est pas nécessaire que les deux parements soient absolument symétriques ni que leur pente soit constante de la base au sommet.
- La distinction des fonctions d'étanchéité assurées par un masque amont et des fonctions de stabilité assurées par le massif de remblai dur.
- La contrainte normale sur la fondation est uniforme de l'amont à l'aval du fait de la symétrie, et elle est très peu modifiée lors des remplissages et des vidanges du réservoir l'essentiel des déformations de la fondation sont obtenu es pendant la construction.
- La condition de Maurice Lévy est largement satisfaite pour le Remblai Dur (contrainte totale de compression au pied amont très au-dessus de 1 MPa). Le matériau n'a donc besoin d'aucune résistance à la traction. Pour le profil traditionnel une résistance à la traction de 0,16 MPa est nécessaire pour satisfaire cette condition.
- Par ailleurs même pendant un séisme violent le massif symétrique n'est soumis à aucune traction, alors que le profil poids triangulaire est très fortement sollicité au pied amont
- Contrairement au barrage-poids traditionnel, le remblai dur résiste très bien à une surcharge accidentelle qui peut résulter des sous-estimations de la capacité de déversoir ou de la vague crée par un glissement de terrain dans la retenue, alors les contraintes normales totales (aval et amont) sont pratiquement insensibles à la surcharge, ce qui n'est pas le cas pour le barrage-poids.
- Les faibles contraintes du remblai dur lui permettent de s'accommoder de fondations rocheuses à faible résistance mécanique.

IV-2 Quelques dispositions constructives

-Le masque amont est posé après l'achèvement du remblai dur, c'est-à-dire après que la fissuration thermique OU structurale à supposer qu'il s'en produise, ait eu le temps de se développer. Pour les grands barrages, le masque sera en béton armé suivant la technologie des masques des barrages en enrochement, Pour les petits barrages l'utilisation de géomembrane est envisageable.

-Un drainage sous le masque garantit la mise hors. D'eau du massif de remblai dur, évitant l'établissement **des** sous-pressions et le vieillissement du matériau par délavage par les eaux de percolation. Pour les grands barrages ce système de drainage débouche dans une galerie de pied de masque.

Plusieurs dispositions ont été envisagées pour La réalisation de ce drainage

- buses noyées dans un sous- masque en béton poreux au barrage.
- mise en place d'éléments préfabriqués creux assurant à la fois les fonctions de coffrage du

remblai dur pendant la construction et de drainage de forte capacité.

-Pour des fruits supérieurs de 0,8 H à 0.9 H/1V aucun coffrage n'est nécessaire pour la mis en place du remblai dur, puisque les parements amont et aval ont des pentes qui peuvent se passer de coffrage, mas il est possible suivant les projets que l'optimum économique soit obtenu pour des pentes plus raides avec coffrage des talus.

-Comme le barrage poids en BCR le remblai dur permet l'adoption d'un profil déversant économique la mis en place sur le parement aval d'un évacuateur de crue en béton coule en place, préfabriqué ou extrude s'effectue dans les mêmes conditions que sur un BCR classique, les essais en laboratoire ont en effet montrés que le remblai dur parfaitement apte a assurer leur fondations

IV-3 Etude de stabilité : barrage accolé au barrage de SAINT-AIME

Les principes appliqués à la vérification de la stabilité des barrages poids restent valable Pour les barrages BCR.il faut toutefois noter quelques différences notamment relatives aux hypothèses et aux conditions spécifiques pour assurer la stabilité au glissement au niveau des interfaces des couches successives de BCR, les calculs sont en générale conduits en prenant en compte une structure bidimensionnelle.

IV-3-1 Stabilité statique : [01]

Dans le cas de stabilité statique on a deux types de combinaison des charges

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 1mL

1-Poids propre de la digue

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité

$$P_p = \gamma_b \cdot S$$

γ_b : poids volumique de béton

S : la surface transversale de profil

2-Poussée hydrostatique horizontale de l'amont

$$E_{am-h} = 1/2 \cdot \gamma_e \cdot H_{am}^2 \quad \text{au niveau normal de la retenue}$$

$$E_{am-h} = 1/2 \cdot \gamma_e \cdot (H_{am} + H_d) \cdot H_{am} \quad \text{au niveau des plus hautes eaux (niveau de crue)}$$

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

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

Se : 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

$$Pt=St \cdot \gamma_s$$

St : la surface transversal des terres

7-La poussée hydrostatique horizontale a l'aval

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

8-Le poids de la colonne d'eau aval

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

Se: 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).

La figure IV-1 représente les forces qui agissent sur la digue

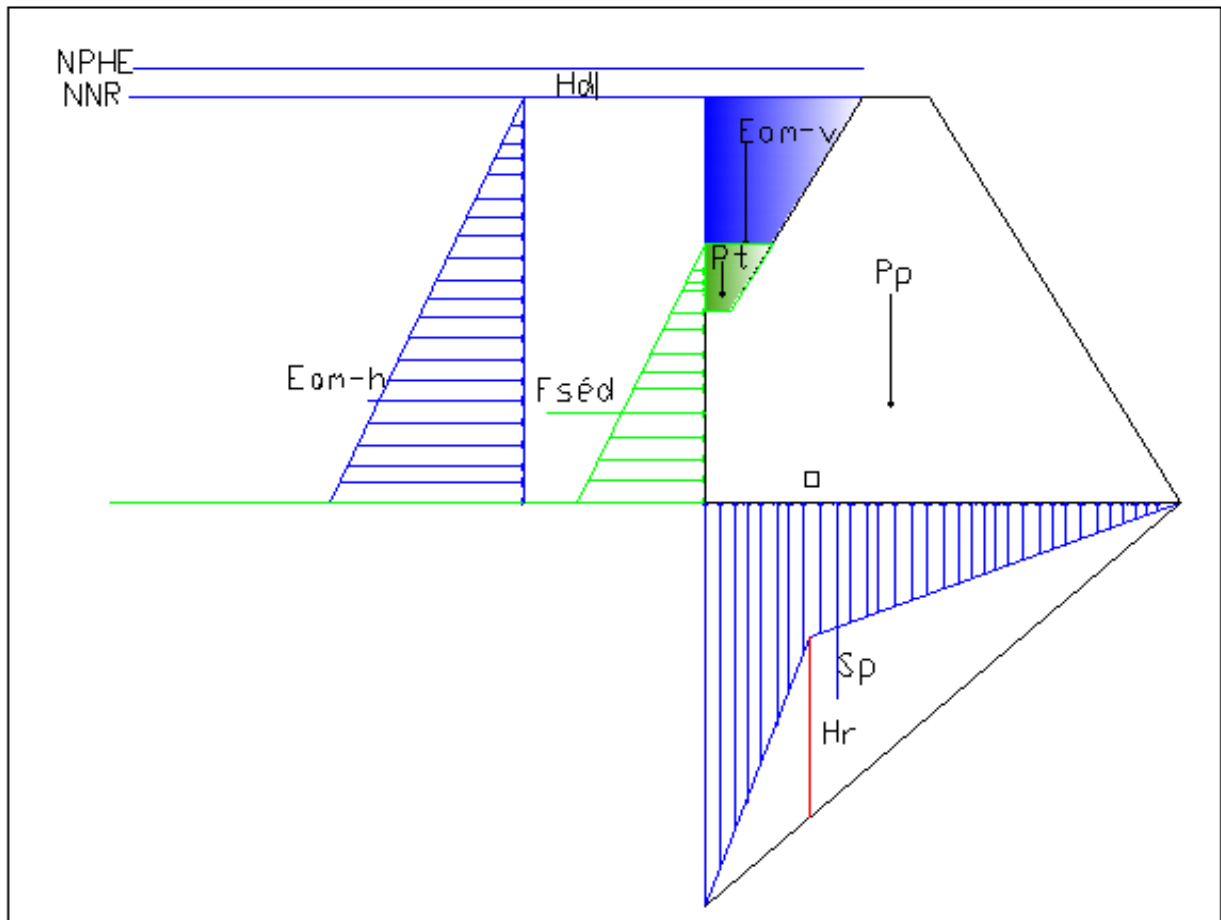


Figure IV-1 : les forces agissant sur la digue en cas de charge normale et exceptionnel

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 16 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 :
$$\frac{\sum F_v \tan \varphi + CS}{\sum F_h} \geq F_{s \text{ adm}}$$

$\sum F_v$: la résultante des forces perpendiculaires à 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 :
$$\frac{\sum M_{stab/B}}{\sum M_{mobil/B}} \geq F_{s \text{ adm}}$$

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

$\sum M_{mobil/B}$: 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)	1.5	1.5
Exceptionnel (PHE)	1.3	1.25
Extrême (Séisme)	1	1

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	55536.8	
Poussée hydrostatique amont	Eam-h	KN	15125	16225
Poussée des sédiments	Fséd	KN	5654.6	
Poids de la colonne d'eau amont	Eam-v	KN	4031	
Sous- pression drainage efficace	Sp	KN	11049.2	14023.86
sous-pression drainage peu efficace	Sp	KN	17698.4	20860.84
Poids des terres	Pt	KN	992	
Poussée hydrostatique aval	Eav-h	KN		423.2
Poids de la colonne d'eau aval	Eav-v	KN		296.2

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)	Fs
	NNR	49510.6	20779.6	1.73
Drainage efficace	PHE	46832.14	21456.4	1.59
Drainage peu efficace	NNR	42861.4	20779.6	1.50
	PHE	39995.16	21456.4	1.35

Tableau IV-4 : stabilité au renversement

	Combinaison des charges	$\sum M_{stab}$ (KN.m)	$\sum M_{mobil}$ (KN.m)	Fs
Drainage efficace	NNR	2639216.29	925135.25	2.85
	PHE	2641145.15	1012904.59	2.61
Drainage peu efficace	NNR	2639216.29	1211280.41	2.18
	PHE	2641145.15	1293405.72	2.04

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

IV-3-2 Stabilité 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

P : poids de barrage AN : $F_e = 11107.36 \text{ KN}$

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

$$E_e = K_e C_e \alpha \rho_E \frac{2}{3} H_{am}^2$$

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 à 1s

$E_e = 125.03 \text{ KN}$

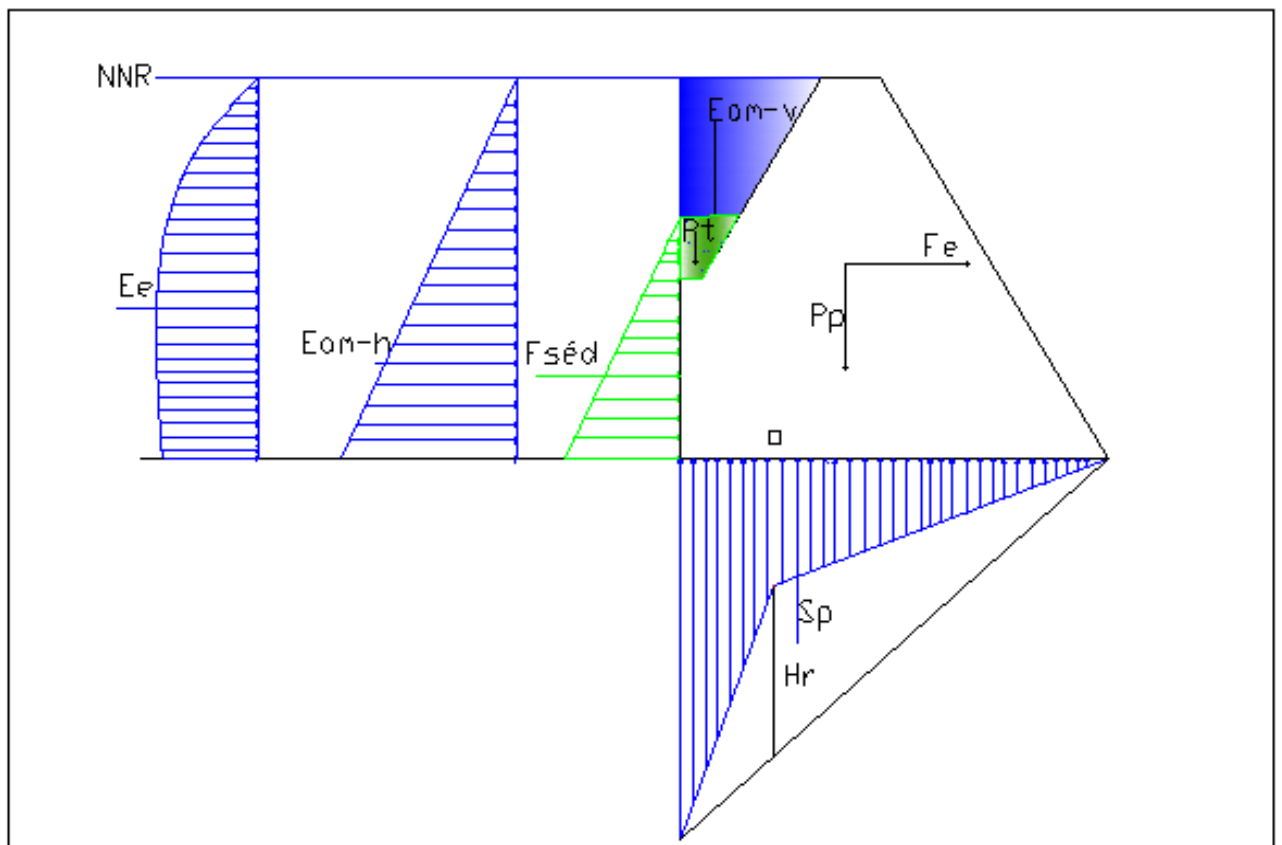


Figure IV-2 : forces agissant sur la digue en cas de séisme

Tableau IV-5 : Stabilité au glissement

	$\sum F_v$ (KN)	$\sum F_h$ (KN)	F_s
Drainage efficace	49510.6	32012.4971	1.12
Drainage peu efficace	42861.4	32012.4971	0.97

Tableau IV-6 : stabilité au renversement

	$\sum M_{stab}$ (KN.m)	$\sum M_{mobil}$ (KN.m)	F_s
Drainage efficace	2639216.29	1161373.77	2.27
Drainage peu efficace	2639216.29	1447518.93	1.82

La stabilité au glissement n'est pas vérifiée pour le fruit du talus 0.7 dans le cas extrême

IV-4 Etude de stabilité pour un fruit de talus 0.8

Tableau IV-7 : force agissant sur la digue pour un fruit de talus 0.8

Dénomination des forces	Désignation	Unité	NNR	PHE
Poids propre	Pp	KN	59115.437	
Poussée hydrostatique amont	Eam-h	KN	15125	16225
Poussée des sédiments	Fséd	KN	5654.6	
Poids de la colonne d'eau amont	Eam-v	KN	4451.5	
Sous- pression drainage efficace	Sp ₁	KN	11635.767	15376.48
sous-pression drainage peu efficace	Sp ₂	KN	18871.535	23141.2
Poids des terres	Pt	KN	1058.4	
Force hydro-sismique	Pp	KN	133.90	
Force sismique	Eam-h	KN	11823.09	
Pousse hydrostatique aval	Eav-h	KN		423.2
Poids de la colonne d'eau aval	Eav-v	KN		338.56

Tableau IV-8 : stabilité au glissement (calcul statique)

	Combinaison des charges	$\sum F_v$ (KN)	$\sum F_h$ (KN)	F_s
Drainage efficace	NNR	52989.63	20779.60	1.85
	PHE	49587.42	21541.04	1.67
Drainage peu efficace	NNR	45753.80	20779.60	1.60
	PHE	41822.70	21456.40	1.42

Tableau IV-9 : stabilité au renversement (calcul statique)

	Combinaison des charges	ΣM_{strab} (KN.m)	ΣM_{mobil} (KN)	Fs
Drainage efficace	NNR	3087008.78	1009434.07	3.06
	PHE	3089137.194	1160352.02	2.66
Drainage peu efficace	NNR	3087008.78	1423757.98	2.17
	PHE	3089137.194	1527628.592	2.02

Tableau IV-10 : Stabilité au glissement (calcul pseudo statique)

	ΣF_v (KN)	ΣF_h (KN)	Fs
Drainage efficace	53989.6366	32736.5932	1.20
Drainage peu efficace	45753.8016	32736.5932	1.04

Tableau IV-11: stabilité au renversement (calcul pseudo statique)

	ΣM_{stab} (KN. m)	ΣM_{mobil} (KN. m)	Fs
Drainage efficace	3087008.78	1211605.45	2.54
Drainage peu efficace	3087008.78	1670377.74	1.84

La stabilité est vérifiée pour le fruit de talus 0.8 dans les trois cas de combinaison des charges

IV-5 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 ($\sigma_{traction} < 1-2 \text{ N/mm}^2$) 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-5-1 Méthode de la résistance des matériaux :[06]

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

$$\sigma_z = \frac{N}{S} + \frac{Mg}{I}$$

S : la section de la base du barrage

I : le moment d'inertie

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

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

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

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 a un triangle avec une profondeur de 60

$$\sigma_z (\text{amont}) = 576 \text{ KPa}$$

$$\sigma_z (\text{aval}) = 744 \text{ KPa}$$

IV-5-2 Vérification de la condition de Maurice Levy

La condition de Maurice Levy est d'imposer a la contrainte du parement amont σ_A d'être supérieure ou égale a la pression hydrostatique de l'eau au même niveau , mais cette condition conduit a des fruits du talus élevés, alors on se contente de vérifier que le taux de satisfaction de la condition est dans l'intervalle admissible (entre 80% et 90%)

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

r: le taux de satisfaction de la condition de Maurice Levy

$$r = \sigma_A / \gamma_e \cdot Z = 96\%$$

La condition de Maurice Levy est largement suffisante

IV-6 Le masque

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 a 28 jours sont de 20 a 24 MPa l'emploi d'un entraineur 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 répartitions est suffisante dans le but de réduire la fissuration aux effets thermiques et de retrait, l'armature est répartie dans les deux directions et disposée à 10-15cm

IV-7 La plinthe

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 à la planche № 5

IV-8 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-9 Le traitement de la fondation

Le traitement de la fondation a pour objectif :

- limiter les percolations d'eau sous le barrage (étanchéité)
- faire baisser les sous-pressions sous le barrage
- éviter les désordres en fondation par érosion interne (entraînement des éléments fins)
- consolider la fondation sous le barrage

Le traitement de la fondation combine des injections du pied amont (objectif 1), un forage drainant (Objectif 2 et 3) et des injections de consolidations (objectif 4)

1-Rideau d'injection

Le rideau d'injection sera réalisé à partir de la plinthe, deux lignes d'injection sont prévues

Tableau IV-12 : caractéristiques des lignes d'injections

	Ligne A	Ligne B
Espacement des forages	6m	6m
Profondeurs des forages	40m	40m
Coulis	Ciment Portland +eau +adjuvant	Ciment portland +eau +adjuvant
E/C	1	0.8
Mode d'injection	Injection en descendant	Injection en descendant

Les injections seront réalisées selon la méthode GIN (Grouting Intensity Number) caractérisée par :

- La mise au point d'un coulis stable a haute densité (E/C entre 0.7 :1 et 1.1 :1)
- L'utilisation d'un coulis unique pour toutes les étapes de l'injection
- Définir les paramètres de la courbe limite GIN : $P_{\max}$, $V_{\max}$ (pression max et Volume absorbé max)
- Confirmer ces études par des essais in situ

NB : Les valeurs de GIN, $P_{\max}$ et $V_{\max}$ sont déterminées par des essais d'injections in situ

2) 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 5m²
- Injection de coulis stable analogue au rideau d'injection

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

3) Drainage de la fondation

Une galerie est implanté dans le corps du barrage a proximité du parement amont a une distance suffisante pour permettre au matériel de construction d'opérer dans la zone ou au pied amont afin d'assurer la liaison entre le masque amont et la fondation, des forages drainants sont connectés a cette galerie pour récolter les eaux d'infiltration, ils peuvent être verticaux ou inclinés en fonction de la structure géologique.

Il existe différentes manières pour exécuter une galerie dans un barrage BCR tout en prenant garde de perturber au minimum le déroulement des travaux :

- La mis en place dans le secteur de la galerie d'un BCR non cimenté qui sera excavé par la suite
- Exécution au moyen de coffrage ou d'éléments préfabriqués qui une fois retiré permet de visionner le BCR

IV-10 Composition du béton

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)

IV-11 Cout de la digue

Tableau IV-13 : cout de la digue

Désignation	Volume (m ³)	Prix (DA)
Béton pour BCR	218957	1050993600
Excavation en terrain meuble	32487	3313674
Excavation en terrain compacté	226753	32652432
Béton arme pour le masque	2967	23142600
Béton pour l'évacuateur de crue et la plinthe	4154	29078000

Le cout total est environ 1139,18 million DA

Conclusion

Pour un drainage efficace ou le rabattement est 2/3 le barrage est stable dans toute les situations (cas de charge normale, exceptionnel et extrême) avec un fruit de talus 0.7.

Pour un drainage peu efficace ou le rabattement est 1/3 la stabilité n'est pas obtenue dans le cas extrême pour le fruit de talus 0.7, la pente doit être adouci a 0.8.

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

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un travail prévu, cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleurs délais possibles les travaux à exécuter

V-1 les différentes phases du chantier

On peut distinguer quatre phases principales

V-1-1 installation de chantier et travaux préparatoires

Cette phase comporte

- réalisation des accès provisoires
- les installations de chantier
- les essais de fabrication du remblai dur
- les essais d'injection

V-1-2 travaux hors crue (période estivale)

Des travaux préparatoire en fond de vallée consiste à :

- terrasser les alluvions
- creuser les galeries de rives
- réaliser les injections de consolidation
- la réalisation de la galerie de dérivation
- le bétonnage de la galerie
- la construction des batardeaux amont et aval
- enfin la dérivation de l'oued

V-1-3 Construction des ouvrages

La construction des ouvrages comprend trois grandes parties :

- la construction du barrage, la plinthe
- la construction de l'évacuateur de crues et du masque amont, après que la construction du remblai dur soit entièrement achevée
- les travaux d'injection et de drainage depuis la plinthe amont et depuis les galeries
- la construction de la tour de prise

V-1-4 Fermeture de la vidange et mise en eau

L'équipement de la partie basse de la tour, c'est à dire le génie civil de première phase des pertuis, la mise en place des vannes et le génie civil de deuxième phase

Après réalisation des travaux de mise en place des équipements de la vidange, la mise en eau du barrage peut commencer. Dans la mesure du possible

Parallèlement à la mise en eau, les travaux de finition et de remise en état des lieux seront réalisés.

V-2 La planification

La planification consiste à rechercher la meilleure façon d'utiliser avec économie les moyens humains et matériels pour assurer l'efficacité de l'entreprise. Son objectif est s'assurer que le travail se fait

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations).
- Réalisation dans les meilleurs délais
- Aussi économique que possible

Dans notre projet on a les opérations suivantes

Tableau V-1 : les différentes opérations de chantier

Opération	Désignation	Temps de réalisation (mois)
Travaux routier	A	2
Installation de chantier	B	2
Essai in situ	C	1
Pré-batardeau	D	2
Terrasser les alluvions	E	3
Galerie de dérivation	F	4
Batardeau amont	G	5
Batardeau aval	H	4
Construction du barrage	I	8
Construction de la plinthe	J	2
Construction de l'évacuateur	K	3
Construction de masque	L	2
Travaux d'injection et de drainage	M	1
La construction de la tour de prise	N	2
L'équipement hydromécanique	O	1
Les travaux de finition	P	1

Pour trouver la durée de projet on utilise les méthodes suivantes :

V-2-1 méthode de potentiel (a nœuds)

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plutôt

DFP : date de finition au plutôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

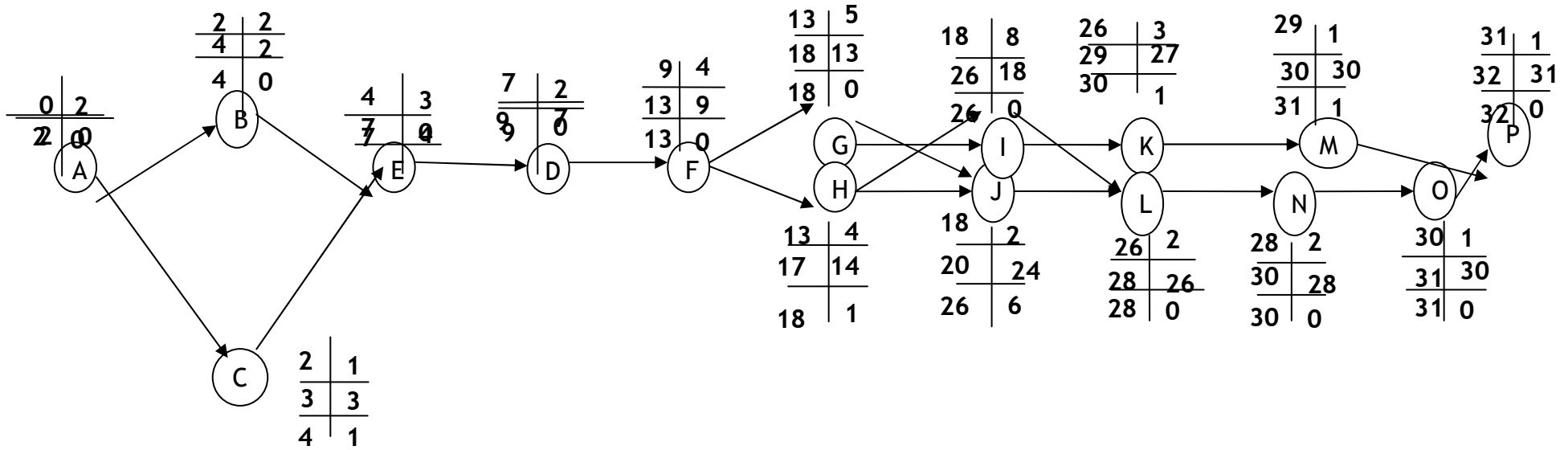


Figure V-1 : réseau a nœud

La durée de projet est 32 mois

Le chemin critique : A+B+E+D+F+G+I+L+N+O+P =32 mois

V-2-2 Méthode de tableau

Désignations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	2	0	2	0	2	0
2-3	1	2	3	3	4	2
2-4	2	2	4	2	4	0
3-4	0	3	3	4	4	1
4-5	3	4	7	4	7	0
5-6	2	7	9	7	9	0
6-7	4	9	13	9	13	0
7-8	4	13	17	14	18	1
7-9	5	13	18	13	18	0
8-9	0	18	18	18	18	1
9-10	2	18	20	24	26	6
9-11	8	18	26	18	26	0
10-11	0	20	20	26	26	6
11-12	2	26	28	26	28	0
11-13	3	26	29	27	30	1
12-14	2	28	30	28	30	0
13-15	1	29	30	30	31	1
14-15	1	30	31	30	31	0
15-16	1	31	32	31	32	0

La durée totale de projet est 32 mois

Le chemin critique :

$$(1-2) + (2-4) + (4-5) + (5-6) + (6-7) + (7-9) + (9-11) + (11-12) + (12-14) + (14-15) + (15-16) = 32 \text{ mois}$$

Conclusion

Le chemin critique approximativement calculé par la méthode de potentiel (a nœud) et la méthode du tableau a abouti à une valeur de 32 mois

CHAPITRE VI

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

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

VI-1 Instructions structurelles sur la sécurité

VI-1-1 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 de façon qu'ils respectent les règles de sécurité.

VI-1-2 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.

VI-1-3 Contrôle et entretien du matériel

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

VI-2 Principales fonctions du service de sécurité

a) 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.

b) Exécution :

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

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.

- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

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

VI-3 Causes des accidents du travail

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VI-3-1 facteurs humains :

Ces facteurs concernent 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.

VI-3-2 facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles 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 débit d'air nécessaire à la ventilation

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 minimum 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 : L' alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VI-6 diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

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 ouvrage à aéré 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 placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

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

1) La méthode dynamique :

Dans cette méthode on adopte des vitesses d'air admissibles au niveau des différents tronçons et pièces spéciales, et à partir des vitesses et des débits on peut déterminer les sections et le diamètre par la suite.

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 hydrotechnique	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

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

Elle est basée sur le fait que la perte du charge en unité de longueur au niveau des canalisations d'aération et le dernier tronçon est la même, la vitesse est connue. cela nous permet d'avoir le diamètre correspondant à partir d'un abaque en fonction de la vitesse et le débit, en fonction du deuxième débit et la perte de charge (fixe) on détermine la deuxième vitesse ainsi le diamètre correspondant, et ainsi de suite pour le reste.

Conclusion

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

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons essayé de traiter l'étude d'avant projet détaillée de la digue du barrage DJIDIOUIA et nous avons abouti aux résultats suivants:

Le site du barrage est un site difficile en raison des caractéristiques hydrologiques (forte variabilité des apports), de la géologie (fondation hétérogène, faible résistance mécanique)

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 60m avec un fruit de talus 0.8H/1V
- La cote de la retenue normale est fixée à 130 m NGA, a une capacité totale de 81 Mm³ et 41 Mm³ après comblement totale de la tranche morte
- La cote des plus hautes eaux correspond a la crue de projet millénaire (996 m³/s) est 134m NGA
- La cote de crête est fixée à 1m au dessus de la cote des plus hautes eaux, sa largeur est 7m
- L'évacuateur de crue est construit sur le parement aval du barrage

Références bibliographiques :

[01]: Anton j. Schleiss et Henrie Pougatsch : Les barrages. Du projet a la mis en service. L'école polytechnique fédérale de Lausanne. Presse polytechniques et universitaires Romandes. Mai 2011. 683 p

[02]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[03] : B. TOUAIBIA : Polycop de cours de régularisation des débits ; les retenues ENSH Blida. Janvier 2001.

[04]: J.P.LABORDE : élément d'hydrologie de surface UNSA 2000.191 p

[05]: J-M.DURAND. P.ROYET. P.MERIAUS: technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Cemagref.1999. 351 p

[06] : M. DUNGLAS : polycope de cours d'ouvrages d'art les barrages 1^{er} et 2^{eme} partie. ENSH. 191p

[07]:PROJET NATIONAL BaCaRa 1988-1996 : Le béton compacté au rouleau, Les barrages en BCR, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. France 1996.197p

ANNEXE 1

Pluie mensuelle en mm

Station : 01-27-04 (OULED AYCH)

An	S	O	N	D	JAN	FEV	MAR	AV	MAI	JUIN	JUIL	AOU	annuel
											L		
67	0	0	88.3	135.7	4.3	29.3	20.3	41.5	38.6	0	7	0	365
68	0	0	56.5	118.1	11.5	66.6	53.8	93.5	103.5	20	5.8	2.5	531.8
69	3.8	178.3	92.8	52.9	50.5	0	23	21.5	19.1	0	0	0	441.9
70	0	0	0	35.5	73.8	13.8	46.6	53.4	58.9	6.7	0	0	288.7
71	1.5	19	71	39.2	98	44	86.3	19	62.5	0	0	0	440.5
72	14	37.3	23	36.6	87.5	111.5	58.3	35	0	0	0	0	403.2
73	24	2	2	60.4	11.5	62.5	64	84	0	0	0	0	310.4
74	0	50.5	23	0	1	34.8	39.5	17.6	14	0	0	0	180.4
75	0	0	36.3	47	12.7	59.4	6	45.4	21.2	0	12.7	17.5	258.2
76	30.5	77.1	0	116.2	130.1	20.9	22.5	22	44.5	14.1	0	0	477.9
77	0	19.8	51.5	53	71.6	16.9	35.2	55.5	30.7	0	0	0	334.2
78	0	159.3	13.8	30	51.7	128	48.6	43.3	0	0	0	0	474.7
79	10.2	58.1	21.7	106.1	41.7	16	36.9	31.2	20.3	0	0	0	342.2
80	8.6	18.7	16.3	115.2	21.7	59.3	10.9	38.9	8.6	0.9	0	0	299.1
81	0.4	7	0	27.2	37.8	49.5	22.2	20.6	11.1	0	0	0	175.8
82	0.9	42.4	94.7	69.1	0	22.4	19.7	1.4	3.1	0	0	2.3	256
83	0	0	23.7	36.4	40.1	20	33.2	9.7	40	11.6	0	0	214.7
84	7	16.5	32.3	31.4	38.8	3.9	31.5	9.6	25.8	0	0	0	196.8
85	6.8	8.9	30.2	39.4	57.4	36.7	50.6	11.8	1	0	0	0	242.8
86	23.7	55.1	18.5	44.5	26.8	84.2	14	0	0	1.1	4.5	0	272.4
87	1	4.5	38.7	19.2	56.5	14.2	18.2	21.6	31.2	0	0	0	205.1
88	1.7	7.2	32.7	41.6	6.9	11.4	65.8	24.4	1.4	0	0	13.4	200.3
89	6	6	23.4	15.1	37.6	0	10	41.8	5.3	1	2.3	0	148.5
90	0	12	41	49.7	12.7	36.3	74.5	4.4	5.3	0.8	8.5	3.5	248.7
91	6.5	17.6	31.7	12.7	23.5	1.7	28.4	8.7	11.9	8	0	0	150.7
92	0	3.1	31.5	6	0	22.2	3	40	9	0	0	0	114.8
93	14	18.9	35.5	19.9	26.2	60.3	0	27.8	2.4	0	0	0	205
94	57	18.5	10.4	7	41.1	4	28.8	1.8	0	0	0	0	168.6
95	22	22.5	36.2	34.8	78.1	80	58.7	42.3	13.8	0	11	0	399.4
96	5.4	32	5	33.6	46.8	0	0	132	0	0	0	0	254.8
97	37.8	56.5	125.5	20	13.2	22.5	7.3	45.2	60	0	0	2.2	390.2
98	2.2	2.4	7.1	40.5	76.9	68.4	41.3	0	9.9	0	0	0	248.7
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	340
00	64	73.4	58.9	15.8	54.5	43.9	1.6	37.6	8.6	0	2.9	0	361.2
01	14.7	9.3	97.7	33.1	5.7	2.3	43.7	44.8	31	0	0	5.5	287.8
02	0	22.4	50.3	15.1	69.4	32.3	3.7	44.4	12.8	7.5	0	0	257.9
03	2.4	29.1	47.5	58.1	13.4	36.6	11.5	25.7	77	11.4	0	0	312.7
04	3.9	35	32.8	101.6	24.4	31.6	17.8	0.8	1.1	1.1	0	0	250.1
05	9.4	18.9	61.2	24.4	56.4	63.1	19	21.4	37.2	15.9	0	0	326.9
06	11.5	0	0	50.8	41.8	27.1	45.1	65.6	3	0	0	0	244.9

[Tapez le titre du document]

Station : 01-27-06 (MENDES)

An	S	O	N	D	JAN	FEV	MAR	AV	MAI	JUIN	JUILL	AOU	MOYA
67													
68													
69													
70													
71													
72													
73													
74													
75													
76													
77	0	0	58.4	58.1	116.1	14.8	88.4	79.7	25.1	0	0	0	440.6
78	0	141.2	34.2	40.7	78.8	129.9	62.7	82.4	2.8	3.5	0	0	576.2
79	20.9	58.9	58.4	118.1	50.2	18.4	44.4	49.3	25.8	0	0	0	444.4
80	23.1	19.8	31	184	-999	-999	28	45.1	9.9	2.1	0.1	0	343.1
81	0.7	18.7	0	55.8	47.4	74.4	32.5	24.7	16.7	0	0	0	270.9
82	5.2	62.8	150.3	92.6	0	30.9	25	5.2	0	0	0	-999	372
83	0	2	65.8	48.3	44.2	50.9	56.5	31.3	67.2	16.9	0	0	383.1
84	10.8	20.1	89.2	48.7	47.5	8.7	62.5	11.8	51.2	0	0	0	350.5
85	8.6	10.8	49.7	89	104.2	106.1	59.7	12.8	2	0	0	0	442.9
86	44.7	16.8	28.4	57.6	78.6	106.4	9	0.7	2.8	1.6	14.3	1.3	362.2
87	8	10.5	74.1	31.6	85.6	12.2	16.4	26.6	27.2	3.2	0	0	295.4
88	2	11.7	27.5	68.7	13.9	24.8	79.1	43.4	4	-999	6	20.5	301.6
89	10.5	3.1	23.2	20.8	65.4	0.9	12.5	63.5	39.6	0	5.8	0.5	245.8
90	14.9	25.3	49.3	68.9	23.8	75.8	128.6	6.1	7.2	0	0	4	403.9
91	11.3	39.8	31.2	18.8	29	5.1	79.7	55.7	46.2	13.1	0	0	329.9
92	0	17.2	27.7	28	0	18.5	12.7	56.4	30.2	0	0	0	190.7
93	17.1	20.8	35.8	25.7	43.4	59.9	0.6	30.1	6.3	0	0.7	0	240.4
94	60.5	75.2	22.2	14	43.4	13.3	97.6	7.5	0	0	0	0	333.7
95	15	35	38.9	34.9	94	138.7	52.3	92.5	30.5	53.5	10.5	0	595.8
96	5.1	28.3	8.2	36.2	50.1	5.5	0	162.9	12.9	0	0	15.3	324.5
97	43.5	34.2	152.4	56.3	25.5	31.9	17.3	64.5	68.1	0	0	2.4	496.1
98	2.7	3.7	7	53.6	106.6	79.5	61.6	0	15	0	0	0.9	330.6
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	340
00	44.1	68.9	83.8	24.5	75.4	41.8	9.1	45.3	12.5	0	4.8	0	410.2
01	44.1	68.9	83.8	24.5	75.4	41.8	9.1	45.3	12.5	0	4.8	0	410.2
02	1	29.3	65.9	20.5	88.8	58.1	4.5	101.1	15.9	32	0	7.6	424.7
03	0	38.2	48.7	87.1	24.7	43	9	25.4	75.2	14.7	0	0	366
04	3.3	38.3	34.4	107.9	36.3	19	19	4.3	0	1.4	0	3.3	263.9
05	15.6	18.5	76	25	71.4	62.5	28.2	24.2	85	13.4	0	0	419.8
06	9.6	0	0	53.1	50.4	30.8	54.1	68.8	3.9	0	0	0	270.7

Station : 01-27-03 (KENENDA)

An S O N D JAN FEV MAR AV MAI JUIN JUILL AOU MOYA

[Tapez le titre du document]

67	-999	-999	-999	-999	-999	7	6.1	17.5	66.1	0	0	0	96.7
68	0	0	7	34.4	21.5	19.9	61.6	98.7	24	3.3	0	0.1	270.5
69	9.3	169.1	68.4	40.7	61.7	3.2	55.1	56.4	40.5	9.4	0.2	0.3	514.3
70	0	9	5.3	45.5	126	8.1	60.4	40	184.7	14.7	9.4	0	503.1
71	12	10.3	111	71.9	119.3	30.2	132.3	4.2	39.3	0.5	0.2	1.6	532.8
72	10	37.3	7.5	6.1	104	95.8	64.2	64.3	0.2	31.7	0	0.2	421.3
73	13.4	1.5	10.9	112.4	11.6	79.5	142.5	123.3	6.1	11.8	0	2.5	515.5
74	25	50.9	45.4	0	20.9	65.9	221.7	84.1	43.3	12.8	0	0	570
75	4.7	4.7	84.2	15.1	49.3	107.3	37.5	52.4	38.9	13.6	4.7	24.6	437
76	36.3	146.1	23.5	70	74.4	37.3	17.7	24.1	73.6	20	2.3	0	525.3
77	2.3	25.4	51.8	62.3	92.6	15.2	81.1	85.4	29.3	0	0	0	445.4
78	0	149.5	32.7	37.3	78.7	90.7	15.3	34.8	0.3	0.4	0	0	439.7
79	20.5	47.9	51.8	50.3	45.7	9.9	71.1	44.6	19.2	1.2	0	0.1	362.3
80	17.1	8	22	113.3	27.5	89	32.3	37.8	9.7	1.2	0	0	357.9
81	0.8	10.3	0	43.2	37.9	52.6	25.7	15	18.6	1.1	0	0	205.2
82	0.8	63.6	144.5	65.3	0	11.1	10.3	4.4	1.5	0	0	0.1	301.6
83	0	0.1	13.3	16.1	7.9	12.9	23	7.2	16.9	5.5	0	0	102.9
84	6.8	4.9	31.5	19.4	18.1	3.8	22.4	6.5	12.4	0	0	0	125.8
85	5.7	6.6	17.4	27.8	31.7	25.1	15.6	8	2.1	0.2	0	0	140.2
86	19.6	9.9	5.2	45.8	15.5	11	7.5	0	0	0	6.2	0	120.7
87	3.5	14	68.7	40.8	82.3	3.6	21.8	30	24.5	0	0	0	289.2
88	0	7.6	39.5	39.6	21.7	24.5	93.8	41.9	2.2	-999	0	11	281.8
89	9	0	-999	-999	48.4	0.2	27.2	54.3	56.8	0	21.6	0	217.5
90	20.7	27.7	41.9	43.7	14.7	51.3	78.5	1	2.7	0	-999	2.6	284.8
91	3.8	24.2	14.1	23.1	30.5	0	34.7	44.3	30.2	27	0	0	231.9
92	0	7	13.7	31.9	0	17	2.8	22.2	13.8	0	0	0	108.4
93	-999	29.1	31	33.2	31.4	49	0	29.4	2.6	0	0	0	205.5
94	12.4	82.8	11.1	12.5	56.3	18	88.6	16.8	0	-999	0	-999	298.5
95	27.6	44.7	88.4	51.8	87.7	139.5	108.9	68	32	46.4	10.9	0	705.9
96	0	27.1	5.7	40.1	49.9	14.3	0	115.9	8.1	0	0	3.4	264.5
97	29.1	36.1	116.2	59.3	37.9	31.8	12.6	49	64.8	0	0	2.1	438.9
98	2.4	12.4	9.7	49.9	96.1	63.3	52	0	12.2	0	0	0	298
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
00	26.7	70.5	43.9	24.3	57.9	40.2	1.4	38.4	12	0	0	0	315.3
01	15.8	10.5	113.2	32.6	5.5	2.5	48.2	47.4	39.4	0	0	7.4	322.5
02	0	20.6	50.9	10.1	63.5	35.5	2.6	90.1	15.5	6.6	0	0	295.4
03	0	27.2	52.4	78.2	31	37.2	15.1	24.3	82.7	14.2	0	0	362.3
04	2.8	40	29.3	93.6	23.2	35.5	14.6	1	0	0	0	0	240
05	10.4	19.5	69		79.4	67.8	21.7	23.8	66.8	14.4	0	0	372.8
06	13	0	0	41.9	42.5	26.7	50.8	59.2	3.7	0	0	0	237.8

Station: 01-27-07 (SI MED BEN KHADA)

An Sep Oct Nov Dec JAN FEV MAR AV MAI JUIN JUILL AOU MOYA
67

[Tapez le titre du document]

68													
69													
70													
71													
72	-999	-999	-999	-999	-999	-999	59.6	42.8	0.1	11.1	0	0.6	
73	16.6	1	9.9	81.6	12.5	66.1	89.1	132.5	0.5	14.1	0	2.1	426
74	0	82.1	45.5	0	16.2	47.8	131.1	92.1	11.2	3.5	0	0	429.5
75	0	0	6.5	19.5	17	46.9	41.5	41.8	198	68.5	5.9	46.5	492.1
76	119	197	41.5	96	60	14	18	14	60.9	15.4	9	0	644.8
77	7	42.5	44	53	118	16.7	61	91	36.5	0	0	0	469.7
78	0	119	33.2	59	57	126.2	60.8	54.5	0	7	0	0	516.7
79	20	40	38.1	121.6	33.8	15.3	57.1	48.7	24.8	0	0	0	399.4
80	28.2	16.6	34.8	161.8	39.2	60	23.9	42.8	15.6	0.8	0	0	423.7
81	0.5	16.2	0	34.1	39	42.2	21.3	16.4	10.6	0	0	0	180.3
82	0.3	39	81.6	79.8	0	31.9	17.8	1.2	6	0	0	5	262.6
83	0	0.4	44.9	27.2	31.4	14.9	34.9	8.2	45.4	8.2	0	0	215.5
84	10	9.8	48.4	28.8	33.4	8.4	52.6	9.6	20.5	0	0	0	221.5
85	7.9	16	40.5	42.1	55.7	44.6	47.2	12.6	0	3.5	0	0	270.1
86	32.3	30	26.3	60.5	64	91.8	12.2	5.5	7.3	0	7.5	0	337.4
87	9.3	14.9	54	27.5	90	15.2	21.5	40.4	39	2.2	0	0	314
88	0	12	36.6	40.6	11.5	21.4	58.1	32.1	6	-999	9.2	16	243.5
89	-999	5	25.7	20.2	95.5	2	14.5	52.6	16.1	0	2.2	0	233.8
90	2.8	26.5	53.9	40.8	21.6	42.6	-999	6.5	18.5	0	0	-999	213.2
91	8	29	38	15.5	53	15.5	85.5	38.5	44	37	0	0	364
92	0	21.5	42	43.5	3.5	38.2	6.4	57.4	27.3	0	0	0	239.8
93	21	22.2	52.2	23	36.5	53.2	2	30.5	13	0	0	0	253.6
94	42.8	49.5	15	12	40.5	20.6	75.5	4.1	0	-999	0	-999	260
95	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
96													
97													
98													
99													
00													
01													
02													
03													
04													
05													
06													

Pluies journalières max mm

Station : 01-27-04 (OULED AYCH)

A	S	O	N	D	JAN	FEV	MA	AV	MAI	JUI	JUI	AO	annu
n							R			N	LL	U	el
6	0	0	22.5	25	4.3	9.3	8	30.1	19.6	0	4.5	0	30.1

[Tapez le titre du document]

7													
6													
8	0	0	20	56.3	8.5	12	11	26.5	51.5	11.5	5.8	2.5	56.3
6													
9	3.8	25	27	16	8	0	12.5	13.5	8.9	0	0	0	27
7													
0	0	0	0	10	27.5	12.3	15.8	27	25.5	6.7	0	0	27.5
7													
1	1.5	14	21	11	65	17	34	11	33	0	0	0	65
7													
2	14	10	10	10	35.5	40	24	26.7	0	0	0	0	40
7													
3	13	2	2	14.1	7.9	12.8	16	26.5	0	0	0	0	26.5
7													
4	0	22.5	12	0	1	17.8	5.5	6	6	0	0	0	22.5
7													
5	0	0	10	37	5.7	7.6	3	10.8	6.5	0	9.5	14.5	37
7													
6	16.4	24.5	0	22.2	25.7	8	18.5	14	18	14.1	0	0	25.7
7													
7	0	8	23.5	27.2	19	5	11	15.5	10	0	0	0	27.2
7													
8	0	51	6.5	16.4	15.5	19	20.6	13.7	0	0	0	0	51
7													
9	6.2	12.5	8.5	28.9	9.3	9.6	11.3	12.5	10.3	0	0	0	28.9
8													
0	4.5	7.5	4.6	24.5	9.5	19.1	5.4	9.5	4	0.7	0	0	24.5
8													
1	0.3	3	0	12.3	10.9	9.7	21	8.4	7.6	0	0	0	21
8													
2	0.5	17.5	32	15	0	5.7	7.5	1	3.1	0	0	2.3	32
8													
3	0	0	16	10.5	19.3	13.9	12.5	4.2	12.3	11.6	0	0	19.3
8													
4	7	6.4	13.5	8.4	12.5	1.5	8.4	8.1	12.5	0	0	0	13.5
8													
5	4.8	8.9	10	20	31.8	12.5	30	4.2	1	0	0	0	31.8
8													
6	19.2	28.7	7.2	23.3	10.6	23	14	0	0	1.1	4.5	0	28.7
8													
7	1	2	15.5	8.2	26	13	8.3	6.8	17.5	0	0	0	26
8													27.6
8	1.7	7.2	16	27.6	3.8	7.6	20	13.2	1	-999	0	7.2	
8													
9	5	5	13.5	13	16	0	8	16.5	2.4	1	2.3	0	16.5
9													
0	0	3.9	16.5	15.6	3.4	14	14.2	4.4	3.2	0.8	8.5	3.5	16.5
9													
1	6.5	9.6	29	7.5	8.2	1.7	13	6	7.4	8	0	0	29
9	0	1.1	12	3	0	14.9	1	17	8	0	0	0	17

[Tapez le titre du document]

2													
9													
3	8	13	9	9.9	12.2	24	0	11.2	2.4	0	0	0	24
9													45.5
4	45.5	16.5	3.9	4	10.3	2	10.7	1	0	-999	0	-999	
9													
5	11.5	22.5	8	12	19.2	22	13.5	12	7	0	11	0	22.5
9													20.8
6	3	20.8	5	12.5	13	0	0	58	0	0	0	-999	
9													
7	21	34	31.2	6	3.3	5.7	4	28.8	14.1	0	0	2.2	34
9													
8	1.2	1.8	2.1	24	46.6	24.6	14.1	0	9.9	0	0	0	46.6
9													
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45.5
0													
0	38.5	45.7	21.8	9.8	10.7	20.5	1.6	18.8	3.9	0	2.9	0	45.7
0													
1	7.5	4.9	73.3	10.5	4	1.4	15.6	13.5	27.4	0	0	5.5	73.3
0													
2	0	10.8	19.1	5.7	18.3	8.5	2.1	17	6.3	4.1	0	0	19.1
0													
3	2.4	6.5	15.8	24.9	7.4	10.6	6.7	16.4	27.9	11.4	0	0	27.9
0													
4	2.6	11.6	12.7	42.2	9.2	10.6	6.6	0.8	1.1	1.1	0	0	42.2
05	3.8	9.1	30	10.2	18.8	11.6	10.2	8	11.8	6.4	0	0	30
0													
6	9.7	0	0	12.6	15.4	6.6	13.2	13.8	2.6	0	0	0	15.4

Débits moyens mensuels à la station proche du bassin Djidiouia

	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juillet	aout	Qmoy
61	0.26	0.35	0.43	0.57	0.4025	2.0125	0.67	0	0	0	0	0	0.391
62	0.11	0.11	0.11	0.11	0.23	3.07	2.33	1.39	0.6	0.11	0.11	0.11	0.699
63	0.17	0.19	0.18	1.59	0.11	7.88	2.28	0.51	1.9	0.34	0.11	0.11	1.281
64	0.15	0.17	0.23	1.73	1.44	0.38	1.25	2.21	0.36	0.22	0.18	0.15	0.706
65	0.2	0.2	0.21	0.5	9.1	2.55	2.48	8.54	0.56	0.26	0.24	0.2	2.087
66	0.28	4.11	0.36	0.24	0.35	0.2	0.22	0.24	1.46	0.22	0.16	0.13	0.664
67	0.22	0.21	0.48	1.53	0.29	0.5	0.26	0.86	0.25	0.35	0.2	0.2	0.446
68	0.12	0.13	0.24	3.46	0.55	0.84	1.61	0.47	0.11	0.18	0.11	0.12	0.662
69	0.28	5.94	1.02	8.6	1.71	1.82	4.15	2.68	3.07	0.49	0.19	0.14	2.508
70	0.15	0.15	0.15	0.18	8.98	2.07	1.57	1.08	0.55	0.26	0.16	0.14	1.287
71	0.14	0.32	1.46	1.69	1.37	1.37	0.5	1.68	4.27	0.45	0.28	0.14	1.139

[Tapez le titre du document]

72	0.49	0.94	0.42	0.89	11.16	7.28	12.04	3.1	3.6	0.78	0.32	0.26	3.440
73	0.16	0.26	0.2	0.67	1.54	3.49	2.27	2.79	1.02	0.5	0.18	0.17	1.104
74	0.23	0.54	0.61	0.27	0.42	1.48	2.24	4.92	1.46	0.59	0.15	0.28	1.099
75	0.14	0.14	0.46	0.25	0.28	0.72	3.76	1.11	0.65	0.2	0.11	0.15	0.664
76	0.4	1.83	1.24	1.48	0.22	6.65	1.67	0.77	0.85	0.2	0.14	0.21	1.305
77	0.12	0.14	0.21	0.65	3.48	1.67	0.69	0.5	0.46	0.32	0.12	0.12	0.707
78	0.13	0.93	0.27	0.57	1.17	0.96	1.41	1.45	0.46	0.18	0.11	0.13	0.648
79	0.22	0.67	0.75	1.56	1.17	2.99	6.51	1.55	0.44	0.41	0.13	0.12	1.377
80	0.16	0.18	0.25	3.77	1.34	0.55	2.31	0.59	1.14	0.15	0.11	0.12	0.889
81	0.12	0.16	0.13	1.26	1.72	1.77	0.93	0.81	0.35	0.13	0.11	0.11	0.633
82	0.11	1.02	2.61	3.88	0.78	1.75	1.04	0.93	0.85	0.28	0.24	0.22	1.143
83	0.11	0.12	1.34	0.51	0.7	0.65	0.34	0.2	0.14	0.12	0.11	0.11	0.371
84	0.11	0.13	0.47	0.38	0.7	0.81	0.47	0.25	0.35	0.37	0.11	0.11	0.355
85	0.23	0.14	0.18	0.15	0.84	0.42	0.74	0.19	0.34	0.11	0.11	0.11	0.297
86	0.16	2.07	0.15	0.36	1.7	5.88	4.38	0.75	0.17	0.16	0.11	0.11	1.333
87	0.13	0.67	1.26	0.22	1.08	4.84	0.95	0.28	0.12	0.11	0.14	0.11	0.826
88	0.11	0.22	0.31	0.72	1.3	0.31	0.27	0.23	0.27	0.2	0.11	0.11	0.347
89	0.5	0.12	0.37	0.12	0.14	0.27	0.57	0.25	0.47	0.44	0.11	0.11	0.289
90	0.24	0.2	0.23	0.73	0.84	0.19	0.11	0.53	0.75	0.11	0.11	0.13	0.348
91	0.11	0.37	0.24	0.16	0.25	0.43	2.15	0.55	0.13	0.11	0.11	0.11	0.393
92	0.11	0.12	0.48	0.23	0.29	0.12	0.46	0.76	0.25	0.11	0.14	0.18	0.271
93	0.35	0.77	0.23	0.66	0.11	0.12	0.14	0.35	0.45	0.11	0.11	0.11	0.293
94	2.8	2.5	0.53	0.24	0.31	0.95	0.11	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.667
95	0.13	0.44	0.21	0.38	0.59	0.11	0.87	0.13	0.15	0.11	0.11	0.7	0.328
96	0	0	0	0	0.68	5.29	3.14	1.23	0.73	0.46	0.32	0	0.988

Apport solide moyen annuels

Années	Apport solide (Kt)
1961	847.72
1962	1406.96
1963	760.8
1964	2098.21
1965	301.57
1966	1908.04
1967	575
1968	1972.17
1969	4707.42
1970	972.93
1971	3989.91
1972	1513.26
1973	1172.47
1974	1183.14
1975	689.13
1976	2774.43
1977	440
1978	1613.61
1979	986.25
1980	1219.82
1981	293.3
1982	2973.25
1983	212.92
1984	249.64
1985	1933.92
1986	1867.3
1987	465.66
1988	96.38
1989	272.47
1990	311.73
1991	199.62
1992	74.64
1993	1882.18
1994	2688.74
1995	1345
1996	594.24